

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده: عمران و معماری

گروه: عمران

## اندرکنش دینامیکی خاک و سازه در تحلیل شمع های پایه های پل

دانشجو: مسعود نیازپور

استاد راهنما:

جناب آقای دکتر نادری

استاد مشاور:

جناب آقای دکتر حسنی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

تیر ۱۳۹۰

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده: عمران و معماری

گروه: عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای مسعود نیازپور

تحت عنوان: اندرکنش دینامیکی خاک و سازه در تحلیل شمع های پایه های پل

در تاریخ ..... توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی  
و با درجه ..... مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی:		نام و نام خانوادگی:
	نام و نام خانوادگی:		نام و نام خانوادگی:

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی:		نام و نام خانوادگی:
			نام و نام خانوادگی:
			نام و نام خانوادگی:
			نام و نام خانوادگی:

تقدیم به پدر و مادر عزیزم

که همیشه با صبر و شکیبائی در کنارم بودند

و در راه رسیدن به این جایگاه، تلاشهای بسیاری نمودند.

## تشکر و قدردانی

با تشکر از تمامی اساتید گروه سازه دانشگاه صنعتی شاهرود که در دروس دوره کارشناسی ارشد، راه رسیدن به دریای بیکران علم را به اینجانب نشان دادند و به سوالات و مشکلات دانشجویان با حوصله و اشتیاق فراوان گوش جان می سپردند و ما را در این امر راهنمایی می نمودند.

ضمناً از زحمات بی دریغ استاد راهنمای خود جناب آقای دکتر نادری که در انجام این پایان نامه، در همه شرایط با بردباری فراوان به بنده کمک فرمودند تا این پایان نامه به نحو احسن برای دستداران علم مهندسی عمران ارائه گردد نهایت تشکر و سپاسگزاری را دارم.

باشد که این پایان نامه، بتواند کمک هر چند کوچکی در راستای رسیدن به قله های افتخار برای کشور عزیزمان فراهم نماید.

مسعود نیازپور

تیرماه ۱۳۹۰

دانشجو تایید می نماید که مطالب مندرج در این پایان نامه نتیجه تحقیقات خودش می باشد و در صورت استفاده از نتایج دیگران، مرجع آن را ذکر نموده است.

کلیه حقوق مادی مترتب از نتایج مطالعات، آزمایشات و نوآوری ناشی از تحقیق موضوع این پایان نامه متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد.

تیرماه ۱۳۹۰

## چکیده

در گذشته در تحلیل سازه ها ، خاک و سازه را به صورت کاملا مجزا از یکدیگر تحلیل و طراحی می کردند. این فرض فقط در حالتی صادق است که سازه بر روی بستر سنگی قرار داشته باشد. امروزه برای جلوگیری از آسیب هایی نظیر جداشدن سازه از فنداسیون و شکست ناگهانی ، در طراحی سازه های بزرگ ، اثرات اندرکنشی بین خاک و سازه را در نظر می گیرند. پایه های پل هایی که بر روی خاک نرم قرار دارند یکی از انواع سازه هایی هستند که در معرض اثرات اندرکنش خاک و سازه قرار دارند. معمولا در این موارد به ندرت از شمع تک و عمدتا از گروه شمع استفاده می کنند. در این پایان نامه سعی شده است که اثرات اندرکنش خاک و سازه را در شمع های تک تحت بارگذاری های مختلف بررسی کنیم و پس از آن ، اثرات اندرکنش خاک و سازه را در یک گروه شمع نشان دهیم.

جهت این کار از روش اجزاء محدود برای تحلیل مسائل عددی خود استفاده می کنیم و برای این کار از نرم افزار ABAQUS کمک می گیریم. نتایج تحلیل های مورد بررسی در این پایان نامه نشان می دهد که اثرات اندرکنش خاک و شمع تحت بارگذاری استاتیکی ، تاثیر چندانی در مقادیر تغییرمکان ها و تنش های اصلی ماکسیمم نخواهد داشت. ولی اندرکنش خاک و شمع در بارگذاری های دینامیکی باعث کاهش تغییرمکان ها و تنش های اصلی ماکسیمم خواهد شد.

کلیدواژه: اندرکنش دینامیکی ، خاک و سازه ، پایه پل ، شمع ، گروه شمع ، روش اجزاء محدود

## لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

- ۱- نادری ر ، نیازپور م ، کریمی فرزقی ب ، (۱۳۹۰)، "تحلیل اندرکنش خاک و سازه پایه های یک پل شمع دار با استفاده از روش اجزاء محدود" ، مجموعه مقالات ششمین کنگره ملی مهندسی عمران ، جلد اول ، ص ۷۳ ، سمنان .



## فهرست مطالب

### فصل اول: مفهوم اندرکنش خاک و سازه

- ۱-۱ کلیات ..... ۶
- ۲-۱ تاریخچه اهمیت اندرکنش در سازه ها ..... ۷
- ۳-۱ مفهوم اندرکنش خاک و سازه ..... ۸
- ۱-۳-۱ تعریف اندرکنش جنبشی ..... ۹
- ۲-۳-۱ تعریف اندرکنش اینرسی ..... ۹
- ۴-۱ چگونگی اندرکنش خاک و سازه ..... ۹
- ۵-۱ انعکاس موج ..... ۱۰
- ۶-۱ انکسار موج ..... ۱۰
- ۷-۱ اثرات اندرکنش خاک و سازه ..... ۱۱
- ۸-۱ پیشنهاد آئین نامه ها ..... ۱۱

### فصل دوم: معرفی اندرکنش خاک و سازه در سازه های مختلف

- ۱-۲ تعریف ..... ۱۳
- ۲-۲ انواع سازه ها از نظر تکیه گاهی ..... ۱۳
- ۱-۲-۲ سازه هایی که در آنها زمین به عنوان تکیه گاه سازه محسوب می شوند. .... ۱۴
- ۱-۲-۲-۱ سازه های ساختمانی انعطاف پذیر ..... ۱۴
- ۲-۲-۲-۱ سازه های ساختمانی صلب ..... ۱۶
- ۳-۲-۲-۱ تقویت و بهسازی فنداسیون ..... ۱۶
- ۴-۲-۲-۱ پل ها ..... ۱۷
- ۵-۲-۲-۱ سازه های دریایی ..... ۱۸
- ۶-۲-۲-۱ مخازن ذخیره ..... ۱۹
- ۲-۲-۲ سازه هایی که در آنها خود سازه به عنوان تکیه گاه زمین محسوب می شوند. .... ۲۰

۲۱	..... دیوارهای حائل ۱-۲-۲-۲
۲۲	..... تونل ها ۲-۲-۲-۲
۲۲	..... سازه های مدفون ۳-۲-۲-۲
فصل سوم: مدلسازی اندرکنش خاک و سازه	
۲۴	..... کلیات ۱-۳
۲۵	..... رفتار تئوری و واقعی ۲-۳
۲۶	..... بررسی و شناسائی رفتار زمین ۳-۳
۲۶	..... تنش موثر ۱-۳-۳
۲۷	..... تاریخچه بارگذاری ۲-۳-۳
۲۸	..... تاثیرات خاک غیرهمگن ۳-۳-۳
۲۸	..... تحقیقات محلی و زمینی ۴-۳-۳
۲۹	..... نمونه گیری و آزمایش مکانیک خاک ۱-۴-۳-۳
۲۹	..... آزمایش های میدانی ۲-۴-۳-۳
۳۰	..... رژیم سفره آب زیرزمینی ۳-۴-۳-۳
۳۰	..... شرایط معدنی ۴-۴-۳-۳
۳۱	..... تغییر مکان های مجاز ۵-۳-۳
۳۳	..... محدودیت های سرویس ۶-۳-۳
۳۴	..... حرکات زمین و فنداسیون ۷-۳-۳
۳۷	..... پاسخ دینامیکی ۸-۳-۳
۳۹	..... روشهای مدلسازی خاک لایه ای ۹-۳-۳
۴۰	..... ایده آل سازی ۴-۳
۴۰	..... هندسه خاک ۱-۴-۳
۴۰	..... خصوصیات خاک ۲-۴-۳
۴۱	..... برآیند بارها ۳-۴-۳

۴-۳-۴ هندسه سازه ..... ۴۱

۴-۳-۵ بارگذاری سازه ..... ۴۱

۴-۳-۶ خصوصیات سازه ای ..... ۴۱

#### فصل چهارم: روشهای تحلیل مسائل اندرکنش خاک و سازه

۴-۴-۱ روشهای تحلیل مسائل اندرکنش خاک و سازه ..... ۴۴

۴-۴-۲ روش کامل ( مستقیم ) ..... ۴۴

۴-۴-۲-۱ معادلات حرکت ..... ۴۴

۴-۴-۲-۱-۱ معادلات حرکت در حوزه زمان ..... ۴۵

۴-۴-۲-۱-۲ معادلات حرکت در حوزه فرکانس ..... ۴۷

۴-۴-۳ روش زیرسازه ..... ۴۹

۴-۴-۳-۱ تحلیل زیرسازه در فنداسیون انعطاف پذیر ..... ۴۹

۴-۴-۳-۱-۱ معادلات حرکت در جابجایی های کل ..... ۴۹

۴-۴-۳-۲ تحلیل زیرسازه در فنداسیون صلب ..... ۵۲

۴-۴-۳-۲-۱ معادلات اساسی حرکت در جابجایی های کل ..... ۵۲

۴-۴-۴ شرط تابش ..... ۵۳

۴-۴-۴-۱ شرط تابش در حوزه زمان ..... ۵۳

۴-۴-۴-۲ شرط تابش در حوزه فرکانس ..... ۵۴

۴-۴-۵ آنالیز دوبعدی تنش ..... ۵۵

۴-۴-۵-۱ تنش مستوی ..... ۵۵

۴-۴-۵-۲ کرنش مستوی ..... ۵۶

#### فصل پنجم: معرفی اندرکنش خاک و سازه در شمع های پایه های پل

۴-۵-۱ هدف سازه ای پل ها ..... ۵۹

۴-۵-۲ مرز مشترک پل و خاک ..... ۶۰

۴-۵-۳ خصوصیات اندرکنش خاک و سازه در پل ها ..... ۶۱

- ۴-۵ ماهیت اندرکنش خاک و سازه در پل ها ..... ۶۱
- ۵-۵ ساخت پل ها ..... ۶۳
- فصل ششم: حل مسائل کاربردی
- ۱-۶ روابط تخمینی برای ظرفیت باربری شمع ..... ۶۷
- ۱-۱-۶ ظرفیت باربری نهائی نوک  $Q_p$  ..... ۶۸
- ۱-۱-۶-۱ روش مایرهورف در تعیین ضرایب ظرفیت باربری ..... ۶۹
- ۱-۶-۲ ظرفیت باربری اصطکاکی جدار شمع ( ظرفیت باربری جلدی) ..... ۷۰
- ۲-۶ ظرفیت باربری مجاز شمع ..... ۷۱
- ۳-۶ ظرفیت کششی شمعها ..... ۷۲
- ۳-۶-۱ ظرفیت کششی شمعها در رس ..... ۷۲
- ۳-۶-۲ ظرفیت کششی مجاز شمعها ..... ۷۳
- ۴-۶ مدلسازی یک شمع در خاک تحت بار کششی استاتیکی ..... ۷۴
- ۴-۶-۱ مدلسازی بدون المان Interface ..... ۷۴
- ۴-۶-۲ مدلسازی با المان Interface ..... ۷۶
- ۴-۶-۳ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع ..... ۷۸
- ۵-۶ مدلسازی یک شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی ..... ۸۰
- ۵-۶-۱ مدلسازی بدون المان Interface ..... ۸۰
- ۵-۶-۲ مدلسازی با المان Interface ..... ۸۲
- ۵-۶-۳ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع ..... ۸۳
- ۶-۶ مدلسازی یک شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی و نیروی زلزله ال سنترو در جهت افقی ..... ۸۶
- ۶-۶-۱ مدلسازی با المان Interface ..... ۸۷
- ۶-۶-۲ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع ..... ۸۹
- ۷-۶ مدلسازی یک شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی و نیروی زلزله ال سنترو در جهت قائم ..... ۹۲
- ۷-۶-۱ مدلسازی با المان Interface ..... ۹۳

- ۶-۷-۲ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع..... ۹۵
- ۶-۸ گروه شمع..... ۹۷
- ۶-۸-۱ گروه شمعها در رس..... ۹۹
- ۶-۹ مدلسازی گروه شمع ۱×۲ تحت بارهای قائم و جانبی دینامیکی..... ۱۰۰
- ۶-۹-۱ مدلسازی گروه شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی و نیروی زلزله ال سنترو..... ۱۰۱
- ۶-۹-۱-۱ مدلسازی با المان Interface..... ۱۰۱
- ۶-۹-۲ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع..... ۱۰۳
- ۶-۱۰ مدلسازی گروه شمع ۲×۲ تحت بارهای قائم و جانبی دینامیکی..... ۱۰۵
- ۶-۱۰-۱ مدلسازی گروه شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی و نیروی زلزله ال سنترو..... ۱۰۵
- ۶-۱۰-۱-۱ مدلسازی با المان Interface..... ۱۰۶
- ۶-۱۰-۲ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع..... ۱۰۸

فصل هفتم: نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات

- ۷-۱ نتایج..... ۱۱۲
- ۷-۲ پیشنهادات..... ۱۱۴

## فهرست اشکال

- شکل ۱-۱ واژگونی سازه به طور کامل در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی..... ۸
- شکل ۲-۱ جداسدن سازه از فنداسیون در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی..... ۸
- شکل ۱-۲ نمونه ای از تقویت و بهسازی فنداسیون..... ۱۷
- شکل ۲-۲ نمونه هایی از چند سازه دریایی نصب شده در کف دریا..... ۱۹
- شکل ۳-۲ نمونه هایی از چند سازه دریایی شناور..... ۱۹
- شکل ۴-۲ نمونه ای از مخازن ذخیره نفت خام..... ۲۰
- شکل ۵-۲ دیوار حائل یک پل قوسی..... ۲۱
- شکل ۱-۳ در نظرگیری و عدم در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه..... ۲۵
- شکل ۲-۳ نمایش حرکات فنداسیون..... ۳۵
- شکل ۱-۴ کل سیستم خاک و سازه..... ۴۵
- شکل ۲-۴ ماتریس سختی دینامیکی و اعمال نیروی زلزله به قسمت‌های مختلف خاک..... ۵۰
- شکل ۳-۴ سیستم خاک و سازه با فنداسیون صلب..... ۵۲
- شکل ۴-۴ سیستم خاک به همراه خاک برداری و مرز مشترک صلب سازه و خاک..... ۵۳
- شکل ۵-۴ تنش مستوی (تمامی بارها فقط در صفحه x-y اعمال شده اند)..... ۵۵
- شکل ۶-۴ کرنش مستوی (تمامی بارها فقط در صفحه x-y اعمال شده اند)..... ۵۶
- شکل ۱-۵ تغییر مکان های افقی و قائم ناشی شده از ساخت خاکریز بر روی زمین نرم..... ۶۲
- شکل ۲-۵ اثر ترتیب ساخت..... ۶۲
- شکل ۳-۵ پایه های پل های شمعی..... ۶۲
- شکل ۴-۵ بالا آمدن زمین ناشی از آزاد شدن تنش قائم..... ۶۳
- شکل ۱-۶ نمایش ظرفیت های باربری نهائی ، نوک و جلدی شمع..... ۶۸
- شکل ۲-۶ تغییرات حداکثر مقادیر  $N_c^*$  و  $N_q^*$  با زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  (مایر هوف ۱۹۷۶)..... ۶۹

- شکل ۳-۶ تغییرات  $\alpha$  با چسبندگی زهکشی نشده رس..... ۷۱
- شکل ۴-۶ مقطع وسط لایه خاک مدل شده..... ۷۴
- شکل ۵-۶ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی بدون المان Interface تحت نیروی کششی استاتیکی..... ۷۵
- شکل ۶-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل بدون المان Interface تحت نیروی کششی استاتیکی..... ۷۵
- شکل ۷-۶ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی کششی استاتیکی..... ۷۷
- شکل ۸-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی کششی استاتیکی..... ۷۷
- شکل ۹-۶ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و در نظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی کششی استاتیکی..... ۷۹
- شکل ۱۰-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و در نظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی کششی استاتیکی..... ۷۹
- شکل ۱۱-۶ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی بدون المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی..... ۸۱
- شکل ۱۲-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل بدون المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی..... ۸۱
- شکل ۱۳-۶ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی..... ۸۲
- شکل ۱۴-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی..... ۸۲

شکل ۶-۱۵ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی.....۸۴

شکل ۶-۱۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی.....۸۴

شکل ۶-۱۷ نمایش شتاب بر حسب زمان در زلزله ال سنترو در جهت افقی ، دره امپریال ۱۸ می ۱۹۴۰ میلادی.....۸۶

شکل ۶-۱۸ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی.....۸۸

شکل ۶-۱۹ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی.....۸۸

شکل ۶-۲۰ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی.....۹۰

شکل ۶-۲۱ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی.....۹۰

شکل ۶-۲۲ نمایش شتاب بر حسب زمان در زلزله ال سنترو در جهت قائم ، دره امپریال ۱۸ می ۱۹۴۰ میلادی.....۹۲

شکل ۶-۲۳ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم.....۹۴

شکل ۶-۲۴ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم.....۹۴



شکل ۶- ۲۵ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم.....۹۶

شکل ۶- ۲۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم.....۹۶

شکل ۶- ۲۷ گروه شمع.....۹۸

شکل ۶- ۲۸ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو.....۱۰۲

شکل ۶- ۲۹ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو.....۱۰۲

شکل ۶- ۳۰ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو.....۱۰۳

شکل ۶- ۳۱ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو.....۱۰۳

شکل ۶- ۳۲ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو.....۱۰۷

شکل ۶- ۳۳ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو.....۱۰۷

شکل ۶- ۳۴ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو.....۱۰۹

شکل ۶- ۳۵ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو.....۱۰۹

## فهرست جداول

- جدول ۶-۱ لاغری شمع های با طول های مختلف با در نظر گرفتن  $K=1$ .....۶۶
- جدول ۶-۲ مشخصات لایه خاک و بتن شمع.....۶۷
- جدول ۶-۳ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی کششی استاتیکی.....۸۰
- جدول ۶-۴ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی کششی استاتیکی.....۸۰
- جدول ۶-۵ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی.....۸۵
- جدول ۶-۶ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی.....۸۵
- جدول ۶-۷ مقادیر در نظر گرفته شده شتاب افقی در ۵ ثانیه اول زلزله ال سنترو.....۸۷
- جدول ۶-۸ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی.....۹۱
- جدول ۶-۹ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی.....۹۱
- جدول ۶-۱۰ مقادیر در نظر گرفته شده شتاب قائم در ۴ ثانیه اول زلزله ال سنترو.....۹۳
- جدول ۶-۱۱ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم.....۹۷
- جدول ۶-۱۲ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم.....۹۷

جدول ۶-۱۳ مقایسه تغییرمکان های قائم با فرض در نظرگیری اندرکنش و عدم در نظرگیری اندرکنش در گروه شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترال.....۱۰۴

جدول ۶-۱۴ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظرگیری اندرکنش و عدم در نظرگیری اندرکنش در گروه شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترال.....۱۰۴

جدول ۶-۱۵ مقایسه تغییرمکان های قائم با فرض در نظرگیری اندرکنش و عدم در نظرگیری اندرکنش در گروه شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترال.....۱۱۰

جدول ۶-۱۶ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظرگیری اندرکنش و عدم در نظرگیری اندرکنش در گروه شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترال.....۱۱۰

# مقدمه

تا پیش از سال ۱۹۷۰، طراحی سازه‌ها با فرض این که زمین و سازه نسبت به یکدیگر مجزا هستند انجام می‌شد. موسسه مهندسان سازه، به حمایت از به رسمیت شناختن اثر اندرکنشی که رد و بدل می‌شود، در سال ۱۹۷۱ یک گروه ویژه برای مطالعه موضوع و تهیه آئین نامه‌ای به این منظور تشکیل داد. این کار منجر به تشکیل یک کمیته تخصصی شد که موضوع اندرکنش خاک و سازه در مجله گروه هنر در سال ۱۹۷۸ به چاپ رسید. [Institution of Structural Engineers (1989)]

همگام با فعالیت‌های موسسه مهندسان سازه در ارتباط با بازنگری کار انجام شده در سال ۱۹۷۸، لزوم تجدید نظر و توسعه آن، تشخیص داده شد. موسسه مهندسان سازه با همکاری موسسه مهندسان عمران و انجمن بین‌المللی مهندسی پل و سازه مسئولیت بررسی و حل مسائلی که اثرات اندرکنشی در آن وجود داشت را به عهده گرفت و شروع به تهیه یک راهنمای جامع که انواع سازه‌ها را تحت پوشش قرار می‌داد نمود.

در فصل اول به تفصیل، به اندرکنش خاک و سازه خواهیم پرداخت و مفهوم اندرکنش جنبشی و اندرکنش اینرسی را که ترکیب این دو با یکدیگر، اندرکنش دینامیکی خاک و سازه را تشکیل می‌دهند مورد بررسی قرار خواهیم داد. در این فصل به چگونگی اندرکنش خاک و سازه اشاره خواهیم نمود.

در فصل دوم به معرفی اندرکنش خاک و سازه در سازه‌های مختلف می‌پردازیم: الف) سازه‌هایی که زمین به عنوان تکیه‌گاه سازه محسوب می‌شوند ب) سازه‌هایی که خود سازه به عنوان تکیه‌گاه برای زمین محسوب می‌شوند. سازه‌های ساختمانی انعطاف‌پذیر<sup>۱</sup>، سازه‌های ساختمانی صلب<sup>۲</sup>، تقویت و بهسازی فنداسیون<sup>۳</sup>، پل‌ها، سازه‌های دریایی<sup>۴</sup> و مخازن ذخیره<sup>۵</sup> نمونه‌هایی از حالت الف می‌باشند.

<sup>1</sup> Flexible Building Structures

<sup>2</sup> Rigid Building Structures

<sup>3</sup> Underpinning

<sup>4</sup> Offshore Structures

<sup>5</sup> Storage – tank Structures

دیوارهای حائل<sup>۱</sup>، تونل‌ها<sup>۲</sup> و سازه‌های مدفون<sup>۳</sup> نیز نمونه‌هایی از حالت ب می‌باشند.

در فصل سوم، به مدلسازی اندرکنش خاک و سازه خواهیم پرداخت. ۳ روش برای مدلسازی اندرکنش خاک و سازه را معرفی خواهیم کرد: (۱) درنظر گرفتن خاک به صورت جرم، فنر و میرایی معادل (مدل وینکلر<sup>۴</sup>)، (۲) درنظرگرفتن خاک به صورت تیر برشی با جرم پیوسته و یا متمرکز با سختی گسترده، (۳) مدل نمودن خاک به صورت مدل اجزاء محدود. به بررسی و شناسائی رفتار زمین اشاره می‌شود.

در فصل چهارم، روشهای تحلیل مسائل اندرکنش خاک و سازه را توضیح می‌دهیم. دو روش حل برای تحلیل مسائل اندرکنش ارائه می‌شود: روش زیرسازه و روش مستقیم (کامل). در این فصل معادلات حرکت برای چند مورد از هر دو روش ارائه می‌گردد. مدلسازی به صورت دوبعدی به صورت آنالیز کرنش مستوی و تنش مستوی را در این فصل توضیح خواهیم داد.

در فصل پنجم، اندرکنش خاک و سازه در پل‌ها به صورت کامل شرح داده می‌شود. خصوصیات و ماهیت اندرکنش خاک و سازه در پل‌ها را توضیح خواهیم داد.

در فصل ششم، کاربرد روشهای عددی را در حل مسائل اندرکنش خاک و سازه مورد بررسی قرار خواهیم داد. روش عددی که در این پایان‌نامه با آن، مدلسازی اندرکنش خاک و سازه را انجام می‌دهیم روش اجزاء محدود می‌باشد و جهت این منظور از نرم افزار ABAQUS استفاده می‌کنیم. در ابتدای این فصل، روابطی برای به دست آوردن ظرفیت باربری و همچنین ظرفیت کششی شمعه‌ها ارائه می‌شود. پس از آن، یک شمع مدفون در خاک را با اعمال بارگذاری کششی و فشاری استاتیکی مدلسازی می‌کنیم. سپس با اعمال نیروی دینامیکی پاسخ همین شمع را بررسی می‌کنیم. در پایان این فصل، به مدلسازی یک گروه شمع که به عنوان شالوده عمیق در پایه‌های پل مورد استفاده قرار می‌گیرند می‌پردازیم. در این فصل مشاهده خواهیم کرد که برای بارگذاری‌های کششی استاتیکی،

<sup>1</sup> Earth – Retaining Structures

<sup>2</sup> Tunnels

<sup>3</sup> Buried Structures

<sup>4</sup> Winkler

اندرکنش خاک و سازه کمکی به وضعیت تغییرمکان ها و تنش ها نخواهد کرد. در بارگذاری های فشاری استاتیکی ، اندرکنش خاک و سازه تاثیرگذار خواهد بود. مشاهده خواهد شد که در بارگذاری های دینامیکی، نیز اندرکنش خاک و سازه در تحلیل مساله اثرگذار خواهد بود.

در فصل هفتم و پایانی، نتیجه حاصل از تحقیق و پژوهش خود را در اختیار قرار خواهیم داد و پیشنهادات لازم را جهت ادامه این کار ارائه خواهیم نمود.

## فصل اول

### مفهوم اندرکنش خاک و سازه



## ۱-۱ کلیات

رفتار واقعی سازه متصل به زمین، فرآیند اندرکنشی است که در مرحله ساخت آغاز می شود و پس از سازگاری تنش ها و کرنش ها و رسیدن به حالت تعادل در سازه و زمینی که سازه روی آن قرار دارد خاتمه می یابد. [Institution of Structural Engineers (1989)]

ساختمان ها، مخازن ذخیره آب، پل های در مجاورت خاکریزی زیاد روی خاک نرم، لوله های مدفون و آبگذرها، سیستم های نگهدارنده، تونل ها و سکوهای دریایی، همگی اثرات اندرکنشی را در خود تجربه می کنند.

یک سازه ساخته شده، بهترین نمونه برای وجود کرنش و اثرات وابسته به زمان که باعث تغییرات در فشارهای وارد به زمین می شوند، می باشد.

چشم پوشی از مکانیزم رفتار سازه ای که به اندرکنش خاک و سازه شناخته شده است، تصمیم عاقلانه ای بود که مهندسان گرفتند. اندرکنش رخ خواهد داد و گاهی ممکن است اثرات آن، خارج از تصور باشد. یک ایده، طراحی سازه به طور مجزا می باشد که در دو صورت می تواند منجر به حل رضایت بخش شود:

زمین، قادر به تحمل بارگذاری، با تغییرمکان های قابل قبول باشد.

زمین به وسیله بعضی تکنیک های مناسب، به سختی و مقاومت مطلوبی برسد.

معمولاً به کارگیری شمع در فنداسیون، برای ساخت فنداسیون های صلب، به سازه ها این امکان را می دهند که به صورت مجزا از زمین طراحی شوند. با وجود اینکه فنداسیون های تقویت شده با شمع، قابل اطمینان می باشند، الزاما اقتصادی نمی باشند و ممکن است در اکثر مواقع، طرحی محافظه کارانه را نتیجه دهد.

در اکثر موارد، رفتار اندرکنشی نیازمند بررسی است به جز در مواردی که سختی و مقاومت

زمین و یا مقاومت سازه خیلی زیاد باشد.

شرایطی وجود دارد که اندرکنش، از وجود یک سازه در یک محل خاص ناشی می شود و نه از وزن سازه روی زمین. از فعالیت هایی نظیر نشست زمین ناشی از استخراج مواد معدنی، رانش های بسیار بزرگ زمین و یا وقایع لرزه ای، تغییرمکان ها و شتاب های زمین به وجود می آیند. رفتار واقعی سازه ها مربوط به تغییر خصوصیات زمین از یک نقطه به نقطه ی دیگر است و قابل توجه است که این تغییرات، همیشه با حفاری محلی، نمونه گیری و آزمایش، قابل شناسایی نیستند. [Institution of Structural Engineers (1989)]

## ۲-۱ تاریخچه اهمیت اندرکنش در سازه ها

دهها سال است که تاثیر اندرکنش میان خاک و سازه شناخته شده است. [قدرتی (۱۳۹۰)] گزارشهای متعدد خسارات لرزه ای سازه ها از یک سو و نتایج تحقیقات تجربی-تحلیلی از سوی دیگر نشان می دهند که اثرات اندرکنش خاک و سازه می تواند عامل موثری در آسیب پذیری لرزه ای سازه ها باشد. نمونه بارز این اثرات در زلزله ۱۹۸۵ مکزیک نمایان شد. [توکلی (۱۳۹۰)] در این زلزله، علاوه بر اثرات ساختگاهی، وجود لایه خاک نرم روی بستر سنگی باعث اندرکنش شدید خاک و سازه گردید به طوری که ساختمانهای با پیوند ارتعاشی حدود ۲ ثانیه به شدت خسارت دیده و یا منهدم شدند. به عقیده بسیاری از محققین، این زلزله نقش و اهمیت اندرکنش خاک و سازه را بیش از پیش نشان داد. بعد از وقوع این زلزله بود که تحقیقات گسترده ای در این خصوص به عمل آمده و اثرات اندرکنش خاک و سازه در ضوابط آئین نامه ای طرح لرزه ای منعکس گردید. در شکل ۱-۱ و ۲-۱ دو سازه را نشان می دهند که از قسمت فنداسیون جدا شده اند.



شکل ۱-۱ واژگونی سازه به طور کامل در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی



شکل ۲-۱ جداسدن سازه از فنداسیون در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی

### ۳-۱ مفهوم اندرکنش خاک و سازه

تغییرشکل‌های یک سازه در هنگام زلزله تحت تاثیر اندرکنش سه سیستم مرتبط با همدیگر سازه، فنداسیون و مشخصات لایه های خاک زیر و اطراف فنداسیون قرار دارد. [محمودپور (۱۳۹۰)]

آنالیز اندرکنش خاک و سازه پاسخ این سیستم ها را به حرکت زمین در میدان آزاد مورد ارزیابی قرار می دهد. گرچه در محاسبات نیروی اعمالی زلزله بر سازه، معمولاً تکیه گاه آن صلب و تغییرشکل ناپذیر فرض می گردد و از انعطاف پذیری خاک در زیر سازه صرف نظر می شود ولی مشاهدات و تجربیات گذشته نشانگر این واقعیت است که عامل تغییرشکل پذیری خاک علاوه بر تغییر خصوصیات

حرکت آزاد زمین در سطح، ممکن است به علت اندرکنش سازه تغییرات قابل توجهی در واکنش سازه در مقابل زلزله نیز ایجاد نماید. [طالبی (۱۳۸۵)]

### ۱-۳-۱ تعریف اندرکنش جنبشی

در تحلیل کلاسیک سازه ها بطور معمول، تکیه سازه بر خاک به صورت ساده و بدون در نظر گرفتن تغییر شکل خاک مدلسازی می شود. در تحلیل لرزه ای سازه ها نیز حرکت میدان آزاد زمین، که در آن وجود سازه در حرکت زمین منظور نمی گردد، به تکیه گاههای مزبور اعمال می شود. در صورتی که سختی سازه و پی در نظر گرفته شود، حرکت خاک در مجاورت سازه با حرکت میدان آزاد متفاوت خواهد بود، این اثر اندرکنش جنبشی نامیده می شود. [مویدیان (۱۳۸۷)]

### ۱-۳-۲ تعریف اندرکنش اینرسی

پاسخ دینامیکی سازه نسبت به شتاب پایه سبب تغییر شکل خاک خواهد گردید. این پدیده اندرکنش اینرسی نامیده می شود. مجموع دو اندرکنش جنبشی و اینرسی، اندرکنش خاک و سازه نام دارد و نشانگر اثر حرکت خاک بر پاسخ سازه و حرکت سازه بر پاسخ خاک است.

### ۱-۴-۱ چگونگی اندرکنش خاک و سازه

در تحلیلهای متداول دینامیکی یک سازه، روش معمول به این صورت است که حرکت میدان آزاد زمین در محل ساختگاه تعیین شود و سپس حرکت به دست آمده به پای سازه، زمانی که به صورت صلب در نظر گرفته می شود، اعمال می شود. این مورد در حالتی صحیح است که ساختمان بر روی سنگ بنا شده باشد. در حالت قرار گرفتن سازه بر روی خاک نرم، وضعیت کاملاً متفاوت است و مولفه ناشی از انعطاف پذیری تکیه گاه بر حرکات افقی پی اضافه می شود، قسمتی از انرژی ارتعاشی سازه می تواند با انتقال به خاک زیر پی، بر اثر میرایی تشعشعی حاصل از انتشار موج و میرایی

هیستریزیس مصالح خاک تلف شود. در صورتی که در حالت کلاسیک با صلب فرض کردن خاک زیر سازه این اتلاف انرژی در نظر گرفته نمی شد. در این حالت در هنگام وقوع زلزله، رفتار غیرخطی خاک زیرین و وقوع پدیده اندرکنش خاک و سازه، در پاسخ سازه ای به صورتی نتیجه می دهد که می تواند کاملاً متفاوت از پاسخ یک سازه با پای صلب قرار گرفته تحت اثر حرکت میدان آزاد زمین باشد. در موارد زیادی این اختلاف اندک بوده و قابل چشم پوشی است. در مسائل ویژه ای در واقع تحلیل دقیق بدون وارد نمودن اثر اندرکنش امکان پذیر نمی باشد. به عنوان مثال تعیین فشار لرزه ای خاک بر دیوارهای حائل بطور دقیق تنها با تحلیل سازه و خاک و اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه، ممکن است.

حضور لایه خاک، محتوای فرکانسی حرکت زمین را تغییر داده و فرکانس های بالای آن را فیلتر می کند. اثر لایه خاک بر روی امواج زمین لرزه، نتیجه یک فرآیند پیچیده است که می تواند به صورت بزرگنمایی یا کوچکنمایی دینامیکی در فرکانس های مختلف، بروز کند. اثر سازه در پاسخ خاک به دو صورت انعکاس موج و انکسار موج، خود را نشان می دهد.

### ۱-۵ انعکاس موج

زمانی که موج از یک محیط نرم (خاک) به یک محیط صلب (پی ساختمان) می رسد، منعکس می شود (اندرکنش جنبشی اتفاق می افتد). [ ناطقی الهی ف. و رضایی تبریزی ع. (۱۳۸۳) ]

### ۱-۶ انکسار موج

زمانی که موج از یک محیط نرم (خاک) به یک محیط نرم دیگر (سازه) می رسد، منکسر می شود (اندرکنش اینرسی). [ ناطقی الهی ف. و رضایی تبریزی ع. (۱۳۸۳) ]

### ۷-۱ اثرات اندرکنش خاک و سازه

بطور کلی اثرات رفتار غیرخطی خاک و پدیده اندرکنش خاک و سازه را می توان در کاهش فرکانس طبیعی سیستم، افزایش میرایی، افزایش تغییرمکانهای جانبی سازه، افزایش نیروهای لرزه ای وارد بر سازه، افزایش اثر  $P - \Delta$  برای سازه های بلند و تغییر در برش پایه ساختمان (بسته به محتوای فرکانسی زلزله و خواص دینامیکی خاک و سازه) خلاصه کرد.

