

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران  
پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

## آنالیز پاسخ زمین در زمین های بهسازی شده موضعی

نگارنده: بهزاد حمیدی

استاد راهنما

دکتر امیر بذرافشان مقدم

بهمن ماه ۱۳۹۷

## تقدیم نامه

ماحصل آموخته هایم را تقدیم می کنم به آنان که مهر آسمانی شان آرام بخش آلام زمینی ام است.

به سبزترین نگاه زندگی، چشمان سبز مادرم

به استوارترین تکیه گاهم، دستان پرمهر پدرم

که هرچه آموختم در مکتب عشق شما آموختم و هرچه بکوشم قطره ای از دریای بی کران مهربانیتان را سپاس نتوانم بگویم.

ره آوردی گران سنگ تر از این ارزان نداشتم تا به خاک پایتان نثار کنم، باشد که حاصل تلاشم نسیم گونه غبار خستگیان را بزداید.

بوسه بر دستان پرمهرتان

## سپاس‌گزاری

نخستین سپاس و ستایش از آن خداوندی است که بنده‌ی کوچکش را در دریای بیکران اندیشه، قطره‌ای ساخت تا وسعت آن را از دریچه اندیشه‌های ناب آموزگارانی بزرگ به تماشا نشیند. لذا اکنون که در سایه‌سار بنده‌نوازی‌هایش پایان‌نامه حاضر به انجام رسیده است، بر خود لازم می‌دانم تا مراتب سپاس را از بزرگوارانی به جا آورم که اگر دست یاریگرشان نبود، هرگز این پایان‌نامه به انجام نمی‌رسید.

به مصداق «من لم یشکر المخلوق لم یشکر الخالق» بسی شایسته است از استاد فرهیخته و فرزانه جناب آقای دکتر امیر بذرافشان مقدم که باکرامتی چون خورشید، سرزمین دل را روشنی بخشیدند و گلشن سرای علم و دانش را با راهنمایی‌های کارساز و سازنده بارور ساختند و در کمال سعه‌صدر، با حسن خلق و فروتنی، از هیچ کمکی در این عرصه بر من دریغ نمودند و زحمت راهنمایی این رساله را بر عهده گرفتند، تقدیر و تشکر نمایم.

با تقدیر و درود فراوان از اساتید بزرگوار جناب آقایان دکتر محسن کرامتی و دکتر ایمان آقایان که با لطف بی‌دریغشان زحمت داوری این پایان‌نامه را متقبل شدند.

و با تشکر خالصانه خدمت همه کسانی که به نوعی مرا در به انجام رساندن این مهم یاری نموده‌اند؛ باشد که این خردترین، بخشی از زحمات آنان را سپاس گوید.

اینجانب بهزاد حمیدی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران- ژئوتکنیک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه آنالیز پاسخ زمین در زمین های بهسازی شده موضعی تحت راهنمایی دکتر امیر بذرافشان مقدم متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تاثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضاء دانشجو

### مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.

## چکیده

اطلاعات آماری از زلزله های تجربه شده در تاریخ مانند زلزله hyogoken-Nanbu که در سال ۱۹۹۵ رخ داد نشان می دهد که گسیختگی و شکست در فونداسیون های شمعی به کرات اتفاق می افتد، بنابراین ضروری است که عملکرد یک فونداسیون شمعی و رفتار مکانیکی آن تحت زمین لرزه های اصلی تحت بررسی قرار گیرد و عملکرد لرزه ای آن بهبود یابد. یکی از روش های اقتصادی و موثر در بهبود عملکرد لرزه ای فونداسیون های شمعی موجود استفاده از روش بهسازی موضعی است. در این روش، مساله اصلی مشخص کردن ابعاد و موقعیت ناحیه بهسازی شده است. در این پژوهش الگوی ناحیه بهسازی شده به صورت موضعی توسط یک آنالیز سه بعدی الاستو پلاستیک با وارد کردن یک بار جانبی به صورت پوش آور به فونداسیون و ثبت تغییر مکان های حداکثر افقی ریز شمع در حالت های مختلف بهسازی، الگوی بهینه بهسازی با توجه به مفهوم بهسازی موثر انتخاب شده است. سپس با چند آنالیز دینامیکی تحت دو زلزله مختلف با فرکانس های غالب متفاوت بر روی سه سازه با فرکانس های معادل سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه، تاثیر بهسازی به صورت موضعی بر روی عملکرد لرزه ای فونداسیون، نظیر حداکثر نیروهای برشی، محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در ریز شمع مورد ارزیابی قرار گرفته است. در این پژوهش برای بهسازی فونداسیون با گروه ریز شمع، روش تزریق با فشار بالا انتخاب شده است که بیشترین مقاومت و سختی را بین همه روش های موجود برای بهسازی خاک بدست می دهد. نتایج تحلیل نشان داد که بهسازی به صورت موضعی باعث کاهش قابل توجه در نیروی های داخلی از جمله، نیروی برشی، محوری و لنگر خمشی می شود که باعث افزایش مقاومت جانبی فونداسیون تحت اثر زلزله می شود. همچنین بهسازی باعث کاهش قابل توجه شتاب ثبت شده روی فونداسیون و سازه شده است که باعث بهبود عملکرد لرزه ای فونداسیون با گروه ریز شمع شده است.

کلمات کلیدی: آنالیز پاسخ زمین، بهسازی موضعی، اجزا محدود، ریز شمع، تزریق

## فهرست مطالب

صفحه

عنوان

### فصل اول: کلیات

- ۱-۱- مقدمه ..... ۲
- ۲-۱- ضرورت انجام تحقیق ..... ۳
- ۳-۱- اهداف تحقیق ..... ۳
- ۴-۱- ساختار پایان نامه ..... ۴

### فصل دوم: مبانی نظری و مروری بر مطالعات پیشین

- ۱-۲- تاریخچه و مروری بر مطالعات پیشین ..... ۶
- ۱-۱-۲- مقدمه ..... ۶
- ۲-۲- آنالیز پاسخ زمین ..... ۱۹
- ۱-۲-۲- پارامترهای موثر در پاسخ توده خاک ..... ۲۲
- ۱-۲-۲- روش های تحلیل پاسخ دینامیکی زمین ..... ۲۴
- ۱-۲-۲- روش های تجربی بررسی پاسخ زمین ..... ۲۴
- ۲-۲-۲- روش های محاسباتی ..... ۲۵
- ۳-۲- بهسازی زمین ..... ۴۶
- ۱-۳-۲- تزریق با فشار بالا ..... ۴۷
- ۱-۳-۲- تاریخچه ..... ۴۸
- ۲-۳-۲- سیستم های تزریق با فشار بالا ..... ۴۹
- ۳-۳-۲- خاک های قابل تزریق ..... ۵۱
- ۴-۳-۲- اصول فنی جت گروتینگ: ..... ۵۱
- ۵-۳-۲- تاثیر نوع خاک ..... ۵۵
- ۶-۳-۲- کاربردهای جت گروتینگ: ..... ۵۶

### فصل سوم: مدل سازی عددی

- ۱-۳- مقدمه ..... ۶۰
- ۲-۳- قابلیت های نرم افزار آباکوس در تحلیل مسائل ژئوتکنیکی ..... ۶۰
- ۳-۳- انتخاب روش اجزا محدود ..... ۶۱

۶۱	..... نوع المان ۱-۳-۳
۶۲	..... ابعاد المان های مش بندی ۲-۳-۳
۶۴	..... معیار رفتاری مصالح ۳-۳-۳
۶۵	..... میرایی خاک ۴-۳-۳
۶۷	..... شرایط مرزی ۵-۳-۳
۶۸	..... گام های بارگذاری ۶-۳-۳
۷۰	..... مدل سازی رو سازه ۷-۳-۳
۷۱	..... صحت سنجی مدل ۴-۳-۳

#### فصل چهارم: نتایج مدل سازی عددی

۷۶	..... مقدمه ۱-۴-۱
۷۷	..... تحلیل استاتیکی ۲-۴-۱
۷۷	..... ۱-۲-۴ هندسه و مشخصات خاک، فونداسیون و سازه
۷۸	..... ۲-۲-۴ هندسه و مشخصات ناحیه بهسازی شده
۸۰	..... ۳-۲-۴ بررسی نتایج
۸۳	..... ۴-۲-۴ نرخ بهسازی و بهسازی موثر
۸۴	..... ۳-۴ تحلیل دینامیکی
۸۵	..... ۱-۳-۴ نیروهای داخلی
۸۵	..... ۱-۱-۳-۴ نیروی برشی
۹۰	..... ۲-۱-۳-۴ نیروی محوری
۹۵	..... ۳-۱-۳-۴ لنگر خمشی
۱۰۰	..... ۲-۳-۴ جابجایی
۱۰۲	..... ۳-۳-۴ تاریخچه شتاب
۱۰۸	..... ۴-۳-۴ کانتور های تنش و تغییر شکل

#### فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهادات

۱۱۲	..... مقدمه ۱-۵-۱
۱۱۲	..... نتیجه گیری ۲-۵-۱
۱۱۲	..... ۱-۲-۵ تحلیل استاتیکی
۱۱۳	..... ۲-۲-۵ تحلیل دینامیکی
۱۱۵	..... ۳-۵ پیشنهادات
۱۱۷	..... مراجع



## فهرست شکل ها

عنوان	صفحه
شکل (۱-۲) تغییرات جابجایی در شمع با افزایش میزان بار جانبی [۲۵].....	۱۱
شکل (۲-۲) تغییرات سختی خمشی در مقابل تغییر عمق در آنالیز P-Y [۲۵].....	۱۱
شکل (۳-۲) چهار الگوی متفاوت بهسازی در مطالعه HAMAYOON KHERADI ET AL. [۲۶].....	۱۳
شکل (۴-۲) شماتیک مدل سازی فونداسیون شمعی و سازه یک درجه آزادی [۲۷].....	۱۴
شکل (۵-۲) شماتیک الگوی ناحیه بهسازی شده در اطراف فونداسیون شمعی [۲۷].....	۱۵
شکل (۶-۲) نمودار لنگر خمشی در طول شمع در الگوهای متفاوت ناحیه بهسازی شده [۲۷].....	۱۵
شکل (۷-۲) شماتیک ناحیه بهسازی شده اطراف فونداسیون شمعی در مطالعه BAO, X. ET AL. [۲۸].....	۱۶
شکل (۸-۲) شماتیک مدل فونداسیون شمعی در مطالعه BAO, X. ET AL. [۲۸].....	۱۷
شکل (۹-۲) ابعاد و هندسه ناحیه بهسازی شده در مطالعه BAO, X. ET AL. [۲۸].....	۱۷
شکل (۱۰-۲) نمودار های جابجایی و لنگر خمشی در شمع شماره ۵ در اثر تغییر H در مطالعه BAO, X. ET AL. [۲۸].....	۱۸
شکل (۱۱-۲) نمودار های جابجایی و لنگر خمشی در شمع شماره ۵ در اثر تغییر D در مطالعه BAO, X. ET AL. [۲۸].....	۱۸
شکل (۱۲-۲) نمودار های جابجایی و لنگر خمشی در شمع شماره ۵ در اثر تغییر L در مطالعه BAO, X. ET AL. [۲۸].....	۱۸
شکل (۱۳-۲) انتقال امواج لرزه ای از منبع گسیختگی تا سازه [۲۹].....	۲۰
شکل (۱۴-۲) شماتیک انتقال امواج لرزه ای از بستر سنگی (۲) تا سطح زمین (۳) [۲۹].....	۲۱
شکل (۱۵-۲) انتقال امواج لرزه ای از لایه های خاک و تغییر محتوای انرژی و فرکانس [۲۹].....	۲۱
شکل (۱۶-۲) فرآیند انکسار که باعث ایجاد موج های تقریبا قائم در سطح زمین می شود [۱].....	۲۷
شکل (۱۷-۲) شماتیک خاک تک لایه بر روی بستر سنگی الاستیک [۱].....	۲۸
شکل (۱۸-۲) ستون خاک چند لایه بر روی بستر سنگی الاستیک [۳۰].....	۳۴
شکل (۱۹-۲) انواع حرکات ورودی زلزله [۳۱].....	۳۵
شکل (۲۰-۲) شکل شماتیک تابع انتقال [۱].....	۳۵
شکل (۲۱-۲) شماتیک روش استفاده از تابع انتقال [۳۳].....	۳۶
شکل (۲۲-۲) تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی به کرنش برشی [۲۹].....	۳۷
شکل (۲۳-۲) سیستم جرم متمرکز - B) سیستم المان گره [۲۹].....	۳۸

- شکل (۲-۲۴) مدل جرم و فنر لایه های افقی خاک [۲۹]..... ۴۰
- شکل (۲-۲۶) روش ویلسون -  $\theta$  [۳۰]..... ۴۴
- شکل (۲-۲۷) شماتیک روش تزریق با فشار بالا [۳۴]..... ۴۸
- شکل (۲-۲۸) شماتیک سه سیستم تزریق با فشار بالا [۳۴]..... ۵۰
- شکل (۲-۲۹) محدوده کاربرد روش تزریق با فشار بالا برای انواع خاک ها [۳۴]..... ۵۱
- شکل (۲-۳۰) تاثیر فشار دوغاب بر فاصله تخریب [۳۵]..... ۵۲
- شکل (۲-۳۱) تاثیر سرعت هوای فشرده بر فاصله تخریب [۳۵]..... ۵۴
- شکل (۲-۳۲) تاثیر وجود هوای محصور کننده نازل آب [۳۵]..... ۵۵
- شکل (۲-۳۳) میزان سایش پذیری انواع خاک ها [۳۵]..... ۵۶
- شکل (۲-۳۴) کاربرد جت گروتینگ در آب بند کردن و ترمیم هسته سد [۳۶]..... ۵۷
- شکل (۲-۳۵) بهسازی فونداسیون به وسیله تکنیک جت گروتینگ [۳۶]..... ۵۷
- شکل (۲-۳۶) کاربرد جت گروتینگ به عنوان دیوار حایل در مجاورت حفاری [۳۵]..... ۵۸
- شکل (۳-۱) انواع المان در نرم افزار آباکوس [۳۸]..... ۶۲
- شکل (۳-۲) مش بندی فونداسیون، ریز شمع و سازه یک درجه آزادی در مدل سازی عددی..... ۶۳
- شکل (۳-۳) مش بندی توده خاک در مدل سازی عددی..... ۶۴
- شکل (۳-۵) شماتیک مرز های جانبی در آنالیز پاسخ زمین [۳۰]..... ۶۸
- شکل (۳-۹) تاریخچه شتاب زلزله GAZLI..... ۶۹
- شکل (۳-۱۰) تاریخچه شتاب زلزله NORTHRIDGE..... ۷۰
- شکل (۳-۱۱) شماتیک هندسه مدل سازه و ریز شمع در مطالعه SADEK, M., & ISAM, S. [۳۷]..... ۷۱
- شکل (۳-۱۲) مقایسه نیروی برشی حداکثر در طول ریز شمع در نرم افزار ABAQUS و PECPLAS..... ۷۲
- شکل (۳-۱۳) مقایسه لنگر خمشی حداکثر در طول ریز شمع در نرم افزار ABAQUS و PECPLAS..... ۷۳
- شکل (۳-۱۴) مقایسه نیروی محوری حداکثر در طول ریز شمع در نرم افزار ABAQUS و PECPLAS..... ۷۳
- شکل (۴-۱) شماتیک مدلسازی و ناحیه بهسازی شده به روش تزریق با فشار بالا..... ۷۹
- شکل (۴-۲) شیوه نام گذاری مدل های آنالیز شده..... ۷۹
- شکل (۴-۳) تاثیر طول ناحیه بهسازی شده در جابجایی افقی ریز شمع..... ۸۰
- شکل (۴-۴) تاثیر ارتفاع ناحیه بهسازی شده در جابجایی افقی در طول ریز شمع..... ۸۱

- شکل (۵-۴) تاثیر عمق و موقعیت ناحیه بهسازی شده در جابجایی افقی در طول ریز شمع ..... ۸۳
- شکل (۶-۴) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۵ طبقه ..... ۸۵
- شکل (۷-۴) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۵ طبقه ..... ۸۶
- شکل (۸-۴) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۱۰ طبقه ..... ۸۷
- شکل (۹-۴) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۱۰ طبقه ..... ۸۷
- شکل (۱۰-۴) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۱۵ طبقه ..... ۸۸
- شکل (۱۱-۴) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۱۵ طبقه ..... ۸۹
- شکل (۱۲-۴) نمودار نیروی محوری حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۵ طبقه ..... ۹۰
- شکل (۱۳-۴) نمودار نیروی محوری حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۵ طبقه ..... ۹۱
- شکل (۱۴-۴) نمودار نیروی محوری حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۱۰ طبقه ..... ۹۲
- شکل (۱۵-۴) نمودار نیروی محوری حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۱۰ طبقه ..... ۹۲
- شکل (۱۶-۴) نمودار نیروی محوری حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۱۵ طبقه ..... ۹۳
- شکل (۱۷-۴) نمودار نیروی محوری حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۱۵ طبقه ..... ۹۴
- شکل (۱۸-۴) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۵ طبقه ..... ۹۵
- شکل (۱۹-۴) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۵ طبقه ..... ۹۶
- شکل (۲۰-۴) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۱۰ طبقه ..... ۹۷
- شکل (۲۱-۴) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۱۰ طبقه ..... ۹۷
- شکل (۲۲-۴) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۱۵ طبقه ..... ۹۸
- شکل (۲۳-۴) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۱۵ طبقه ..... ۹۹
- شکل (۲۴-۴) نمودار جابجایی افقی در سازه ۵ طبقه تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۰
- شکل (۲۵-۴) نمودار جابجایی افقی در سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۰
- شکل (۲۶-۴) نمودار جابجایی افقی در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۱
- شکل (۲۷-۴) نمودار جابجایی افقی در سازه ۵ طبقه تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE ..... ۱۰۱
- شکل (۲۸-۴) نمودار جابجایی افقی در سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE ..... ۱۰۱
- شکل (۲۹-۴) نمودار جابجایی افقی در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE ..... ۱۰۲
- شکل (۳۰-۴) تاریخچه شتاب در سازه ۵ طبقه تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE ..... ۱۰۳