### ۸-۱ پیشنهاد آئین نامه ها

ضوابط پیشنهادی آئین نامه ها از روشهای تحلیلی ساده شده برای پیش بینی اثرات اندرکنش خاک و سازه بهره می گیرند. به عنوان مثال در آئین نامه های ATC و NEHRP تمام اثرات اندرکنش خاک و سازه در دو پارامتر اصلی خلاصه می شود. پارامتر اول میزان افزایش پریرود طبیعی سازه با پایه انعطاف پذیر نسبت به سازه با پایه گیردار ( $\bar{T}/T$ ) می باشد. پارامتر دوم نیز به میزان تأثیر ضریب میرایی خاک و فنداسیون ( $\beta$ ) در افزایش ضریب میرایی سازه مربوط می شود. روابط مربوط به این دو پارامتر برای سازه یک درجه آزادی با فنداسیون صلب سطحی یا مدفون و متکی بر محیط نیمه بینهایت ویسکوالاستیک ارائه شده اند.

## **فصل دوم**

### **معرفی اندرکنش خاک و سازه**

### **در سازه های مختلف**

## ۲-۱ تعریف

در حالت کلی سازه به هر بنا و شیء ساخته شده دست بشر می گویند، در مهندسی عمران، سازه به ساختمان ها، پل ها، سدها، سیلوها، منابع ذخیره آب و هر گونه فعالیت ساختمانی که به ساخت و ساز مربوط باشد اطلاق می شود.

## ۲-۲ انواع سازه ها از نظر تکیه گاهی

به طور کلی می توان سازه ها را از جنبه های گوناگونی طبقه بندی کرد، که این طبقه بندی به شرایط و عواملی بستگی دارد که در مورد سازه ها چه مطلبی را می خواهیم مدنظر قرار بدهیم.

در این فصل، ما انواع سازه ها را از لحاظ تکیه گاه به دو گروه تقسیم بندی می کنیم:

۱. سازه هایی که در آنها زمین به عنوان تکیه گاه سازه محسوب می شوند.

۲. سازه هایی که در آنها خود سازه به عنوان تکیه گاه زمین محسوب می شوند.

تفاوت بین دو هدف اصلی در انجام آنالیز بسیار مهم است:

الف) شاید مهم ترین قسمت برای مهندس سازه، برآورد مقدار تغییر شکل نسبی و چگونگی رویداد آن باشد؛ این اطلاعات برای ارزیابی احتمال خرابی و بررسی انواع فنداسیون ها و راه حل های سازه ای آنها مورد استفاده قرار می گیرد.

ب) نیاز مبرم به محاسبه توزیع نیروها و تنش های داخلی سازه می باشد.

به خاطر اینکه به دست آوردن هدف دوم بسیار دشوارتر از هدف اول است طراح، نیازمند

مهارت به مراتب بالاتری نسبت به هدف اول می باشد.

گلدرد<sup>۱</sup> در سال ۱۹۶۹ به این نکته اشاره کرد که مهندسان می توانند نشست ناشی از یک

بارگذاری کاملاً انعطاف پذیر را به دست آورند، و یا میانگین نشست برای یک بارگذاری صلب را برآورد

کنند، اما هیچ وقت در بینابین این دو حالت حرفی برای گفتن ندارند.

<sup>1</sup> Golder



در طول چند سال اخیر، فرآیندی درست شده است که نیازمند تکنیک های عملی ساده است. برای رسیدن به این فرآیند، جمع آوری اطلاعات بر اساس رفتار مشاهده شده در سازه ها بسیار دشوار خواهد بود. دی ملو<sup>۱</sup> در سال ۱۹۶۹ به عدم منطق در رابطه با صرف نظر کردن سختی سازه ها برای محاسبه نشست نسبی تاکید کرد.

حال به بررسی هر یک از دو گروه سازه هایی که در بالا به آنها اشاره شد می پردازیم:

## ۲-۲-۱ سازه هایی که در آنها زمین به عنوان تکیه گاه سازه محسوب می شوند.

نمونه هایی از این گونه سازه ها عبارتند از:

سازه های ساختمانی انعطاف پذیر

سازه های ساختمانی صلب

تقویت و بهسازی فنداسیون

پل ها

سازه های دریایی

مخازن ذخیره

حال به طور مختصر، هر یک از آنها را معرفی می کنیم:

## ۲-۲-۱-۱ سازه های ساختمانی انعطاف پذیر

برای بسیاری از موقعیت هایی که خاک زیر سازه، قبل از ساخت بارگذاری شده است (تنش پیش تحکیمی وارد شده است)، پس از قبول نمودن سازگاری سازه - زمین، طراحی سازه نسبتاً مجزا انجام می شود.

<sup>1</sup> De Mello

سازه، انعطاف پذیر در نظر گرفته می شود و توزیع بارها در سطوح مشخصی به صورت یکنواخت در نظر گرفته می شود. اگر محاسبات ژئوتکنیکی متداول، تطبیق تغییرمکان زمین، قالب فلزی<sup>1</sup> و قسمت های مختلف سازه را اثبات کند، نیازی به در نظر گرفتن اثرات اندرکنشی نیست. اما اگر محاسبات ژئوتکنیکی نشان دهد که این تغییرمکان ها با یکدیگر مطابقتی ندارند، آنگاه برای طراحی و ساخت در این شرایط، دقت بیشتری باید مدنظر قرار گیرد.

تغییرمکان های مورد انتظار یک ساختمان فقط در صورتی با یکدیگر مطابقت دارند که با آزمایشهای مشابه انجام شده باشند و یا با معیارهایی که برلند<sup>2</sup> و راث<sup>3</sup> در سال ۱۹۷۵ منتشر کرده اند قابل تطبیق باشند. این محدودیت ها، در موقعیت هایی که مشکلات از آن موقعیت ها نشات می گرفت، با استفاده از عملی شدن فرضیه تجربی در طراحی نشان داده شد. انحراف های اساسی در طراحی سنتی سازه ای، بارگذاری متداول و مرسوم و شرایط زمینی مربوطه، باعث اجرای ضعیف سازه ها می شوند.

تا زمانی که پاسخ سازه اصلی به بارگذاری ناشی از ترکیب المان های ثانویه (دیوارهای جداکننده، قالب فلزی و...) به تعادل نرسیده است، باید اندرکنش این المان های ثانویه را در نظر گرفت.

در شرایطی که در ساختمان ها، تغییرمکان های به دست آمده از محاسبات ژئوتکنیکی مرسوم، با یکدیگر مطابقت ندارند - با در نظر گرفتن یک سازه انعطاف پذیر - برای اجازه دادن به تشکیل مفصل و رسیدن به انعطاف پذیری کلی، باید مفصل های حرکتی در نظر گرفته شود.

برای اجازه دادن به ایجاد تغییرمکان های نسبی بدون خراب شدگی، بادوام بودن، عایق بودن در برابر باد و باران و کارکرد صوتی و گرمایی، باید در جزئیات مفصل ها در سازه اصلی، فنداسیون، قالب فلزی و دیوارهای جداکننده، دقت نمود. در بسیاری از سازه ها با معرفی مفصل های جداکننده و

<sup>1</sup> Cladding

<sup>2</sup> Burland

<sup>3</sup> Wroth

استفاده از مصالح مناسب ساخت، می توان تغییرمکان های بزرگ را با محدودیت عملکرد و زیبایی مطابقت داد.

## ۲-۱-۲-۲ سازه های ساختمانی صلب

سازه ها نیازهای عملکردی مشابهی دارند که می توانند برای بازتوزیع بارها و همچنین رسیدن به کاهش قابل قبول در نشست نسبی، طراحی شوند. در این نمونه ها، طراحی سازه ای نسبتاً مشکل است و طراحی، نیازمند در نظر گرفتن فرض های منطقی برای ساختن مدل فیزیکی مناسب برای آنالیز است.

اگر سختی یک سازه، به مقدار کافی ارزیابی شده باشد، ناخودآگاه جهت ذهن به سوی تاثیر مرحله ساخت می رود و اگر زمین و مدول سختی آن به اندازه کافی با تحقیقات مناسب محلی، تعیین شده باشد، می توان پیش بینی معقولی نسبت به نیروها و تغییرمکان ها انجام داد.

در حال حاضر، روش های قدرتمندی برای طراحان موجود می باشد، اما هنوز برای آزمایش هایی که با دقت بالا در مقیاس واقعی روی انواع مختلف سازه ها باید انجام شود که بتواند با اطمینان کامل، تفاوت بین ایده آل و واقعیت را مشخص کند، اطلاعات بسیار کمی وجود دارد.

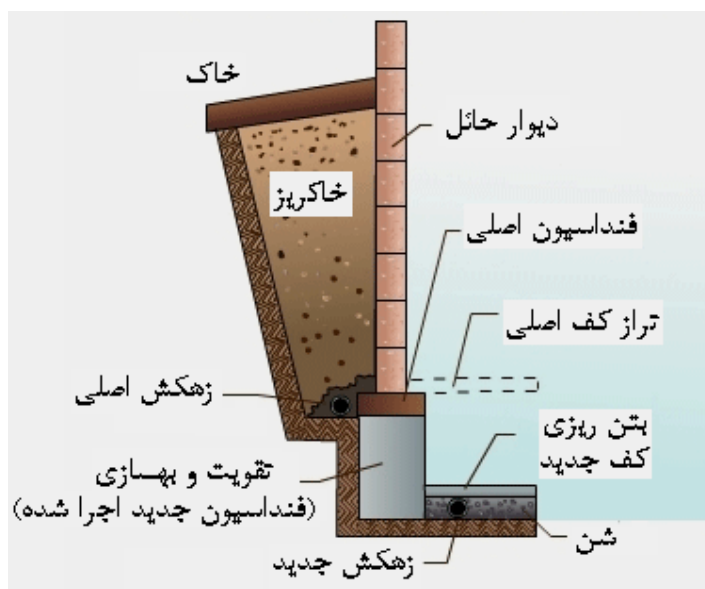
## ۲-۱-۲-۳ تقویت و بهسازی فنداسیون

موفقیت در تقویت و بهسازی فنداسیون، نیازمند آگاهی از توزیع تنش و کرنش و نیز شرایط ویژه تکیه گاهی زمین دارد. مسیر انتقال بار (چه بارهای اولیه و چه بارهای ثانویه) باید به طور کامل به وسیله سازه ای که بهسازی شده است طوری تعیین شود که تمرکز تنش و کرنش احتمالی در هنگامی که ساختمان، در شرایط غیر فعال<sup>۱</sup> قرار دارد، انجام شود. به وجود آمدن نشست در یک ساختمان، به طور ناگهانی تغییرمکان ها را نشان می دهد، برای فهمیدن این که این رویداد به تنهایی می تواند توسط بهسازی و تقویت پی مهار شود بسیار مهم است. اندازه گیری مقاوم سازی سازه ای در

<sup>1</sup> Passive

رابطه با بهسازی برای مهار حرکات سازه، از نیازهای اساسی می باشد. اگر این رویداد، به وسیله یک پدیده کوتاه مدت آغاز شده باشد ممکن است بهسازی لازم و ضروری نباشد.

انتقال بار از سازه به اجزای تقویت شده پی، نیازمند اجرای با دقت می باشد و مکانیزم توزیع بار باید متناسب با سادگی یا پیچیدگی عملیات و نیز محدود کردن تغییرمکان ها، شناسایی و کنترل شود. شکل ۱-۲ نمونه ای از تقویت و بهسازی فنداسیون را جهت پائین آوردن تراز کف نمایش می دهد.



شکل ۱-۲ نمونه ای از تقویت و بهسازی فنداسیون

## ۲-۱-۲-۲ پل ها

پل ها، سکوهایی هستند که توانایی بارهای دینامیکی را دارند و محدودیت های سرویس آن ها متفاوت از نیازهای ساختمان ها می باشند. سازه های ساختمانی علاوه بر این که تحمل سازه ای دارند، یک محیط مناسب برای سکونت افراد و یا نگهداری مواد نیز می باشند.

برای پل ها، فنداسیون های دارای شمع، در جایی که خاک های نرم با قابلیت فشرده شدن وجود دارند مشکلات را مرتفع نمی سازند، به این علت که بارگذاری سنگین نامتقارن ناشی شده از

خاکریزه‌های بسیار بلند در پشت پشته بندهای پل، تنش‌های برشی بزرگی را در خاک‌های نرم القا می‌کنند و باعث حرکت‌های جانبی پشته بندهای شمع می‌شوند.

در مسائل ویژه‌ای که در پل‌ها اندرکنش وجود دارد، باید ملاحظاتی را در نظر گرفت و برای ساده‌سازی زمین و آسان‌شدن محاسبات نباید تکیه‌گاه‌ها در پشت بندها و اسکله‌ها را صلب فرض کرد.

## ۲-۱-۲-۵ سازه‌های دریایی

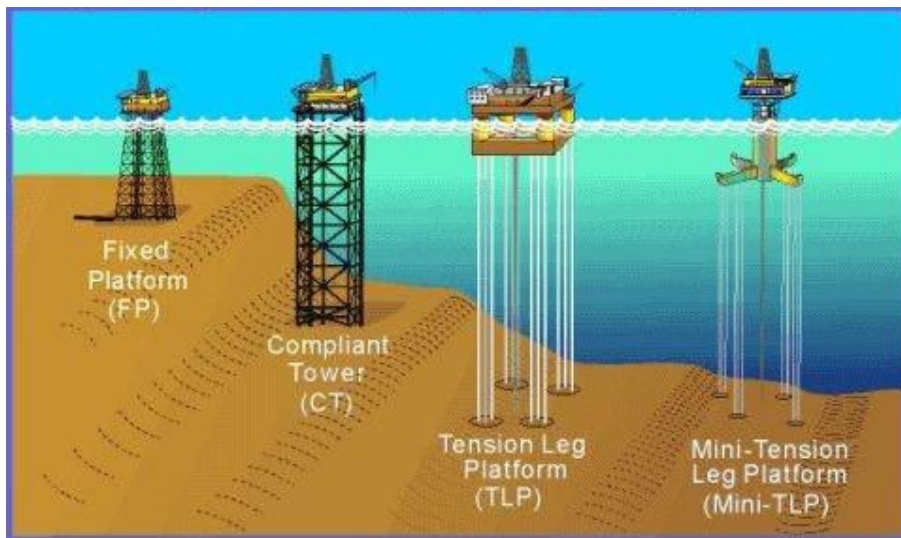
ماهیت سیکلیک<sup>۱</sup> بودن بارهای محیطی که در سکوه‌های دریایی اعمال می‌شوند منجر به در نظر گرفتن ملاحظاتی برای اثرات تنش‌های سیکلیک روی خاک، روانگرایی<sup>۲</sup>، احتمال به لرزه درآمدن و خستگی اجزاء سازه‌ای می‌شود.

اجرای سکوها در دریا به صورت نصب شده یا شناور<sup>۳</sup> که کشتی‌ها روی آن پهلو بگیرند یا به کف دریا مهار شوند، سازه‌هایی را پدید می‌آورد که رفتار اندرکنشی دارند. طراحی ایمن و اقتصادی این سازه‌های بزرگ، نیاز به در نظر گرفتن پاسخ‌های دینامیکی و اندرکنشی در طراحی دارد که هزینه‌گرافی را شامل می‌شود. عوامل تاثیرگذار اقتصادی به یکدیگر وابسته هستند، چون هزینه‌ها به تدارکات سازه‌ای بستگی دارند که خود آن‌ها نسبت به سطح ریسک پذیرفته شده توسط کارفرما و مهندس طراح، متغیر هستند. مهندس طراح برای نصب، باید از اثرات اندرکنشی کلی بین یک سازه دریایی، فنداسیون و خاکی که تکیه‌گاه آن است آگاهی داشته باشد. شکل ۲-۲ نمونه‌هایی از سازه‌های دریایی نصب شده و شکل ۳-۲ نمونه‌هایی از سازه‌های دریایی شناور را نشان می‌دهند.

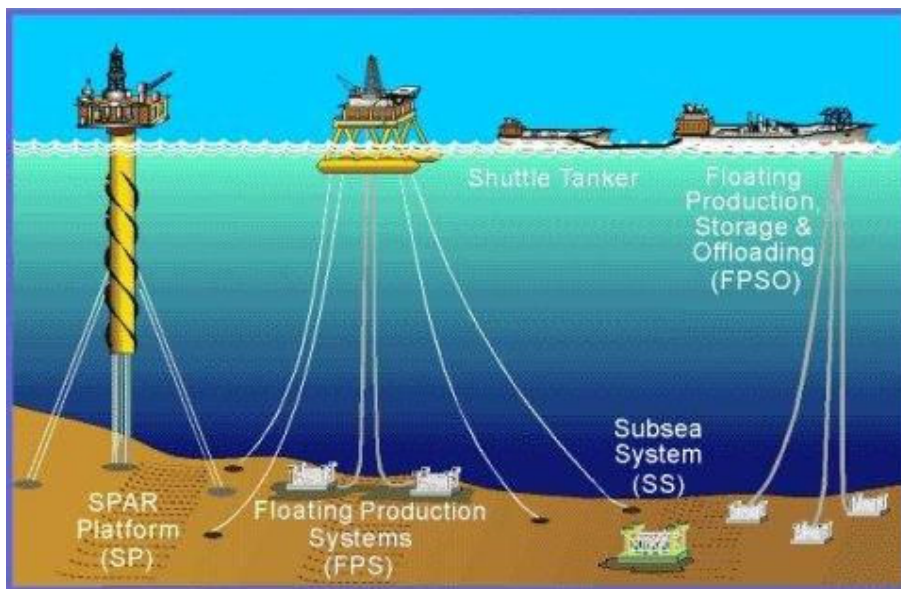
<sup>1</sup> Cyclic

<sup>2</sup> Liquefaction

<sup>3</sup> Floating



شکل ۲-۲ نمونه هایی از چند سازه دریایی نصب شده در کف دریا



شکل ۳-۲ نمونه هایی از چند سازه دریایی شناور

## ۲-۱-۲-۲ مخازن ذخیره

مخازن برای ذخیره مایعاتی که مشخصات متفاوت و گستره وسیعی از دما را دارند استفاده می شوند. معمولاً فولاد و بتن در ساخت این مخازن، مورد استفاده قرار می گیرند. شکل پذیری مصالح تشکیل دهنده و شکنندگی نسبی آن، اتخاذ محدودیت های سرویس و شکل های سازه ای متفاوتی را اجبار می کند.

مخازن ذخیره فلزی، معمولاً استوانه ای با صفحات نازک فلزی هستند که اگر بر روی خاک های خیلی نرم<sup>۱</sup> قرار گیرند، شدت بارهای اعمال شده به وسیله پایه های مخزن، باعث نزدیک شدن تنش های خاک به مقدار مجاز و به وجود آمدن کرنش های بزرگ پلاستیک می شوند. معمولاً در صفحات فلزی تشکیل دهنده دیوارها و پایه های مخزن، اعوجاج شدیدی رخ می دهد. طراحی مخزن نیازمند ملاحظات دقیقی در مورد مقدار و سرعت نشست و اعوجاج المان های مخزن می باشد. مشکل کار اینجاست که اگر بخواهیم طرحی اقتصادی ارائه دهیم، اندرکنش و اثرات اندرکنشی بین صفحات سازه ای فلزی نازک و خاک های نرم را نمی توان نادیده گرفت. شکل ۲-۴ نمونه ای از چندین مخزن ذخیره نفت خام در پالایشگاه صنایع پتروشیمی را نشان می دهد.



شکل ۲-۴ نمونه ای از مخازن ذخیره نفت خام

**۲-۲-۲ سازه هایی که در آنها خود سازه به عنوان تکیه گاه زمین محسوب می شوند.**

نمونه هایی از این گونه سازه ها عبارتند از:

دیوارهای حائل

تونل ها

سازه های مدفون

حال به طور مختصر، هر یک از آنها را معرفی می کنیم:

<sup>1</sup> Soft soils

## ۲-۲-۱ دیوارهای حائل

منحصر به فرد بودن دیوارهای حائل، به این علت است که در دیوارها که اجزاء اصلی سیستم های خاک و سازه می باشند بارگذاری و تکیه گاه هردو، از داخل خاک استخراج می شوند. نیروهای وابسته به زمان و کرنش ها و تغییرمکان ها، تغییراتی را در فشارهای وارد بر زمین ایجاد می کنند و برای حفظ وضعیت تعادل، دیوارهای حائل نسبت به این تغییرات، از خود عکس العمل نشان می دهند.

در بسیاری از دیوارهای وزنی یا کنسول های نگهدارنده، مقدار تغییرمکان ها برای اعمال فشار فعال<sup>۱</sup> پشت دیوارهای حائل باید نسبتاً کوچک باشند. این پدیده، در طرح های پیچیده تر دیوارهای حائلی که اثرات اندرکنشی، دارای تاثیر زیادی می باشند، استفاده از استاتیک را تقویت بخشیده است. در طراحی دیوارهای حائل توجه به تنش های اولیه، به همراه کنترل تغییرمکان های سازه ای در فشارهای جانبی خاک، و به ویژه اثرات ساخت، بسیار مهم است. شکل ۲-۵ دیوار حائل یک پل قوسی را نشان می دهد.



شکل ۲-۵ دیوار حائل یک پل قوسی

<sup>1</sup> Active pressure



## ۲-۲-۲-۲ تونل ها

اندرکنشی که بین آسترکشی تونل<sup>۱</sup> و زمینی با میدان های تنش موثر دورتا دور تونل، وجود دارد ساخت الگو برای رفتار حقیقی این گودال های دست بشر و درک و فهم آن را متذکر می شود. در طراحی تونل های بدون آستر و حفره های زیرزمینی روی سنگ های سخت نیز چنین است.

در طراحی ایمن و اقتصادی تونل ها، تجربه قابل ملاحظه ای مورد نیاز است، و هنوز مهندسان از تجربه گرائی بر اساس اندازه گیری های میدانی<sup>۲</sup> دقیق، استفاده می کنند. با استفاده از روش های ساخت، این امکان به تنش های ایجاد شده داده می شود که فشارهای وارد به زمین را تعدیل کنند؛ و در نتیجه، اندرکنش را نمی توان نادیده گرفت.

## ۲-۲-۲-۳ سازه های مدفون

لوله ها و آبگذرها با زمین اندرکنش دارند؛ و تنش های ایجاد شده در زمین و این سازه ها با استفاده از کرنش هایی که رخ می دهند کنترل و تعدیل می شوند. زمان، تاثیر بسیار زیادی در تغییرات تنش هایی که در طی عمر بهره برداری سازه ها اعمال می شوند دارد. مقاومت و رفتار سازه ای و هر دو نوع تنش های اعمالی و مقاوم دیوارهای نازکی که در مجاورت لوله ها و آبگذرها قرار دارند وابسته به اثرات اندرکنشی با زمین اطراف آن می باشد.

<sup>1</sup> Tunnel linings

<sup>2</sup> Field measurements

## فصل سوم

# مدلسازی اندرکنش خاک و سازه

## ۳-۱ کلیات

از جمله مهمترین مسائل در تحلیل پدیده اندرکنش خاک و سازه، ارائه یک مدل مناسب می باشد. به منظور بررسی پدیده اندرکنش خاک و سازه در زمان وقوع زلزله روشهای مختلفی با دقت و پیچیدگی متفاوت جهت ارائه مدل تحلیلی مناسب مطرح شده است.

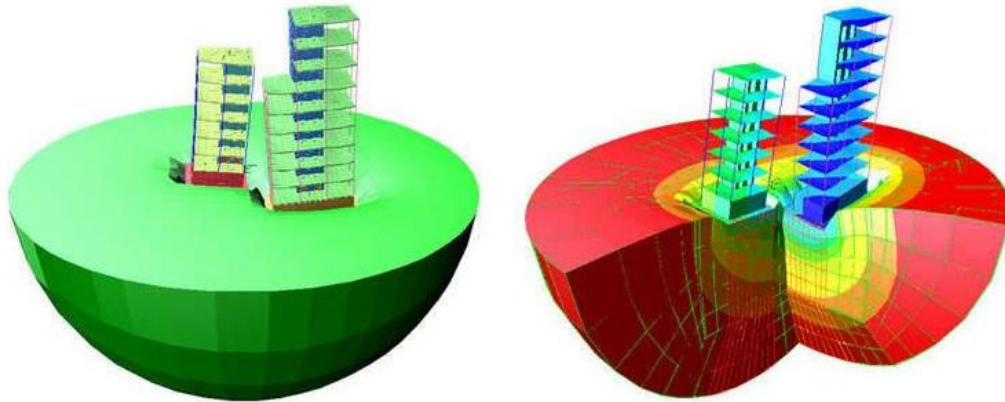
زمین یک تعریف کلی برای تشریح المان های اساسی خاک و سنگ می باشد. اصطلاح اندرکنش خاک و سازه فقط بیانگر زمینی نیست که سازه روی آن بنا نهاده شده است، بلکه تخته سنگ های سست و ضعیف هم می توانند اثرات اندرکنشی را تجربه کنند.

خاک های غیرآلی شامل ذرات معدنی تجزیه شده، آب و گازهای محلول هستند و در وضعیت های اشباع کامل و یا نیمه اشباع وجود دارند. ذرات خاک شامل اندازه های مختلفی هستند که بین شن درشت (با اندازه قطر ۶۰ میلی متر) و رس (با اندازه قطر کمتر از ۲ میکرومتر) تغییر می کنند.

اگرچه در طول سه دهه اخیر تحقیقات گسترده ای برای تعیین مشخصات مهندسی اثرات اندرکنش خاک و سازه به عمل آمده است اما اطلاعات تجربی موجود برای کالیبراسیون ضوابط پیشنهادی آئین نامه ها کافی نیست. در واقع، بخش عمده تحقیقات در این زمینه به روشهای تحلیلی و یا مدلسازیهای عددی نظیر روشهای اجزاء محدود (FEM)، المان های مرزی (BEM) و یا مدل های پارامتر متمرکز اختصاص یافته است. [Dutta (2004) & (2005)]

ناکافی بودن اطلاعات تجربی موجود از یک سو و ضوابط ساده شده آئین نامه ها از سوی دیگر لزوم تحقیقات بیشتر در این زمینه به ویژه به صورت تجربی و آزمایشگاهی را آشکار می سازد. در این میان، اندرکنش سازه های مجاور هم در یک محیط شهری نیز مورد توجه محققین می باشد. شکل ۳-۱ الف حالتی را نمایش می دهد که دو سازه در مجاورت یکدیگر قرار دارند و اندرکنش خاک و سازه را در نظر نگرفته ایم، در این حالت نیروها و تنش های حاصل از زلزله از سازه به زمین زیرین خود منتقل نمی شود و در واقع قید جابجایی آزاد می باشد در نتیجه به جای انتقال نیروها و تنش ها، جابجایی در فونداسیون رخ خواهد داد، نشست غیریکنواخت در سازه مشهود می باشد. در حالت ب با در نظر

گرفتن اندرکنش خاک و سازه انرژی حاصل از زلزله از سازه به زمین منتقل می شود و با انتقال نیروها و تنش ها به عمق لایه های خاک تا حدودی به آنچه که مدنظر ماست نزدیک شده ایم یعنی تغییرمکان ها به نسبت حالت الف به مراتب کمتر شده اند.



الف) عدم درنظرگیری اندرکنش خاک و سازه

ب) با درنظرگیری اندرکنش خاک و سازه

شکل ۱-۳ درنظرگیری و عدم درنظرگیری اندرکنش خاک و سازه

### ۲-۳ رفتار تئوری و واقعی

ممکن است مدل های تئوری دقیقاً مطابق با واقعیت نباشند، اما برای اهداف مهندسی کافی باشند. باید تمایز واضح و آشکاری بین دقت و کفایت درنظر بگیریم. واقعی بودن مدل های تحلیلی، علاوه بر استفاده گسترده آن ها، به این که آیا احتمال خرابی به دست آمده از مدل تئوری، یک اندازه گیری درست است یا نه، بستگی دارد.

ترزاقی در سال ۱۹۴۳ متوجه شد که تفاوت بین رفتار تئوری و واقعی زمین، فقط با آزمایش های میدانی ثابت می شود. در هر شاخه از مکانیک کاربردی، محقق یا نظریه پرداز باید رفتار یک ماده ایده آل را درنظر بگیرد. ترزاقی تاکید کرد که تئوری، باید آمیزه ای از اطلاعات شامل مشخصات فیزیکی زمین واقعی باشد و همچنین باید نسبت به تفاوت رفتار خاک در آزمایشگاه و خاک در محل توجه نمود.

### ۳-۳ بررسی و شناسائی رفتار زمین

#### ۳-۳-۱ تنش موثر

به طور کلی مقاومت ذرات تجزیه شده تشکیل دهنده خاک خیلی وابسته به مقاومت توده خاک است. بنابراین شکست به جای این که در سنگدانه ها اتفاق افتد در سطح تماس سنگدانه ها رخ می دهد. رابطه بین خصوصیات مکانیکی نیروهای اعمالی و ذرات تجزیه شده در مقاومت مصالح منحصر به فرد است.

اساس مفهوم تنش موثر در مکانیک خاک توسط ترزاقی<sup>۱</sup> در سال ۱۹۴۳ ارائه شد. وی تنش موثر در هر سطحی از خاک را کم کردن فشار آب حفره ای از تنش کل در آن سطح تعریف نمود. چون آب، نمی تواند برش را تحمل کند، یک تنش برشی همیشه یک تنش موثر خواهد بود. مفهوم تنش موثر حالتی است که در آن، خصوصیات مکانیکی خاک و به ویژه مقاومت خاک، فقط به تنش های موثری که روی خاک اعمال می شوند وابسته باشد.

$$\sigma' = \sigma - U \quad (۱-۳)$$

که در آن:

$\sigma'$  تنش موثر

$\sigma$  تنش کل

$U$  فشار آب حفره ای می باشند.

پرواضح است که با توجه به تعریف تنش موثر در یک المان خاک، دانستن تنش کل و همچنین فشار آب حفره ای الزامی است. به همین علت است که سطح آب زیرزمینی، در اکثر مسائل مهندسی خاک نقش تعیین کننده ای دارد. تغییر در فشار آب حفره ای بدون تغییر در تنش کل، می تواند

<sup>1</sup> Terzaghi

ناشی از نشت آب<sup>۱</sup>، نوسانات سفره آب زیرزمینی، تحکیم و یا تورم خاک<sup>۲</sup> باشد. تمامی این اثرات، باعث تغییر در تنش موثر می شود و گاهی اوقات، رفتار فاجعه انگیز خاک را باعث می شود.

خاک های ریزدانه نسبتاً نفوذناپذیر هستند و به علت زمان زیاد ورود و خروج آب منفذی، زیاد تغییر حجم نمی دهند. بنابراین حتی با این که ممکن است تنش کل تغییر زیادی داشته باشد، تنش موثر، تغییر نکند. بنابراین مقاومت خاک رس در کوتاه مدت، با تنش های موثر اولیه ای که مقاومت زهکشی نشده نام دارد شناخته می شود.

در درازمدت، زهکشی منجر به تغییر مقاومت خاک می شود که باعث تغییر در تنش موثر می شود. مقاومت موثر خاک از معادله زیر به دست می آید:

$$\tau_f = c' + \sigma'_v \tan \phi' \quad (۲-۳)$$

که در آن:

$\tau_f$  تنش برشی

$\sigma'_v$  تنش قائم

$\phi'$  زاویه اصطکاک داخلی خاک

$c'$  چسبندگی خاک، می باشند.

### ۳-۳-۲ تاریخچه بارگذاری

معمولاً اکثر خاک ها، قبلاً بارگذاری شده اند و ضریب پیش تحکیمی از رابطه زیر به دست می

آید:

$$\text{ضریب پیش تحکیمی} = \frac{\text{ماکزیمم تنش موثر قائم}}{\text{تنش موثر قائم موجود}} \quad (۳-۳)$$

خاک عادی تحکیم یافته، خاکی است که در حالت تعادل، در هنگام بارگذاری به دست می آید.

<sup>1</sup> Seepage

<sup>2</sup> Swelling

تخمین ضریب پیش تحکیمی، یک مرحله اساسی در فاز تحقیقات یک پروژه می باشد و به مقاومت و قابلیت فشردگی زمین بستگی دارد.

### ۳-۳-۳ تاثیرات خاک غیرهمگن

وجود خاک های با سختی متفاوت، تاثیر بسیار مهمی در شکل و اندازه نشست خاک بارگذاری شده دارد. مثلاً، ترزاقی در سال ۱۹۴۳ نشان داد که اگر لایه زیرین خاک مورد بررسی، صلب باشد نشست سطحی محدوده بارگذاری شده را متمرکز می کند. به عکس، لایه سخت بالایی لایه خاک مورد نظر، نشست را به محدوده ای دورتر از محدوده بارگذاری، پخش می کند. گیبسون<sup>۱</sup> در تحقیقات خود در این زمینه که بین سال های ۱۹۶۷ تا ۱۹۷۴ به طول انجامید به این نکته پی برد که با افزایش عمق، سختی نیز افزایش می یابد. حساسیت نشست سطحی نسبت به ناهمگن بودن خاک، در آنالیز اندرکنش خاک و سازه باید مورد بررسی قرار گیرد.

### ۴-۳-۳ تحقیقات محلی و زمینی

تحقیقات محلی و تحقیقات زمینی متفاوت از یکدیگر می باشند ولی هردو از مهمترین فازهای موردنیاز برای تهیه اطلاعات مناسب و کافی برای طراحی و ساخت فنداسیون می باشند. یک مرجع مناسب و مفید برای تحقیقات و تجهیزات موردنیاز در این رابطه توسط ولمن<sup>۲</sup> و هید<sup>۳</sup> در سال ۱۹۸۳ به چاپ رسیده است.

در تحقیقات محلی باید اطلاعات زیر را به دست آورد:

- تاریخچه استفاده از محل (سایت)
- شرایط زمینی
- شرایط آب زیرزمینی

<sup>1</sup> Gibson

<sup>2</sup> Weltman

<sup>3</sup> Head

- شرایط تکیه گاهی

- نوع و شرایط ساختمان های مجاور

تعیین ویژگی های مدفون همراه با تاریخچه استفاده از محل، تحقیقات گسترده و مناسب از نتایج قدیمی و نقشه ها بسیار مهم است.

در شهرهای صنعتی بزرگ، سطح وسیعی از خاک دستخوش تغییرات شده است که از پخش گسترده مصالح گوناگون برای بالابردن سطح زمین و خاکریزی معادن سنگ قدیمی و حفره های رسی منتج شده است.

### ۳-۳-۴-۱ نمونه گیری و آزمایش مکانیک خاک

به طور کلی احساس می شود که فقدان تعریف برای تغییرات در رفتار خاک از یک نقطه به نقطه دیگر، باعث پیش بینی کاملاً نادرست عملکرد فنداسیون می شود. اگر بخواهیم مشخصات خاک را با دقت قابل قبول برای آنالیز رفتار فنداسیون به دست آوریم، روش های نمونه گیری مناسب، تشریح خاک، تست های آزمایشگاهی و میدانی ضروری هستند.

در خاک های چسبنده، بهترین روش به دست آوردن نمونه ها به شکل دست نخورده، استفاده از پیستون پیوسته ای است که در ابتدا نرم باشد و با افزایش طول به تدریج، سخت تر شود.<sup>۱</sup>

### ۳-۳-۴-۲ آزمایش های میدانی<sup>۲</sup>

آزمایش نفوذ مخروط ناقص<sup>۳</sup> (CPT) و حفاری خودجوش<sup>۴</sup> برای تعیین مقاومت زهکشی نشده خاک های رسی و همچنین برای تشخیص اثرات دست خوردگی نمونه های آزمایشگاهی هنوز هم

<sup>1</sup> Soft-to-firm

<sup>2</sup> Field Tests

<sup>3</sup> Cone penetration test

<sup>4</sup> Self-boring



مورد استفاده قرار می گیرند. اطلاعات خاک های غیر چسبنده ریزدانه را می توان با هر دو روش آزمایش نفوذ استاندارد<sup>۱</sup> (SPT) و آزمایش نفوذ مخروط ناقص (CPT) به دست آورد.