- شکل (۳۱-۴) تاریخچه شتاب در سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE ..... ۱۰۳
- شکل (۳۲-۴) تاریخچه شتاب در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE ..... ۱۰۳
- شکل (۳۳-۴) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۵ طبقه ..... ۱۰۴
- شکل (۳۴-۴) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۱۰ طبقه ..... ۱۰۴
- شکل (۳۵-۴) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله NORTHTRIDGE در سازه ۱۵ طبقه ..... ۱۰۵
- شکل (۳۶-۴) تاریخچه شتاب در سازه ۵ طبقه تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۶
- شکل (۳۷-۴) تاریخچه شتاب در سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۶
- شکل (۳۸-۴) تاریخچه شتاب در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۶
- شکل (۳۹-۴) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۵ طبقه ..... ۱۰۷
- شکل (۴۰-۴) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۱۰ طبقه ..... ۱۰۷
- شکل (۴۱-۴) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله GAZLI در سازه ۱۵ طبقه ..... ۱۰۷
- شکل (۴۲-۴) کانتور تنش محیط خاک تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۸
- شکل (۴۳-۴) کانتور تنش گروه ریز شمع تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۹
- شکل (۴۴-۴) کانتور تغییر شکل سیستم فونداسیون با گروه ریز شمع و سازه تحت اثر زلزله GAZLI ..... ۱۰۹

## فهرست جدول ها

صفحه	عنوان
۲۵.....	جدول (۱-۲) انواع روش های آنالیز لرزه ای ساختمانگاه
۶۷.....	جدول (۱-۳) ضرایب ثابت رایلی استفاده شده در مدل سازی عددی
۷۲.....	جدول (۲-۳) مشخصات مکانیکی خاک در مطالعه SADEK, M., & ISAM, S. [۳۷]
۷۲.....	جدول (۳-۳) مشخصات مکانیکی ریز شمع در مطالعه SADEK, M., & ISAM, S. [۳۷]
۷۸.....	جدول (۱-۴) مشخصات مکانیکی خاک استفاده شده در مدل سازی دینامیکی [۳۷]
۷۸.....	جدول (۲-۴) مشخصات مکانیکی و ابعاد ریز شمع در مدل سازی دینامیکی [۳۷]
۷۹.....	جدول (۳-۴) ابعاد هندسی مورد استفاده برای ناحیه بهسازی شده
۸۱.....	جدول (۴-۴) مقادیر حداکثر جابجایی افقی و مقدار کاهش آن با طول های متغیر ناحیه بهسازی شده
۸۲.....	جدول (۵-۴) مقادیر حداکثر جابجایی افقی و مقدار کاهش آن با ارتفاع متغیر ناحیه بهسازی شده
۸۴.....	جدول (۶-۴) نرخ بهسازی و بهسازی موثر الگوهای مختلف ناحیه بهسازی شده



## فصل اول: کلیات

## ۱-۱- مقدمه

با توجه به اثرات مخرب زلزله بر روی انسان و محیط اطراف وی، تلاش برای پیدا نمودن مناسب ترین روش جهت کاهش خطرات ناشی از آن وظیفه یک مهندس زلزله یا ژئوتکنیک می باشد. از جمله این تلاش ها، برآورد پاسخ زمین می باشد که یکی از مهمترین مسائل تحلیلی ژئوتکنیک لرزه ای می باشد. آنالیز پاسخ زمین برای پیش بینی حرکات سطح زمین، تدوین طیف پاسخ طرح، تعیین تنش ها و کرنش های دینامیکی برای تخمین پتانسیل روانگرایی و نیز تعیین نیروهای ناشی از زلزله که باعث ناپایداری سازه های حائل خاک می شوند، به کار می رود. با این حقیقت که امواج زلزله از میان ده ها کیلومتر سنگ و غالباً کمتر از ۱۰۰ متر خاک عبور می کنند، لایه خاک نقش بسیار مهمی در تعیین خصوصیات حرکت سطح زمین ایفا می کند. شناخت پاسخ و رفتار مصالح خاکی تحت بار های لرزه ای عامل مهمی در توسعه یک مدل رفتاری مناسب جهت شبیه سازی محیط خاکی می باشد. به دلیل ماهیت رفتار غیر خطی خاک، پاسخ زمین نیز ماهیتی غیر خطی داشته و این امر در بوجود آمدن روش های گوناگون تحلیل پاسخ زمین بسیار موثر بوده است [۱].

از دیگر تلاش ها برای کاهش اثرات زلزله، بهبود پارمتر های لرزه ای خاک یا بهسازی آن می باشد، عملیات بهسازی موجب افزایش سختی خاک شده که می تواند در طراحی های لرزه ای پاسخ زمین تاثیر بسزایی بگذارد. با نگاه کلی به پروژه هایی که راهکار بهسازی خاک در آن ها پیشنهاد می گردد، ملاحظه می شود که در طرح لرزه ای محل مورد مطالعه عموماً از پارامتر های لرزه ای پیش از عملیات بهسازی استفاده می گردد. در چنین مواردی تاثیر عملیات بهسازی بر پارامتر های لرزه ای خاک در نظر گرفته نمی شود و فقط به کنترل کیفیت عملیات بهسازی بسنده می شود [۲]. در این پژوهش به تاثیر عملیات بهسازی خاک به صورت موضعی بر پاسخ لرزه ای سطح زمین، تغییرات شتاب روی سیستم فونداسیون و گروه ریز شمع، نیروهای داخلی بوحود آمده در سازه و ریز شمع قبل و بعد از عملیات بهسازی موضعی به یکی از روش های اجزا محدود پرداخته شده است.



## ۱-۲- ضرورت انجام تحقیق

اطلاعات آماری از زلزله های تجربه شده در تاریخ مانند زلزله hyogoken-Nanbu که در سال ۱۹۹۵ رخ داد نشان می دهد که گسیختگی و شکست در فونداسیون های شمعی به کرات اتفاق می افتد، بنابراین ضروری است که عملکرد یک فونداسیون شمعی و رفتار مکانیکی آن تحت زمین لرزه های اصلی تحت بررسی قرار گیرد و عملکرد لرزه ای آن بهبود یابد.

به منظور بهبود عملکرد لرزه ای فونداسیون های شمعی موجود، محققان روش های مختلفی مانند گسترش ابعاد فونداسیون و اضافه نمودن ریز شمع و شمع را پیشنهاد نموده اند که هر یک از آنها دارای محدودیت هایی است. به عنوان مثال گسترش پی نیازمند ناحیه ای اطراف فونداسیون است که اغلب در مناطق شهری امکان پذیر نمی باشد، همچنین افزودن شمع و ریزشمع علاوه بر محدودیت های فنی باعث افزایش هزینه خواهد شد.

به همین علت محققان، روش بهسازی به صورت موضعی<sup>۱</sup> را به عنوان یک راه اقتصادی و موثر برای بهبود عملکرد لرزه ای برای فونداسیون های موجود پیشنهاد کرده اند. این روش معمولاً به وسیله تزریق با فشار بالا در خاک های نرم صورت می پذیرد.

## ۱-۳- اهداف تحقیق

در این پژوهش سعی بر آن است که ابتدا با یک مطالعه پارامتریک عمق و گستره مورد نیاز به صورت بهینه برای بهسازی خاک اطراف فونداسیون با گروه ریز شمع مشخص شود، سپس با یک تحلیل دینامیکی تحت اثر دو زلزله Northridge و Gazli با فرکانس های غالب متفاوت، اثرات بهسازی به صورت موضعی بر روی تغییرات نیروهای داخلی بوجود آمده در ریز شمع، نظیر حداکثر نیروی برشی،

---

<sup>۱</sup> partial ground improvement

حداکثر نیروی محوری و حداکثر لنگر خمشی، همچنین تغییرات جابجایی و شتاب سیستم قبل و بعد از بهسازی به صورت موضعی بررسی شود.

## ۱-۴- ساختار پایان نامه

این پایان نامه در پنج فصل طرح ریزی و تدوین شده است که در ادامه به محتوا و شرح فعالیت های انجام گرفته در هر فصل به صورت خلاصه اشاره می شود.

در فصل اول، ضمن تعریف مسئله و بیان ابعاد آن، پیرامون اهمیت و لزوم انجام این پژوهش سخن به میان می آید.

در فصل دوم، علاوه بر اشاره به فعالیت و پژوهش های پیشین صورت گرفته در این موضوع به بیان ابعاد فنی آنالیز پاسخ زمین و بهسازی زمین پرداخته می شود.