### ۳-۳-۳ رژیم سفره آب زیرزمینی<sup>۲</sup>

تغییرات فصلی سفره آب زیرزمینی در مرحله تحقیقات محلی تعیین می شود. رفتار سطح آب زیرزمینی برای انتخاب مناسب ترین شکل ساخت و تغییراتی که سطح آب زیرزمینی در زمان ساخت و پس از ساخت ایجاد می کند موردنیاز می باشد. پائین آوردن سطح آب زیرزمینی برای تسهیل ساخت منجر به افزایش چشمگیر در تنش موثر خاک خواهد شد که نتیجه آن، نشست در ساختمانهای مجاور خواهد بود. به همین دلیل، به دست آوردن رفتار آب زیرزمینی در سایت، هد پیرومتریک، گرادیان هیدرولیکی و تاثیرات آب و هوایی از ملزومات تحقیقات محلی می باشد. به ندرت می توان شرایط واقعی را در بازه کوتاه زمانی با عملیات حفاری به دست آورد.

### ۳-۳-۴ شرایط معدنی

تغییرمکانهای زمین ناشی از نشست معدنی هستند که مجزا از تنش های اعمالی توسط فنداسیون هستند. اگرچه در حال حاضر مشخص شده است که تغییرمکانهای زمین ناشی از فعالیت های معدنی می باشد که با دقت قابل قبولی می توان آنها را پیش بینی نمود، ولی تغییرمکانهای محلی و شدید زمین ناشی از تخریب پایه های پلهای قدیمی می باشد که فقط با روابط تجربی می توان آنها را تخمین زد.

<sup>1</sup> Standard penetration test

<sup>2</sup> Groundwater regime

### ۳-۳-۵ تغییرمکان های مجاز

پس از مطالعه مقالات درباره پیش بینی نشست، سوال در مورد نشست مجاز و تاثیر آن روی کارکرد و قابلیت سرویس ساختمان ها به وجود می آید. هنگامی که هزینه بسیار زیادی برای تحقیقات بر روی خاک و ارزیابی نشست احتمالی انجام شده باشد، تغییرمکان مجاز، مهم و قابل توجه خواهد بود. این در حالی است که فنداسیون بسیاری از ساختمان های بلند، مخصوصاً برای محدود کردن نشست کلی و نشست نسبی طراحی می شوند.

محدود کردن نشست و اندرکنش خاک و سازه، یکی از مشکلات بزرگ قابلیت سرویس و اندرکنش سازه ای می باشند. دلایل بسیار روشن و واضحی هستند که علت به وجود آمدن مشکلات جامع و فراگیر می باشند. بعضی از آن ها عبارتند از:

- قابلیت سرویس، به عملکرد ساختمان و عکس العمل استفاده کنندگان بستگی دارد.
- سازه ها از یک نوع به نوع دیگر در مفهوم کلی و نیز در جزئیات بسیار متغیر می باشند، و به همین علت است که ارائه راهنمای جامع برای تغییرمکان مجاز بسیار مشکل است.
- به علت این که مواد ساختمانی، خصوصیات متفاوتی از آنچه که در طراحی فرض شده اند از خود نشان می دهند سازه ها کارکرد خوبی ندارند. علاوه بر این، یک آنالیز کامل بسیار پیچیده خواهد بود و طبیعتاً حاوی بسیاری از فرضیات مسئله دار خواهد بود.
- همانند وابستگی به بارگذاری و نشست، تغییرمکان ها در سازه ها، به بسیاری از فاکتورها مانند خزش<sup>۱</sup>، جمع شدگی<sup>۲</sup> و اثرات دما<sup>۳</sup> بستگی دارند. عدم دقت اندازه گیری عملکرد واقعی سازه ها هنوز هم وجود دارد.

مهندسان خاک و پی تمایل دارند که تغییرمکان های فنداسیون را به عنوان عامل اصلی آشفستگی در سازه ها بپذیرند و با کنترل این تغییرمکان ها، کارآیی بهتر سازه را تضمین کنند. مجمع

<sup>1</sup> Creep

<sup>2</sup> Shrinkage

<sup>3</sup> Temperature

طراحی سازه ها بر اساس تغییرمکان ها (انجمن بتن<sup>۱</sup>) در سال ۱۹۶۹ به وضوح نشان داد که این موضوع، بسیار دور از واقعیت است. این مجمع به مهندسان پیشنهاد داد که نباید برای محاسبه تغییرمکان های نسبی اعضای سازه ای از موقعیتی که برای محاسبه نشست ها در نظر می گیریم استفاده کنیم. موارد بسیاری ذکر شده است که آسیب منجر به خرابی، از تغییرمکان های اعضای سازه ای منتج می شوند و نه تغییرمکان فنداسیون ها. علاوه بر این، به علت اینکه روز به روز رو به سوی دهانه های بزرگ تر، تنش های مجاز بزرگ تر، شکنندگی بیشتر دیوارها، روکش مصالح و اعضای غیر سازه ای بزرگ تر، پیش می رویم مشکل تغییرمکان ها در سازه ها از اهمیت بیشتری برخوردار خواهد شد.

جنبه دیگر این مسئله این است که اگر سازه اقتصادی مدنظر باشد، ممکن است مهندسان از بسیاری از ترک های اجتناب ناپذیر چشم پوشی کنند. می توان گفت ساخت یک سازه بدون ترک، به علت مسائلی از قبیل جمع شدگی، خزش و ... غیرممکن است. در سال ۱۹۶۹ لیتل<sup>۲</sup> در یک سازه خاص، هزینه جلوگیری از ترک خوردگی در سازه را بالغ بر ۱۰٪ کل هزینه های ساخت سازه به دست آورد.

در انجمن بتن، مثال های عددی آورده شده است که طراحی ساده و مصلحت های ساخت، اجازه وجود تغییرمکان بدون خرابی در سازه را می دهند و مشاهده شده است که اکثر این موارد، نسبتاً ارزان هستند. به جای اینکه قابلیت سرویس را به وسیله محدود کردن تغییرمکان ها کنترل کنیم می توانیم طرحی بهتر با دیتیل های طراحی بهتری را ارائه دهیم. اما اگر بخواهیم چند سال پس از ساخت، تغییراتی را در سازه اعمال کنیم، ضروری است در زمینه روابط بین تغییرمکان و خرابی در انواع مختلف سازه ها و روش های به دست آوردن این تغییرمکان ها، اطلاعات بیشتری کسب کنیم.

<sup>1</sup> Concrete society

<sup>2</sup> Little

### ۳-۳-۶ محدودیت های سرویس

مشخص است که باید تفاوتی میان خرابی ناشی از المان های اولیه (اصلی) سازه و خرابی ناشی از قالب فلزی<sup>۱</sup> و جداکننده ها<sup>۲</sup> قائل شویم. تغییرمکان های زمین بر روی عوامل آشکاری که با چشم دیده می شوند مانند عملکرد و قابلیت سرویس تاثیر می گذارند، ولی بسیار ضروریست که ملاحظات زیبایی<sup>۳</sup> را با این که از اهمیت نسبی کمتری برخوردار هستند در نظر بگیریم. دسته بندی خرابی قابل مشاهده در ساختمان ها بر اساس عرض ترک سازه ای به طور قابل ملاحظه تغییر می کند. به دست آوردن رابطه بین قابلیت سرویس و مقدار خرابی مشاهده شده، کار ساده ای نیست و مهندس سازه باید با توجه به شرایط ویژه حاکم بر سازه مورد نظر تصمیم بگیرد. مشخص است که در یک بیمارستان، حتی خرابی ناچیز قابل قبول نیست در حالی که در یک ساختمان صنعتی، پیدایش خرابی تا هنگامی که تاثیری روی قابلیت سرویس یا عملکرد ساختمان نداشته باشد قابل قبول خواهد بود.

نباید خرابی را فقط به اندازه گیری عرض ترک نسبت داد، باید ارزیابی مناسبی در سازه (به عنوان مثال در قاب یا دیوار برشی) صورت گیرد، حالت تعادل آن، ماهیت ترک ها (ترک کششی، ترک برشی و یا ترک کششی - برشی) بررسی شوند، در ضمن ممکن است تغییرمکان های زمین ادامه پیدا کند. تغییرمکان های نسبی باعث ایجاد ترک می شوند. متأسفانه تجربه نشان داده است هنگامی که ترک خوردگی از محل شروع ترک توسعه می یابد، ممکن است توسعه ترک از محل های دیگر، در این خطوط ضعیف متمرکز شوند. ترکی که از یک نقطه آغاز می شود و در ابتدا قابل چشم پوشی است، با افزایش بیش از حد خطوط شکستگی، ممکن است ترک بسیار وسیعی را ایجاد کنند که اصلاً قابل چشم پوشی نیست و غیرقابل قبول می باشد.

در ضمن عرض ترک، یکی از معیارهای ارزیابی دسته خرابی می باشد و نباید فقط آن را به عنوان اندازه گیری مستقیم دسته خرابی استفاده کنیم.

<sup>1</sup> Cladding

<sup>2</sup> Partitions

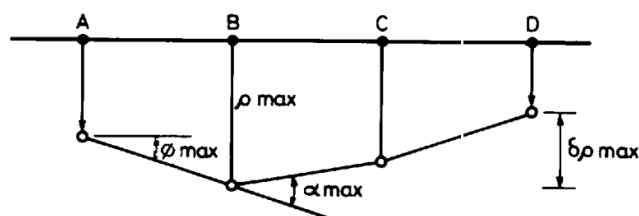
<sup>3</sup> Aesthetic considerations

### ۳-۳-۷ حرکات زمین و فنداسیون

برای تعریف کامل نشست یک سازه، تعداد زیادی از نقاط کنترلی را باید در نظر گرفت که بتوان جزئیات نقشه ها و پروفایل های حرکات فنداسیون را نشان داد. هنگامی که تعداد زیادی از مطالعات وابسته به یکدیگر باشند ترسیم دیتیل های گرافیکی مشاهدات ممکن است طاقت فرسا باشد، و دسته بندی انواع مختلف حرکاتی که ممکن است رخ دهد ضروری می باشد.

مطالعه مقالات راجع به نشست مجاز، گستره وسیعی از علائم و اصطلاحات را آشکار می کند که حرکات فنداسیون را تعریف می کنند که اکثر آن ها گیج کننده است به عنوان مثال زاویه پیچش<sup>۱</sup>، دست کم برای چهار نوع تغییر شکل، مفهوم دارد.

پس از این که با موفقیت از عهده مشکل نشست مجاز و معیارهای خرابی برآمدیم، لازم و ضروری است که مجموعه ای شفاف و سازگار از تعاریفی که انواع حرکات و تغییرشکل های فنداسیون را توصیف می کند داشته باشیم. تا هنگامی که سازه اصلی به تعداد زیادی از فاکتورها مانند سایز، دیتیل های ساخت، مصالح، زمان و ... بستگی داشته باشد باید از هر پیش داوری در مورد رفتار سازه اصلی خودداری کرد. لیست تعاریف و علائمی که در زیر مشاهده می نمایید در سال ۱۹۷۵ توسط راث<sup>۲</sup> و برلند<sup>۳</sup> تنظیم شده است. در تهیه این لیست، فرض شده است که نشست تعداد زیادی از نقاط گسسته معلوم است (شکل ۳-۲ الف). با این وجود دیتیل های فنداسیون و سازه مشخص نمی باشند و الزامی نیست که شکل دقیق تغییرشکل یافته بین نقاط، معلوم باشند.

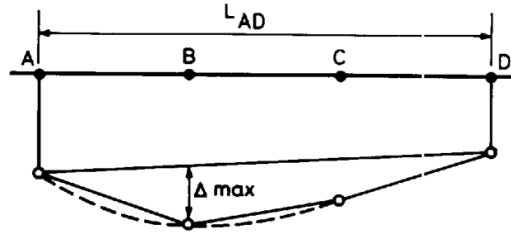


الف) نمایش نشست  $\rho$ ، نشست نسبی  $\delta\rho$ ، تغییر زاویه  $\theta$  و کرنش زاویه ای  $\alpha$

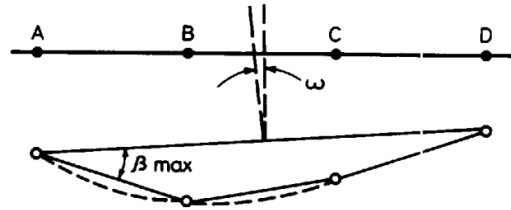
<sup>1</sup> Angular distortion

<sup>2</sup> Wroth

<sup>3</sup> Burland



(ب) نمایش تغییر شکل نسبی (خیز)  $\Delta$  و نسبت تغییر شکل  $\Delta / L$



(ج) نمایش دوران  $\omega$  و دوران نسبی (زاویه پیچش)  $\beta$   
شکل ۲-۳ نمایش حرکات فنداسیون

تعاریف و علائم تغییر شکل فنداسیون عبارتند از:

- تغییر طول  $\delta L$  در طول  $L$  باعث افزایش در کرنش متوسط می شود.  $\epsilon = \frac{\delta L}{L}$
- نشست<sup>۱</sup> را با  $\rho$  نشان می دهند (شکل ۲-۳-الف مشاهده می شود) که بر تغییر مکان به سمت پائین دلالت دارد. اگر تغییر مکان به سمت بالا باشد تورم<sup>۲</sup> (بادکردگی) گفته می شود و با  $\rho_h$  نشان داده می شود.
- نشست (یا تورم) نسبی را با  $\delta\rho$  (یا  $\delta\rho_h$ ) نمایش می دهند. در شکل ۲-۳-الف نشست نقطه C نسبت به نقطه D با  $\delta\rho_{CD}$  نشان داده می شود. ماکزیمم نشست نسبی نیز با  $\delta\rho_{max}$  نمایش داده می شود.
- تغییر زاویه<sup>۳</sup> که با  $\phi$  نمایش داده می شود (شکل ۲-۳-الف) و برای توصیف تغییر در گرادیان خط مستقیمی که با استفاده از تعیین کردن دو نقطه روی فنداسیون یا زمین بدست می آید.

<sup>1</sup> Settlement

<sup>2</sup> Heave

<sup>3</sup> Rotation

- دوران<sup>۱</sup> که با  $\omega$  نمایش داده می شود (شکل ۳-۲-ج) و معمولاً برای توصیف دوران کل سازه اصلی یا قسمتی از آن به کار می رود. اکثر اوقات، به دست آوردن دوران بدون دانستن جزئیات سازه اصلی و رفتار آن غیرممکن است.
- دوران نسبی<sup>۲</sup> (زاویه پیچش<sup>۳</sup>) که با  $\beta$  نمایش داده می شود و برای توصیف دوران خط مستقیمی که با استفاده از تعیین کردن دو نقطه نسبت به زاویه تیلت به کار می رود (شکل ۳-۲-ج).
- کرنش زاویه ای<sup>۴</sup> که با  $\alpha$  نمایش داده می شود. همان طور که در شکل ۳-۲-الف مشاهده می شود کرنش زاویه ای در نقطه B برابر خواهد بود با:

$$\alpha_B = \frac{\delta\rho_{BA}}{L_{AB}} + \frac{\delta\rho_{BC}}{L_{BC}} \quad (۴-۳)$$

اگر فرورفتگی ایجاد شود یا تقعر به سمت بالا باشد، کرنش زاویه ای مثبت خواهد بود مثل نقطه B در شکل ۳-۲-الف و اگر برجستگی ایجاد شود یا تقعر به سمت پائین باشد کرنش زاویه ای منفی خواهد بود. کرنش زاویه ای برای پیش بینی عرض ترک در ساختمان هایی که حرکات در محل ترک های موجود و یا خطوط ضعیف رخ می دهد مناسب می باشد. قابل ذکر است که اگر منحنی تغییر شکل بین سه نقطه ABC صاف و هموار باشد میانگین انحنا با رابطه  $\frac{2\alpha_B}{L_{AC}}$  به دست می آید.

- تغییر شکل نسبی<sup>۵</sup> (بالا آمدگی یا پائین آمدگی نسبی) که با  $\Delta$  نمایش داده می شود (شکل ۳-۲-ب) که برابر است با ماکزیمم تغییرمکان نسبی خط مستقیمی که با استفاده از تعیین کردن دو نقطه با فاصله L، پائین آمدگی نسبی باعث تقعر به سمت بالا می شود مثل نقطه B که در آن  $\Delta$  مثبت می باشد. بالا آمدگی نسبی باعث تقعر به سمت پائین می شود که در آن  $\Delta$  منفی می باشد.

---

<sup>1</sup> Tilt

<sup>2</sup> Relative rotation

<sup>3</sup> Angular distortion

<sup>4</sup> Angular strain

<sup>5</sup> Relative deflection

• نسبت تغییر شکل<sup>۱</sup> (نسبت پائین آمدن یا بالا آمدن) که با  $\frac{\Delta}{L}$  نمایش داده می شود (شکل

۳-۲-ب)، علامت قراردادی همانند علامت در تغییر شکل نسبی می باشد. هنگامی که

$$L_{AB} = L_{BD} \text{ و یا اینکه منحنی تغییر شکل تقریباً به شکل دایره باشد } \alpha = \frac{4\Delta}{L_{AD}}$$

تعاریف ذکر شده در بالا برای توصیف اکثر انواع تغییر شکل های مستوی کافی می باشد،

اگرچه می توان به آنها تعاریف دیگری نیز اضافه نمود، به عنوان مثال رفتارهای<sup>۳</sup> بعدی مانند تاب

برداشتن<sup>۲</sup>.

### ۳-۳-۸ پاسخ دینامیکی<sup>۳</sup>

اندرکنش دینامیکی خاک و سازه هنگامی رخ می دهد که یک سازه در معرض آشفتگی

دینامیکی قرار گیرد. در تحلیل مساله، پاسخ سازه به آشفتگی در زمین، اندرکنش خاک و سازه به

وسیله تفاوت در پاسخ محاسبه شده با فرض این که حرکت به وسیله اساس سازه (فنداسیون) تحمل

می شود نمایش داده می شود، که به صورت های زیر رخ می دهد:

الف) اگر سازه آماده و مهیا بود.

ب) اگر سازه آماده و مهیا نبود.

تفاوت بین نتایج به دست آمده از فرض الف و ب تابعی از روابط بین خصوصیات سازه و خاک

می باشد و ممکن است در پاسخی که با استفاده از قبول کردن فرض دوم مقایسه می شود، افزایش یا

کاهش ایجاد کند. در بسیاری از موارد اثر اندرکنش خاک و سازه چنان ناچیز است که ممکن است

فرض ب ایمن تر به نظر برسد، اگرچه فقط هنگامی این امر دقیقاً صحیح است که خاک، صلب باشد.

در بعضی موارد، خصوصاً تحت بارگذاری زلزله، دادن اجازه به حضور اندرکنش خاک و سازه ممکن

است پاسخ محاسبه شده را به شدت کاهش دهد و بنابراین یک ویژگی مطلوب و مناسب در تحلیل، به

<sup>1</sup> Deflection ratio

<sup>2</sup> Warping

<sup>3</sup> Dynamic response



وجود می آید. برای در نظر گرفتن اندرکنش دینامیکی خاک و سازه، مدل آنالیز باید چنین در نظر گرفته شود:

ویژگیهای سختی و دامپینگ خاک باید مانند سازه مناسب باشد.

مسیر حرکت موج ها در آشفتگی دینامیکی وارد شود.

این عوامل برای مدل کردن توزیع انرژی در سیستم خاک و سازه مورد نیاز می باشند، که برای مدل کردن حالتی که انرژی، از منبع اصلی وارد سیستم شود، رفتار آن انرژی در سیستم (که شامل پخش، تمرکز، استهلاک) و اینکه چه مقدار انرژی از سیستم خارج می شود کافی است.

ساخت مدل های آنالیزی قوی ذکر شده در بالا، در شرایط ساده و محدودی امکان پذیر می باشد، ولی در حالت کلی، این مدل ها سریعاً با توجه به محدودیت هایی که در تئوری وجود دارند، بسیار پیچیده می شوند بنابراین مهندسان در نظر اول باید توانایی ارزیابی با معانی و تعاریف ساده را داشته باشند، و پس از آن ساده ترین راه را برای آنالیز مساله انتخاب کنند حتی اگر اندرکنش دینامیکی خاک و سازه، ضعیف در نظر گرفته شود.

منابع انرژی که منجر به پاسخ دینامیکی در سازه ها می شود شامل موارد زیر می باشند:

زلزله

باد

موج

انفجار

ریزش آوار

ضربه

ماشین آلات در کارخانجات

ماشین آلات در ساخت

انفجار در ساخت

اکنون ایده مناسب برای تهیه دستورالعمل برای اندرکنش خاک و سازه در سازه های بزرگ مانند کارخانجات هسته ای، سکوهای دریایی و ساختمان های بلند پذیرفته می شود. اکثر اوقات، منابع انرژی، عوامل طبیعی مانند زلزله و موج در نظر گرفته می شوند. باد نیز ممکن است در آنالیز اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته می شود، ولی فقط هنگامی که مدل آنالیز برای زلزله یا موج ساخته می شود، این کار را انجام می دهند. اگر یک سازه در برابر باد خیلی حساس در نظر گرفته شود، ممکن است آنالیز اندرکنش خاک و سازه در حالت دینامیکی کامل در نظر گرفته شود ولی معمولاً برای مدل کردن، سختی خاک و شاید دامپینگ خاک کافی باشد.

### ۳-۳-۹ روشهای مدلسازی خاک لایه ای

برای زمانی که مدلسازی خاک لایه ای موردنظر باشد می توان از روشهای زیر استفاده نمود:

الف) درنظرگرفتن خاک به صورت جرم، فنر و میرائی معادل در فنداسیون سازه (مدل وینکلر)

ب) درنظرگرفتن خاک به صورت تیر برشی با جرم پیوسته و یا متمرکز و سختی گسترده

ج) مدل نمودن خاک به صورت مدل اجزاء محدود. [میرهاشمیان (۱۳۸۷)]

در مواردی که لایه های خاک در جهات افقی و عمودی قرار گرفته باشند و نیز بررسی رفتار غیرخطی خاک ضروری باشد می توان از مدل اجزاء محدود استفاده نمود تا اثر لایه بندی را در تحلیل دخالت داد. بدین ترتیب خطای ناشی از درنظرگرفتن رفتار خطی (ارتجاعی) برای خاک، که در سایر روشهای مدلسازی مانند روش تیر برشی وجود دارد از بین خواهد رفت.

در این روش می توان علاوه بر مدفون شدگی پی، لایه بندی خاک در جهات افقی و عمودی را نیز در تحلیل وارد نمود.

### ۳-۴ ایده آل سازی<sup>۱</sup>

در چند سال اخیر، روش های آنالیزی با سرعت زیادی رشد کردند به طوری که به دست آوردن روش حل مسائل بسیار پیچیده، امکان پذیر شده است در حالی که چند سال پیش، دست نیافتنی بودند. اگر این روش های آنالیزی قدرتمند، معقولانه استفاده شوند می تواند کمک قابل توجهی به مهندس برای درک رفتار سیستم خاک و سازه کند. ولی اگر کورکورانه مورد استفاده قرار گیرند، این روش ها خطرناک می شوند و حتی می توانند ما را به اشتباه بیاندارند.

کلید استفاده درست از آن، به دست آوردن درک روشنی از ایده آل سازی است که سازه ها چگونه ساخته می شوند و این که ممکن است چقدر دور از واقعیت باشند. انجام یک آنالیز، نیازمند اطلاعاتی راجع به هندسه، خصوصیات مصالح و بارگذاری می باشد. این موارد ممکن است در رابطه با خاک و یا سازه باشند.

### ۳-۴-۱ هندسه خاک

هر مساله ژئوتکنیکی نیازمند تحقیقات محلی می باشد و بر اساس داده های محدود، قضاوت و ایده آل سازی در مورد پیوستگی و ضخامت لایه های مختلف تهیه می شود. در اکثر موارد، هزینه حفاری حفره های کافی برای تعریف هندسه دقیق زمین، زیاد می باشد و به ندرت پیش می آید که مهندس از یک مدل تقریبی فراتر گام بردارد.

### ۳-۴-۲ خصوصیات خاک

مشکلات پیش بینی مقادیر تراکم، سختی زهکشی نشده و نفوذپذیری واضح است. خصوصیات تقریبی معمولاً برای محاسبات نشست، کافی می باشند ولی رفتارهای با جزئیات مانند توزیع فشار

<sup>1</sup> Idealization

محلی و تغییرمکان نسبی به منحنی تنش - کرنش، خصوصیات وابسته به زمان خاک و پارامترهای محلی آنها وابستگی بیشتری دارند.

### ۳-۴-۳ برآیند بارها

معمولاً برآیند بارهای خارجی اعمال شده به سازه ای که زمین، تکیه گاه آن محسوب می شود به سادگی به دست می آید. مشکلات بزرگ، در خصوص سازه هایی که در معرض بارهای دینامیکی مانند زلزله، بار موج و ... هستند به وجود می آید.

برای زمینی که سازه به عنوان تکیه گاه آن محسوب می شود، بارها از نتیجه اندرکنش خاک و سازه به وجود می آیند. این مساله، به طور قابل ملاحظه ای به خصوصیات خاک و خصوصیات سازه ای و علاوه بر آن به عملیات ساخت بستگی دارد.

### ۳-۴-۴ هندسه سازه

هندسه نهایی به طور دقیق مشخص می باشد. با این وجود، معمولاً در هر زمانی حین ساخت، هندسه سازه به طور کامل شناخته شده نیست.

### ۳-۴-۵ بارگذاری سازه

معمولاً به طور دقیق نمی توان بارگذاری سازه را تعیین نمود، هر عضوی به صورت مجزا بر اساس مقدار و توزیع بار احتمالی طراحی می شود. اکثر اوقات، تمام توجه در طراحی سازه بر روی طراحی اعضاء به صورت تک جلب می شود و گاهماً هیچ گونه آنالیزی برای کل سازه در نظر گرفته نمی شود.

### ۳-۴-۶ خصوصیات سازه ای

مدل کردن مصالح تشکیل دهنده سازه، تا حدودی آسان تر از مدل کردن زمین می باشد.

خصوصیات تنش – تغییر شکل مصالح مختلف تشکیل دهنده یک ساختمان بسیار پیچیده می باشد، به ویژه با توجه به خزش و اثرات دما و رطوبت. علاوه بر این، خصوصیات واقعی حین ساخت، مسلماً با خصوصیتی که در طراحی لحاظ شده اند تفاوت خواهند داشت.

## فصل چهارم

### روشهای تحلیل مسائل

### اندرکنش خاک و سازه

#### ۴-۱ روشهای تحلیل مسائل اندرکنش خاک و سازه

تجربیات گذشته نشان می دهد که خاک زیر پی بر روی رفتار دینامیکی سازه تاثیر می گذارد. پاسخ دینامیکی سازه حین لرزه های اعمالی، تابعی از نوع خاک زیر پی بوده، لذا بدون در نظر گرفتن تاثیر آن نمی توان تخمین واقع گرایانه ای از نیروهای اعمالی زلزله بر سازه داشت. همچنین خصوصیات محلی خاک مانند جنس خاک، لایه ای بودن خاک و نیز تغییرات عمق لایه از عوامل موثر بر رفتار لرزه ای سازه می باشد که باید مورد بررسی قرار گرفته و نیز در تحلیل سازه لحاظ کرد. بنابراین به نظر می رسد بررسی رفتار لرزه ای سازه بدون لحاظ نمودن اثر خاک منجر به نتایج واقعی نخواهد شد. [Nakhaei (2008)]

برای تحلیل اندرکنش خاک و سازه دو روش کامل (مستقیم)<sup>۱</sup> و زیرسازه<sup>۲</sup> مرسوم است. [معصومی (۱۳۸۷)]

#### ۴-۲ روش کامل ( مستقیم )

در روش مستقیم، سازه و خاک هردو با هم مدل می شوند و تحلیل در یک گام صورت می پذیرد. [جوهری (۱۳۹۰)] غالباً خاک با اجزاء محدود جامد (Solid) و سازه با المانهای محدود تیری (Beam) المان بندی می شوند. به دلیل اینکه در این حالت، فرضیه جمع آثار قوا لازم نمی باشد آنالیزهای غیرخطی ممکن می گردد. [صمدیان (۱۳۸۳)]

#### ۴-۲-۱ معادلات حرکت

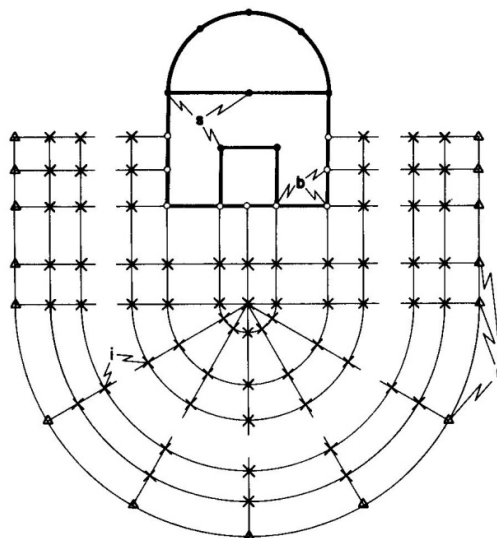
معادلات حرکت و روابط را در هر دو حوزه زمان و فرکانس می نویسیم. در واقع این دو روش تحلیل (تحلیل مستقیم و تحلیل زیرسازه) معادل یکدیگر هستند و اگر درست انجام شوند همواره نتایج یکسانی خواهند داشت. [Wolf (1985)]

<sup>1</sup> Direct Method

<sup>2</sup> Substructure Method

## ۴-۲-۱-۱ معادلات حرکت در حوزه زمان

کل سیستم خاک و سازه در شکل ۴-۱ نشان داده شده است. یک سازه به همراه یک فنداسیون انعطاف پذیر که در خاک قرار گرفته است. در روش مستقیم، آن قسمتی از خاک را که مدل شده است همیشه تجزیه می کنیم ( به عنوان مثال با روش اجزاء محدود مش بندی می کنیم). لایه خاک به همراه مصالح مستهلک کننده<sup>۱</sup> به وسیله یک مرز خارجی موهومی<sup>۲</sup> محدود شده است. این مرز موهومی در جایی دور از سازه قرار دارد که در هنگام وقوع زلزله، موج انتشار شده در مرز مشترک سازه و خاک به آنجا نمی رسد. اندیس های زیرنویس برای معرفی گره های تجزیه شده مدل به کار می روند. گره هایی که در امتداد مرز مشترک خاک و سازه قرار دارند با اندیس b (برای فنداسیون)، و بقیه گره های سازه با اندیس s علامت گذاری شده اند. اندیس i و r به ترتیب معرف گره های خاک در ناحیه داخلی و گره های خاک در مرز خارجی می باشند. برای تمایز بین سیستم های مختلف، در صورت لزوم از اندیس های بالانویس استفاده می کنیم. واژه s بیانگر سازه، واژه g بیانگر زمین (خاک به همراه خاک برداری)، واژه f معرف میدان آزاد ( محیط خاک پیوسته بدون خاک برداری)، و e معرف خاک خاک برداری شده می باشد.



شکل ۴-۱ کل سیستم خاک و سازه

<sup>1</sup> Damping

<sup>2</sup> Fictitious Exterior Boundary



با ترکیب ماتریس های مشخصه سازه و همچنین ماتریس های خاک، معادلات حرکت کل

سیستم برای حرکت زلزله به دست می آید.

(۱-۴)

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M_{ss}] & [M_{sb}] \\ [M_{bs}] & [M_{bb}^s] + [\bar{M}_{bb}^g] \\ & [\bar{M}_{ib}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{M}_{bi}] \\ [\bar{M}_{ii}] \\ [\bar{M}_{ri}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{M}_{ir}] \\ [\bar{M}_{rr}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_s^t\} \\ \{\dot{r}_b^t\} \\ \{\dot{r}_i^t\} \\ \{\dot{r}_r^t\} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} [C_{ss}] & [C_{sb}] \\ [C_{bs}] & [C_{bb}^s] + [\bar{C}_{bb}^g] \\ & [\bar{C}_{ib}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{C}_{bi}] \\ [\bar{C}_{ii}] \\ [\bar{C}_{ri}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{C}_{ir}] \\ [\bar{C}_{rr}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_s^t\} \\ \{\dot{r}_b^t\} \\ \{\dot{r}_i^t\} \\ \{\dot{r}_r^t\} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} [K_{ss}] & [K_{sb}] \\ [K_{bs}] & [K_{bb}^s] + [\bar{K}_{bb}^g] \\ & [\bar{K}_{ib}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{K}_{bi}] \\ [\bar{K}_{ii}] \\ [\bar{K}_{ri}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{K}_{ir}] \\ [\bar{K}_{rr}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_s^t\} \\ \{r_b^t\} \\ \{r_i^t\} \\ \{r_r^t\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \\ \{0\} \\ \{R_r\} \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

معادلات تعادل دینامیکی در گره های مرز خارجی خاک ( با اندیس r ) مشخص شده است.

ماتریس های [M] ، [C] و [K] به ترتیب نمایانگر جرم ، میرائی و سختی استاتیکی می باشند. ماتریس

های مشخصه متناظر با هر یک از درجات آزادی گره ها b در راستای مرز مشترک خاک و سازه نیز

اضافه شده اند. ( به عنوان مثال  $[K_{bb}^s] + [\bar{K}_{bb}^g]$  ). بردار  $\{r\}$  نشان دهنده جابجایی می باشد؛ اندیس

زیرنویس t نشانگر حرکت کل می باشد. بردار  $\{R\}$  معرف عکس العمل های تکیه گاهی می باشد.

برای اینکه فرآیند روش حل مستقیم درست صورت پذیرد، مرز خارجی خاک باید به اندازه

کافی دور از سازه قرار داشته باشد ، یعنی همان جایی که حرکت میدان آزاد  $\{r^f\}$  اعمال می شود.

$$\{\ddot{r}_r^t\} = \{\ddot{r}_r^f\}$$

$$\{\dot{r}_r^t\} = \{\dot{r}_r^f\}$$

(۲-۴)

$$\{r_r^t\} = \{r_r^f\}$$

با حذف معادلات تعادل در گره های خارجی  $r$  (گره هایی که فقط برای محاسبه عکس العمل های تکیه گاهی  $\{R_r\}$  به کار می روند) ، جایگزین کردن رابطه ۴-۲ و مرتب کردن رابطه ۴-۱ ، معادلات حرکت کل سیستم در حوزه زمان به شکل زیر در می آید:

(۳-۴)

$$\begin{bmatrix} [M_{ss}] \\ [M_{bs}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [M_{sb}] \\ [M_{bb}^s] + [\bar{M}_{bb}^g] \\ [\bar{M}_{ib}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{M}_{bi}] \\ [\bar{M}_{ii}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_s^t\} \\ \{\dot{r}_b^t\} \\ \{\dot{r}_i^t\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_{ss}] \\ [C_{bs}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [C_{sb}] \\ [C_{bb}^s] + [\bar{C}_{bb}^g] \\ [\bar{C}_{ib}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{C}_{bi}] \\ [\bar{C}_{ii}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{r}_s^t\} \\ \{\dot{r}_b^t\} \\ \{\dot{r}_i^t\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_{ss}] \\ [K_{bs}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [K_{sb}] \\ [K_{bb}^s] + [\bar{K}_{bb}^g] \\ [\bar{K}_{ib}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{K}_{bi}] \\ [\bar{K}_{ii}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_s^t\} \\ \{r_b^t\} \\ \{r_i^t\} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \\ [\bar{M}_{ir}]\{\dot{r}_r^f\} + [\bar{C}_{ir}]\{\dot{r}_r^f\} + [\bar{K}_{ir}]\{r_r^f\} \end{Bmatrix}$$

#### ۴-۲-۱-۲-۴ معادلات حرکت در حوزه فرکانس

با استفاده از رابطه ۴-۳ معادلات حرکت در حوزه فرکانس به شکل زیر خواهد شد:

$$\begin{bmatrix} [S_{ss}] \\ [S_{bs}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [S_{sb}] \\ [S_{bb}^s] + [\bar{S}_{bb}^g] \\ [\bar{S}_{ib}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\bar{S}_{bi}] \\ [\bar{S}_{ii}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s^t\} \\ \{u_b^t\} \\ \{u_i^t\} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \\ [\bar{S}_{ir}]\{u_r^f\} \end{Bmatrix} \quad (۴-۴)$$

به همراه ماتریس سختی دینامیکی  $[S]$

$$[S] = [K] + i\omega[C] - \omega^2[M] \quad (۵-۴)$$

و  $\{u\}$  بردار مقادیر جابجایی و  $\{r\}$  بسط فوریه تابع جابجایی:

$$\{u\} = \int_{-\infty}^{+\infty} \{r\} \exp(-i\omega t) dt \quad (۶-۴ الف)$$

$$\{r\} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \{u\} \exp(i\omega t) d\omega \quad (۶-۴ ب)$$

روابط ۴-۵ و ۴-۶ را برای همه ماتریس ها با اندیس های زیرنویس و همه بردارها با اندیس

های بالانویس اعمال می کنیم. با حذف تمامی درجات آزادی گره های داخلی خاک  $i$  از رابطه ۴-۴

خواهیم داشت:

$$\begin{bmatrix} [S_{ss}] \\ [S_{bs}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [S_{sb}] \\ [S_{bb}^s] + [S_{bb}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s^t\} \\ \{u_b^t\} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [S_{br}]\{u_r^f\} \end{Bmatrix} \quad (۷-۴)$$

$$[S_{bb}^g] = [\bar{S}_{bb}^g] - [\bar{S}_{bi}][\bar{S}_{ii}]^{-1}[\bar{S}_{ib}] \quad (۸-۴ \text{ الف})$$

$$[S_{br}] = -[\bar{S}_{bi}][\bar{S}_{ii}]^{-1}[\bar{S}_{ir}] \quad (۸-۴ \text{ ب})$$

یادآور می شویم که حذف متغیرها در حوزه فرکانس ( و برای بارهای هارمونیک ) دقیقاً مشابه حالت استاتیکی می باشد.

رابطه ۷-۴ رابطه ای را برای تحلیل اندرکنش خاک و سازه نشان می دهد. اگرچه استفاده از آن راحت نمی باشد اما بردار نیروها ( که بر گره های b واقع در فنداسیون اعمال می شوند ) به عنوان حاصل ماتریس سختی دینامیکی  $[S_{br}]$  و بردار حرکت میدان آزاد در مرز خارجی موهومی  $\{u_r^f\}$  تعریف می شوند. ایجاد ماتریس  $[S_{br}]$  کار مشکلی است.  $[S_{bb}^g]$  ماتریس سختی دینامیکی زمین (خاک به همراه خاک برداری) می باشد.  $[S_{ss}]$ ،  $[S_{sb}]$  و  $[S_{bb}^s]$  زیرماتریس های سختی دینامیکی سازه می باشند. رابطه با میرائی سازه به صورت زیر خواهد شد:

$$[S_{ss}] = [K_{ss}](1 + 2\xi_i) - \omega^2[M_{ss}] \quad (۹-۴ \text{ الف})$$

$$[S_{sb}] = [K_{sb}](1 + 2\xi_i) - \omega^2[M_{sb}] \quad (۹-۴ \text{ ب})$$

$$[S_{bb}^s] = [K_{bb}^s](1 + 2\xi_i) - \omega^2[M_{bb}^s] \quad (۹-۴ \text{ ج})$$

نسبت میرائی در سازه در روابط ۹-۴ ثابت در نظر گرفته شده است. این کار باعث شده است که روابط به صورت خلاصه تری درآید.

بردار  $\{u_s^t\}$  حاوی تمام آن دسته از درجات آزادی دینامیکی سازه می باشد که خارج از محدوده مرز مشترک خاک و سازه قرار دارند.

رابطه ۸-۴ الف بیانگر یک جواب قراردادی متوسط می باشد و ممکن است با استفاده از آن نتوانیم به جواب دقیق  $[S_{bb}^g]$  دست یابیم. همان طور که می دانیم بنابر تجزیه یک محدوده مرزی خاک با مصالح میراگر، به عنوان مثال مش بندی المان مرزی خاک با استفاده از روش اجزاء محدود، فقط یک جواب خیلی تقریبی برای ماتریس سختی دینامیکی محیط نامحدود خاک به دست می آید. این مشکل زمانی اتفاق می افتد که اثر محدوده ای از خاک که در رابطه ۱-۴ لحاظ شده است به

عنوان یک مرز جذب انرژی ( ماتریس سختی دینامیکی ) مدلسازی نشود. این کار قادر به محاسبه یک سیستم غیرخطی (در حوزه زمان ) می باشد در حالی که آن قسمت از خاک ( خاکی که در مرز خارجی موهومی قرار دارد ) که مدل نشده است باید به صورت خطی رفتار نماید. رفتارهای غیرخطی می توانند از بقیه قسمت‌های سیستم نشات گرفته شده باشند به خصوص از داخل سازه. بسط سری فوریه ماتریس سختی دینامیکی ( در حوزه فرکانس ) در خاک بدون شرایط مرزی می تواند به عنوان یکی از کاربردهای این روش ، در حوزه زمان کاربرد داشته باشد. پیچیدگی محاسبات مربوط به رابطه ۴-۱ ممکن است ضرورت ذخیره و پردازش کامل تاریخچه زمانی تغییر مکان ها را ایجاد کند.

#### ۴-۳ روش زیرسازه

متداولترین روش حل مساله اندرکنش دینامیکی خاک و سازه، روش زیرسازه است. در این روش، مساله خطی اندرکنش دینامیکی خاک و سازه، به یک سری زیرمساله ساده تر تفکیک می شود و هر زیرمساله با مناسبترین روش تحلیل می شود و سپس نتایج حاصله، با استفاده از اصل جمع آثار قوا، با هم ترکیب می شوند. در این روش، در یک گام اندرکنش جنبشی با صرف نظر نمودن از جرم سازه مورد بررسی قرار گرفته و حرکت ورودی سازه معین می گردد. در گام بعدی حرکت ورودی محاسبه شده به سازه اعمال می شود و این گام ها تا همگرایی جواب ادامه خواهند یافت.

با توجه به اینکه روش زیرسازه، یک روش خطی تحلیل اندرکنش است برای در نظر گرفتن اثرات

رفتار غیرخطی خاک، می توان از روش معادل استفاده کرد. [گتمیری (۱۳۸۲)]

#### ۴-۳-۱ تحلیل زیرسازه در فنداسیون انعطاف پذیر

#### ۴-۳-۱-۱ معادلات حرکت در جابجایی های کل

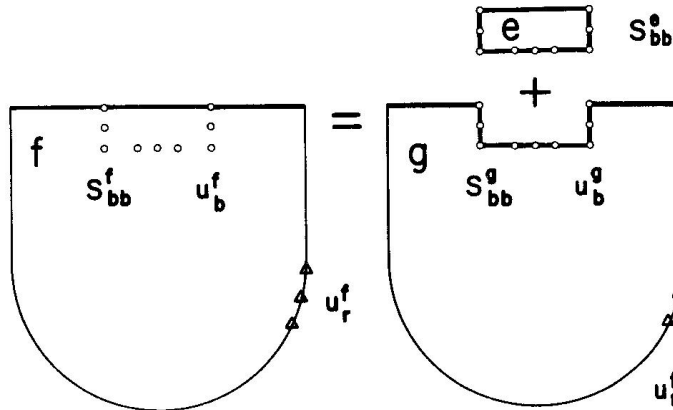
بردار نیروها در معادلات حرکت سیستم خاک و سازه (رابطه ۴-۷) را می توان به صورت زیر

نوشت:

در سیستم دینامیکی میدان آزاد، حرکت  $\{u_r^f\}$  روی همان مرز خارجی (شکل ۴-۲) اتفاق می

افتد

که برای کل سیستم خاک و سازه (شکل ۴-۱) معرفی شد.



شکل ۴-۲ ماتریس سختی دینامیکی و اعمال نیروی زلزله به قسمتهای مختلف خاک

نماد ماتریس و بردار از روی شکل حذف شده است. سیستم میدان آزاد را می توان از ترکیب

زمین و سیستم محصور به دست آورد:

$$[S_{bb}^f] = [S_{bb}^g] + [S_{bb}^e] \quad (10-4)$$

با انتخاب سازه فقط به عنوان بخش خاک برداری شده خاک، رابطه ۴-۷ را می توان به شکل

جدیدی درآورد. با در نظر گرفتن  $[S_{bs}] = 0$ ،  $[S_{bb}^s] = [S_{bb}^e]$ ،  $\{u_b^t\} = \{u_b^f\}$  خواهیم داشت:

$$([S_{bb}^e] + [S_{bb}^g])\{u_b^f\} = -[S_{br}]\{u_r^f\} \quad (11-4)$$

با جاگذاری رابطه ۴-۱۰ در رابطه ۴-۱۱ خواهیم داشت:

$$[S_{bb}^f]\{u_b^f\} = -[S_{br}]\{u_r^f\} \quad (12-4)$$

و با جاگذاری رابطه ۴-۱۲ در رابطه ۴-۷ خواهیم داشت:

$$\begin{bmatrix} [S_{ss}] & [S_{sb}] \\ [S_{bs}] & [S_{bb}^s] + [S_{bb}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s^t\} \\ \{u_b^t\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [S_{bb}^f]\{u_b^f\} \end{Bmatrix} \quad (13-4)$$

این رابطه معادله اساسی حرکت برای مقادیر تغییرمکان های کل، می باشد.

به جای استفاده از میدان آزاد، می توان از سیستم زمین ( خاکی که برای خاک برداری به حساب می آید ) به عنوان سیستم مرجع برای حرکت زلزله استفاده کرد. حرکت میدان آزاد  $\{u_r^f\}$  که در مرز خارجی اتفاق می افتد در شکل ۴-۲ نشان داده شده است. معادلات حرکت رابطه ۵-۷ با حذف تمام ماتریس های سازه ای را می توان با در نظر گرفتن  $[S_{bs}] = [S_{bb}^s] = 0$  و  $\{u_b^t\} = \{u_b^g\}$  به صورت زیر نوشت:

$$[S_{bb}^g]\{u_b^g\} = -[S_{br}]\{u_r^f\} \quad (۱۴-۴)$$

این رابطه نشان می دهد که جمع جبری نیروهای اندرکنش زیرسازه های خاک و خاک برداری شده در راستای خطی که شامل گره های b است (جائی که حرکت  $\{u_b^g\}$  می باشد ) صفر می باشند.

با جاگذاری رابطه ۴-۱۲ در رابطه ۴-۱۴ معادله زیر برای نیروها به دست می آید:

$$[S_{bb}^g]\{u_b^g\} = [S_{bb}^f]\{u_b^f\} \quad (۱۵-۴)$$

این رابطه ممکن است برای تعیین حرکت خاکی که با خاک برداری تغییر داده شده است (که به حرکت موج پراکنده<sup>۱</sup> مشهور است ) مورد استفاده قرار گیرد. با جاگذاری رابطه ۴-۱۵ در رابطه ۴-۱۳ خواهیم داشت:

$$\begin{bmatrix} [S_{ss}] & [S_{sb}] \\ [S_{bs}] & [S_{bb}^s] + [S_{bb}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s^t\} \\ \{u_b^t\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [S_{bb}^g]\{u_b^g\} \end{Bmatrix} \quad (۱۶-۴)$$

به وضوح دیده می شود که تحلیل اندرکنش خاک و سازه به روش مستقیم دقیقاً منجر به معادله حرکتی خواهد شد که در روش زیرسازه به دست می آید. هر دو روش ، روش مستقیم در حوزه فرکانس که با رابطه ۴-۴ استفاده می شود و روش زیرسازه بر اساس رابطه ۴-۱۳ ( و یا بعضی روابط مشابه مانند رابطه ۴-۱۶ ) منجر به نتایج یکسانی خواهند شد، البته فقط در زمانی که از هر دو روش به صورت مشابه استفاده نماییم. به عنوان مثال ،  $[S_{bb}^g]$  و ماتریس های سختی دینامیکی خاک در رابطه ۴-۴ باید بر اساس فرضیات یکسان درست شوند ، تاثیر مدفون شدگی را باید به شکل مناسبی

<sup>1</sup> Scattered-wave motion

حساب نماییم و از همه مهمتر اینکه متغیرهای فضایی حرکت میدان آزاد  $\{u_b^f\}$  و  $\{u_r^f\}$  باید دقیقا مطابق با الگوی موج متناظر و نقاط کنترل باشند.

#### ۴-۳-۲ تحلیل زیرسازه در فنداسیون صلب

همان طور که می دانیم ، فنداسیون شامل خود فنداسیون و نیز دیوارهای مجاور ممکن است در بسیاری از موارد صلب فرض شوند. سازگاری بین قیدهای مرز مشترک خاک و سازه منجر به رابطه های مختلفی می شود. به علت اینکه تعداد درجات آزادی در فنداسیون صلب در مقایسه با فنداسیون انعطاف پذیر کمتر می باشد بنابراین روابط نیز از نظر فیزیکی آسانتر به نظر می رسند.

#### ۴-۳-۲-۱ معادلات اساسی حرکت در جابجایی های کل

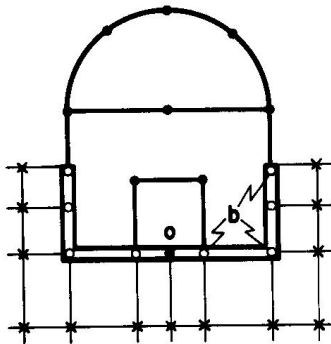
همان سیستم سازه و خاک نشان داده شده در شکل ۴-۱ را با فنداسیون صلب در شکل ۴-۳ مشاهده می کنید. حرکت کل فنداسیون  $\{u_b^t\}$  را می توان به صورت تابعی از حرکت های کل جسم صلب نقطه O  $\{u_o^t\}$  نوشت:

$$\{u_b^t\} = [A]\{u_o^t\} \quad (۱۷-۴)$$

ماتریس  $[A]$  تبدیل سینماتیک فقط با کمیت های هندسی می باشد.

با ترکیب رابطه ۴-۱۷ و رابطه ۴-۱۳ معادله اساسی در حرکت کل به شکل زیر در خواهد آمد:

$$\begin{bmatrix} [S_{ss}] & [S_{so}] \\ [S_{os}] & [S_{oo}^s] + [S_{oo}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s^t\} \\ \{u_o^t\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [A]^T [S_{bb}^f] \{u_b^f\} \end{Bmatrix} \quad (۱۸-۴)$$

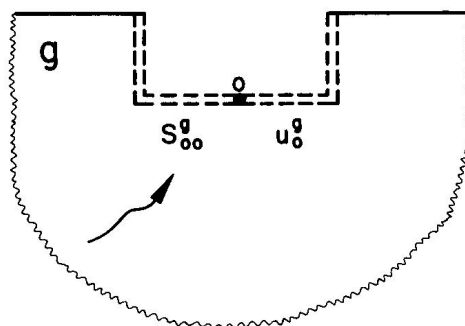


شکل ۴-۳ سیستم خاک و سازه با فنداسیون صلب

ماتریس  $[S_{oo}^g]$  ماتریس سختی دینامیکی خاک ( به همراه خاک برداری ) برای یک مرز

مشترک صلب سازه و خاک می باشد (شکل ۴-۴) که برابر است با:

$$[S_{oo}^g] = [A]^T [S_{bb}^g] [A] \quad (۱۹-۴)$$



شکل ۴-۴ سیستم خاک به همراه خاک برداری و مرز مشترک صلب سازه و خاک

حرکت موج پراکنده متناظر  $\{u_o^g\}$  به شکل زیر می باشد:

$$\{u_o^g\} = [S_{oo}^g]^{-1} [A]^T [S_{bb}^f] \{u_b^f\} \quad (۲۰-۴)$$

با ترکیب رابطه ۲۰-۴ و رابطه ۱۸-۴ خواهیم داشت:

$$\begin{bmatrix} [S_{ss}] & [S_{so}] \\ [S_{os}] & [S_{oo}^s] + [S_{oo}^g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_s^t\} \\ \{u_o^t\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ [S_{oo}^g] \{u_o^g\} \end{Bmatrix} \quad (۲۱-۴)$$

#### ۴-۴ شرط تابش

برای تحلیل صحیح اندرکنش خاک و سازه باید شرط تابش برقرار باشد. در واقع شرایط مرزی

باید به گونه ای اعمال گردد که امواج منعکس شده از سازه به سوی توده نیم بی نهایت خاک در

مرزها به طرف سازه برگشت داده نشوند. شرط تابش سبب به دست آمدن پاسخ منحصر بفرد در تحلیل

اندرکنش خواهد گردید.

#### ۱-۴-۴ شرط تابش در حوزه زمان

در تحلیل در حوزه زمان، شرط تابش به مفهوم ناپدید شدن تغییر مکان در خارج از دامنه تاثیر



اندرکنش می باشد. دامنه تاثیر، در یک لحظه مشخص زمان، محدوده ای از محیط نامحدود خاک است که توسط ماکزیمم سرعت موج انتشار شده پیموده می شود. با پیش رفتن در طی زمان، دامنه تاثیر گسترده تر می شود. این امر نیازمند صرف انرژی در مرز مشترک خاک و سازه می باشد و منجر به میرایی تابشی خواهد گردید. برای مدلسازی این پدیده می توان از میراگر در مرز مشترک سود برد.

#### ۴-۴-۲ شرط تابش در حوزه فرکانس

در تحلیل در حوزه فرکانس، شرط تابش در فاصله بی نهایت از مرز مشترک خاک و سازه اعمال می گردد. برای وارد کردن شرط مزبور، هیچ انرژی نباید از بی نهایت به سوی مرز مشترک تابیده شود.

خاطر نشان می کند، تحلیل اندرکنش در عمل با روشهای عددی و گسسته سازی محیط امکان پذیر است. مرسوم ترین روش عددی در این زمینه، اجزاء محدود است که ممکن است به تنهایی برای مدلسازی محیط و یا در ترکیب با روشهای دیگر به کار رود. [Rizos (2002)]

مدلسازی و تحلیل به صورت سه بعدی، رفتار سازه مدل شده را به واقعیت نزدیک تر می کند و می توان گفت در مقایسه با مدل دوبعدی بهترین و کارآمدترین روش می باشد ولی تحلیل کردن و فرآیند اجرا کردن به وسیله کامپیوتر<sup>۱</sup> گاهی اوقات کاری بسیار وقت گیر می باشد. هرچه مش بندی ریزتر شود مسلماً المان های ساخته شده بیشتر خواهد شد و بنابراین تحلیل و بررسی این مدل توسط کامپیوتر به زمان بیشتری نیاز خواهد داشت و ضمن اینکه حجم محاسبات نیز به صورت قابل توجهی بالا خواهد رفت. این دو از بزرگترین معایبی هستند که در مدلسازی و تحلیل سه بعدی پیش روی ما خواهند بود.

برای رفع این مشکلات، گاهی اوقات با رعایت بعضی نکات مهم مدلسازی دوبعدی پیشنهاد می شود.

<sup>1</sup> Run

## ۴-۵ آنالیز دوبعدی تنش

آنالیز دوبعدی تنش در اجزاء محدود کاربرد زیادی دارد. در اینجا مدل های تنش مستوی<sup>۱</sup> و

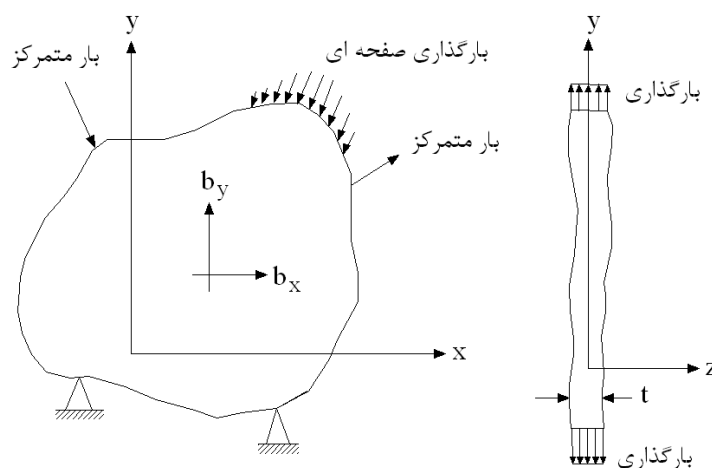
کرنش مستوی<sup>۲</sup> را معرفی می کنیم. [Budynas]

## ۴-۵-۱ تنش مستوی

مدل تنش مستوی که به آن تنش مسطحه هم گفته می شود برای زمانی به کار می رود که یک صفحه نازک، به صورت یکنواخت در راستای ضخامت  $t$  و در جهتی موازی با سطوح جانبی صفحه بارگذاری شده باشد. در شکل ۴-۵ نمونه هایی از بارگذاری بر روی یک صفحه نشان داده شده است که همگی در صفحه  $x-y$  اعمال شده اند.

لازم به ذکر است که ضرورتی ندارد ضخامت  $t$  صفحه حتما ثابت باشد. بارگذاری پیرامون محیط صفحه ممکن است از نیروهای کششی، فشاری و یا نیروهای برشی ایجاد شده باشد. تنش مستوی منجر به رابطه زیر خواهد شد:

$$\sigma_{zz} = 0 \quad \sigma_{xz} = 0 \quad \sigma_{yz} = 0 \quad (1-4)$$



شکل ۴-۵ تنش مستوی (تمامی بارها فقط در صفحه  $x-y$  اعمال شده اند)

<sup>1</sup> Plane Stress

<sup>2</sup> Plane Strain

در هر دو وجه صفحه، نیروهای در راستای محور  $Z$  ( $b_z$ ) صفر می باشند. نیروهای در راستای محور  $X$  ( $b_x$ ) و نیروهای در راستای محور  $Y$  ( $b_y$ ) ممکن است تابعی از  $x$  و  $y$  باشند. بنابراین سه تنش  $\sigma_{xx}$ ،  $\sigma_{yy}$  و  $\sigma_{xy}$  برابر غیرصفر می باشند، که تابعی از  $x$  و  $y$  هستند.

شایان ذکر است که کرنش در راستای محور  $Z$  ( $\epsilon_{zz}$ ) در حالت تنش مستوی ممکن است مقدار صفر و یا غیرصفر داشته باشد. به علاوه ممکن است کرنش های اولیه  $\epsilon_{xx0}$ ،  $\epsilon_{yy0}$ ،  $\epsilon_{xy0}$  و  $\epsilon_{zz0}$  ناشی از تغییرات درجه حرارت در جسم وجود داشته باشد. همچنین ممکن است تنش های اولیه پسماند  $\sigma_{xx0}$ ،  $\sigma_{yy0}$  و  $\sigma_{xy0}$  در جسم وجود داشته باشد.

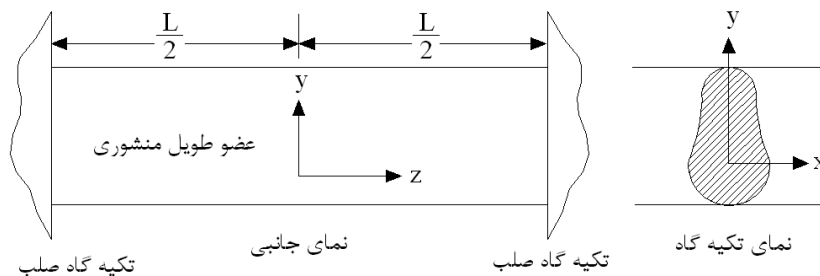
به طور خلاصه، مسائلی به صورت تنش مستوی دسته بندی می شوند که یک صفحه نسبتاً نازک فقط در سطح صفحه<sup>۱</sup> بارگذاری شده باشد.

#### ۴-۵-۲ کرنش مستوی

مدل کرنش مستوی که به آن کرنش مسطحه هم گفته می شود برای زمانی به کار می رود که کرنش قائم در راستای محور  $Z$  ( $\epsilon_{zz}$ ) و همچنین کرنش های برشی  $\sigma_{xz}$  و  $\sigma_{yz}$  برابر صفر در نظر گرفته شوند.

$$\epsilon_{zz} = 0 \quad \epsilon_{xz} = 0 \quad \epsilon_{yz} = 0 \quad (۲-۴)$$

این شرایط زمانی محتمل است که یک عضو منشوری طویل با سطح مقطع ثابت بین دو تکیه گاه صلب همانند شکل ۴-۶ قرار گرفته شده باشد.



شکل ۴-۶ کرنش مستوی (تمامی بارها فقط در صفحه  $x-y$  اعمال شده اند)

<sup>1</sup> Plane of the Plate

گرچه این شرایط، خیلی عملی نمی باشد، ولی اصل سنت ونان<sup>1</sup> به ما این اجازه را می دهد که حتی در نواحی ای دور از تکیه گاهها که ممکن است شرایط ذکر شده در رابطه ۲-۴ برقرار نباشد نیز از مدل کرنش مستوی استفاده نمائیم.

نیروهای خارجی ممکن است فقط مولفه  $x$  و یا  $y$  داشته باشند و یا تابعی از  $x$  و  $y$  باشند. انتظار داریم تغییر شکل در هر سطح مقطعی به صورت یکسان باشد. نیروهای  $b_x$  و  $b_y$  در واحد حجم، هر کدام می توانند تابعی از  $x$  و یا  $y$  باشند ولی در راستای محور  $z$  حتما باید  $b_z = 0$ .

همانند آنچه که در تنش مستوی گفته شد ممکن است کرنش های اولیه  $\epsilon_{xy0}$ ،  $\epsilon_{yy0}$ ،  $\epsilon_{xx0}$  و  $\epsilon_{zz0}$  ناشی از تغییرات درجه حرارت در جسم وجود داشته باشد.

همچنین ممکن است تنش های اولیه پسماند  $\sigma_{xy0}$  و  $\sigma_{yy0}$ ،  $\sigma_{xx0}$  در جسم وجود داشته باشد. قابل توجه است که در حالت کلی تنش در راستای محور  $z$  ( $\sigma_{zz}$ ) در حالت کرنش مستوی ممکن است مقدار صفر و یا غیرصفر داشته باشد.

استفاده از تنش مستوی و کرنش مستوی در حل مسائل، در صورتی که بتوان مسئله را به حالت تنش مستوی و یا کرنش مستوی درآورد، کمک بسیاری در کاهش حجم محاسبات و همچنین کاهش زمان محاسبات خواهد کرد.

<sup>1</sup> St. Venant's Principle

## **فصل پنجم**

### **اندرکنش خاک و سازه**

### **در شمع های پایه های پل**

پل ها به عنوان یکی از سازه های بسیار حساس و همچنین به عنوان یکی از زیرساختارها در آبادانی و شاهرگ حیاتی هر کشور در امور مربوط به حمل و نقل شناخته می شوند. تخریب بسیاری از پل ها بعد از زلزله های ۱۹۷۱ (San Fernando) و ۱۹۹۴ (Northridge) و ۱۹۹۵ (Hanshin) ژاپن و ۱۹۹۹ (Chi - Chi) تایوان نشان داد هنوز هم در مورد طراحی لرزه ای پلها مسائل ناشناخته زیادی وجود دارد. [رضایی فر (۱۳۹۰)]

حال به معرفی پل ها می پردازیم.

### ۵-۱ هدف سازه ای پل ها

هدف سازه هرچه که باشد، قوانین اساسی مکانیک خاک در آن اعمال می شود و رفتار سازه در پاسخ به عکس العمل خاک به وسیله هندسه و فرم آن کنترل می شود. یک پل در هدف، هندسه و فرم نسبت به یک ساختمان متفاوت می باشد. بنابراین عکس العمل آن نسبت به کرنش ها و اثرات وابسته به زمان اندرکنش خاک و سازه مانند یک ساختمان نمی باشد.

هزینه عمده یک پل، هزینه سازه به علاوه فنداسیون آن می باشد. تنها لوازم پل، جان پناه ( نرده های محافظ) و ستون های برق به نحوی هستند که با کوچکترین نشست، تحت تاثیر قرار می گیرند، همچنین درزهای انبساط که هدف آنها، امکان جابجایی پل در پاسخ به تمامی اندرکنش های سازه ای می باشند.

یک پل ممکن است برای حرکت بار ترافیکی در یک جهت و یا دو جهت ساخته می شود. برای پل های بزرگراهی، بار ترافیک نصف کل بار سازه و برای پل های راه آهن  $2/3$  کل بار سازه، بار ترافیک می باشد. این بارها در حال تغییر هستند، بنابراین سازه و فنداسیون باید بتوانند در برابر بارهای سیکلیک مقاومت کنند. پل های با دهانه بزرگ در معرض بار باد قرار دارند که ممکن است دچار حرکات بزرگ و معمولاً نامنظم شوند.

با اولین آشفستگی در خاک، اندرکنش خاک و سازه آغاز می شود. نیروهای افقی در دو جهت و نیروهای قائم با یکدیگر جمع می شوند و تشکیل یک فضای سه بعدی می دهند. جهت های حرکت

در خاک به وسیله خصوصیات خاک (عدم پیوستگی و برش مستوی) کنترل خواهد شد و ممکن است به چندین جهت برگردانده شود. در ضمن ممکن است محورهای اصلی لایه خاک، هم راستا با محورهای اصلی سازه نباشد.

## ۵-۲ مرز مشترک پل و خاک

عمل و عکس العمل و فعل و انفعال بین خاک و سازه در فصل مشترک خاک و فنداسیون پل اتفاق می افتد. اثرات تفاوت بین ساختمان و پل در هدف، هندسه و فرم مشخص شده است و علاوه بر آن فصل مشترک ایجاد شده به وسیله یک پل، متفاوت از یک ساختمان می باشد:

- بارهای فنداسیون (قائم و افقی) به وسیله سطح زیر هر پایه پل به زمین انتقال داده می شوند (فاصله این نقاط نسبت به اندازه آنها، خیلی زیاد می باشند).
- فنداسیون پل ممکن است به صورت جدا جدا در نظر گرفته شود ولی حتماً باید به صورت تجمعی در نظر گرفته شوند. اغلب، شرایط زمین بین فنداسیون ها به طور قابل ملاحظه ای تفاوت می کند ولی حرکات بین آنها هم در سطح و هم در ارتفاع، باید طوری کنترل شود که سازه بتواند آنها را تحمل کند. حرکات زمین در یک نقطه به وسیله فنداسیون یا خاکریز نزدیک آن نقطه کنترل می شود.
- مهندس طراح برای انتخاب نوع سازه ای که با حرکات خاک مقابله کند آزادی بیشتری دارد.
- پشت بندها با یکدیگر تشکیل تیرهای صلبی می دهند که نشست موضعی اتفاق نمی افتد.
- نقاط تکیه گاه معمولاً در آب هستند و ممکن است عمیق باشند و با توجه به فشارهای جانبی زیادی که به این فنداسیون ها وارد می شود به ستون گذاری سنگین و همچنین استفاده از ستون های شیاردار نیاز داریم.

- نقطه شروع و پایان پل ها معمولاً بر روی خاکریز ( ساخته انسان) و یا شیب شکن ( زمین طبیعی) قرار دارد که باعث اعمال بار به سازه می شود. خاکریز ممکن است قبل و یا بعد از ساخت پل، احداث شود و ممکن است هم نیروی افقی و هم نیروی قائم به پل اعمال کند.

### ۳-۵ خصوصیات اندرکنش خاک و سازه در پل ها

خصوصیات اندرکنش، سختی و حرکت می باشند.

سختی اجزاء تشکیل دهنده پل و کل پل در حین ساخت تغییر خواهند کرد، به وسیله حرکت هایی که سازه، آنها را تحمل می کند ممکن است در حین ساخت و یا پس از ساخت، سختی تغییر کند. حرکت ها ممکن است یک طرفه و یا دو طرفه باشند، پیوسته و یا متناوب باشند. تغییر در عکس العمل ایجاد شده توسط کوچکترین حرکت، بر روی قابلیت سرویس پذیری سازه تاثیر خواهد گذاشت.

### ۴-۵ ماهیت اندرکنش خاک و سازه در پل ها

برای پل های بزرگ، اندرکنش خاک و سازه به نوع سازه استفاده شده بستگی دارد؛ که ممکن است اندرکنش خاک و سازه متاثر از کارهای دائمی و موقت شود، به عنوان مثال:

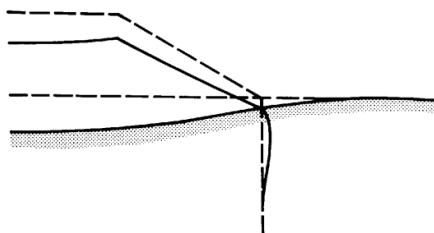
- حرکت و دوران فنداسیون های قوسی. اگر مواد داخل فنداسیون همگن باشند، حرکت ها محاسبه می شوند و در طراحی لحاظ می شوند.
- مقاومت نسبت به نیروهای جانبی و طولی که به شمع های قائم فنداسیون پل و پیشانی پل وارد می شوند. این حرکات، مقاومت زمین را برای مقابله در برابر این نیروها افزایش می دهد.
- اثرات جابجا کردن فنداسیون در پایه و اساس در خاکبرداری های خیلی عمیق به ویژه در رس های ترک خورده.
- اثرات زلزله بر روی پایه های فنداسیون های شمعی
- مقاومت گروه شمع نسبت به بارگذاری افقی



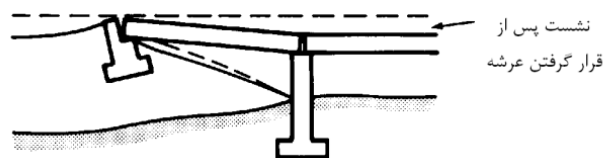
- اثرات ته نشینی مواد معدنی روی پل

وجود اندرکنش خاک و سازه باید در نظر گرفته شود و اثرات آن باید آنالیز شوند، معمولاً انجام این کار فقط برای حالت کلی امکان پذیر است چون نه پارامترهای خاک و نه مکانیزم اندرکنش به طور دقیق و واضح مشخص نیستند.

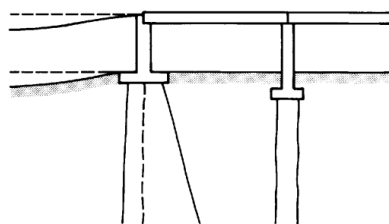
اهمیت قرار گرفتن پایه ها، فقط ایجاد فصل مشترک بزرگ بین پل و خاک نیست، بلکه ایجاد فصل مشترک بین پل و خاکریز است، که جدا از مرحله ساخت می باشد و فصل مشترک خود را هم با خاک دارد. بنابراین پایه در برابر اندرکنش خاک و سازه ساختمان مجاور مقابله می کند. همبلی<sup>۱</sup> در سال ۱۹۷۹ رفتار یک پل ساخته شده در مجاورت خاکریز را مورد بررسی قرار داد که نشان می دهد رفتار واقعی، خیلی متفاوت از فرضیاتی بود که در محاسبات انجام می گرفته است. شکل ۱-۵ تا ۴-۵ نمایشگر حرکتی است که در محل پل، توسط زمین و سازه تحمل شده اند.



شکل ۱-۵ تغییر مکان های افقی و قائم ناشی شده از ساخت خاکریز بر روی زمین نرم



شکل ۲-۵ اثر ترتیب ساخت



شکل ۳-۵ پایه های پل های شمعی

<sup>1</sup> Hambly



شکل ۴-۵ بالا آمدن زمین ناشی از آزاد شدن تنش قائم

شکل ۱-۵ تغییر مکان های بسیار بزرگ قائم و افقی منجر شده از ساخت یک خاکریز بر روی زمین نرم را نشان می دهد. شکل ۲-۵ نشان می دهد که چگونه ترتیب عملیات ساخت ممکن است بر روی حرکات عرشه پل تاثیرگذار باشد. نشست خاکریز بر روی زمین نرم می تواند باعث حرکات نسبی بزرگ عرشه نسبت به پایه های پل شود.