در فصل سوم، نحوه مدل سازی و انتخاب روش اجزای محدود جهت مدل سازی توده خاک و فونداسیون شمعی بیان شده است. در انتهای فصل نیز صحت سنجی نرم افزار و مدل سازی به کمک نرم افزار آباکوس صورت گرفته است.

در فصل چهارم، ابتدا یک تحلیل استاتیکی برای دستیابی به الگوی بهینه بهسازی انجام شده و سپس به منظور تایید عملیات بهسازی چند تحلیل دینامیکی با دو رکورد متفاوت زلزله برای سه سازه با فرکانس های مختلف انجام شده است.

در فصل پنجم، جمع بندی و نتیجه گیری کلی بیان شده است. در این فصل پس از مرور اجمالی نتایج تحلیل های انجام شده در فصل قبلی، به بررسی نتایج حاصله، نتیجه گیری و همچنین ارائه پیشنهاداتی در جهت ادامه پژوهش در زمینه کار انجام شده در این پایان نامه پرداخته شده است.

## فصل دوم: مبانی نظری و مروری بر مطالعات پیشین

## ۲-۱- تاریخچه و مروری بر مطالعات پیشین

### ۲-۱-۱- مقدمه

با توجه به اینکه پژوهش حاضر شامل مباحث آنالیز پاسخ زمین، تاثیر بهسازی بر پاسخ لرزه ای زمین و همچنین بهسازی موثر است، مطالعات پیشین پژوهش گران در ۳ قسمت به اختصار بیان شده است.

#### • پژوهش های صورت گرفته پیرامون آنالیز پاسخ زمین

از سال های ابتدایی قرن بیستم زلزله شناسان و اخیراً مهندسیین ژئوتکنیک لرزه ای جهت تدوین روش های کمی به منظور پیش بینی اثر شرایط محلی خاک بر حرکت نیرومند زمین کار می کنند. طی سال ها روش های زیادی برای تحلیل پاسخ زمین تدوین شده است که به طور کلی از نظر ابعادی در سه دسته، یک بعدی، دو بعدی و سه بعدی و از نظر حل معادله موج به دو دسته خطی معادل و غیرخطی تقسیم می شوند.

تحلیل پاسخ زمین به صورت یک بعدی بطور گسترده ای مورد استفاده مهندسان و محققان قرار گرفته است که علت آن را می توان بدست دادن نتایج قابل قبول، در دست بودن برنامه های تجاری زیاد بر اساس مدل های مختلف خاک جهت استفاده بر روی کامپیوترهای شخصی و آسیب ندیدن سازه های ساخته شده بر اساس این روش در طی زلزله های بزرگ دانست [۳].

Lo Presti *et al.* نشان دادند که فرضیات بکار رفته در تحلیل یک بعدی معقول بوده و تحلیل یک بعدی جواب های قابل قبولی بدست می دهد [۴]. Sun & Chung تاثیرات سایت را در حالت ۲ بعدی بررسی کرده و با نتایج یک بعدی مقایسه نمودند و نشان دادند که تحلیل دو بعدی تنها در نزدیکی مرزهای دو بعدی، شتاب طیفی بزرگتری در پریودهای بالا (فرکانس های پایین) بدست می دهد [۵]. لذا استفاده از تحلیل دو بعدی با توجه به این موارد و نیز زمان بر بودن و مشکل بودن فرآیند تحلیل، توجه کمتری نسبت به تحلیل یک بعدی دارد [۶].

روش تحلیل یک بعدی می تواند به دو روش متفاوت حرکات زمین را برآورد نماید:

- روش تحلیل در حوزه فرکانس (روش خطی معادل)
- روش تحلیل در حوزه زمان (روش غیر خطی)

روش خطی معادل یکی از روش های مهم و پرکاربرد در زمینه مدل سازی غیر خطی رفتار خاک تحت اثر بارهای لرزه ای می باشد که برای تخمین واقعی پاسخ غیر خطی و غیر الاستیک خاک توسط *Schnabel et al.* پیشنهاد گردید [۷]. در این روش، تحلیل پاسخ در حوزه فرکانس صورت گرفته و بدلیل سادگی، انعطاف پذیری و توان محاسباتی کمتر، بسیار محبوب تر و کاربردی تر از روش های حوزه زمانی بوده و قابلیت استفاده از پارامترهای خاکی وابسته به فرکانس را دارا می باشد. ولی روش حوزه فرکانسی قادر به برآورد صحیح حرکات زمین در مسائل غیر خطی نمی باشد. بخصوص در حالاتی که حرکات شدید لرزه ای در بستر سنگی وجود دارد و یا سطوح کرنش بالایی در لایه های خاکی ایجاد شده است. در این شرایط، روش خطی معادل که در آن از مدول برشی ( $G$ ) و نسبت میرایی ( $\xi$ ) معادل خاک استفاده می شود، قادر به مدل سازی رفتار واقعی لایه های خاک حین وقوع زلزله نمی باشد. *Yoshida & Lai*، *Yoshida* و *Huang et al.* نشان دادند که تحلیل خطی معادل مقدار شتاب ماکزیمم بیشتری نسبت به تحلیل غیر خطی بدست می دهد [۱۰، ۹، ۸]. در این حالت از روش های غیر خطی در حوزه زمان استفاده می شود و مقایسه نتایج بدست آمده از این روش با داده های ثبت شده زلزله های گوناگون نشان داده است که این روش تطابق بهتری، نسبت به روش خطی معادل، با مشاهدات ثبت شده دارد.

روابطی که یوشیدا و همکاران ارائه نمودند و طی آن تاثیر فرکانس زلزله ورودی را بر نحوه محاسبه تراز کرنش برشی موثر در روش خطی معادل در نظر گرفتند. روش پیشنهادی این محققین گرچه به همگرایی سریعتر محاسبات منجر می گردد لیکن نیازمند برآورد دو فرکانس پایه است. فرکانسی که در آن ماکزیمم کرنش برشی در خاک حادث می شود و دیگری فرکانس بارگذاری است که طی آن، بنابر نظر

این محققین، تاثیر رابطه ارائه شده از سوی آن ها در محاسبه کرنش برشی موثر ناچیز می شود. همین مسائل از جمله اشکال عمده وارد شده به رابطه ارائه شده از سوی Yoshida *et al.* است چرا که رابطه آنها دارای ابهاماتی است که عمدتاً به برآورد نمودن فرکانس دوم باز می گردد [۱۰]. Assimaki *et al.* نیز با ارائه روشی چگونگی وابستگی مدول و میرایی توده خاک را به فرکانس بارگذاری مطرح نموده اند. ضمن اینکه این محققین با اشاره به مواردی کی طی تجربیات آنها به عدم همگرایی روش خطی معادل منجر شده، روش محاسباتی را ارائه نمودند که به حل پاره ای از مشکلات مطرح شده از جانب آنها انجامیده است.

روش غیر خطی توانایی شبیه سازی دقیق تر رفتار خاک را نسبت به روش خطی معادل دارا می باشد. اما نحوه استفاده از فرمولاسیون آنها در عمل بدلیل کمبود منابع راهنما و آیین نامه های مرتبط و همچنین مشکلات تعیین پارامترهای تاثیر گذار، سخت و محدود است [۱۱، ۱۲]. بر خلاف روش های حوزه فرکانسی، که زلزله ورودی در هر تراز از لایه های خاکی می تواند اثر کند، در روش های حوزه زمانی موج ورودی باید فقط در لایه پایینی سیستم لایه ای خاک که بر اساس نظریه جرم و فنر مدل سازی شده است، اعمال گردد. در یکی از تازه ترین تحقیقات انجام شده Chi-Chin & Chun-Wei با مقایسه نتایج روش معادل خطی در حوزه فرکانس و روش غیر خطی در حوزه زمان به نتایج زیر رسیدند [۱۳]:

- در این دو رویکرد تفاوت نتایج در شالوده های سطحی بیشتر و در ستون های خاکی عمیق تر کمتر است، که در تضاد با این مفهوم است که تحلیل غیر خطی در حوزه زمان نیازمند ستون های خاکی عمیق است.
- نتایج بدست آمده در روش غیر خطی بیشتر از نتایج خطی معادل در پریودهای بین ۰/۱ تا ۰/۳ ثانیه است.

نرم افزار های گوناگونی بر پایه این دو روش طراحی و ارائه شده اند که از بین آنها می توان به نرم افزار SHAKE که بر اساس روش خطی معادل و نرم افزار NERA که بر اساس روش غیر خطی طراحی شده اند، اشاره نمود [۷,۱۴].