شکل ۳-۵ پایه های پل شمعی را نشان می دهد که یک خاکریز را نگه می دارد. اگر زمین نرم باشد، به علت بارهای پادمقارن ناشی از خاکریز، حرکات بزرگ زمین حاصل می شوند. کرنش های زمین، باعث بارهای جانبی بر روی پایه ها می شود که می تواند منجر به حرکات نسبی مهم پایه ها شود به طوری که قبل از ساخت سازه، تحکیم رخ دهد.

هنگامی که در روی زمین خاکبرداری می شود، عکس العمل زمین در برابر آزاد شدن تنش قائم به شکل بالا آمدگی زمین رخ می دهد (شکل ۴-۵).

## ۵-۵ ساخت پل ها

روش ساخت و ساز پل ها متفاوت از روش های مورد استفاده برای ساختمان ها می باشند. پل ها دارای یک سطح می باشند و در مقایسه با ساختمانها این سطح، در ارتفاع بالاتری نسبت به زمین قرار دارد و دسترسی به زیر آن مشکل می باشد، ولی بعضی از روشهای ساخت برای نگه داشتن آن روی زمین مورد استفاده قرار می گیرد. هرگاه قسمتی از عرشه بتن ریزی می شود، سازه موقتی نشست پیدا می کند و اندرکنش خاک و سازه ایجاد می شود. اثرات روی خاک ممکن است موقتی باشد ولی سریعاً باید پاسخ خاک به بارهای سازه موقتی را ارزیابی کرد. هنگامی که در اثر تراکم خاک ناشی از عبور ترافیک وسایل ساخت و ساز، تحکیم اتفاق می افتد، زمین نزدیک تکیه گاه های پایه ها نسبت به زمین بین تکیه گاه ها سخت تر می شود. ریختن بتن درجا، تغییر حالت بتن از حالت سیال

به حالت جامد، و تاثیرات پیش تنیدگی، باعث می شود بارهای اعمالی به خاک تغییر کند. حرکات ناشی از بتن ریزی، تنش های سازه را تحت تاثیر خود قرار می دهد و این درست زمانی اتفاق می افتد که سازه هنوز مقاومت کافی برای مقابله با این تنش ها را ندارد.

سختی پل در حین ساخت و ساز در حال تغییر خواهد بود و اثرات ترتیب مراحل ساخت باید مدنظر قرار گیرد. این ارزیابی باید در کل زمان ساخت انجام گیرد. براون<sup>۱</sup> و مید<sup>۲</sup> در سال ۱۹۷۳ ساخت یک پل جدید را در نزدیکی یک پل قدیمی سنگین با ۱۰۰ سال قدمت آغاز کردند (با درنظر گرفتن تمامی ملاحظات طراحی). پس از تکمیل پل جدید، پل قدیمی تخریب شد. خاک فنداسیون در برابر چندین مرحله متفاوت مقاومت کرده بود؛ مرحله ساخت پل اصلی، مرحله وجود پل اصلی (درازمدت)، مرحله ساخت پل جدید، مرحله وجود هر دو پل (کوتاه مدت)، مرحله حذف پل قدیمی و مرحله وجود پل جدید. پاسخ خاک به حذف یک بار ممکن است سریع نباشد.

---

<sup>1</sup> Brown

<sup>2</sup> Mead

## فصل ششم

### حل مسائل کاربردی

در این فصل با ارائه مسائل عددی، سعی خواهیم کرد مفهوم اندرکنش خاک و سازه را در قالب این گونه مسائل بهتر عنوان کنیم و اثرات آن را در مسائل مشاهده نمائیم. برای حل مسائل از روش اجزاء محدود استفاده می کنیم و برای تحلیل مسائل به روش اجزاء محدود که یک روش بسیار زمان بر و با حجم محاسبات بالا می باشد مجبور به استفاده از کامپیوتر می باشیم و برای این کار از نرم افزار ABAQUS Version 6.7 استفاده می نماییم.

در این فصل از مدل های خیلی ساده شروع می کنیم تا اینکه مسئله اندرکنش خاک و سازه به طور مفصل، مشخص شود و پس از آن که اندرکنش خاک و سازه را به صورت درست مدل نمودیم به سراغ موضوع اصلی پایان نامه که بررسی اندرکنش خاک و سازه در گروه شمع می باشد را مورد تجزیه و تحلیل قرار می دهیم.

برای به دست آوردن ابعاد شمع، با در نظر گرفتن قطر شمع به اندازه ۷۵ سانتی متر و ثابت نگاه داشتن مشخصات مصالح و بارگذاری، فقط طول شمع را متغیر در نظر می گیریم. و با توجه به اینکه شمع مدفون شده در لایه خاک را می توان به عنوان یک عضو فشاری مهار شده در نظر گرفت با فرض  $K=1$  لاغری شمع ها را مورد بررسی قرار دادیم. [مقررات ملی ساختمان مبحث نهم]

در جدول ۱-۶ لاغری شمع ها با ارتفاع ۱۰، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ متر نشان داده شده است.

جدول ۱-۶ لاغری شمع های با طول های مختلف با در نظر گرفتن  $K=1$

لاغری	شعاع ژیراسیون $r = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ (cm)}$	سطح مقطع $A \text{ (cm}^2\text{)}$	ممان اینرسی $I \text{ (cm}^4\text{)}$	طول شمع $L \text{ (m)}$
53.3	18.75	4415.625	1552368	10
106.7	18.75	4415.625	1552368	20
133.3	18.75	4415.625	1552368	25
160	18.75	4415.625	1552368	30

با توجه به قطر ۷۵ سانتی متر که سطح مقطع بزرگی در شمع ها محسوب می شود در این پایان نامه ما از شمع به طول ۳۰ متر استفاده می کنیم. برای اعمال بار به شمع ابتدا ظرفیت باربری شمع را باید محاسبه نمود.

مشخصات لایه خاک و بتن شمع در جدول ۶-۲ نشان داده شده است.

جدول ۶-۲ مشخصات لایه خاک و بتن شمع

بتن آرمه	لایه خاک	مشخصات
25	18	جرم واحد حجم ( $\text{kN/m}^3$ )
28	-	مقاومت فشاری (MPa)
3.36	-	مقاومت کششی (MPa)
0.3	0.25	ضریب پواسن
$2.1 \times 10^{10}$	$4 \times 10^7$	مدول الاستیسیته (Pa)
-	10	چسبندگی (kPa)
-	$26^\circ$	زاویه اصطکاک داخلی
-	$24^\circ$	زاویه اتساع

### ۶-۱ روابط تخمینی برای ظرفیت باربری شمع

ظرفیت باربری نهائی شمع را می توان مجموع ظرفیت باربری نوک شمع و ظرفیت باربری

اصطکاک جلدی شمع در نظر گرفت ( شکل ۷-۱) : [داس ام. براجا]

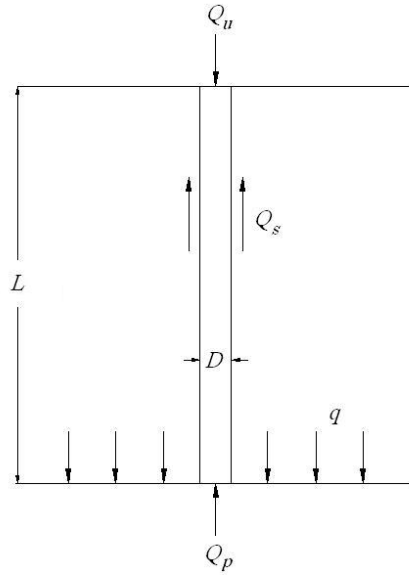
$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (۱-۶)$$

که در آن:

$Q_u$  ظرفیت باربری نهائی شمع

$Q_p$  ظرفیت باربری نوک شمع

$Q_s$  ظرفیت باربری اصطکاک جدار شمع (ظرفیت باربری جلدی) می باشند.



شکل ۱-۶ نمایش ظرفیت های باربری نهائی ، نوک و جلدی شمع

### ۱-۱-۶ ظرفیت باربری نهائی نوک $Q_p$

با استفاده از رابطه ترزاقی برای تخمین ظرفیت باربری نهائی واحد سطح شالوده های سطحی

در شکل عمومی خواهیم داشت:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma B N_\gamma^* \quad (۲-۶ \text{ الف})$$

$N_c^*$ ،  $N_q^*$  و  $N_\gamma^*$  ضرایب ظرفیت باربری هستند که دربرگیرنده ضرایب شکل و عمق می باشند.

هرچند که شمعها شالوده های عمیق هستند ، لیکن ظرفیت باربری نوک آنها را می توان با

رابطه ای شبیه به رابطه ۲-۶ الف تعیین کرد. البته ضرایب  $N_c^*$ ،  $N_q^*$  و  $N_\gamma^*$  تغییر می یابند. با توجه به

اینکه در این پایان نامه از شمع های دایروی استفاده می کنیم به جای حرف B که عرض شالوده می

باشد از حرف D استفاده می کنیم:

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma D N_\gamma^* \quad (۲-۶ \text{ ب})$$

از آنجایی که عرض D شمع نسبتا کوچک است ، از جمله  $\gamma D N_\gamma^*$  در رابطه فوق می توان

صرفنظر کرد. بنابراین ظرفیت باربری نهائی واحد سطح نوک به صورت زیر خلاصه می شود:

$$q_p = cN_c^* + qN_q^* \quad (۳-۶)$$

در نهایت ظرفیت باربری نوک شمع به صورت زیر درمی آید:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + qN_q^*) \quad (4-6)$$

که در آن:

$A_p$  سطح مقطع نوک شمع

$c$  چسبندگی خاکی که نوک شمع بر آن متکی است.

$q_p$  ظرفیت باربری نهائی واحد سطح نوک

$q$  تنش قائم در تراز نوک شمع

$N_c^*$  و  $N_q^*$  ضرایب ظرفیت باربری می باشند.

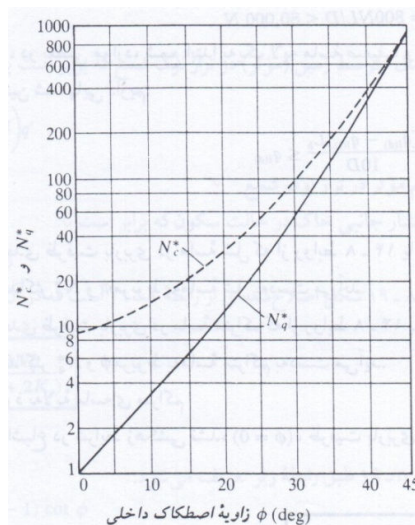
برای تعیین ضرایب ظرفیت باربری  $N_c^*$  و  $N_q^*$  روشهای متعددی شامل روش مایرهورف<sup>۱</sup>، روش

وسیک و روش جانبو وجود دارد. در این پایان نامه از روش مایرهورف استفاده می کنیم.

### ۶-۱-۱-۱ روش مایرهورف<sup>۱</sup> در تعیین ضرایب ظرفیت باربری

از حداکثر مقادیر  $N_c^*$  و  $N_q^*$  می توان در محاسبه  $q_p$  برای تمام شمعها استفاده کرد. در شکل

۶-۲ تغییرات حداکثر مقادیر  $N_c^*$  و  $N_q^*$  با زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  نشان داده شده است.



شکل ۶-۲ تغییرات حداکثر مقادیر  $N_c^*$  و  $N_q^*$  با زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  (مایرهورف ۱۹۷۶)

<sup>1</sup> Meyerhof's Method



با توجه به شکل ۶-۲ و زاویه اصطکاک داخلی خاک موردنظر در این پایان نامه که ۲۶ درجه

انتخاب شده است ضرایب ظرفیت باربری از روی شکل به دست خواهد آمد:  $N_c^* = 59$

در خاکهای رسی، مقدار  $N_q^*$  برابر ۱ می باشد.

با توجه به وزن مخصوص خاک که ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب می باشد خواهیم داشت:

$$q = \gamma L = 18 \times 30 = 540 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از رابطه ۶-۴ ظرفیت باربری نهائی نوک شمع برابر خواهد بود با:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + qN_q^*) = \pi \frac{(0.75)^2}{4} \times (10 \times 59 + 540 \times 1) = 498.96 \text{ kN}$$

### ۶-۱-۲ ظرفیت باربری اصطکاکی جدار شمع (ظرفیت باربری جلدی)

ظرفیت باربری اصطکاکی جدار یا جلدی شمع به صورت زیر تعریف می شود:

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (۵-۶)$$

که در آن:

$p$  محیط مقطع شمع

$\Delta L$  جزء طولی از شمع که در آن  $p$  و  $f$  ثابت فرض شده اند.

$f$  مقاومت اصطکاکی واحد سطح در عمق  $z$  می باشند.

طبق روش  $\alpha$  که توسط تاملینسون<sup>۱</sup> برای محاسبه مقاومت اصطکاکی خاکهای رسی ارائه شده

است خواهیم داشت:

$$f = \alpha c_u \quad (۶-۶)$$

در شکل ۶-۳ تغییرات تقریبی  $\alpha$  نشان داده شده است. توجه شود که برای خاک رس عادی

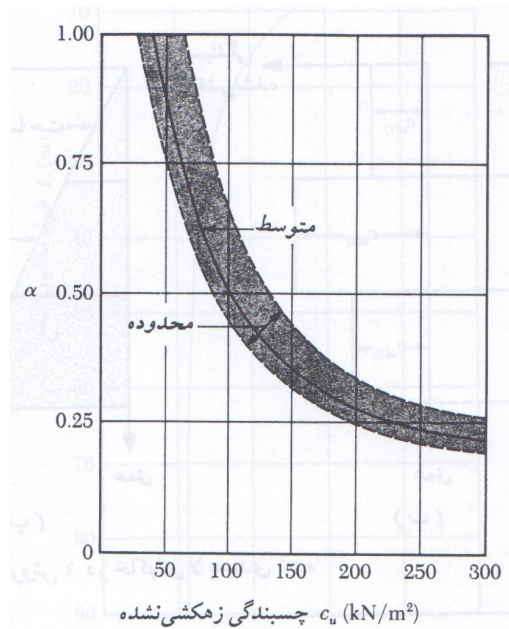
تحکیم یافته با  $c_u$  کوچکتر یا مساوی حدود ۵۰ کیلونیوتن بر مترمربع، مقدار  $\alpha$  مساوی ۱ است.

با توجه به اینکه چسبندگی زهکشی نشده رس در این پایان نامه ۱۰ کیلونیوتن بر مترمربع

<sup>1</sup> Tomlinson

$$f = \alpha c_u = 1 \times 10 = 10 \text{ kPa}$$

در نظر گرفته شده است خواهیم داشت:



شکل ۳-۶ تغییرات  $\alpha$  با چسبندگی زهکشی نشده رس

$$p = \pi D = \pi \times 0.75 = 2.355 \text{ m} , \quad \Delta L = 30 \text{ m}$$

محیط مقطع و طول شمع برابر است با:

بنابراین با توجه به رابطه ۵-۶ خواهیم داشت:

$$Q_s = \sum p \Delta L f = 2.355 \times 30 \times 10 = 706.5 \text{ kN}$$

ظرفیت باربری نهائی شمع با توجه به رابطه ۱-۶ برابر است با:

$$Q_u = Q_p + Q_s = 498.96 + 706.5 = 1205.4 \text{ kN}$$

## ۲-۶ ظرفیت باربری مجاز شمع

پس از تعیین ظرفیت باربری نهائی شمع با جمع ظرفیت باربری نوک و ظرفیت مقاومت

اصطکاکی ، با اعمال یک ضریب اطمینان مناسب ، ظرفیت باربری مجاز شمع به دست می آید:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \quad (7-6)$$

که در آن:

$Q_{all}$  ظرفیت باربری مجاز شمع

$FS$  ضریب اطمینان می باشند.

مقدار ضریب اطمینان مورد استفاده بر حسب عدم قطعیت‌های موجود در محاسبه ظرفیت

باربری نهائی بین ۲.۵ تا ۴ می باشد. ما در این پایان نامه ضریب اطمینان را برابر ۴ در نظر می گیریم.

ظرفیت باربری مجاز شمع برابر است با:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1205.4}{4} = 301 \text{ kN}$$

### ۳-۶ ظرفیت کششی شمعها

مقاومت نهائی کلی شمع تحت نیروی کششی را می توان طبق رابطه زیر نوشت:

$$T_{ug} = T_{un} + W \quad (۸-۶)$$

که در آن:

$T_{ug}$  ظرفیت کششی نهائی کلی شمع

$T_{un}$  ظرفیت کششی نهائی خالص شمع

$W$  وزن موثر شمع می باشند.

### ۱-۳-۶ ظرفیت کششی شمعها در رس

ظرفیت کششی نهائی خالص شمعهای کوبیده شده در رس اشباع ، توسط داس و سیلی<sup>۱</sup>

(۱۹۸۲) مورد مطالعه قرار گرفته است. طبق این مطالعه ، ظرفیت کششی نهائی خالص شمعها از

رابطه زیر به دست می آید:

$$T_{un} = Lp\alpha'c_u \quad (۹-۶)$$

که در آن:

$L$  طول شمع

<sup>1</sup> Das and Seeley

$p$  محیط مقطع شمع

$\alpha'$  ضریب چسبندگی در سطح تماس خاک و شمع

$c_u$  چسبندگی زهکشی نشده رس می باشند.

برای شمعهای بتنی درجاریز:

$$\alpha' = 0.9 - 0.00625c_u, \text{ if } c_u \leq 80 \text{ kN/m}^2 \quad (10-6)$$

$$\alpha' = 0.4, \text{ if } c_u > 80 \text{ kN/m}^2$$

در این پایان نامه داریم:  $c_u = 10 \text{ kN/m}^2 \leq 80 \text{ kN/m}^2$  بنابراین خواهیم داشت:

$$\alpha' = 0.9 - 0.00625c_u = 0.9 - 0.00625 \times 10 = 0.8375$$

بنابراین ظرفیت کششی نهائی خالص شمع برابر است با:

$$T_{un} = Lp\alpha'c_u = 30 \times 2.355 \times 0.8375 \times 10 = 591.7 \text{ kN}$$

وزن موثر شمع برابر است با:

$$W = \gamma AL = 25 \times \pi \frac{0.75^2}{4} \times 30 = 331.1 \text{ kN}$$

با توجه به رابطه ۸-۶ ظرفیت کششی شمع برابر خواهد شد با:

$$T_{ug} = T_{un} + W = 591.7 + 331.1 = 922.8 \text{ kN}$$

### ۲-۳-۶ ظرفیت کششی مجاز شمعها

ظرفیت کششی مجاز شمع برابر است با:

$$T_{u(all)} = \frac{T_{ug}}{FS} = \frac{922.8}{4} = 230.7 \text{ kN}$$

با توجه به تنش مجاز کششی بتن ، ظرفیت کششی سازه ای شمع برابر است با:

$$T_{u(concret)} = \pi \times \frac{0.75^2}{4} \times 3.36 \times 10^3 = 1483 \text{ kN} > 230.7 \text{ kN} \quad OK$$

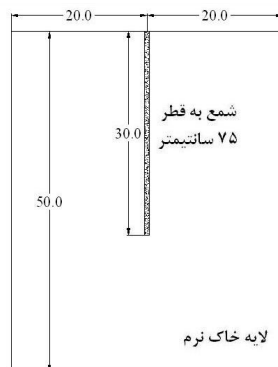
### ۴-۶ مدلسازی یک شمع در خاک تحت بار کششی استاتیکی

برای نشان دادن مدلینگ و مشاهده نتایج در نظرگیری و عدم در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه در سازه هایی که روی خاک های نرم قرار دارند در ابتدا از یک مدل خیلی ساده شمع در خاک به حالت سه بعدی استفاده می کنیم. با مدلسازی شمع در خاک به صورت دوبعدی به این نتیجه رسیدیم که حالت دوبعدی دقت کافی برای نشان دادن مدل شمع و خاک را ندارد.

برای مدلسازی خاک باید لایه ای از خاک را در نظر بگیریم که مطمئن باشیم تنش ها و کرنش ها در محیط خاک به آن محدوده نخواهد رسید. برای این منظور پس از چندین مدلسازی به این نتیجه رسیدیم که لایه خاک ارائه شده در شکل ۴-۶ برای تحلیل مسائل ما مناسب می باشد.

شکل ۴-۶ مقطع وسط خاک مدل شده به همراه شمع می باشد. اندازه ضخامت خاک را ۳ متر

در جهت عمود بر صفحه کاغذ در نظر می گیریم.



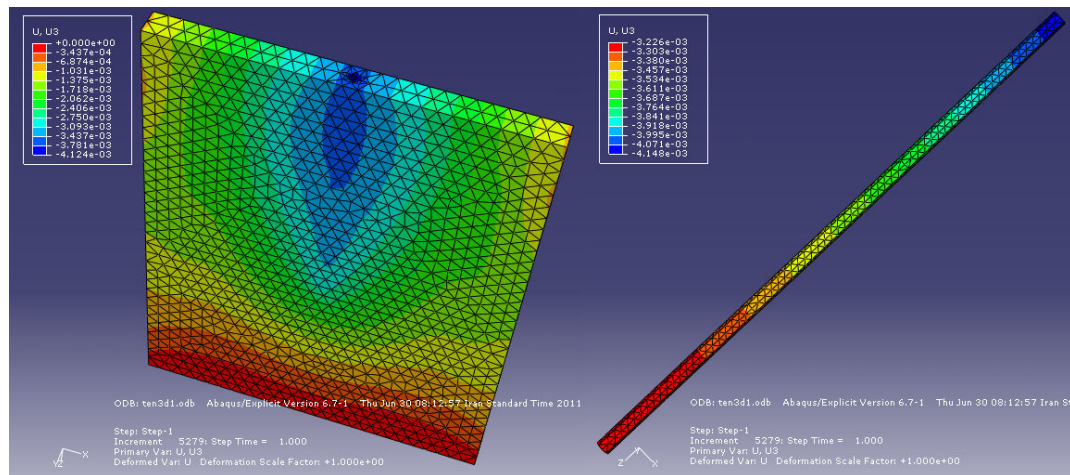
شکل ۴-۶ مقطع وسط لایه خاک مدل شده

### ۱-۴-۶ مدلسازی بدون المان Interface

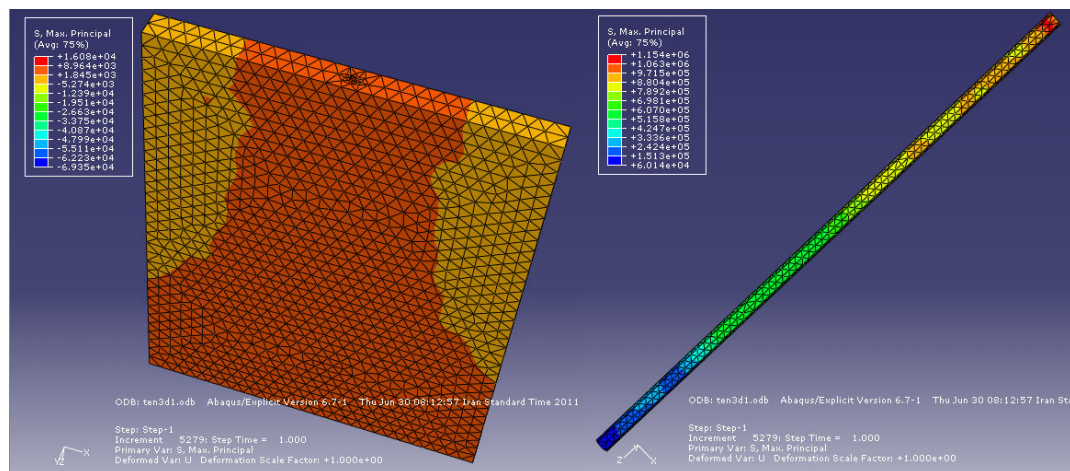
در این مدل ، اندرکنش خاک و سازه منظور نمی شود و بیشتر جنبه مقایسه ای با دیگر حالات را پیدا می کند.

یک شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و به عمق ۳۰ متر را در محیطی از خاک مدل می کنیم. همان طور که در شکل ۴-۶ مشاهده می کنیم فرض شده است که کل شمع در لایه خاک مدفون شده

است. در این حالت فرض می شود شمع و خاک به یکدیگر چسبیده اند و کاملاً با یکدیگر کار می کنند و فقط مشخصات مصالح شمع و خاک با هم تفاوت دارند. برای مدلسازی این حالت در نرم افزار، از قید Tie در مرز مشترک بین شمع و خاک استفاده می کنیم. بارگذاری به صورت یک نیروی کششی متمرکز استاتیکی به مقدار 400 kN بر روی شمع اعمال می شود.



شکل ۵-۶ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی بدون المان Interface تحت نیروی کششی استاتیکی



شکل ۶-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم<sup>۱</sup> در مدل بدون المان Interface تحت نیروی کششی استاتیکی

مش بندی برای تحلیل اجزاء محدود به صورت المان های چهاروجهی چهار گرهی<sup>۲</sup> انجام شده است. بعد هر وجه المان ها در شمع 75cm و در لایه خاک 150cm در نظر گرفته شده است.

تغییرمکان ها در جهت قائم برای این حالت در شکل ۵-۶ نمایش داده شده است.

<sup>1</sup> Maximum Principal Stress

<sup>2</sup> Four – Node Tetrahedral Element

مقادیر نمایش داده شده در گوشه بالایی سمت چپ تصویر که در یک جدول قرار داده شده است تغییرمکان ها بر حسب متر می باشند.

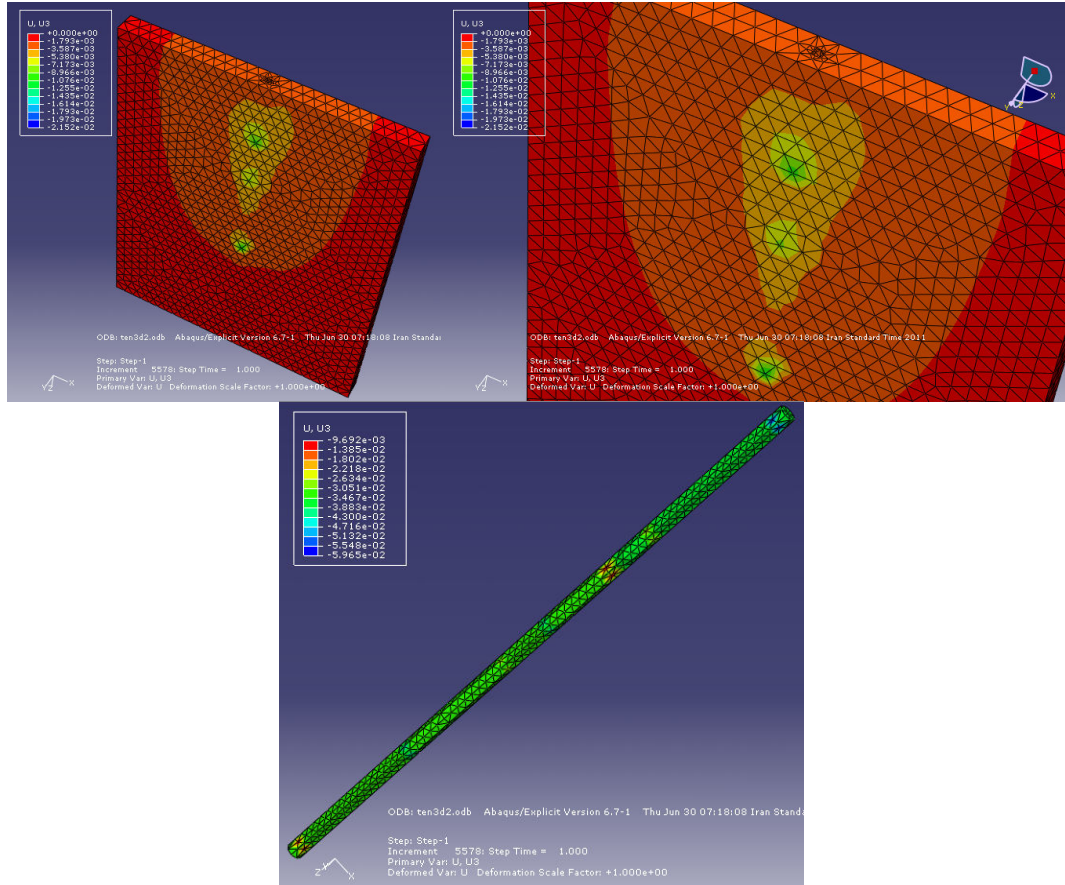
همان طور که در شکل ۶-۵ مشاهده می شود تغییرمکان قائم در شمع و لایه خاک به یک اندازه می باشد و در گره های مرز مشترک شمع و لایه خاک ، مقدار تغییرمکان در شمع دقیقا برابر با تغییرمکان لایه خاک در گره متناظر می باشد. این بدین معنی است که شمع و لایه خاک کاملا به یکدیگر چسبیده اند. به همین دلیل مقادیر تغییرمکان ها بسیار ناچیز است.

در شکل ۶-۶ تنش های اصلی ماکسیمم نشان داده شده است. واحد تنش ها بر حسب پاسکال می باشد.

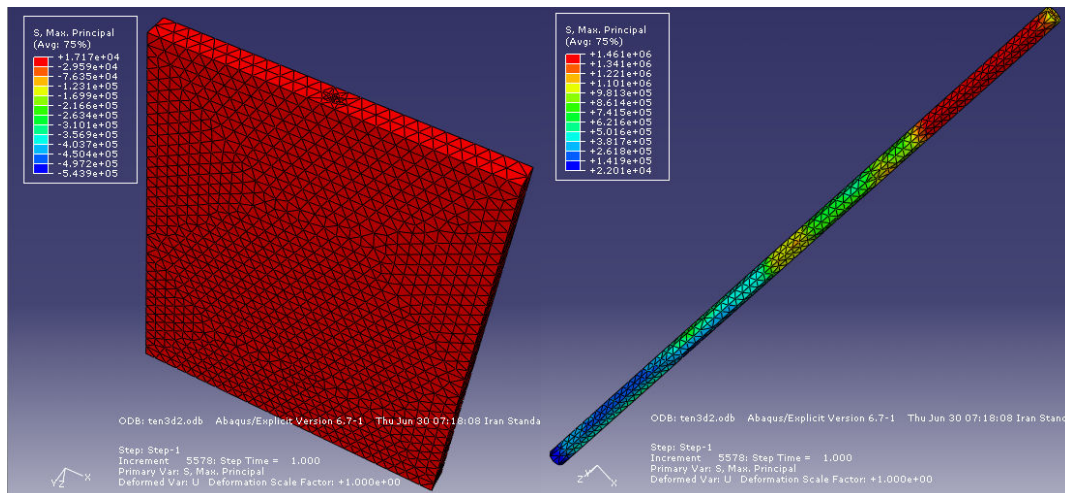
بخاطر بهتر نمایش دادن نحوه توزیع و نیز مقادیر تغییرمکان ها و تنش های شمع و لایه خاک ، تغییرمکان ها و تنش های شمع و لایه خاک را به صورت جداگانه آورده ایم.

### ۶-۴-۲ مدل سازی با المان Interface

در این مدل ، تمام مدل قبلی را مدل می کنیم فقط در مرز مشترک خاک و شمع ، از المان های Interface استفاده می کنیم. المانی که اصطکاک بین شمع و لایه خاک را در نظر گیرد. ضریب اصطکاک بین شمع و خاک را 0.4 در نظر می گیریم. همچنین در مرز مشترک نوک شمع و لایه خاک از Hard Contact استفاده می کنیم.



شکل ۶-۷ نمایش تغییر مکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی کششی استاتیکی



شکل ۸-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی کششی استاتیکی

همان طور که در شکل ۶-۷ مشخص می شود تغییر مکان ماکسیمم در شمع ۵.۹۶۵ سانتیمتر

می باشد ولی تغییر مکان متوسط شمع ۳.۰۵۱ سانتیمتر می باشد. تغییر مکان ماکسیمم در لایه خاک

۲.۱۵۲ سانتیمتر می باشد.



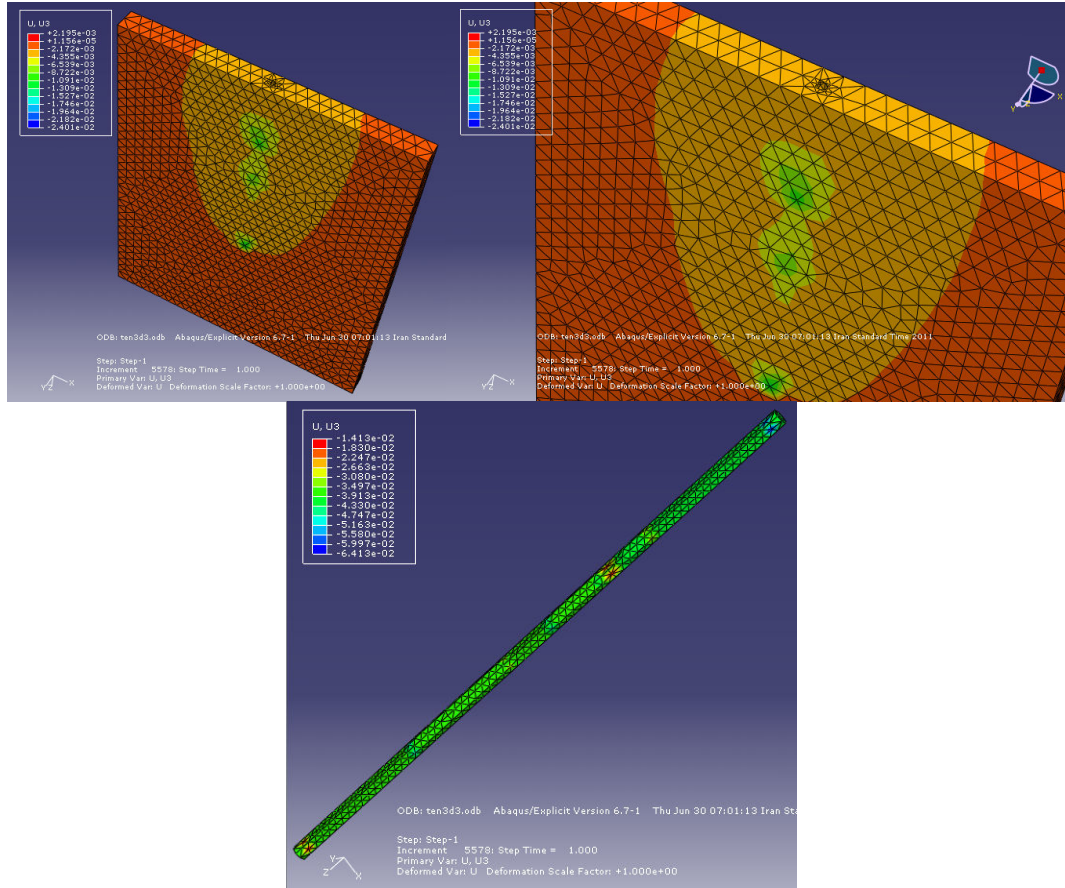
### ۳-۴-۶ مدل‌سازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع

در این حالت همان شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و عمق ۳۰ متر را همانند حالت قبل مدل می‌کنیم و به علاوه آن در این حالت میرائی را  $10\% = \xi$  درنظر می‌گیریم.

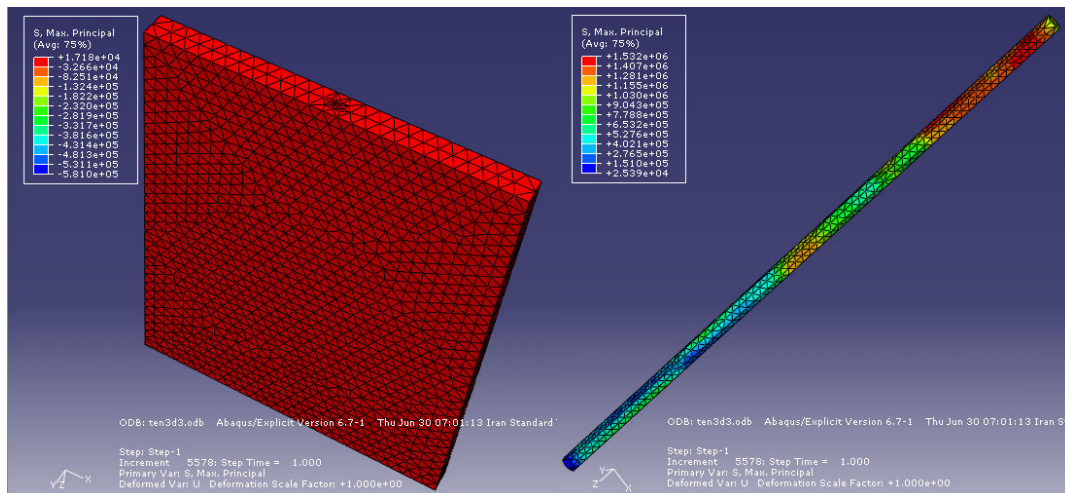
تغییرمکان‌ها در جهت قائم و نیز تنش‌های اصلی ماکسیمم در این حالت مدل‌سازی به ترتیب در شکل‌های ۹-۶ و ۱۰-۶ نمایش داده شده‌اند.

همان‌طور که در شکل ۹-۶ مشاهده می‌شود مقدار تغییرمکان ماکسیمم شمع ۶.۴۱۳ سانتیمتر می‌باشد ولی تغییرمکان متوسط شمع ۳.۴۹۷ سانتیمتر می‌باشد. تغییرمکان ماکسیمم لایه خاک در این حالت ۲.۴۰۱ سانتیمتر می‌باشد.

جدول ۳-۶ و ۴-۶ مقایسه‌ای بین دو حالت با درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع و عدم درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع را مورد بررسی قرار می‌دهد.



شکل ۶-۹ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و در نظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی کششی استاتیکی



شکل ۶-۱۰ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و در نظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی کششی استاتیکی

جدول ۳-۶ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی کششی استاتیکی

نوع مدلسازی	عدم در نظر گیری اندرکنش	در نظر گیری اندرکنش	اختلاف
تغییر مکان ماکسیمم شمع	5.965 cm	6.413 cm	7.5% افزایش
تغییر مکان متوسط شمع	3.051 cm	3.497 cm	14.6% افزایش
تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک	2.152 cm	2.401 cm	11.6% افزایش

جدول ۴-۶ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی کششی استاتیکی

نوع مدلسازی	عدم در نظر گیری اندرکنش	در نظر گیری اندرکنش	تفاوت (درصد)
تنش اصلی ماکسیمم در شمع	$1.461 \times 10^6$ Pa	$1.532 \times 10^6$ Pa	4.8% افزایش
تنش اصلی ماکسیمم در لایه خاک	$5.439 \times 10^5$ Pa	$5.810 \times 10^5$ Pa	6.8% افزایش

با توجه به نتایج می توان نتیجه گرفت که تحت بارگذاری کششی استاتیکی در شمع، با در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع تغییر مکان ها و تنش ها تا حدودی افزایش خواهند یافت.

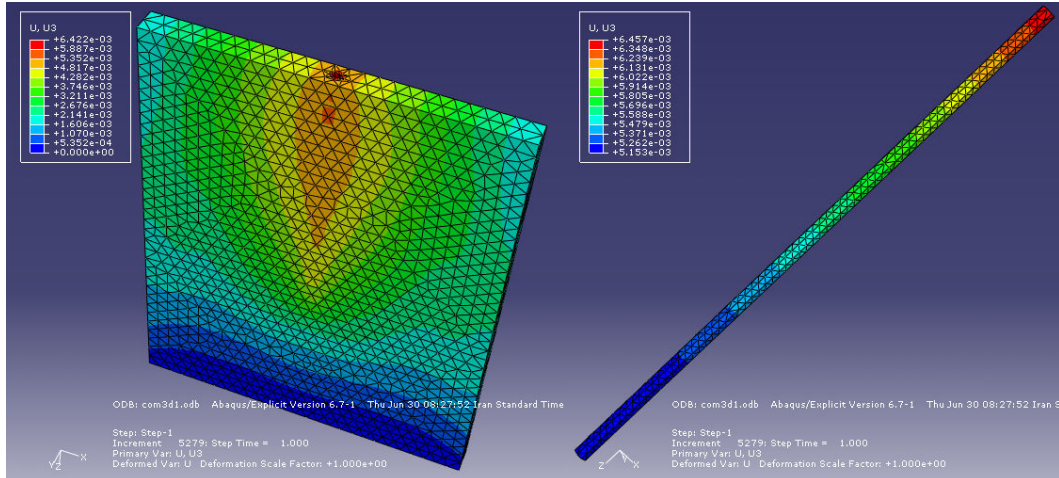
## ۵-۶ مدلسازی یک شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی

در این قسمت ، دقیقا مشابه قسمت ۴-۶ لایه ای از خاک را به همراه شمع مدل می نماییم و فقط به جای اعمال بارگذاری کششی ، از بارگذاری فشاری به مقدار 600 kN استفاده می کنیم.

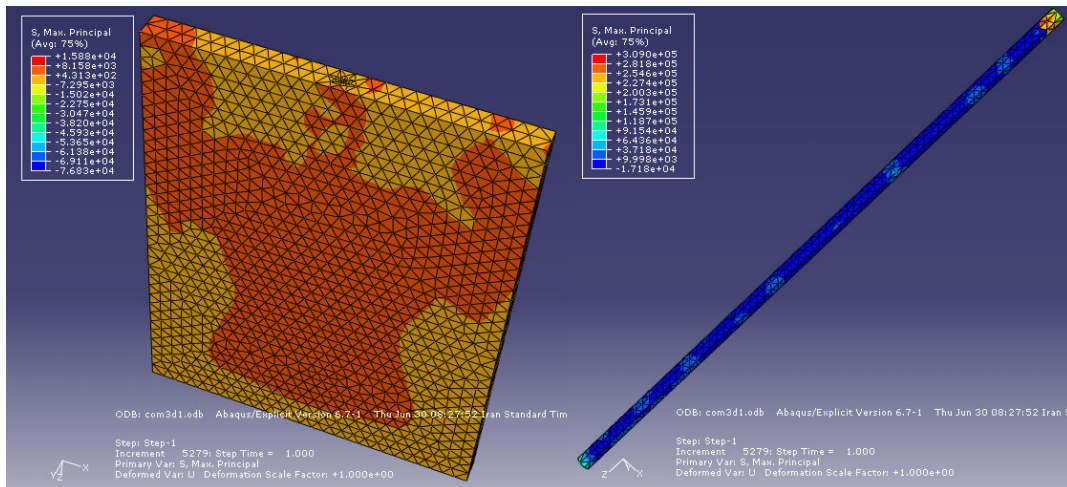
## ۱-۵-۶ مدلسازی بدون المان Interface

در حالت دوبعدی یک شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و به عمق ۳۰ متر را در محیطی از خاک مدل می کنیم. در این حالت فرض می شود شمع و خاک به یکدیگر چسبیده اند و کاملا با یکدیگر کار می کنند و فقط مشخصات مصالح شمع و خاک با هم تفاوت دارند. برای مدلسازی این حالت در نرم افزار ، از قید Tie در مرز مشترک بین شمع و خاک استفاده می کنیم.

مش بندی برای تحلیل اجزاء محدود به صورت المان های چهاروجهی چهار گرهی انجام شده است. بعد هر وجه المان ها در شمع 75cm و در لایه خاک 150cm در نظر گرفته شده است. تغییرمکان ها در جهت قائم برای این حالت در شکل ۶-۱۱ نمایش داده شده است.



شکل ۶-۱۱ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی بدون المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی

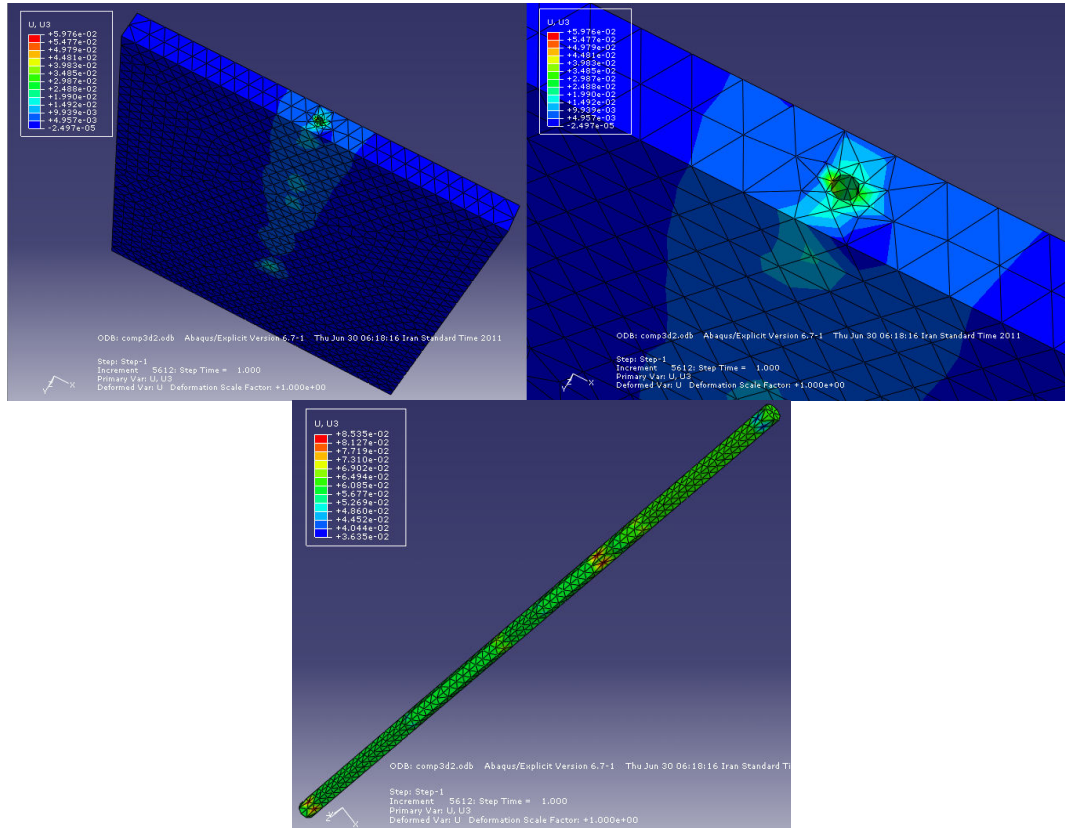


شکل ۶-۱۲ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل بدون المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی

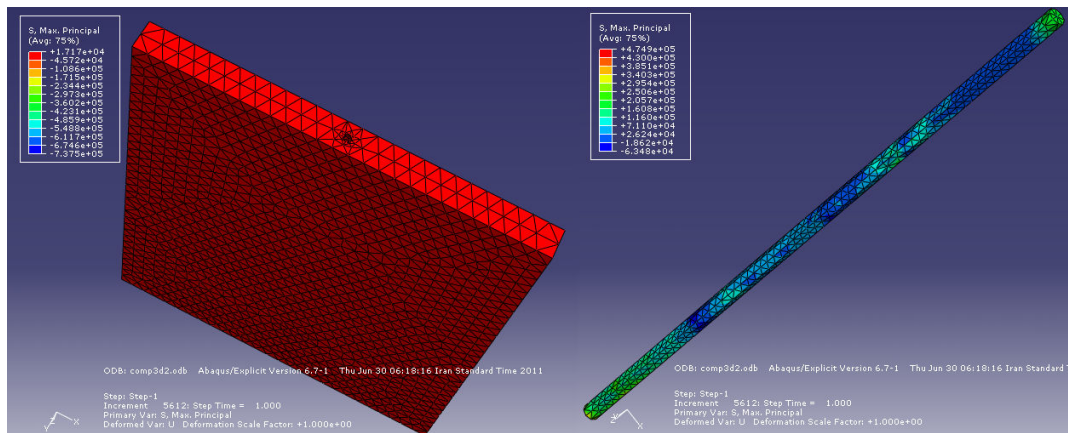
همان طور که در شکل ۶-۱۱ مشاهده می شود تغییرمکان قائم در شمع و لایه خاک به یک اندازه می باشد و در گرهِ های مرز مشترک شمع و لایه خاک، مقدار تغییرمکان در شمع دقیقاً برابر با تغییرمکان لایه خاک در گرهِ متناظر می باشد. این بدین معنی است که شمع و لایه خاک کاملاً به یکدیگر چسبیده اند. مقدار تغییرمکان ماکسیمم بسیار ناچیز می باشد.

## ۶-۵-۲ مدلسازی با المان Interface

در این مدل ، تمام مدل قبلی را مدل می کنیم فقط در مرز مشترک خاک و شمع ، از المان Interface اصطکاکی استفاده می کنیم که ضریب اصطکاک لایه خاک و شمع را 0.4 فرض کردیم. همچنین در مرز مشترک نوک شمع و لایه خاک از Hard Contact استفاده می کنیم.



شکل ۶-۱۳ نمایش تغییر مکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی



شکل ۶-۱۴ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی

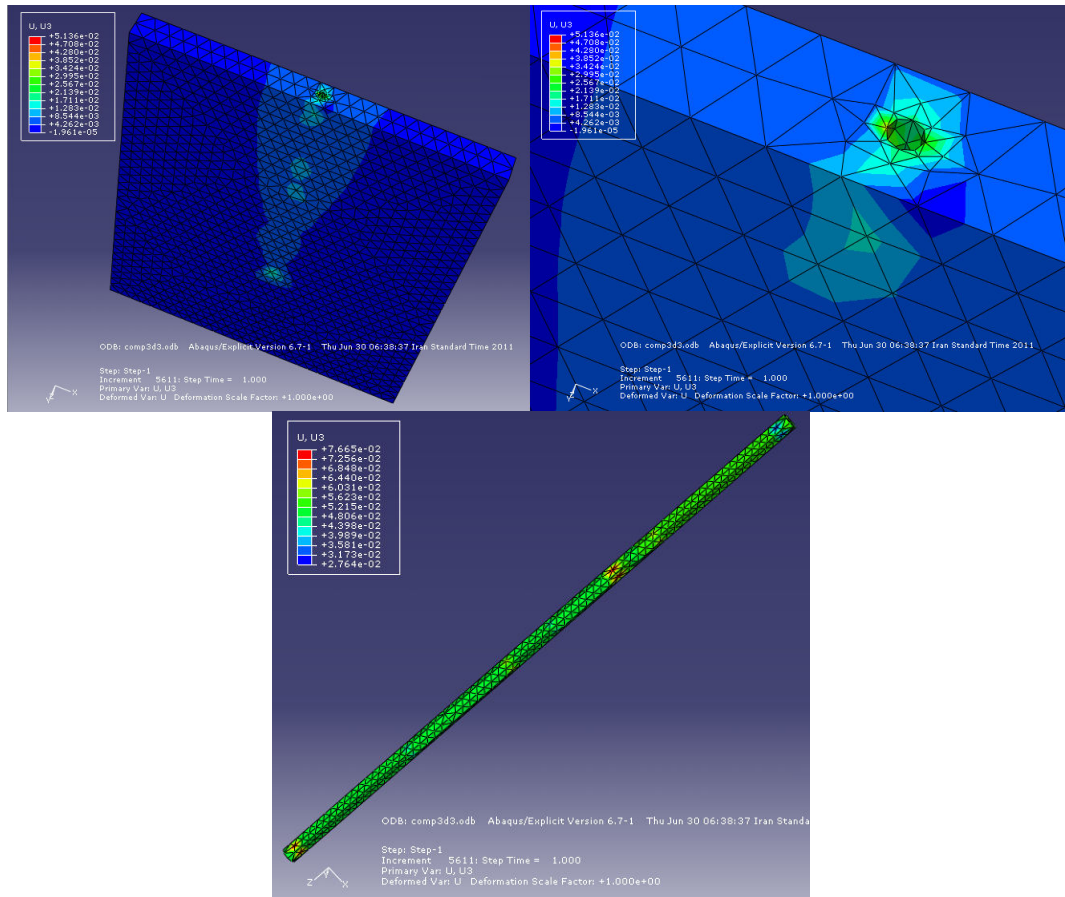
همان طور که در شکل ۶-۱۳ مشاهده می شود تغییرمکان ماکسیمم در شمع ۸.۵۳۵ سانتیمتر می باشد ولی تغییرمکان متوسط شمع ۶.۴۹۴ سانتیمتر می باشد. تغییرمکان ماکسیمم در لایه خاک ۵.۹۷۶ سانتیمتر می باشد.

### ۶-۵-۳ مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع

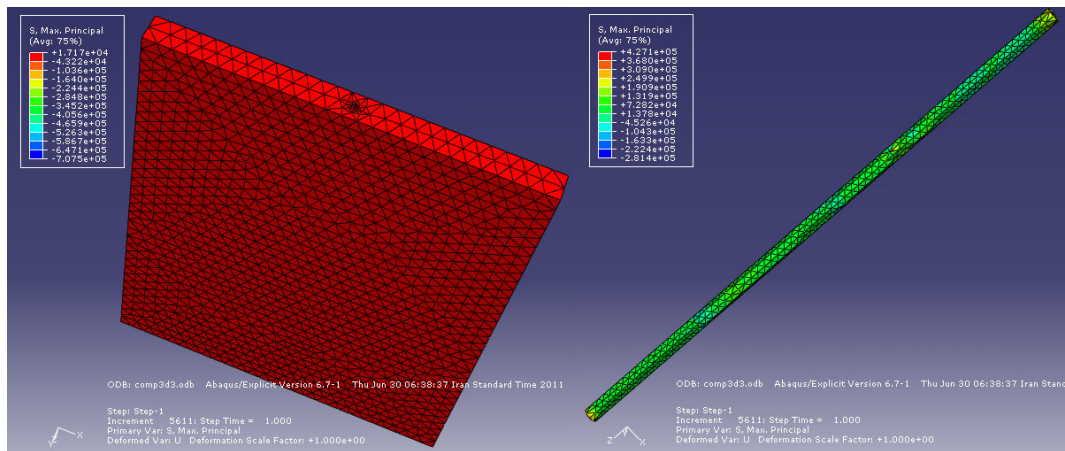
در این حالت همان شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و عمق ۳۰ متر را همانند مدل قبلی درنظر می گیریم و به علاوه آن در این حالت میرائی را ۱۰٪=ξ درنظر میگیریم. تغییرمکان ها در جهت قائم و نیز تنش های اصلی ماکسیمم در این حالت مدلسازی به ترتیب در شکل های ۶-۱۵ و ۶-۱۶ نمایش داده شده اند.

همان طور که در شکل ۶-۱۵ مشاهده می شود مقدار تغییرمکان ماکسیمم شمع ۷.۶۶۵ سانتیمتر می باشد ولی تغییرمکان متوسط شمع ۵.۶۲۳ سانتیمتر می باشد. تغییرمکان ماکسیمم لایه خاک در این حالت ۵.۱۳۶ سانتیمتر می باشد.

جدول ۶-۵ و ۶-۶ مقایسه ای بین دو حالت با درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع و عدم درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع را مورد بررسی قرار می دهد.



شکل ۶-۱۵ نمایش تغییر مکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی



شکل ۶-۱۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی

جدول ۵-۶ مقایسه تغییرمکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی

اختلاف	در نظر گیری اندرکنش	عدم در نظر گیری اندرکنش	نوع مدلسازی
10.2% کاهش	7.665 cm	8.535 cm	تغییر مکان ماکسیمم شمع
13.4% کاهش	5.623 cm	6.494 cm	تغییر مکان متوسط شمع
14.1% کاهش	5.136 cm	5.976 cm	تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک

جدول ۶-۶ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی

تفاوت (درصد)	در نظر گیری اندرکنش	عدم در نظر گیری اندرکنش	نوع مدلسازی
10% کاهش	$4.271 \times 10^5$ Pa	$4.749 \times 10^5$ Pa	تنش اصلی ماکسیمم در شمع
4.06% کاهش	$7.075 \times 10^5$ Pa	$7.375 \times 10^5$ Pa	تنش اصلی ماکسیمم در لایه خاک

بنابراین با توجه به جدول ۵-۶ و ۶-۶ می توان نتیجه گرفت که اندرکنش خاک و شمع تحت

نیروی فشاری استاتیکی باعث کاهش در مقادیر تغییرمکان ها و تنش ها خواهد شد.

حال به بررسی همان مدل تحت بارگذاری دینامیکی می پردازیم. از آنجایی که مشاهده شد

تحت نیروی کششی، اندرکنش خاک و شمع باعث افزایش مقادیر تنش ها و تغییرمکان ها شد لذا از

این پس فقط تحت نیروهای فشاری مدلسازی خواهیم نمود.

در ضمن با توجه به اینکه مشاهده شد مدلسازی با فرض عدم استفاده از المان Interface

نمیتواند بیانگر رفتار شمع و خاک باشد از این پس از مدلسازی آن صرف نظر می کنیم.

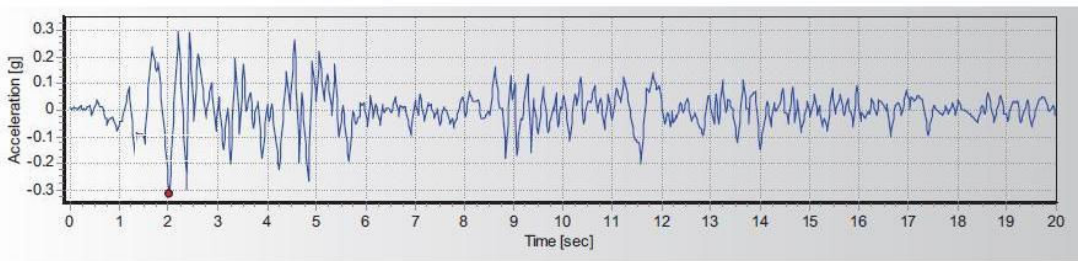


## ۶-۶ مدلسازی یک شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی و نیروی زلزله ال

### سنترو<sup>۱</sup> در جهت افقی

در این قسمت ، دقیقا مشابه قسمت ۴-۶ لایه ای از خاک را به همراه شمع مدل می نماییم و از بارگذاری فشاری به مقدار 600 kN استفاده می کنیم. همچنین برای اعمال نیروی دینامیکی از طیف زلزله ال سنترو استفاده می کنیم.

شکل ۶-۱۷ شتاب افقی زمین بر حسب ضریبی از  $g$  را در بازه زمانی بین صفر تا ۲۰ ثانیه در زلزله ال سنترو نمایش می دهد.



شکل ۶-۱۷ نمایش شتاب بر حسب زمان در زلزله ال سنترو در جهت افقی ، دره امپریال<sup>۲</sup> ۱۸ می ۱۹۴۰ میلادی

در این پایان نامه ، ۵ ثانیه اول زلزله ال سنترو را در نظر می گیریم و آن را در مدلسازی لحاظ می کنیم. جدول ۶-۷ مقادیر حساس شتاب افقی را در ۵ ثانیه اول زلزله ال سنترو با تقسیم غیر یکنواخت این ۵ ثانیه به ۳۵ بازه زمانی نمایش می دهد ( این جدول بر اساس شکل ۶-۱۷ استخراج شده است ). در حد فاصل بین زمان های مشخص شده در جدول ۶-۷ مقادیر شتاب را به صورت خطی در نظر گرفتیم.

<sup>1</sup> El Centro

<sup>2</sup> Imperial Valley

جدول ۶-۷ مقادیر در نظر گرفته شده شتاب افقی در ۵ ثانیه اول زلزله ال سنترو

No	شتاب (g)	زمان (ثانیه)	No	شتاب (g)	زمان (ثانیه)	No	شتاب (g)	زمان (ثانیه)
1	0	0	13	-0.045	2.6	25	-0.07	3.8
2	0.02	0.2	14	0.22	2.7	26	0.035	3.9
3	-0.03	0.4	15	-0.03	2.8	27	-0.18	4
4	0.04	0.6	16	0.11	2.9	28	0.02	4.2
5	-0.06	0.8	17	-0.075	3	29	-0.23	4.4
6	-0.04	1	18	-0.02	3.1	30	0.14	4.5
7	0.085	1.2	19	-0.15	3.2	31	-0.01	4.6
8	-0.17	1.4	20	0.01	3.3	32	0.26	4.7
9	0.23	1.6	21	-0.22	3.4	33	-0.21	4.8
10	-0.25	2	22	0.2	3.5	34	0.06	4.9
11	0.29	2.2	23	-0.09	3.6	35	-0.27	5
12	-0.3	2.4	24	0.06	3.7			

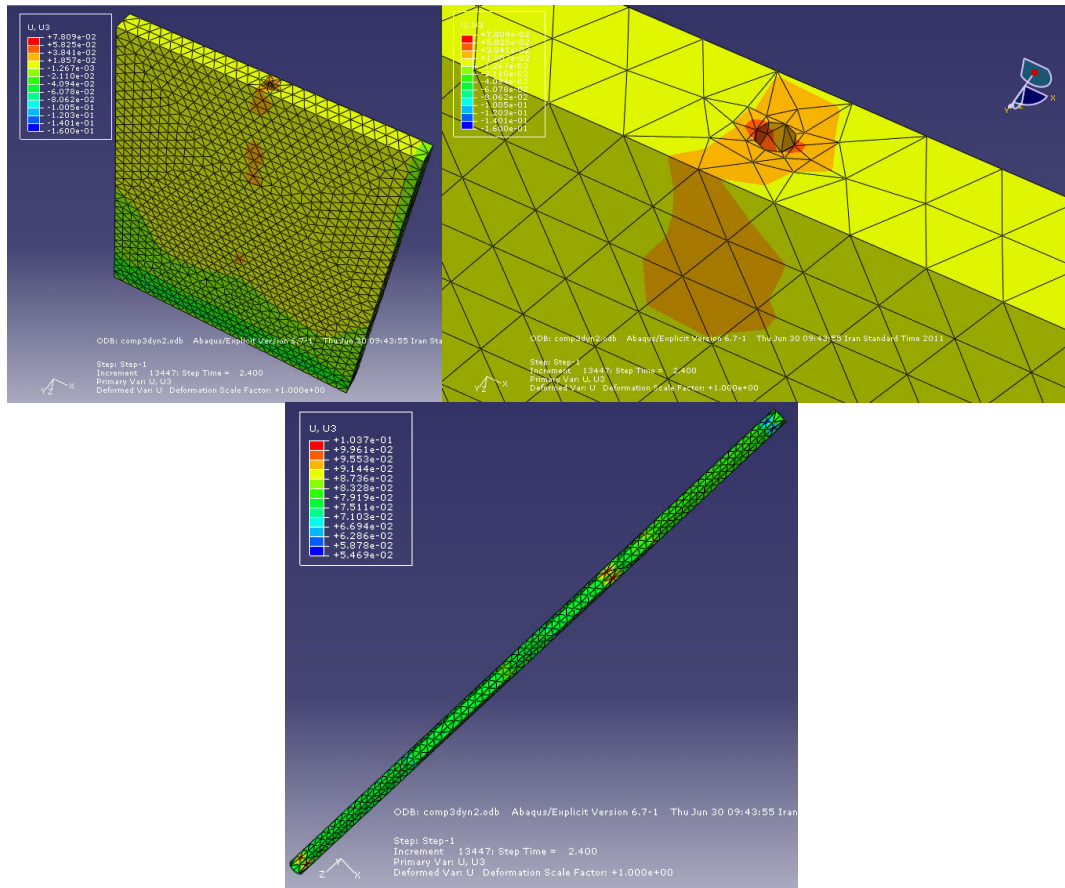
### ۶-۶-۱ مدلسازی با المان Interface

یک شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و به عمق ۳۰ متر را در محیطی از خاک مدل می کنیم. در مرز مشترک خاک و شمع، از المان Interface اصطکاکی استفاده می کنیم که ضریب اصطکاک لایه خاک و شمع را ۰.۴ فرض کردیم. همچنین در مرز مشترک نوک شمع و لایه خاک از Hard Contact استفاده می کنیم. به علت حجم محاسبات زیاد در این مدل از ۲.۴ ثانیه اول زلزله ال سنترو استفاده می کنیم که شامل شتاب ماکسیمم زلزله ال سنترو هم می شود.

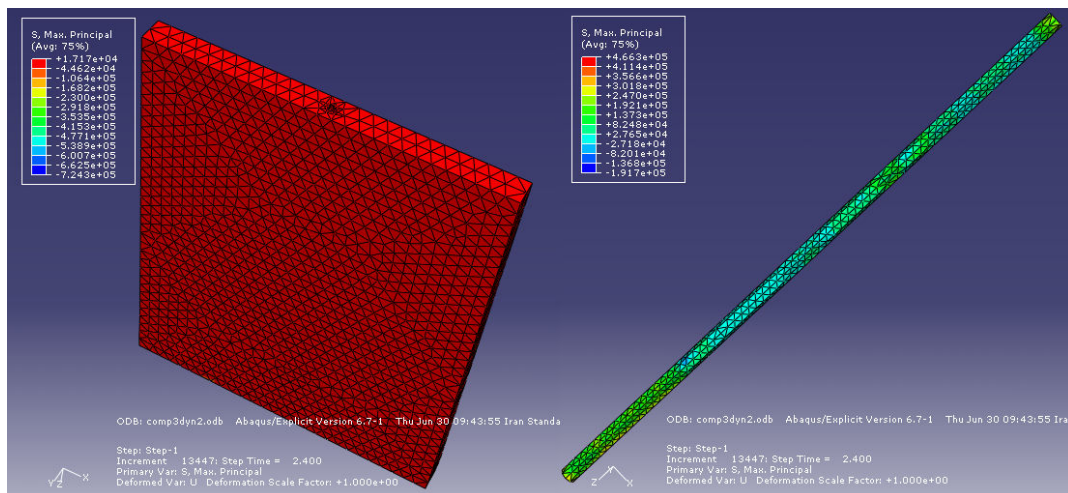
مش بندی برای تحلیل اجزاء محدود به صورت المان های چهاروجهی چهار گرهی انجام شده است. بعد هر وجه المان ها در شمع ۷۵cm و در لایه خاک ۱۵۰cm در نظر گرفته شده است.

تغییر مکان ها در جهت قائم و تنش های اصلی ماکسیمم برای این حالت به ترتیب در شکل ۶-۶

۱۸ و ۱۹-۶ نمایش داده شده است.



شکل ۶-۱۸ نمایش تغییر مکان ها در جهت قائم در مدل سازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی

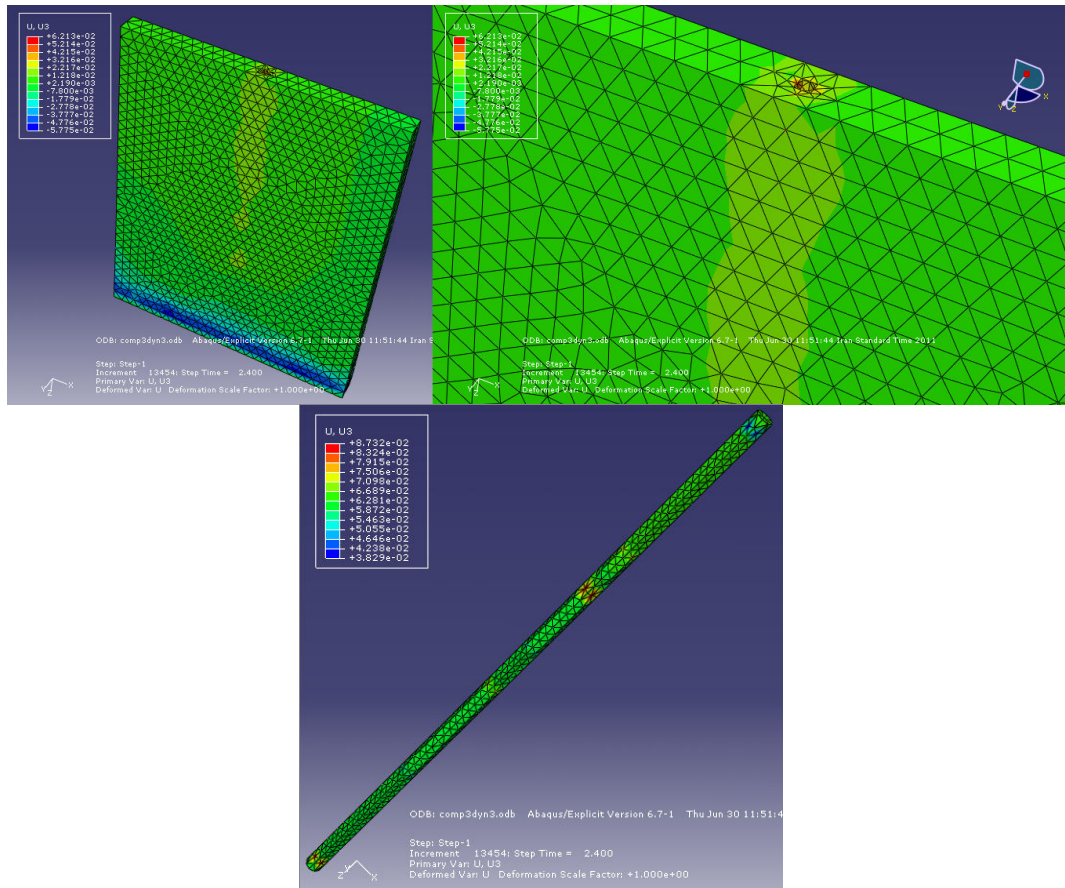


شکل ۶-۱۹ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی

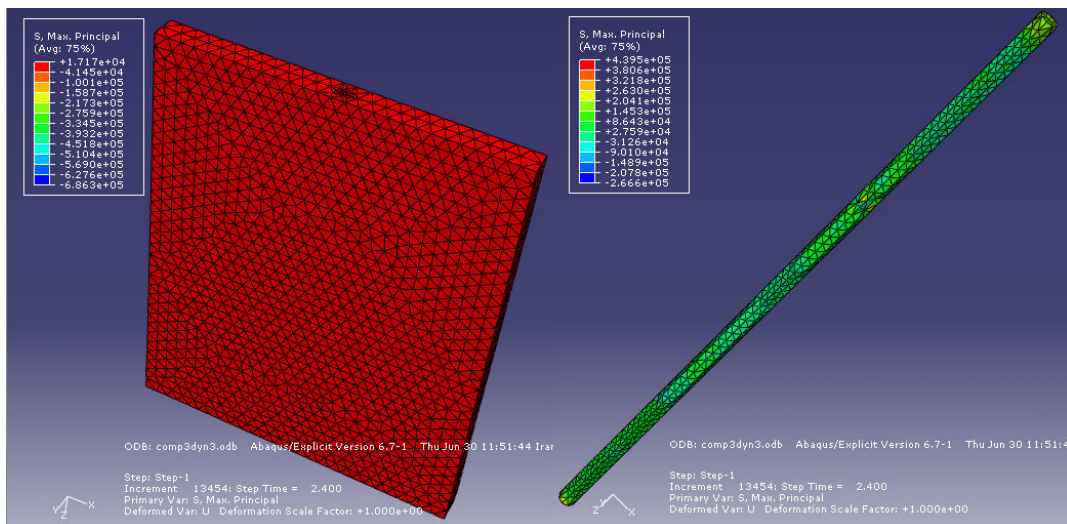
همان طور که در شکل ۶-۱۸ مشاهده می شود تغییرمکان ماکسیمم در شمع ۱۰.۳۷۰ سانتیمتر می باشد ولی تغییرمکان متوسط شمع ۸.۳۲۸ سانتیمتر است. تغییرمکان ماکسیمم لایه خاک ۱۶ سانتیمتر می باشد. این تغییرمکان ناشی از انتشار موج زلزله که در مدلسازی، از بستر وارد شده است می باشد و در محدوده انتشار موج می باشد در صورتی که تغییرمکان خاک در محدوده شمع ۷.۸۰۹ سانتیمتر می باشد.