از دیگر روش های متداول برای تحلیل پاسخ زمین، روش استفاده از توابع انتقال می باشد. این توابع عبارت اند از نسبت پارامترهای پاسخ سطح نظیر جابجایی، سرعت و یا شتاب به پارامترهای نظیر در بستر سنگی. روابط ریاضی این توابع شامل پارامترهای هندسی و دینامیکی خاک بوده و تشدید و تقلیل خاک در فرکانس های گوناگون را نشان می دهند. همانطور که در مطالعات اخیر نیز نشان داده شده است [۱۹,۱۸,۱۷,۱۶,۱۵] توابع انتقال موجود، خود وابسته به فرکانس بوده و لذا در فضای فرکانسی فرموله شده و مورد استفاده قرار می گیرند. اما نقطه ضعف روش های ارائه شده در این مطالعات، این است که آنها صرفاً متکی بر تابع انتقال بوده که خود نیازمند استفاده از روش تبدیل فوریه سریع می باشند.

#### • پژوهش های انجام شده در حوزه اثر بهسازی زمین بر پاسخ زمین

همچنان که گفته شد، عملیات بهسازی خاک موجب افزایش سختی خاک شده که می تواند بر پاسخ لرزه ای زمین اثر داشته باشد و مطالعات محدودی در خصوص تاثیر بهسازی و تغییرات سختی خاک بر حرکات ناشی از زلزله انجام شده است. Mavituna & Teymor در یک مطالعه موردی به تاثیر عملیات بهسازی خاک در تحلیل پاسخ لرزه ای زمین به روش یک بعدی معادل خطی پرداختند [۲۰]. نتایج بدست آمده شامل تغییرات در طیف پاسخ شتاب و محتوای فرکانسی زلزله، قبل و بعد از عملیات بهسازی خاک بوده است. Stamatopoulos [۲۱] به مقایسه بزرگنمایی و پاسخ لرزه ای سطح زمین در خاک روانگرا به روش پیش بارگذاری با خاکریز پرداخت. روش آنالیز او مبتنی بر روش یک بعدی معادل خطی بوده است. نتایج بدست آمده نشان داد که پاسخ لرزه ای بخش فوقانی خاک تحت تاثیر پیش بارگذاری، بطور چشمگیری کاهش می یابد که البته به محتوای فرکانسی موج ورودی مرتبط می باشد.

Han & Orense [۲۲] در یک پژوهش با استفاده از روش یک بعدی مبتنی بر آنالیزهای تنش کل و موثر به تاثیر روش های مختلف عملیات بهسازی خاک بر پاسخ لرزه ای زمین پرداختند و افزایش قابل ملاحظه ای در مقادیر حداکثر شتاب زمین (PGA) در مقایسه با نتایج قبل از بهسازی خاک مشاهده نمودند. از جمله آخرین مطالعات انجام شده در این زمینه می توان به پژوهش Raptakis [۲۳] اشاره نمود. مطالعه ایشان شامل تاثیر پیش بارگذاری خاک های نرم با استفاده از خاکریز مرحله ای بر سرعت موج برشی لایه های خاک و در نتیجه پاسخ لرزه ای زمین بوده است.

#### • پژوهش های صورت گرفته پیرامون بهسازی به صورت موضعی

از جمله مطالعاتی که در مورد پاسخ زمین در خاک های بهسازی شده به صورت موضعی انجام شده می توان به مطالعه Shinji *et al.* [۲۴] نام برد که با مطالعه بر روی زمین های نرم و امکان سنجی ساخت سازه ایزوله شده در برابر لرزه در این نوع خاک ها، به تاثیر بهسازی موضعی خاک بر روی پارامترهای لرزه ای نظیر جابجایی، طیف پاسخ و منحنی شتاب پرداختند.

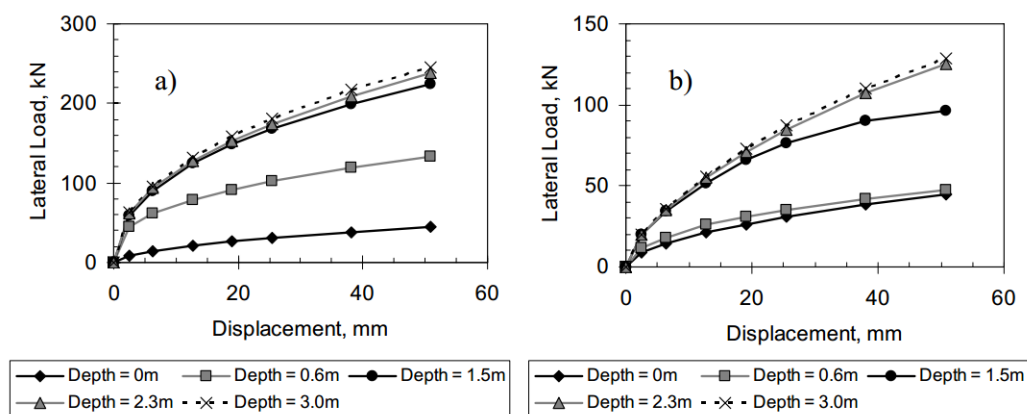
در پژوهش دیگر آقایان Weaver, T. J., & Chitoori, B [۲۵] انجام یک سری آنالیز p-y و اجزا محدود به صورت ۳ بعدی به بررسی بهسازی خاک به صورت محدود<sup>۱</sup> بر روی سختی خمشی شمع در زمین هایی با خاک نرم پرداختند. هدف آن ها از این پژوهش دستیابی به دستور العملی به منظور پیدا کردن عمق و گستره موثر ناحیه بهسازی در اطراف گروه شمع به منظور بهبود عملکرد لرزه ای فونداسیون بود. به همین منظور تعدادی آنالیز بر روی مدل های مختلف با ابعاد متغیر عمق و گستره برای ناحیه بهسازی شده از ۲ تا ۱۰ برابر قطر شمع انجام شد. نتایج آنالیز p-y نشان داد که با انتخاب عمق ناحیه بهسازی شده به مقدار ۰/۶ متر (۲ برابر قطر شمع) نیروی لازم متناظر برای جابجایی افقی فونداسیون به میزان ۳۸ میلی متر از ۵۰ کیلونیوتن به ۱۳۸ کیلونیوتن افزایش می یابد. همچنین، هنگامی که عمق ناحیه بهسازی ۱/۵، ۲/۳ و ۳ متر انتخاب می شود نیروی متناظر برای جابجایی فونداسیون به ترتیب به

---

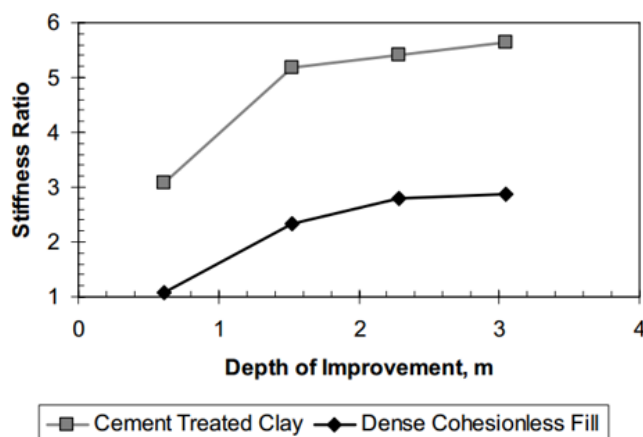
<sup>۱</sup> limited



۲۳۲، ۲۶۶ و ۲۶۹ کیلونیوتن افزایش می یابد. همچنین مشاهده شد که در خاک رس نرم هنگامی که عمق ناحیه بهسازی از ۲/۳ متر به ۳ متر افزایش می یابد، در سختی خمشی شمع افزایش قابل توجهی رخ نمی دهد. نتایج بهسازی در خاک های متراکم غیر چسبنده نیز نشان داد که زمانی که عمق ناحیه بهسازی شده ۰/۶ متر است بهبود موثری در سختی خمشی شمع صورت نمی پذیرد، اما زمانی که عمق ناحیه بهسازی شده به ۱/۵ متر می رسد نیروی متناظر برای جابجایی افقی فونداسیون به میزان ۳۸ میلی متر بیش از ۲ برابر می شود. افزایش عمق ناحیه تا ۲/۳ متر باعث افزایش سختی شمع و بهبود عملکرد فونداسیون در برابر نیروی جانبی می شود اما هر افزایشی در عمق ناحیه بهسازی شده فراتر از ۲/۳ متر فقط باعث افزایش جزئی سختی خمشی شمع خواهد شد.