### ۶-۶-۲ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع

در این حالت همان شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و عمق ۳۰ متر را همانند مدل قبلی در نظر می گیریم و به علاوه آن در این حالت میرائی را  $\xi=10\%$  در نظر میگیریم. تغییرمکان ها در جهت قائم و نیز تنش های اصلی ماکسیمم در این حالت مدلسازی به ترتیب در شکل های ۶-۲۰ و ۶-۲۱ نمایش داده شده اند.



شکل ۶-۲۰ نمایش تغییر مکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی



شکل ۶-۲۱ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی

همان طور که در شکل ۶-۲۰ مشاهده می شود تغییر مکان ماکسیمم شمع برابر ۸.۷۳۲ سانتیمتر می باشد ولی تغییر مکان متوسط شمع ۶.۶۸۹ سانتیمتر می باشد. تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک در محدوده شمع نیز ۶.۲۱۳ سانتیمتر می باشد.

جدول ۶-۸ و ۶-۹ مقایسه ای بین دو حالت با در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع و عدم در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع را مورد بررسی قرار می دهد.

جدول ۶-۸ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی

اختلاف	در نظر گیری اندرکنش	عدم در نظر گیری اندرکنش	نوع مدل سازی
15.8% کاهش	8.732 cm	10.370 cm	تغییر مکان ماکسیمم شمع
19.7% کاهش	6.689 cm	8.328 cm	تغییر مکان متوسط شمع
20.4% کاهش	6.213 cm	7.809 cm	تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک

جدول ۶-۹ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی

تفاوت (درصد)	در نظر گیری اندرکنش	عدم در نظر گیری اندرکنش	نوع مدل سازی
5.7% کاهش	$4.395 \times 10^5$ Pa	$4.663 \times 10^5$ Pa	تنش اصلی ماکسیمم در شمع
5.2% کاهش	$6.863 \times 10^5$ Pa	$7.243 \times 10^5$ Pa	تنش اصلی ماکسیمم در لایه خاک

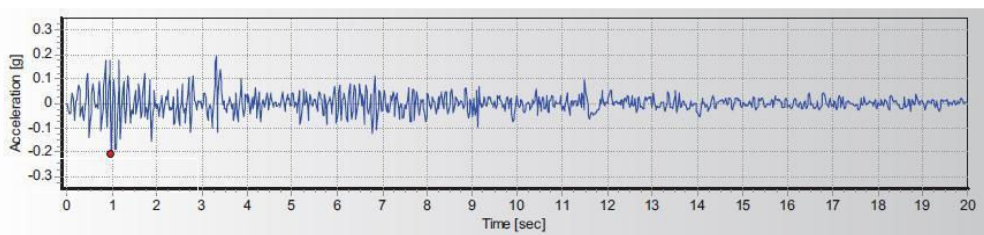
مقایسه بین این دو حالت نشان می دهد که با فرض در نظر گرفتن اندرکنش خاک و شمع تحت بارگذاری فشاری استاتیکی و بارگذاری دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی تغییر مکان ماکسیمم و همچنین تنش اصلی ماکسیمم کاهش یافته است. بنابراین می توان نتیجه گرفت که اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و بارگذاری دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت افقی در تحلیل مساله تاثیر گذار خواهد بود.

## ۶-۷ مدلسازی یک شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی و نیروی زلزله ال

### سنترو در جهت قائم

در این قسمت ، دقیقا مشابه قسمت ۶-۴ لایه ای از خاک را به همراه شمع مدل می نماییم و از بارگذاری فشاری به مقدار 600 kN استفاده می کنیم. همچنین برای اعمال نیروی دینامیکی از طیف زلزله ال سنترو استفاده می کنیم.

شکل ۶-۲۲ شتاب قائم زمین بر حسب ضریبی از  $g$  را در بازه زمانی بین صفر تا ۲۰ ثانیه در زلزله ال سنترو نمایش می دهد.



شکل ۶-۲۲ نمایش شتاب بر حسب زمان در زلزله ال سنترو در جهت قائم ، دره امپریال ۱۸ می ۱۹۴۰ میلادی

در این پایان نامه ، ۴ ثانیه اول زلزله ال سنترو را در نظر می گیریم و آن را در مدلسازی لحاظ می کنیم. جدول ۶-۱۰ مقادیر حساس شتاب قائم را در ۴ ثانیه اول زلزله ال سنترو با تقسیم غیر یکنواخت این ۴ ثانیه به ۳۳ بازه زمانی نمایش می دهد ( این جدول بر اساس شکل ۶-۲۲ استخراج شده است ). در حد فاصل بین زمان های مشخص شده در جدول ۶-۱۰ مقادیر شتاب را به صورت خطی در نظر گرفتیم.

جدول ۶-۱۰ مقادیر در نظر گرفته شده شتاب قائم در ۴ ثانیه اول زلزله ال سنترو

No	شتاب (g)	زمان (ثانیه)	No	شتاب (g)	زمان (ثانیه)	No	شتاب (g)	زمان (ثانیه)
1	0	0	13	-0.08	1.4	25	0.2	3.3
2	0.03	0.1	14	0.07	1.6	26	-0.12	3.35
3	-0.07	0.2	15	-0.07	1.7	27	0.15	3.4
4	0.08	0.3	16	0.12	1.8	28	-0.04	3.5
5	-0.07	0.4	17	-0.15	1.9	29	0.03	3.6
6	0.12	0.5	18	0.06	2	30	-0.08	3.7
7	-0.14	0.6	19	-0.05	2.2	31	0.1	3.8
8	0.09	0.7	20	0.05	2.4	32	-0.06	3.9
9	-0.11	0.8	21	-0.08	2.6	33	0.05	4
10	0.17	0.9	22	0.11	2.8			
11	-0.23	1	23	-0.02	3			
12	0.17	1.2	24	-0.1	3.2			

### ۶-۷-۱ مدلسازی با المان Interface

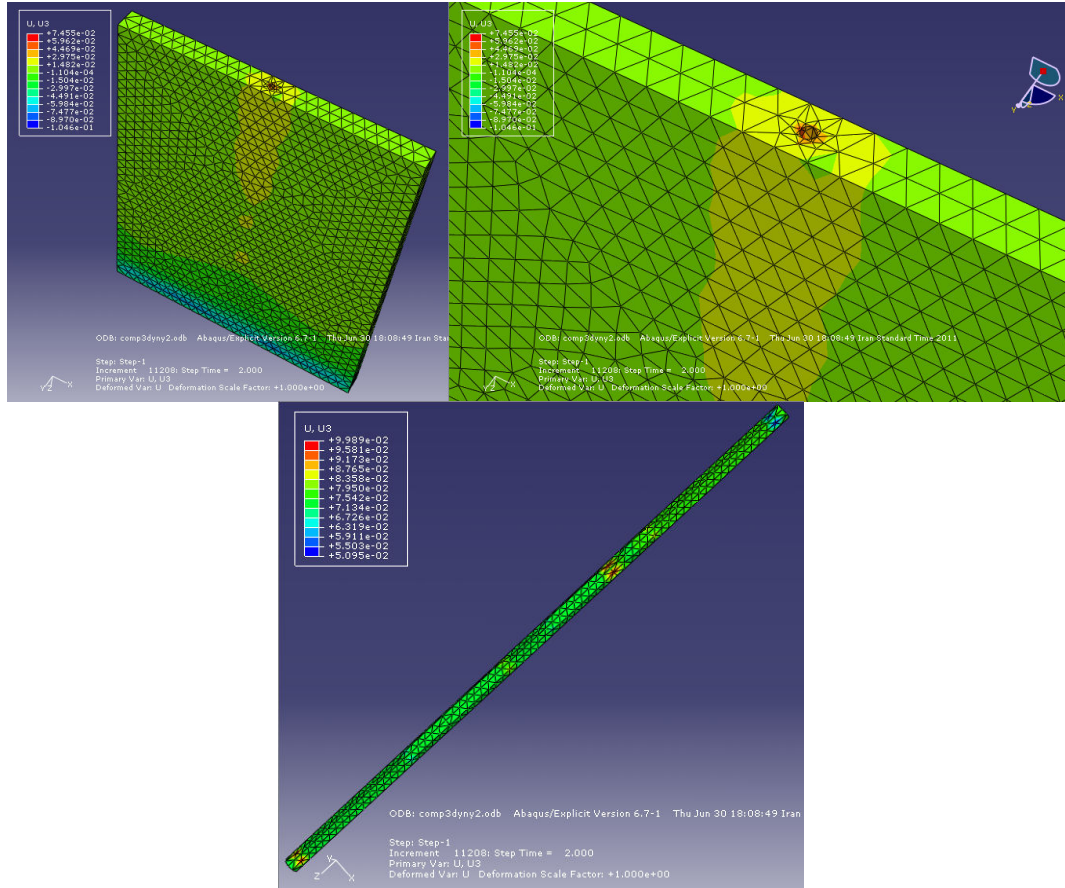
یک شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و به عمق ۳۰ متر را در محیطی از خاک مدل می کنیم. در مرز مشترک خاک و شمع، از المان Interface اصطکاکی استفاده می کنیم که ضریب اصطکاک لایه خاک و شمع را ۰.۴ فرض کردیم. همچنین در مرز مشترک نوک شمع و لایه خاک از Hard Contact استفاده می کنیم. به علت حجم محاسبات زیاد در این مدل از ۲ ثانیه اول زلزله ال سنترو استفاده می کنیم که شامل شتاب ماکسیمم زلزله ال سنترو هم می شود.

مش بندی برای تحلیل اجزاء محدود به صورت المان های چهاروجهی چهار گرهی انجام شده است. بعد هر وجه المان ها در شمع ۷۵cm و در لایه خاک ۱۵۰cm در نظر گرفته شده است.

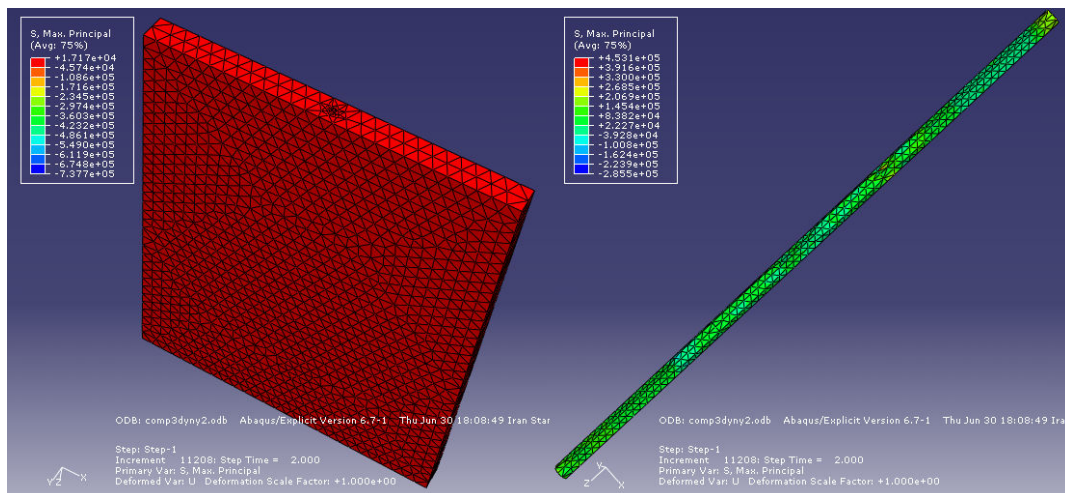
تغییر مکان ها در جهت قائم و تنش های اصلی ماکسیمم برای این حالت به ترتیب در شکل ۶-۶

۲۳ و ۲۴ نمایش داده شده است.





شکل ۶-۲۳ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم

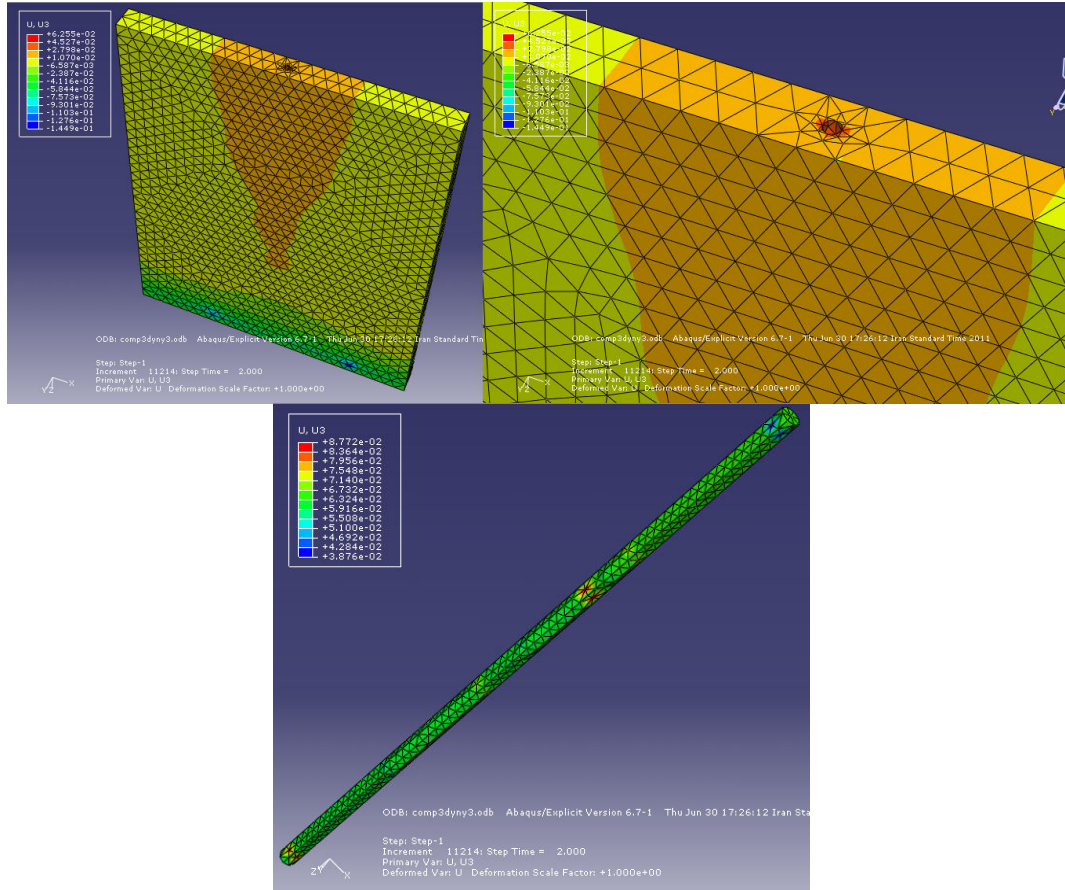


شکل ۶-۲۴ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم

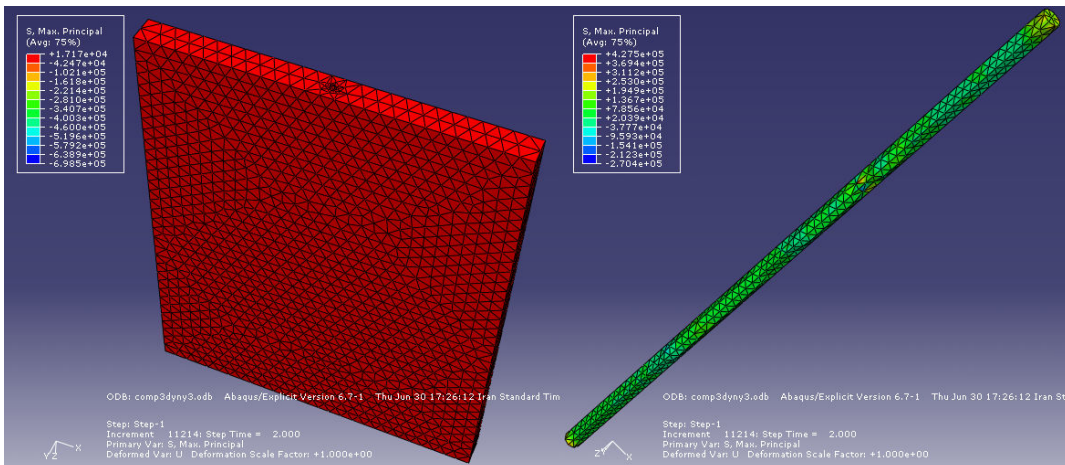
همان طور که در شکل ۶-۲۳ مشاهده می شود تغییرمکان ماکسیمم در شمع ۹.۹۸۹ سانتیمتر می باشد ولی تغییرمکان متوسط شمع ۷.۹۵۰ سانتیمتر است. تغییرمکان ماکسیمم لایه خاک ۱۰.۴ سانتیمتر می باشد. این تغییرمکان ناشی از انتشار موج زلزله که در مدلسازی، از بستر وارد شده است می باشد و در محدوده انتشار موج می باشد در صورتی که تغییرمکان خاک در محدوده شمع ۷.۴۵۵ سانتیمتر می باشد.

### ۶-۷-۲ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع

در این حالت همان شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و عمق ۳۰ متر را همانند مدل قبلی در نظر می گیریم و به علاوه آن در این حالت میرائی را  $\xi=10\%$  در نظر میگیریم. تغییرمکان ها در جهت قائم و نیز تنش های اصلی ماکسیمم در این حالت مدلسازی به ترتیب در شکل های ۶-۲۵ و ۶-۲۶ نمایش داده شده اند.



شکل ۶-۲۵ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم



شکل ۶-۲۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم

همان طور که در شکل ۶-۲۵ مشاهده می شود تغییر مکان ماکسیمم شمع برابر ۸.۷۷۲ سانتیمتر می باشد ولی تغییر مکان متوسط شمع ۶.۷۳۲ سانتیمتر می باشد. تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک در محدوده شمع نیز ۶.۲۵۵ سانتیمتر می باشد.

جدول ۶-۱۱ و ۶-۱۲ مقایسه ای بین دو حالت با در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع و عدم در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع را مورد بررسی قرار می دهد.

جدول ۶-۱۱ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم

نوع مدلسازی	عدم در نظر گیری اندرکنش	در نظر گیری اندرکنش	اختلاف
تغییر مکان ماکسیمم شمع	9.989 cm	8.772 cm	12.2% کاهش
تغییر مکان متوسط شمع	7.950 cm	6.732 cm	15.3% کاهش
تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک	7.455 cm	6.255 cm	16.1% کاهش

جدول ۶-۱۲ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم

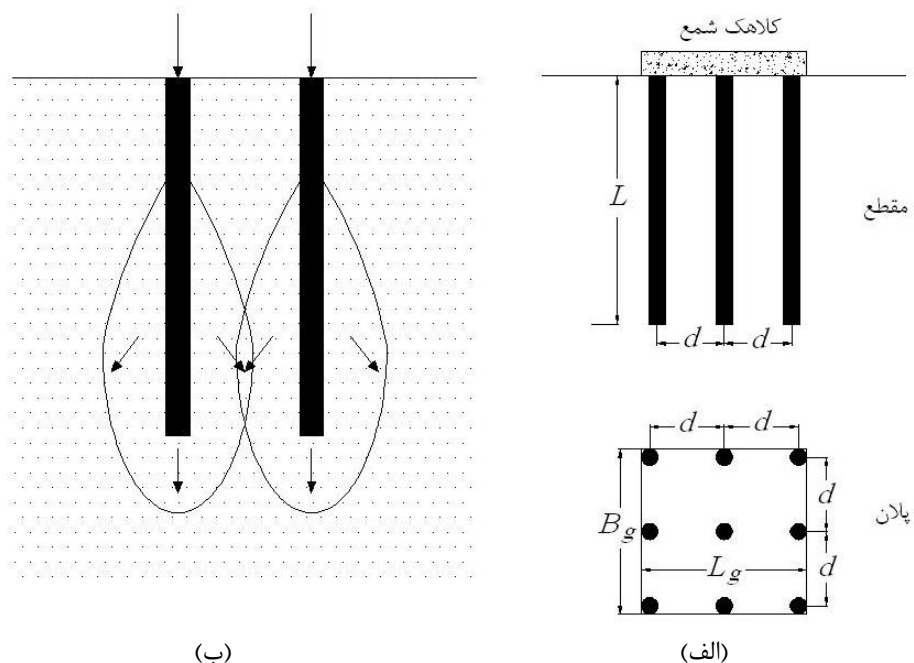
نوع مدلسازی	عدم در نظر گیری اندرکنش	در نظر گیری اندرکنش	تفاوت (درصد)
تنش اصلی ماکسیمم در شمع	$4.531 \times 10^5$ Pa	$4.275 \times 10^5$ Pa	5.6% کاهش
تنش اصلی ماکسیمم در لایه خاک	$7.377 \times 10^5$ Pa	$6.985 \times 10^5$ Pa	5.3% کاهش

مقایسه بین این دو حالت نشان می دهد که با فرض در نظر گرفتن اندرکنش خاک و شمع تحت بارگذاری فشاری استاتیکی و بارگذاری دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم تغییر مکان ماکسیمم و همچنین تنش اصلی ماکسیمم کاهش یافته است. بنابراین می توان نتیجه گرفت که اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و بارگذاری دینامیکی زلزله ال سنترو در جهت قائم در تحلیل مساله تاثیر گذار خواهد بود.

## ۶-۸ گروه شمع

برای انتقال بار سازه به خاک ، شمعها در اغلب اوقات به صورت گروه به کار گرفته می شوند. در

بالای گروه شمع، یک کلاهک شمع<sup>۱</sup> یکپارچه احداث می شود. کلاهک شمع در اکثر اوقات مطابق شکل ۶-۲۷-الف در تماس با زمین است. در بخش ۶-۱ ظرفیت باربری شمعهای تک مورد بررسی قرار گرفت. تعیین ظرفیت باربری گروه شمع یک مساله بی نهایت پیچیده ای می باشد. [داس ام. براجا]



شکل ۶-۲۷ گروه شمع

حسین تحقیقی و کازو کوناگای<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۶ بر روی اندرکنش دینامیکی گروه شمع تحت

بارهای جانبی تحقیقاتی انجام داده اند. [Tahghighi (2007)]

همچنین پادرون<sup>۳</sup> و همکارانش نیز در سال ۲۰۰۸ بر روی گروه شمع در سازه های ساختمانی

تحقیق کرده اند. [Padron (2008) & (2009)]

وقتی که شمعها نزدیک یکدیگر اجرا می شوند، منطقی است فرض شود که تنشهای انتقالی از

طریق شمعها به زمین، یکدیگر را پوشش می دهند (شکل ۶-۲۷-ب). این مساله می تواند باعث

<sup>1</sup> Pile Cap

<sup>2</sup> Kazuo Konagai

<sup>3</sup> Padron

کاهش ظرفیت باربری شمع گردد. به طور ایده آل ، فاصله شمعها در گروه شمع باید طوری انتخاب شود که ظرفیت باربری گروه شمع کمتر از مجموع ظرفیتهای باربری تک تک شمعها نشود. در عمل فاصله حداقل مرکز به مرکز شمعها (d) ، مساوی 2.5D در نظر گرفته می شود که به طور معمول از فاصله 3 – 3.5D استفاده می شود (D بعد یا قطر شمع). راندمان گروه شمع به صورت زیر تعریف می شود:

$$\eta = \frac{Q_g(u)}{\sum Q_u} \quad (11-6)$$

که در آن:

$\eta$  راندمان گروه شمع

$Q_g(u)$  ظرفیت باربری نهائی گروه شمع

$Q_u$  ظرفیت باربری هر شمع به تنهایی بدون اثر گروه می باشند.

اگر تعداد شمعها در گروه  $n_1 \times n_2$  باشد با استفاده از رابطه زیر می توان ابعاد کلاهدک شمع را به دست آورد:

$$L_g = (n_1 - 1)d + 2(D/2) \quad (12-6)$$

$$B_g = (n_2 - 1)d + 2(D/2) \quad , L_g \geq B_g$$

### ۶-۸-۱ گروه شمعها در رس

ظرفیت باربری نهائی گروه شمع در رس را می توان به طریق زیر تخمین زد:

کمترین دو مقدار رابطه های زیر:

$$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L] \quad (13-6 \text{ الف})$$

$$\sum Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \quad (13-7 \text{ ب})$$

که در آن:

$L_g$  بعد بزرگتر کلاهدک شمع

$B_g$  بعد کوچکتر کلاهک شمع

$c_{u(p)}$  چسبندگی زهکشی نشده رس در نوک شمع می باشند.

در این قسمت ، یک گروه شمع  $2 \times 2$  را مدلسازی می کنیم و اندرکنش خاک و شمع را در آنها

مورد بررسی قرار می دهیم.

### ۹-۶ مدلسازی گروه شمع $1 \times 2$ تحت بارهای قائم و جانبی دینامیکی

دو شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و ارتفاع ۳۰ متر و فاصله بین شمعها را ۲.۵ متر در نظر می

گیریم. این فاصله باید از ۲.۵ برابر قطر شمعها بیشتر باشد.

$$2.5D = 2.5 \times 0.75 = 1.875$$

$$2.5 \geq 2.5D = 1.875 \quad ok$$

اکنون ابعاد کلاهک شمع را به دست می آوریم:

$$L_g = (n_1 - 1)d + 2(D/2) = (2 - 1)2.5 + 2(0.75/2) = 3.25m$$

$$B_g = (n_2 - 1)d + 2(D/2) = (1 - 1)2.5 + 2(0.75/2) = 0.75m$$

ظرفیت باربری نهائی از رابطه ۶-۱۳- الف و ۶-۱۳- ب به دست خواهد آمد:

$$\begin{aligned} \sum Q_{u1} &= n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L] \\ &= 2 \times 1 \left[ 9 \times \pi \frac{d^2}{4} \times 10 + 0.8375 \times 2.355 \times 10 \times 30 \right] = 1263 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum Q_{u2} &= L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \\ &= 3.25 \times 0.75 \times 10 \times 59 + 2(3.25 + 0.75) \times 10 \times 30 = 3838 \text{ kN} \end{aligned}$$

بنابراین ظرفیت باربری گروه شمع برابر خواهد شد با:

$$\sum Q_u = \text{Min} \left( \sum Q_{u1}, \sum Q_{u2} \right) = 1263 \text{ kN}$$

## ۶-۹-۱ مدلسازی گروه شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی و نیروی زلزله

### ال سنترو

در این قسمت ، لایه ای از خاک (۴۰ متر طول و ۵۰ متر ارتفاع به ضخامت ۳ متر در جهت عمود بر صفحه) را به همراه گروه شمع مدل می نماییم و از بارگذاری فشاری به مقدار 600 kN استفاده می کنیم. همچنین برای اعمال نیروی دینامیکی از طیف زلزله ال سنترو استفاده می کنیم.

## ۶-۹-۱-۱ مدلسازی با المان Interface

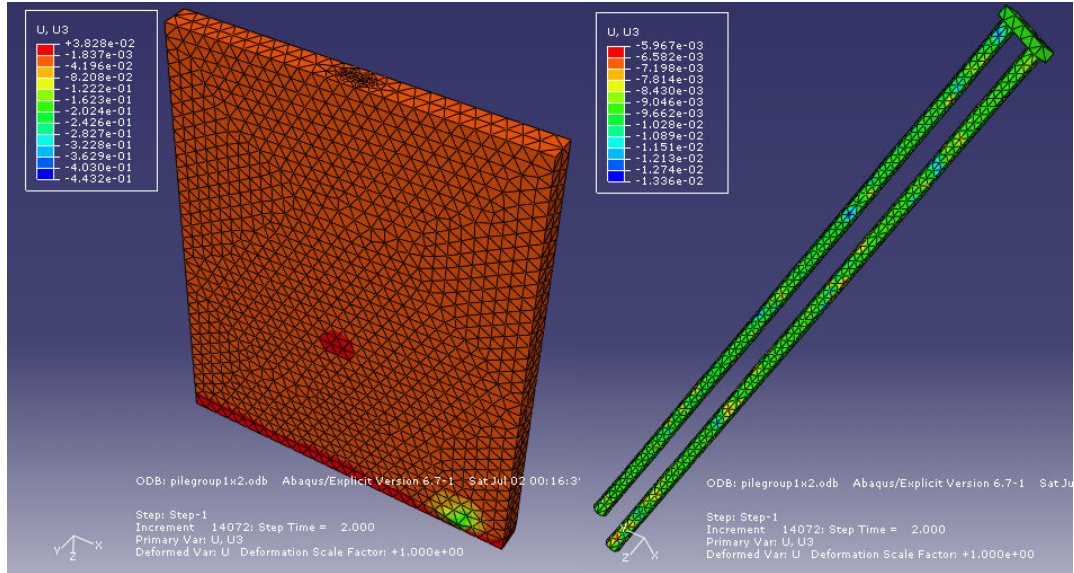
یک گروه شمع ۱×۲ به قطر ۷۵ سانتیمتر و به عمق ۳۰ متر و کلاهک مکعب مستطیل به طول ۳.۲۵ متر و عرض ۰.۷۵ متر و ضخامت ۰.۵ متر را در محیطی از خاک مدل می کنیم. در مرز مشترک خاک و شمع ، از المان Interface اصطکاکی استفاده می کنیم که ضریب اصطکاک لایه خاک و شمع را 0.4 فرض کردیم. همچنین در مرز مشترک نوک شمع و لایه خاک از Hard Contact استفاده می کنیم. به علت حجم محاسبات زیاد در این مدل از ۲.۴ ثانیه اول زلزله ال سنترو استفاده می کنیم که شامل شتاب ماکسیمم زلزله ال سنترو هم می شود.

مش بندی برای تحلیل اجزاء محدود به صورت المان های چهاروجهی چهار گرهی انجام شده است. بعد هر وجه المان ها در شمع 75cm و در لایه خاک 150cm در نظر گرفته شده است.

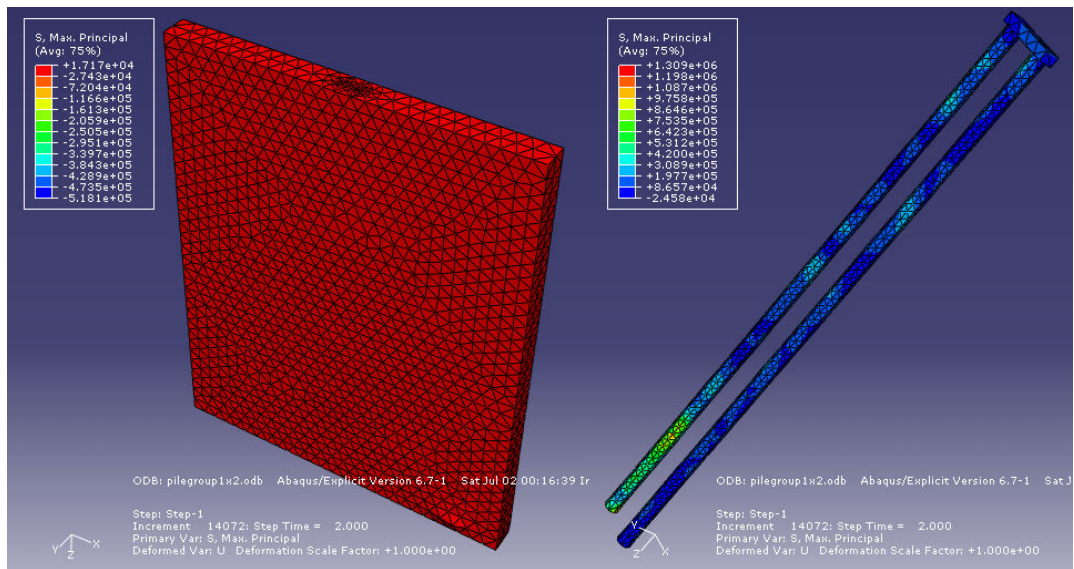
تغییر مکان ها در جهت قائم و تنش های اصلی ماکسیمم برای این حالت به ترتیب در شکل ۶-

۲۸ و ۲۹-۶ نمایش داده شده است.





شکل ۶-۲۸ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو

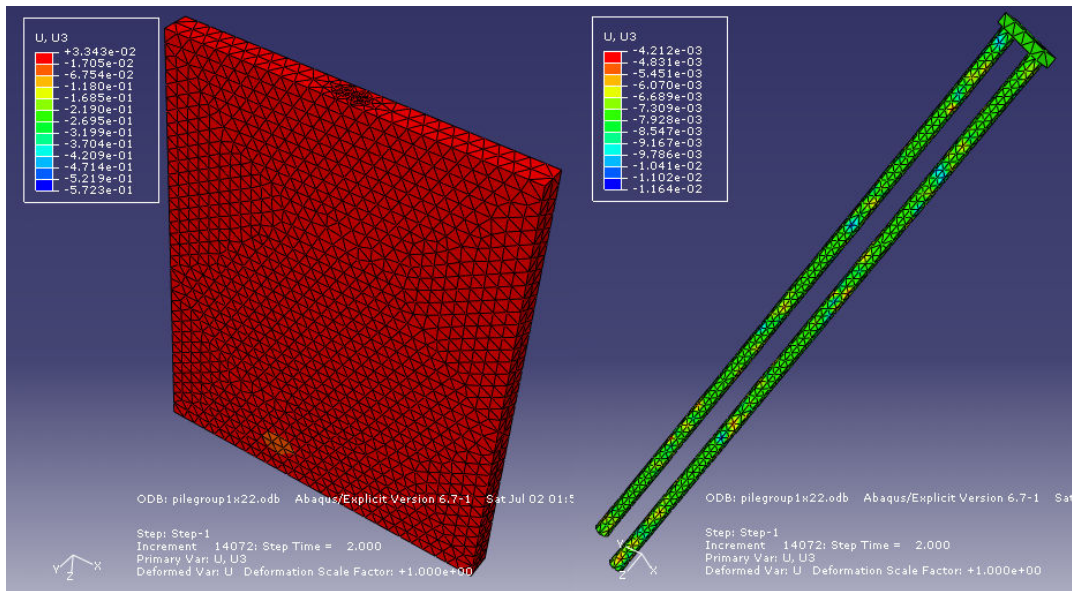


شکل ۶-۲۹ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو

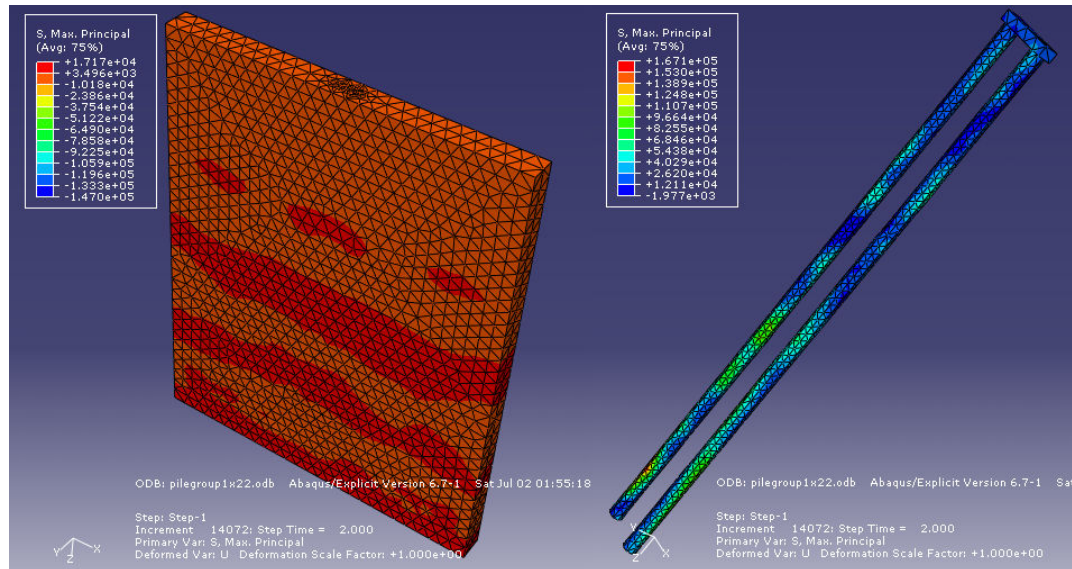
همان طور که در شکل ۶-۲۸ مشاهده می شود تغییرمکان ماکسیمم در گروه شمع ۱.۳۳۶ سانتیمتر می باشد ولی تغییرمکان متوسط گروه شمع ۰.۹۰۴ سانتیمتر است. تغییرمکان ماکسیمم لایه خاک ۴۴.۳ سانتیمتر می باشد. این تغییرمکان ناشی از انتشار موج زلزله که در مدلسازی ، از

بستر وارد شده است می باشد و در محدوده انتشار موج می باشد در صورتی که تغییر مکان خاک در محدوده شمع ۳.۸۲۸ سانتیمتر می باشد.