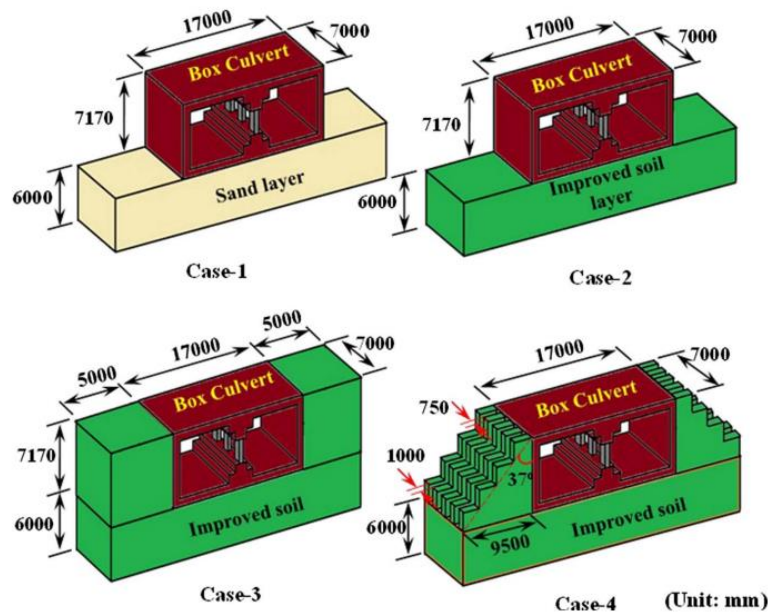
شکل (۲-۱) تغییرات جابجایی در شمع با افزایش میزان بار جانبی [۲۵]



شکل (۲-۲) تغییرات سختی خمشی در مقابل تغییر عمق در آنالیز p-y [۲۵]

Hamayoon Kheradi *et al.* به بررسی خطر گسیختگی و تخریب سازه های زیر زمینی مانند ایستگاه های مترو، تونل های زیر زمینی و خطوط انتقال گاز در زلزله های Kobe در سال ۱۹۹۵، chi-chi و Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۹ پرداختند [۲۶]. توجه اصلی در این پژوهش بر روی پیدا کردن موثرترین و اقتصادی ترین روش بهسازی برای کاهش خطرات زلزله بر سازه های زیر زمینی بود، به همین منظور با آنالیز غیر خطی ۳ بعدی به روش اجزاء محدود و مدلسازی ایستگاه مترو Daiki در شهر Kobe به بررسی احتمال گسیختگی ستون های میانی ایستگاه که عامل اصلی تخریب و شکست سازه در زمان زلزله است، در حالات مختلف بهسازی پرداخته شد. در همین راستا با در نظر گرفتن ۴ حالت بهسازی خاک و انجام آنالیز عددی سعی شد موثرترین و اقتصادی ترین الگوی بهسازی انتخاب شود. ارزیابی آنالیز عددی نتایج زیر را به دنبال داشت:

- مقایسه مدل بدون بهسازی با مدلی که فقط زیر سازه بهسازی انجام گرفته بود نشان داد که جابجایی کلی سازه به صورت قابل توجهی کاهش می یابد اما جابجایی نسبی بالا و پایین ستون میانی تغییر نمی کند که بهبود عملکرد لرزه ای را محدود می کند.
- بهسازی اطراف دیواره ها در بهبود عملکرد لرزه ای بسیار موثر است، از بررسی نتایج تحلیل مشخص شد الگوی شماره ۴ علاوه بر اینکه باعث کاهش قابل توجه جابجایی می شود، بلکه ستون میانی نیز که نقش حیاتی در پایداری سازه دارد نیز در وضعیت ایمن قرار می گیرد. بنابراین با توجه به اینکه حجم عملیات بهسازی در الگوی شماره ۴ حدود ۳۵ درصد کمتر از الگوی شماره ۳ است، الگوی شماره ۴ به عنوان الگوی موثر و اقتصادی در بهسازی زمین شده است.



شکل (۳-۲) چهار الگوی متفاوت بهسازی در مطالعه Hamayoon Kheradi et al. [۲۶]

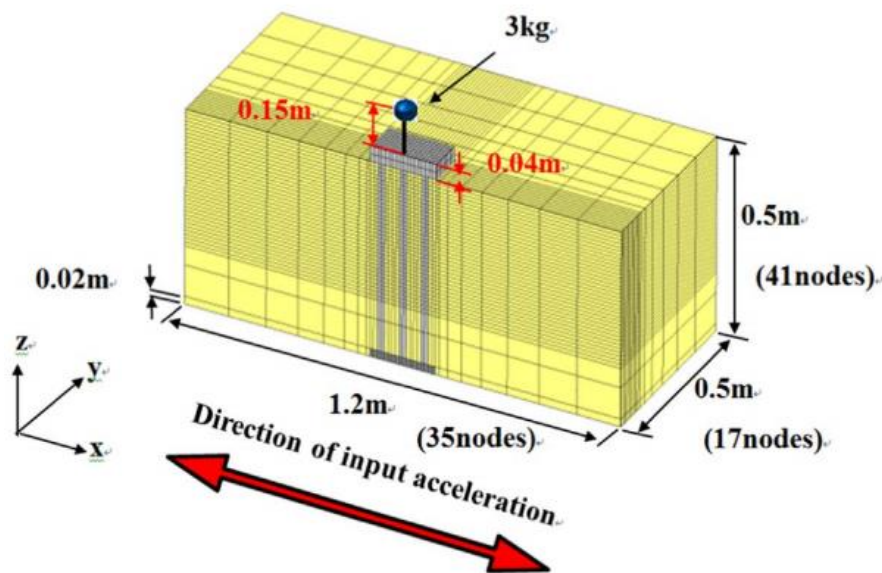
Hamayoon Kheradi *et al.* در پژوهشی دیگر به بررسی عملکرد فونداسیون های شمعی در طول زلزله های مهم از جمله زلزله Hyogoken-Nanbu در سال ۱۹۹۵ پرداختند و متوجه شدند در طول این زلزله ها، فونداسیون های شمعی غالباً دچار شکست و گسیختگی شده اند. به همین منظور برای بهبود عملکرد لرزه ای این نوع فونداسیون ها، شیوه بهسازی به صورت موضعی را به عنوان یک روش موثر و اقتصادی پیشنهاد نمودند [۲۷].

در این شیوه بهسازی مساله مهم و اصلی، مشخص کردن محدوده و موقعیت ناحیه بهسازی شده در اطراف فونداسیون شمعی است. در این پژوهش به منظور پیدا کردن الگوی بهینه برای بهسازی موضعی زمین، از آنالیز عددی و آزمایش میز لرزه استفاده شده است. بر این اساس عملکرد لرزه ای فونداسیون شمعی موجود با ۳ الگوی متفاوت بهسازی و یک مدل بدون بهسازی تجزیه و تحلیل شد و الگوی بهینه با توجه به نتایج آنالیز انتخاب شد. مدل سازی عددی شامل یک فونداسیون با گروه شمعی ۹ عددی به همراه یک سیستم جرم متمرکز که بیانگر سیستم یک درجه آزادی بود مطابق شکل (۴-۲) انجام شد.

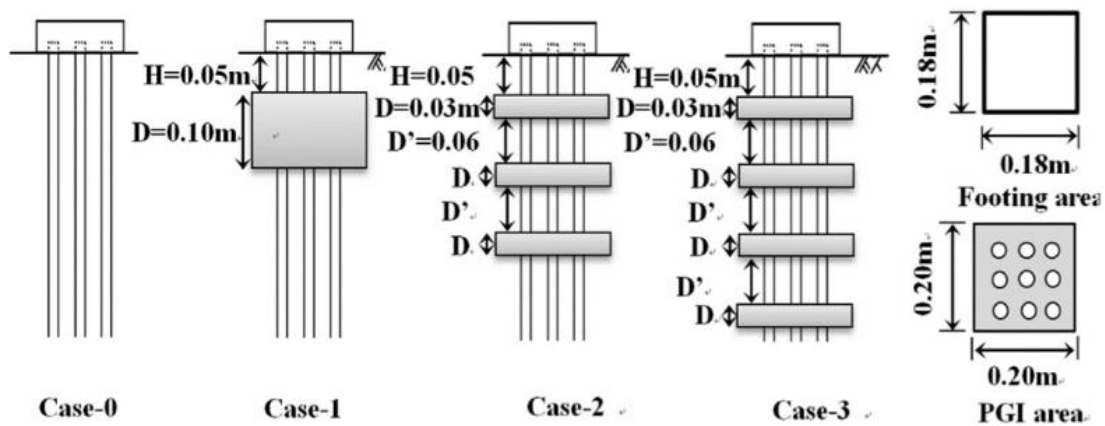
<sup>1</sup> Single degree of freedom

همچنین ۳ الگوی متفاوت بهسازی به همراه یک مدل بدون بهسازی با وارد کردن شتاب نگاشت زلزله به کف مدل مورد تحلیل قرار گرفت که نتایج زیر را در بر داشت:

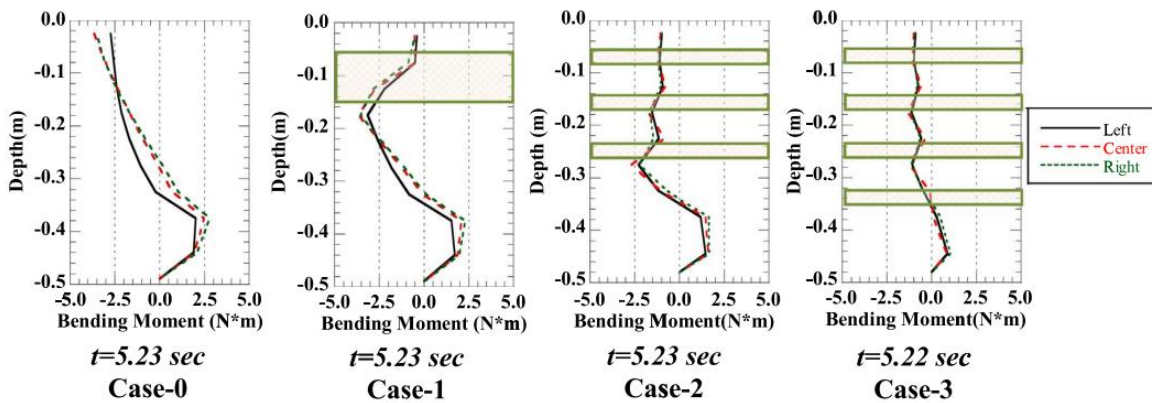
- در حالت بدون بهسازی ماکزیمم لنگر خمشی در سر شمع بدست آمده است، این مقدار لنگر خمشی برای فونداسیون و متعاقباً سازه مخرب است.
- در الگوی اول بهسازی موضعی، فقط موقعیت لنگر خمشی در شمع تغییر کرده است.
- در الگوی دوم بهسازی موضعی، اگرچه حداکثر لنگر خمشی مقداری کاهش پیدا کرده، اما همچنان به قدر کافی بزرگ و مخرب است.
- در الگوی سوم بهسازی، علاوه بر کاهش قابل توجه لنگر خمشی، توزیع لنگر خمشی در طول لنگر به صورت یکنواخت شده است که بیانگر این است که الگوی سوم بهینه ترین الگوی جهت بهسازی فونداسیون شمعی در این پژوهش است.



شکل (۲-۴) شماتیک مدل سازی فونداسیون شمعی و سازه یک درجه آزادی [۲۷]



شکل (۵-۲) شماتیک الگوی ناحیه بهسازی شده در اطراف فونداسیون شمعی [۲۷]

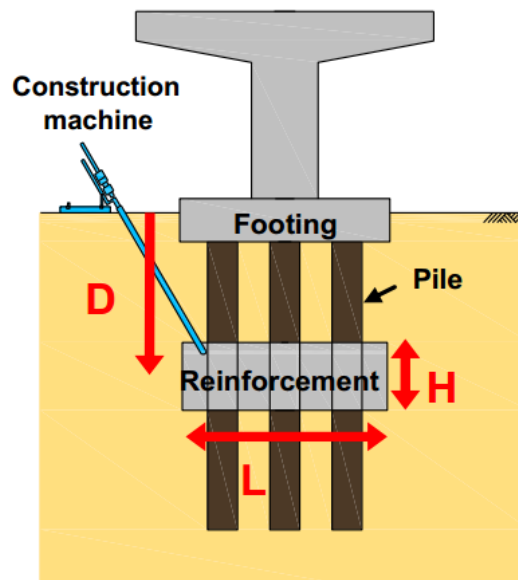


شکل (۶-۲) نمودار لنگر خمشی در طول شمع در الگوهای متفاوت ناحیه بهسازی شده [۲۷]

از جدیدترین پژوهش‌های انجام شده در زمینه بهبود عملکرد فونداسیون‌های شمعی در زلزله به وسیله بهسازی خاک اطراف گروه شمع، می‌توان به پژوهش *Bao, X. et al* اشاره کرد. توجه ویژه در این پژوهش به بهبود عملکرد لرزه‌ای فونداسیون شمعی با روش بهسازی موضعی، که یکی از روش‌های پرکاربرد برای بهسازی فونداسیون شمعی است، صورت گرفته است [۲۸].

اولین هدف این مطالعه پیدا کردن الگوی مناسب و بهینه برای بهسازی زمین در اطراف فونداسیون شمعی موجود و سپس تایید تاثیر بهسازی به این روش بر عملکرد لرزه‌ای فونداسیون به وسیله آزمایش میز لرزه و آنالیز عددی است.

در آنالیز عددی، ۳ پارامتر موثر شامل عمق ( $D$ )، طول ( $L$ ) و ارتفاع ( $H$ ) ناحیه بهسازی شده مطابق شکل (۷-۲) در نظر گرفته شده است.



شکل (۷-۲) شماتیک ناحیه بهسازی شده اطراف فونداسیون شمعی در مطالعه Bao, X. et al [۲۸]

در ادامه، ۱۷ الگو با ابعاد و موقعیت های متفاوت ناحیه بهسازی شده زمین مدل سازی شد و یک بار یکنواخت معادل ۵۰ مگانیوتن به صورت پوش آور<sup>۱</sup> به صورت جانبی به فونداسیون اعمال شد.

بررسی نمودار های جابجایی در مقابل نیرو و لنگر خمشی مدل ها با در نظر گرفتن هر یک از متغیر های هندسه و موقعیت ناحیه بهسازی شده نتایج زیر را در پی داشت:

مقادیر تغییر مکان و لنگر خمشی شمع شماره ۵ با عمق های متفاوت بهسازی نشان می دهد که بهترین عمق برای بهسازی که باعث کاهش حداکثری جابجایی شمع می شود، عمق ۴/۵ متر است. همین تمایل در لنگر خمشی نیز دیده می شود.

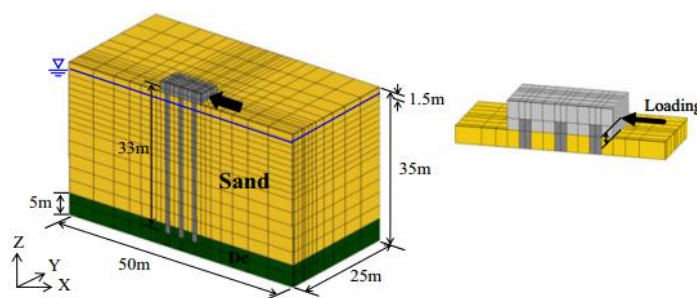
شکل های شماره (۲-۱۰) و (۲-۱۱) مقادیر تغییر مکان جانبی و لنگر خمشی شمع شماره ۵ را با مقادیر متفاوت طول و ارتفاع ناحیه بهسازی نشان می دهد. قابل مشاهده است که افزایش ارتفاع باعث کاهش

<sup>۱</sup> Push over

جابجایی جانبی می شود. اما زمانی که ارتفاع از ۱۲ متر تجاوز می کند، نرخ بهسازی که مقدار جابجایی در حالت بدون بهسازی به حالت بهسازی شده است تعریف می شود، افزایش نمی یابد.

همچنین واضح است که افزایش طول ناحیه بهسازی شده، باعث کاهش جابجایی جانبی می شود.

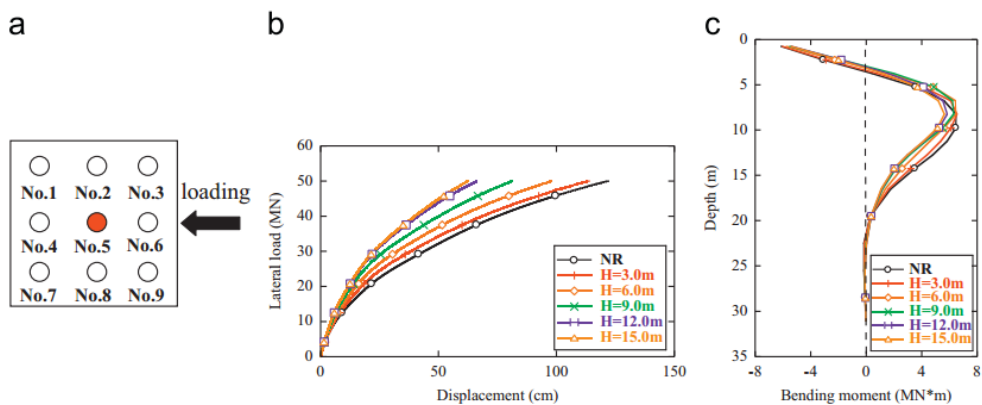
اگرچه این نتایج به سادگی در مهندسی قابل کاربرد نیست، زیرا افزایش طول و ارتفاع ناحیه بهسازی شده بدون توجه به محدودیت های اجرا، هزینه و زمان قابل دفاع نیست. به همین منظور مفهوم بهسازی موثر که نسبت نرخ بهسازی به کل حجم عملیات بهسازی شده است، تعریف شده است. با توجه به این مفهوم و نتایج بدست آمده، الگوی مناسب بهسازی شامل ارتفاع ۶، طول ۹ و عمق ۴/۵ متر انتخاب شد.