### ۶-۹-۱-۲ مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع



شکل ۳۰-۶ نمایش تغییر مکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو



شکل ۳۱-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو

همان طور که در شکل ۶-۳۰ مشاهده می شود تغییر مکان ماکسیمم گروه شمع برابر ۱.۱۶۴ سانتیمتر می باشد ولی تغییر مکان متوسط گروه شمع ۰.۷۳۱ سانتیمتر می باشد. تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک در محدوده شمع نیز ۳.۳۴۳ سانتیمتر می باشد.

جدول ۶-۱۳ و ۶-۱۴ مقایسه ای بین دو حالت با در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع و عدم در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع را مورد بررسی قرار می دهد.

جدول ۶-۱۳ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش در گروه شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو

اختلاف	در نظر گیری اندرکنش	عدم در نظر گیری اندرکنش	نوع مدل سازی
12.9% کاهش	1.164 cm	1.336 cm	تغییر مکان ماکسیمم گروه شمع
19.1% کاهش	0.731 cm	0.904 cm	تغییر مکان متوسط گروه شمع
12.7% کاهش	3.343 cm	3.828 cm	تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک

جدول ۶-۱۴ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش در گروه شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو

تفاوت (درصد)	در نظر گیری اندرکنش	عدم در نظر گیری اندرکنش	نوع مدل سازی
87% کاهش	$1.671 \times 10^5$ Pa	$1.309 \times 10^6$ Pa	تنش اصلی ماکسیمم در گروه شمع
71.6% کاهش	$1.470 \times 10^5$ Pa	$5.181 \times 10^5$ Pa	تنش اصلی ماکسیمم در لایه خاک

مقایسه بین این دو حالت نشان می دهد که با فرض در نظر گرفتن اندرکنش خاک و شمع تحت بارگذاری فشاری استاتیکی و بارگذاری دینامیکی زلزله ال سنترو تغییر مکان ماکسیمم کاهش یافته است ولی تنش اصلی ماکسیمم به شدت کاهش یافته است. بنابراین می توان نتیجه گرفت که اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و بارگذاری دینامیکی زلزله ال سنترو در تحلیل مساله تاثیر گذار خواهد بود.

### ۶-۱۰ مدلسازی گروه شمع ۲×۲ تحت بارهای قائم و جانبی دینامیکی

چهار شمع به قطر ۷۵ سانتیمتر و ارتفاع ۳۰ متر و فاصله بین شمعها را ۲.۵ متر در نظر می

گیریم. این فاصله باید از ۲.۵ برابر قطر شمعها بیشتر باشد.

$$2.5D = 2.5 \times 0.75 = 1.875$$

$$2.5 \geq 2.5D = 1.875 \quad ok$$

اکنون ابعاد کلاهدک شمع را به دست می آوریم:

$$L_g = (n_1 - 1)d + 2(D/2) = (2 - 1)2.5 + 2(0.75/2) = 3.25m$$

$$B_g = (n_2 - 1)d + 2(D/2) = (2 - 1)2.5 + 2(0.75/2) = 3.25m$$

ظرفیت باربری نهائی از رابطه ۶-۱۳ الف و ۶-۱۳ ب به دست خواهد آمد:

$$\begin{aligned} \sum Q_{u1} &= n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L] \\ &= 2 \times 2 \left[ 9 \times \pi \frac{d^2}{4} \times 10 + 0.8375 \times 2.355 \times 10 \times 30 \right] = 2526 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum Q_{u2} &= L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \\ &= 3.25 \times 3.25 \times 10 \times 59 + 2(3.25 + 3.25) \times 10 \times 30 = 10132 \text{ kN} \end{aligned}$$

بنابراین ظرفیت باربری گروه شمع برابر خواهد شد با:

$$\sum Q_u = \text{Min} \left( \sum Q_{u1}, \sum Q_{u2} \right) = 2526 \text{ kN}$$

### ۶-۱۰-۱ مدلسازی گروه شمع در خاک تحت بار فشاری استاتیکی و نیروی زلزله

#### ال سنترو

در این قسمت ، لایه ای از خاک (۴۰ متر طول و ۵۰ متر ارتفاع به ضخامت ۶ متر در جهت

عمود بر صفحه) را به همراه گروه شمع مدل می نماییم و از بارگذاری فشاری به مقدار 1700 kN

استفاده می کنیم. همچنین برای اعمال نیروی دینامیکی از طیف زلزله ال سنترو استفاده می کنیم.

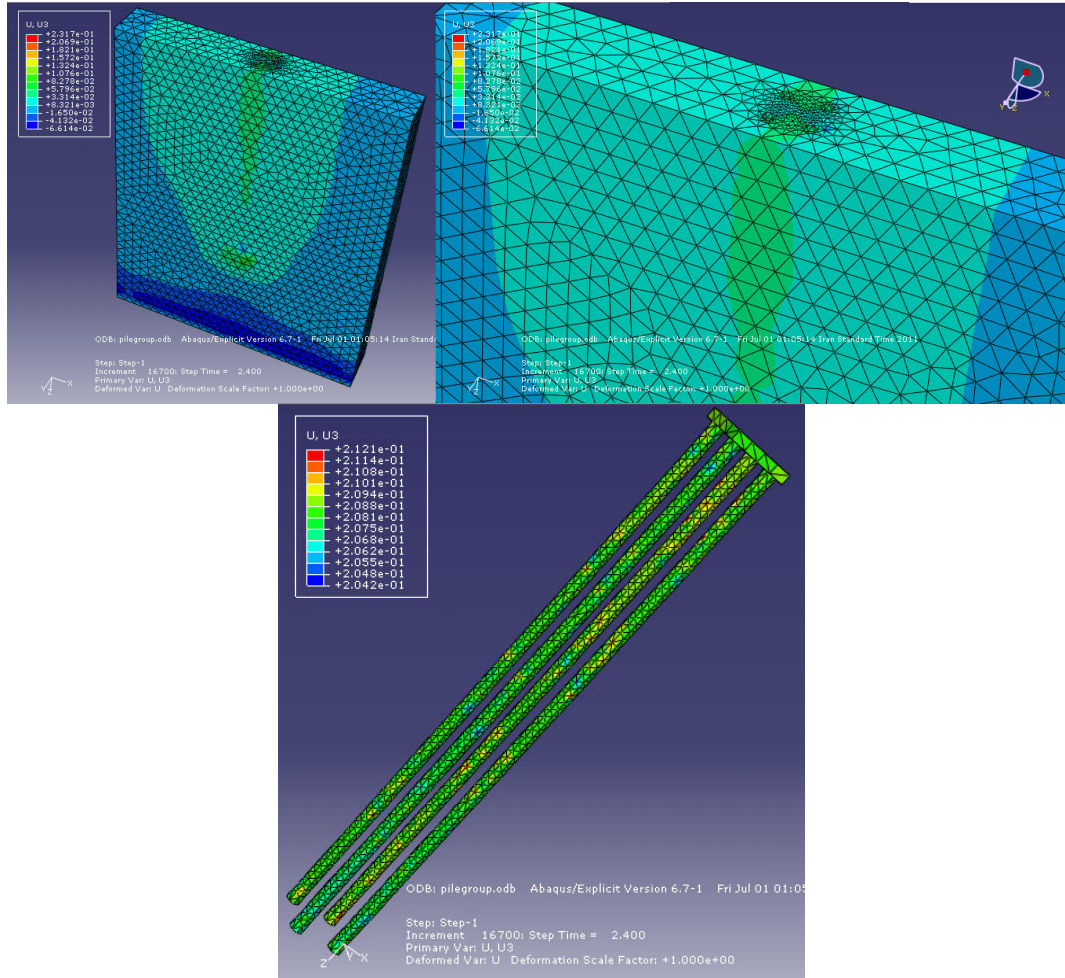
### ۶-۱۰-۱-۱ مدلسازی با المان Interface

یک گروه شمع  $2 \times 2$  به قطر ۷۵ سانتیمتر و به عمق ۳۰ متر و کلاهک مکعبی به ضلع ۳.۲۵ متر و ضخامت ۰.۵ متر را در محیطی از خاک مدل می‌کنیم. در مرز مشترک خاک و شمع، از المان Interface اصطکاکی استفاده می‌کنیم که ضریب اصطکاک لایه خاک و شمع را ۰.۴ فرض کردیم. همچنین در مرز مشترک نوک شمع و لایه خاک از Hard Contact استفاده می‌کنیم. به علت حجم محاسبات زیاد در این مدل از ۲.۴ ثانیه اول زلزله ال سنترو استفاده می‌کنیم که شامل شتاب ماکسیمم زلزله ال سنترو هم می‌شود.

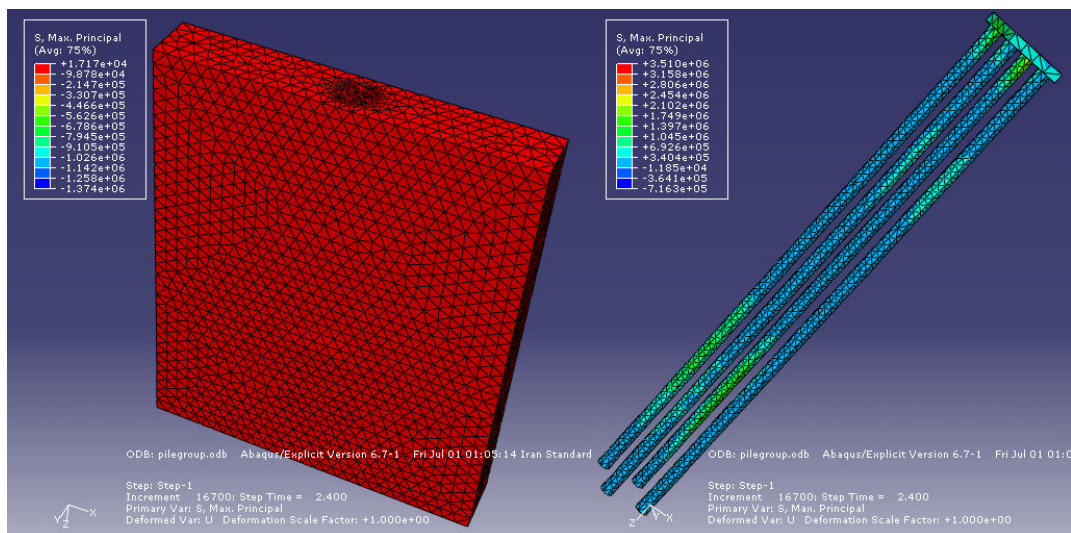
مش بندی برای تحلیل اجزاء محدود به صورت المان های چهاروجهی چهار گرهی انجام شده است. بعد هر وجه المان ها در شمع ۷۵cm و در لایه خاک ۱۵۰cm در نظر گرفته شده است.

تغییر مکان ها در جهت قائم و تنش های اصلی ماکسیمم برای این حالت به ترتیب در شکل ۶-

۳۲ و ۶-۳۳ نمایش داده شده است.



شکل ۳۲-۶ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو



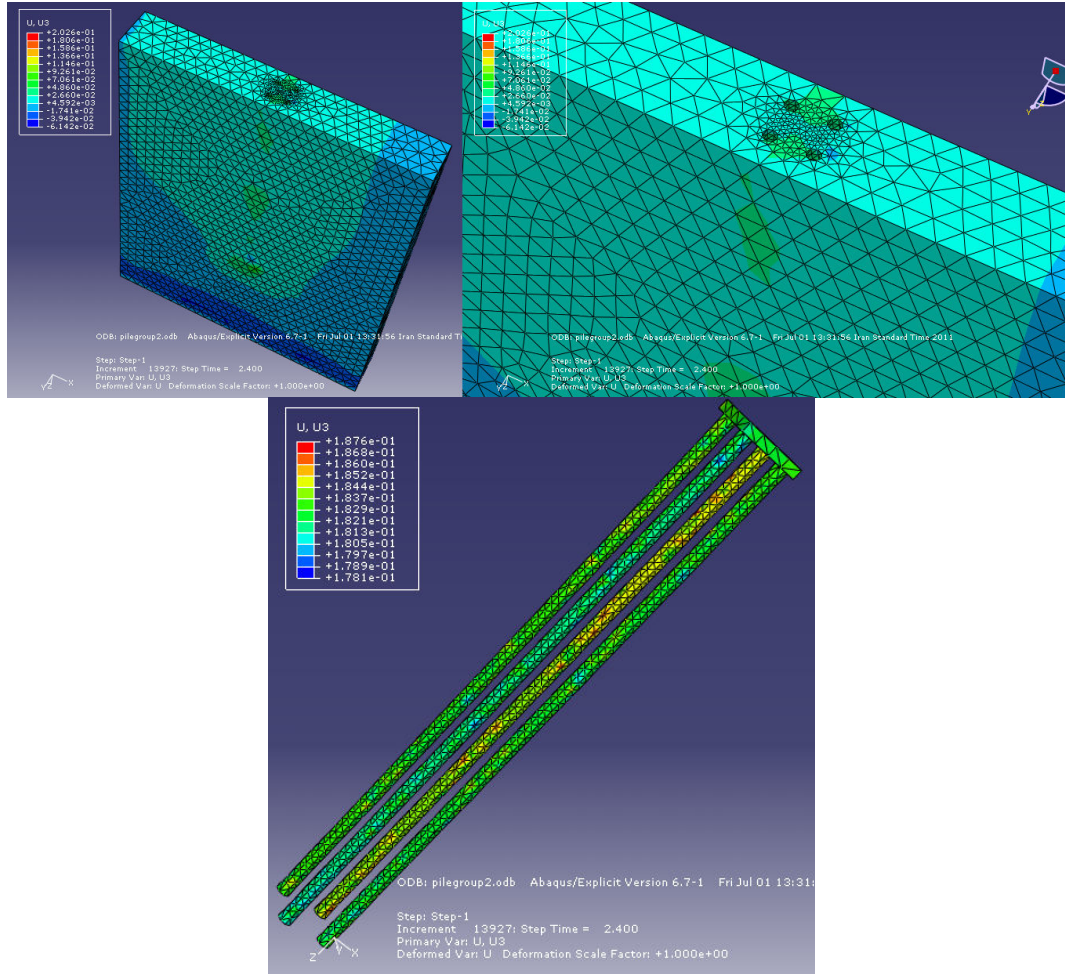
شکل ۳۳-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو

همان طور که در شکل ۶-۳۲ مشاهده می شود تغییرمکان ماکسیمم در گروه شمع ۲۱.۲۱ سانتیمتر می باشد ولی تغییرمکان متوسط گروه شمع ۲۰.۸۸ سانتیمتر است. تغییرمکان ماکسیمم لایه خاک ۲۳.۱۷ سانتیمتر می باشد. این تغییرمکان ناشی از انتشار موج زلزله که در مدلسازی ، از بستر وارد شده است می باشد و در محدوده انتشار موج می باشد در صورتی که تغییرمکان خاک در محدوده شمع ۱۳.۲۴ سانتیمتر می باشد.

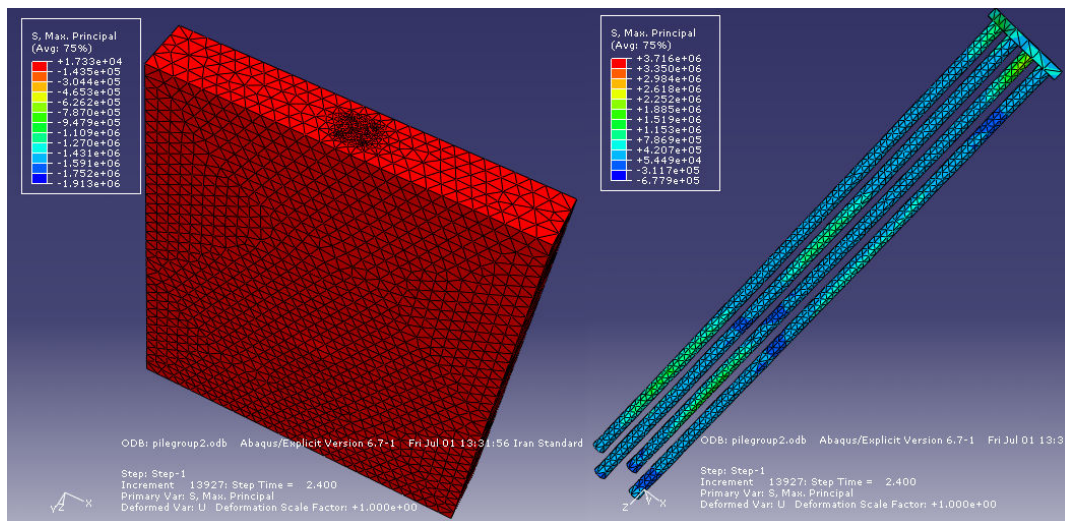
### ۶-۱۰-۱-۲ مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع

در این حالت همان گروه شمع مدل شده در بخش ۶-۱۰-۱-۱ را مدل می کنیم. اصطکاک بین شمع و لایه خاک را همانند مدل قبلی درنظر می گیریم و به علاوه آن در این حالت میرایی را  $\xi=10\%$  درنظر میگیریم.

تغییرمکان ها در جهت قائم و نیز تنش های اصلی ماکسیمم در این حالت مدلسازی به ترتیب در شکل های ۶-۳۴ و ۶-۳۵ نمایش داده شده اند.



شکل ۳۴-۶ نمایش تغییرمکان ها در جهت قائم در مدلسازی با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو



شکل ۳۵-۶ نمایش تنش های اصلی ماکسیمم در مدل با المان Interface و درنظرگیری اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو



همان طور که در شکل ۶-۳۴ مشاهده می شود تغییر مکان ماکسیمم گروه شمع برابر ۱۸.۷۶ سانتیمتر می باشد ولی تغییر مکان متوسط گروه شمع ۱۸.۳۷ سانتیمتر می باشد. تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک در محدوده شمع نیز ۱۱.۴۶ سانتیمتر می باشد.

جدول ۶-۱۵ و ۶-۱۶ مقایسه ای بین دو حالت با در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع و عدم در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع را مورد بررسی قرار می دهد.

جدول ۶-۱۵ مقایسه تغییر مکان های قائم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش در گروه شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو

نوع مدلسازی	عدم در نظر گیری اندرکنش	در نظر گیری اندرکنش	اختلاف
تغییر مکان ماکسیمم گروه شمع	21.21 cm	18.76 cm	11.6% کاهش
تغییر مکان متوسط گروه شمع	20.88 cm	18.37 cm	12.0% کاهش
تغییر مکان ماکسیمم لایه خاک	13.24 cm	11.46 cm	13.4% کاهش

جدول ۶-۱۶ مقایسه تنش های اصلی ماکسیمم با فرض در نظر گیری اندرکنش و عدم در نظر گیری اندرکنش در گروه شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و نیروی دینامیکی زلزله ال سنترو

نوع مدلسازی	عدم در نظر گیری اندرکنش	در نظر گیری اندرکنش	تفاوت (درصد)
تنش اصلی ماکسیمم در گروه شمع	$3.510 \times 10^6$ Pa	$3.716 \times 10^6$ Pa	5.8% افزایش
تنش اصلی ماکسیمم در لایه خاک	$1.374 \times 10^6$ Pa	$1.913 \times 10^6$ Pa	39.2% افزایش

مقایسه بین این دو حالت نشان می دهد که با فرض در نظر گرفتن اندرکنش خاک و شمع تحت بارگذاری فشاری استاتیکی و بارگذاری دینامیکی زلزله ال سنترو تغییر مکان ماکسیمم کاهش یافته است ولی تنش اصلی ماکسیمم افزایش یافته است. بنابراین می توان نتیجه گرفت که اندرکنش خاک و شمع تحت نیروی فشاری استاتیکی و بارگذاری دینامیکی زلزله ال سنترو در تحلیل مساله تاثیرگذار خواهد بود.

## فصل هفتم

# نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات

## ۷-۱ نتایج

در این پایان نامه ، اندرکنش خاک و سازه در شمع تک و نیز گروه شمع بررسی شد. لایه خاک به صورت همگن و ایزوتروپ در نظر گرفته شده است و قطر شمع نیز ثابت می باشد و فقط ارتفاع شمع ها را تغییر دادیم. برای مدلسازی اندرکنش خاک و سازه از مدل وینکلر استفاده شده است. همچنین مدل ها را به صورت دوبعدی و سه بعدی انجام دادیم و نتایج زیر به دست آمده است:

با مدلسازی شمع تک و به صورت مدفون با بارگذاری های مختلف و نیز به سه حالت مدلسازی بدون المان Interface ، مدلسازی با المان Interface ، مدلسازی با المان Interface و در نظرگیری اندرکنش خاک و شمع نتایج زیر به دست آمد:

۱- در مدلسازی بدون المان Interface فرض می شود که شمع و خاک کاملاً به یکدیگر چسبیده

اند و فقط مشخصات مصالح شمع و خاک با هم تفاوت دارند. یعنی گره های بین مرز مشترک خاک و شمع با یکدیگر کار می کنند و اصطکاک بین شمع و خاک بی نهایت می باشد. واضح است که این مدلسازی نمی تواند بیانگر مدل واقعی باشد.

۲- مدلسازی با المان Interface نسبت به حالت بدون المان Interface به واقعیت نزدیک تر است. زیرا در این حالت ، در واقع Interface های مدل شده بیانگر ظرفیت باربری جلدی و نیز ظرفیت باربری نوک شمع می باشند.

۳- مدلسازی با المان Interface و در نظرگیری اندرکنش خاک و شمع نسبت به دو حالت قبلی بسیار به واقعیت نزدیک تر است زیرا علاوه بر مدلسازی ظرفیت باربری شمع ، اثرات اندرکنش بین شمع و خاک را نیز مدنظر قرار داده است.

۴- مدلسازی در حالت دوبعدی نمی تواند بیانگر مدل واقعی باشد.

۵- رفتار اندرکنش خاک و سازه در شمع های کوتاه ، خود را به خوبی نشان نخواهد داد.

۶- تحت بارگذاری استاتیکی ، تاثیرات اندرکنش خاک و سازه در دو حالت کششی و فشاری یکسان نمی باشد.

۷- تحت بارگذاری کششی استاتیکی قائم بر روی شمع تک ، با در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع نه تنها تغییر مکان های قائم و تنش های اصلی ماکسیمم شمع و لایه خاک نسبت به حالتی که از اثرات اندرکنش خاک و شمع صرف نظر شده است کاهش نمی یابند بلکه تا حدودی نیز افزایش می یابند.

۸- تحت بارگذاری فشاری استاتیکی قائم بر روی شمع تک ، با در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع ، تغییر مکان های قائم و تنش های اصلی ماکسیمم شمع و لایه خاک نسبت به حالتی که از اثرات اندرکنش خاک و شمع صرف نظر شده است کاهش می یابند.

۹- تحت ترکیب بارگذاری دینامیکی زلزله و نیز بارگذاری استاتیکی ، در نظر گیری اندرکنش خاک و شمع می تواند باعث کاهش تغییر مکان ها و تنش های اصلی ماکسیمم در شمع تک و نیز در لایه خاک شود.

۱۰- می توان این نتیجه را گرفت که در زلزله ال سنترو ، اندرکنش خاک و شمع در زلزله در جهت افقی تاثیر بیشتری نسبت به زلزله در جهت قائم در کاهش تغییر مکان های قائم و تنش های اصلی ماکسیمم خواهد داشت.

با مدلسازی گروه شمع ، نتایج زیر به دست آمد:

۱- ظرفیت باربری گروه شمع را نمی توان با مجموع ظرفیت باربری هر یک از شمع ها به دست آورد.

۲- رفتار گروه شمع به صورت یک ردیف ، نسبت به اندرکنش خاک و شمع حساسیت بالایی دارد و پیشنهاد می شود حتی الامکان از گروه شمع در یک ردیف استفاده نشود.

۳- اندرکنش خاک و شمع می تواند باعث کاهش تغییر مکان ها و تنش های اصلی ماکسیمم در گروه شمع شود. حسین تحقیقی و کازو کوناگای هم به همین نتیجه رسیده اند.

[Tahghighi (2007)]

۴- به طور کلی می توان نتیجه گرفت که با توجه به کاهش تغییرمکان ها در گروه شمع در حالتی که اندرکنش خاک و شمع لحاظ می شود، ظرفیت باربری گروه شمع با در نظرگیری اندرکنش خاک و شمع افزایش خواهد یافت.

## ۲-۷ پیشنهادات

در صورتی که مایل به ادامه این طرح هستید پیشنهاد می کنیم تاثیرات موارد زیر را در اندرکنش خاک و شمع بررسی کنید:

اندرکنش دینامیکی خاک و سازه با المان های Interface مدل های دیگر (غیر از مدل وینکلر) بررسی شود و نتایج آن با مدل وینکلر مقایسه شود.

می توان با آزمایشات محلی در سایت ، نتایج واقعی را با نتایج تحلیل های تئوری مقایسه کرد. همچنین می توان کاربرد شمع ها را در سازه های دیگر و نیز بارگذاری های دیگر مورد بررسی قرار داد.

همچنین می توان تاثیر هندسه شمع ، عمق شمع ، تاثیر فاصله بین شمع ها در گروه شمع ، تاثیر خاک های مختلف با زوایای اصطکاک داخلی و چسبندگی مختلف را مورد بررسی قرار داد. تاثیر اندرکنش خاک و شمع بر ظرفیت باربری شمع ها و گروه شمع ها هم می تواند از موضوعاتی باشد که بر روی آن تحقیق و پژوهش انجام داد.

## منابع و مراجع

- Budynas R.G. “*Advanced Strength and Applied Stress Analysis*”, Second Edition, Mc Graw Hill.
- Chau K.T. , Shen C.Y. and Guo X. (2009), “Nonlinear Seismic Soil-Pile-Structure Interactions: Shaking Table Tests and FEM Analyses”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 , pp 300-310.
- Chaudhry A.R. , (1994) , PhD thesis, “*Static Soil-Pile-Soil Interaction in Offshore Pile Groups*”, Brasenose College, University of Oxford.
- Clough R.W. and Penzien J. (2003), “*Dynamics of Structures*”, Third Edition, Computers & Structures Inc. , University of California, Berkeley, USA.
- Dutta S.C , Bhattacharya K. and Roy R. (2004), “Response of LowRrise Buildings under Seismic Ground Excitation Incorporating Soil-Structure Interaction”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24, pp 893-914.
- Dutta S.C. and Roy R. (2002), “A Critical Review on Idealization and Modeling for Interaction Among Soil–Foundation–Structure System”, *Computers and Structures* 80 , pp 1579-1594.
- Institution of Structural Engineers (1989), “*Soil – Structure Interaction the real behaviour of structures*”, London, England.
- Jaradat Y.M.M. , (2005) , PhD thesis, “*Soil-Structure Interaction of FRP Piles in Integral Abutment Bridges*”, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Maryland.
- Kucukarslan S. and Banerjee P.K. (2004), “Inelastic Dynamic Analysis of Pile-Soil-Struture Interaction”, *International Journal of Computational Engineering Science* , Vol. 5 , No.1 , pp 245-258.
- Langen H.V. (1991), “*Numerical Analysis of Soil-Structure Interaction*”, Stellingen, Delft , The Netherlands.
- Nakhaei M. and Ghannad M.A. (2008), “The Effect of Soil-Structure Interaction on Damage Index of Buildings”, *Engineering Structures* 30 , pp 1491-1499.
- Padron L.A. , Aznarez J.J. and Maeso O. (2008), “Dynamic Analysis of Piled Foundations on Stratified Soils by a BEM-FEM Model”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28 , pp 333-346.
- Padron L.A. , Aznarez J.J. and Maeso O. (2009), “Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction Between Nearby Piled Buildings under Seismic Excitation by BEM-FEM Model”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 , pp 1084-1096.

- Rizos D.C. and Wang Z. (2002), “Coupled BEM-FEM Solutions for Direct Time Domain Soil-Structure Interaction Analysis”, *Engineering Analysis with Boundary Elements* 26 , pp 877-888.
- Shrestha B. (2009) , “Vertical Ground Motions And Its Effect On Engineering Structures: A State – Of – Art – Review” , International Seminar On Hazard Management For Sustainable Development , Kathmandu , Nepal.
- Stasa F.L. “*Applied Finite Element Analysis for Engineers*”, CBS Publishing, Japan.
- Tahghighi H. and Konagai K. (2007), “Numerical Analysis of Nonlinear Soil-Pile Group Interaction Under Lateral Loads”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27 , pp 463-474.
- Tang X. and Sato T. (2005), “H- Adaptivity Applied to Liquefiable Soil in Nonlinear Analysis of Soil-Pile Interaction”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 , pp 689-699.
- Todorovska M.I. and Rjoub Y.A. (2006), “Plain Strain Soil-Structure Interaction Model for a Building Supported by a Circular Foundation Embedded in a Poroelastic Half-Space”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26 , pp 694-707.
- Wang S. (1992), “Coupled Boundary and Finite Elements for Dynamic Structure (3D)-Foundation-Soil Interaction”, *Computers & Structures* , Vol. 44 , No. 4 , pp 807-812.
- Wilson E.L. (2000), “*Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*”, Third Edition, Computers & Structures Inc. , University of California, Berkeley, USA.
- Wolf J.P. (1985), “*Dynamic Soil – Structure Interaction*”, Prentice-Hall International series in civil engineering and engineering mechanics, New Jersey, United States of America.
- Yang J. , Li J.B. and Lin G. (2006), “A Simple Approach to Integration of Acceleration Data for Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26 , pp 725-734.
- Zhang C. and Wolf J.P. (1997), “*Dynamic Soil – Structure Interaction*”, Developments in Geotechnical Engineering, 83, Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.



توکلی ح.ر. ، خادم مرزودی م. و گیلانی ح. (۱۳۹۰) ، "بررسی تاثیر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزه ای قابهای فولادی بروش فنر معادل" ، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.

جوهری ع. و خسروی فرد شیرازی ع. (۱۳۹۰) ، "بررسی اثر اندرکنش خاک - سازه بر فنداسیون ساختمانهای بتنی منظم" ، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.

داس ام. براجا. (۱۳۸۵) ، " اصول مهندسی ژئوتکنیک " جلد دوم: مهندسی پی ، مترجم: شاپور طاحونی ، چاپ دهم ، انتشارات پارس آئین ، تهران ، ص ۵۷۵ .

دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان (۱۳۸۵) ، "مبحث نهم: طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه" ، چاپ دوم ، نشر توسعه ایران ، تهران ، ص ۱۹۷ .

رضایی فر ا. و مهرپویا م. (۱۳۹۰) ، "شناسایی رفتار دینامیکی پل های جداسازی شده تحت زلزله های حوزه نزدیک با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه" ، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.

صمدیان ب. ، جانعلی زاده چوب بستی ع. و واثقی امیری ج. (۱۳۸۳) ، "لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه در تحلیل دینامیکی سازه ها" ، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف ، تهران ، ایران.

طالبی ع. (۱۳۸۵) ، پایان نامه کارشناسی ارشد ، "تحلیل لرزه ای مخازن آب" ، دانشکده عمران ، دانشگاه فردوسی مشهد.

قدرتی ع. ، جهانخواه ح. و قناد م.ع. (۱۳۹۰) ، "اثر اندرکنش خاک و سازه بر موده های بالاتر ارتعاشی" ، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.

گتمیری ب. و تاج الدینی ح.ر. (۱۳۸۲) ، "بررسی اثرات رفتار غیرخطی خاک بر پاسخ دینامیکی سازه های بلند" ، نشریه دانشکده فنی ، جلد ۳۷ ، شماره ۲ ، از صفحه ۲۸۳ تا ۲۹۴ .

محمودپور س. ، عطارنژاد ر. ، و بهنیا ک. (۱۳۹۰) ، "بررسی تاثیر درنظرگرفتن اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ دینامیکی سازه نیمه مدفون در حوزه زمان" ، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.

محمودپور س. ، عطارنژاد ر. ، و بهنیا ک. (۱۳۹۰) ، "بررسی تاثیر درنظرگرفتن اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ دینامیکی سازه نیمه مدفون" ، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.  
محمودپور س. ، عطارنژاد ر. ، و بهنیا ک. (۱۳۹۰) ، "بررسی تاثیر درنظرگرفتن اندرکنش خاک و سازه بر تغییر تراز پایه در سازه های نیمه مدفون" ، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.

معصومی ع. و طباطبائی فرح.ر. (۱۳۸۷) ، "مطالعه اثر اندرکنش خاک - سازه به روش شالوده بدون جرم و مقایسه آن با روش معمول در ساختمان های بتنی واقع بر خاک های نرم با استفاده از تحلیل های دینامیکی" ، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران ، تهران ، ایران.  
مویدیان م. (۱۳۸۷) ، رساله دکتری ، "تحلیل لرزه ای دیوارهای مدفون" ، دانشکده عمران ، دانشگاه فردوسی مشهد.

میر هاشمیان پ. (۱۳۸۷) ، پایان نامه کارشناسی ارشد ، "تحلیل اندرکنش خاک و سازه به روش ترکیبی (المان طیفی و المان محدود)" ، دانشکده فنی و مهندسی ، دانشگاه تربیت مدرس.  
نادری ر. ، نیازپور م. و کریمی فرزقی ب. (۱۳۹۰) ، "تحلیل اندرکنش خاک و سازه پایه های یک پل شمع دار با استفاده از روش اجزاء محدود" ، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران.

ناطق الهی ف. و رضایی تبریزی ع. (۱۳۸۳) ، "مطالعه اثر اندرکنش سازه - خاک - سازه بر پاسخ غیرخطی سازه های بلند" ، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف ، تهران ، ایران.

## **Abstract**

In the past, in analysis of structures, analysis and design process tended to consider the soil and structure in relative isolation. If the structure made on stiff rocks, this assumption is correct.

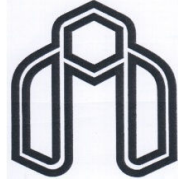
Today, in design of super-structures , the engineers consider the effect of interaction between soil and structure to avoid damages such as separation of structure from foundation or sudden failure. One of the structures subjected to the effect of soil-structure interaction are bridge piers located on the soft soil. Usually in this situation use single pile rarely and group of piles mostly.

In this thesis first of all we try to investigate the effect of soil-structure interaction in single pile in different loading , then we demonstrate the effect of soil-structure interaction in group of piles.

For analysis of our numerical problems we use Finite Element Method (FEM) and for this process we use ABAQUS which is a commercial software.

Results of analysis in this thesis display that the effect of interaction between soil and single pile under static loads, does not affect on the magnitude of displacements and maximum principal stresses. But in dynamic loads soil-pile interaction will reduce displacements and maximum principal stresses.

**Keywords:** dynamic Interaction , soil – structure , bridge piers , pile , pile group , finite element method



**Shahrood University of Technology**  
**Faculty of Civil Engineering & Architecture**

**Dynamic Soil – Structure Interaction in Analysis  
of Piles of Bridge Piers**

Masoud Niyazpoor

Supervisors:

Dr. Naderi

Dr. Hasani

Date: July 2011