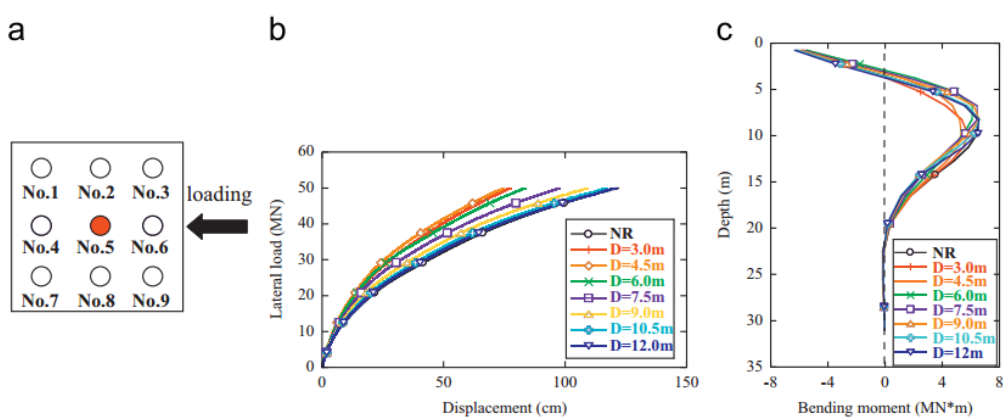
شکل (۸-۲) شماتیک مدل فونداسیون شمعی در مطالعه [۲۸] Bao, X. et al.

Analysis case	H (m)	D (m)	L (m)
NR	0.0	0.0	0.0
H=3.0 m	3.0	7.5	9.0
H=6.0 m	6.0		
H=9.0 m	9.0		
H=12.0 m	12.0		
H=15.0 m	15.0		
D=3.0 m	6.0	3.0	9.0
D=4.5 m		4.5	
D=6.0 m		6.0	
D=7.5 m		7.5	
D=9.0 m		9.0	
D=10.5 m		10.5	
D=12.0 m		12.0	
L=7.0 m	6.0	7.5	7.0
L=9.0 m			9.0
L=13.5 m			13.5
L=18.0 m			18.0

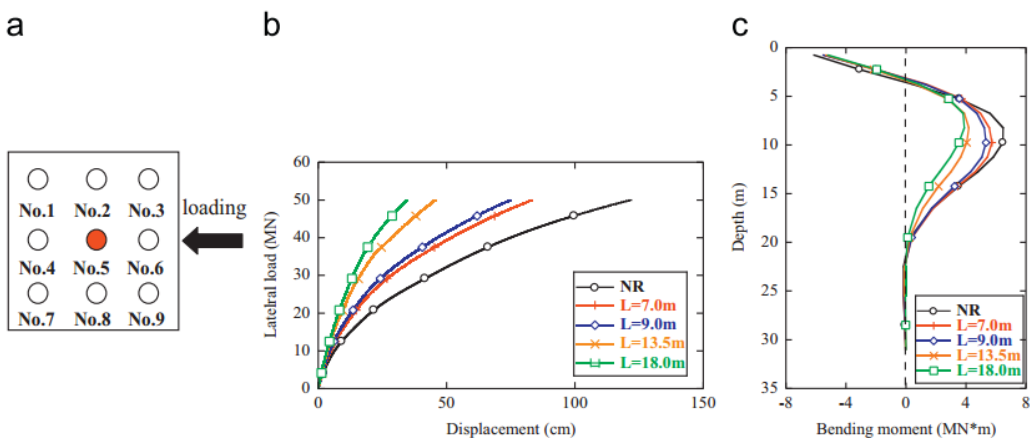
شکل (۹-۲) ابعاد و هندسه ناحیه بهسازی شده در مطالعه [۲۸] Bao, X. et al.



شکل (۲-۱۰) نمودار های جابجایی و لنگر خمشی در شمع شماره ۵ در اثر تغییر H در مطالعه Bao, X. et al.



شکل (۲-۱۱) نمودار های جابجایی و لنگر خمشی در شمع شماره ۵ در اثر تغییر D در مطالعه Bao, X. et al.



شکل (۲-۱۲) نمودار های جابجایی و لنگر خمشی در شمع شماره ۵ در اثر تغییر L در مطالعه Bao, X. et al.



## ۲-۲- آنالیز پاسخ زمین

### • مقدمه

ارزیابی پاسخ زمین یکی از معمول ترین مهم ترین مسائلی است که در ژئوتکنیک لرزه ای مطرح است. تحلیل های پاسخ زمین جهت پیش بینی حرکات سطح زمین و تدوین طیف پاسخ طرح به منظور تعیین تنش ها و کرنش های دینامیکی برای ارزیابی خطرات روانگرایی و محاسبه نیروهای ناشی از زلزله که می تواند سبب ناپایداری زمین و سازه های حائل گردد، به کار می روند [۱].

برخلاف نیروهای تولید شده توسط باد، امواج، سیال و یخ که باعث بوجود آمدن نیروهای خارجی در سازه می شوند، نیروی زلزله صرفاً توسط شتاب زمین که به فونداسیون سازه انتقال می یابد، تولید می شوند. از این رو تعیین حرکت زمین لرزه بخشی اساسی از مهندسی زلزله است [۲۹].

پارگی گسل ها موج لرزشی تولید می کند، که علت وقوع زلزله است. موج تولید شده در حین انتقال از لایه های خاک به سطح زمین به دلیل پراکندگی موج، میرایی نامنظم در محیط خاک، نامنظمی در هندسه محیط و اثرات مسیر<sup>۱</sup> تعدیل می شود. این تاثیرات، اثرات ساختگاه<sup>۲</sup> شناخته می شوند. با این حال، به دلیل اینکه نرخ و مدت زمان انرژی آزاد شده از منبع زمین لرزه نسبتاً تصادفی است و اثرات مسیر پیچیده است، امکان بدست آوردن دقیق موج تهییج کننده فونداسیون سازه وجود ندارد. بنابراین، استخراج اثرات انرژی آزاد شده از ساختگاه در محلی که سازه در آن ارزیابی می شود فرآیندی نسبتاً پیچیده است [۲۹].

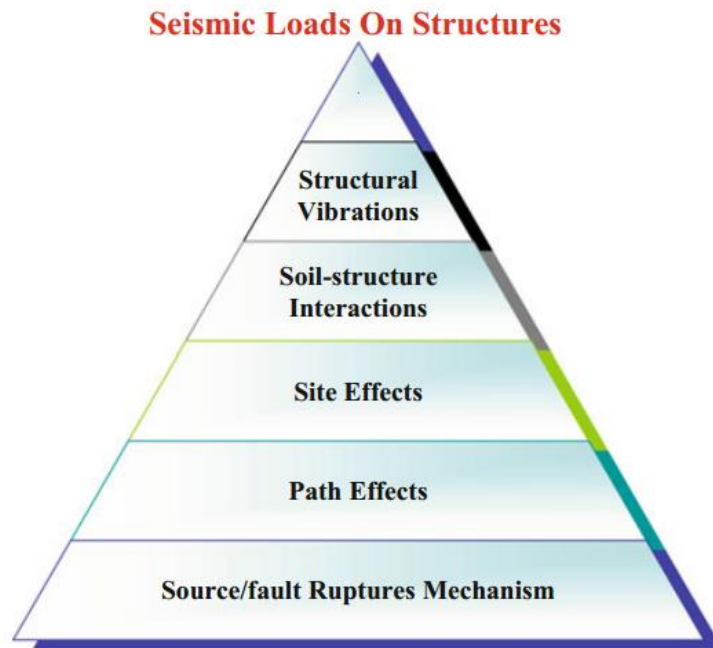
همانطور که در شکل (۲-۱۳) نشان داده شده است، چهار مشخصه اصلی برای تعیین حرکت زمین در زمین لرزه وجود دارد:

---

<sup>1</sup> path effect

<sup>2</sup> site effects

- منبع لرزه یا مکانیزم پارگی در منبع
- انتقال موج تحریک کننده از منبع به سطح زمین (اثرات مسیر)
- تاثیرات ژئوتکنیکی محل روی حرکت خاک (اثرات ساختمانی)
- اندرکنش بین خاک و سازه در طول زلزله



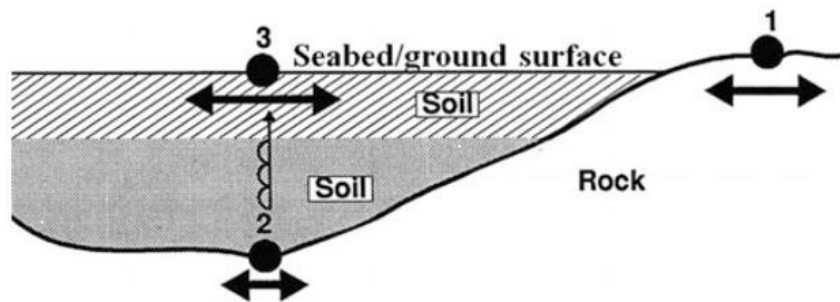
شکل (۲-۱۳) انتقال امواج لرزه ای از منبع گسیختگی تا سازه [۲۹]

پارگی گسل باعث تولید دامنه فرکانسی که شامل فرکانس های پایین و فرکانس های بالا است، می شود. موج های لرزه ای با دامنه بالا شدت زیادی دارند اما به سرعت در مسیر انتشار موج مستهلک می شوند. موج های لرزه ای با فرکانس پایین شتاب کمی دارند اما باعث جابجایی های بزرگ می شوند، همچنین بسیار دیرتر از فرکانس های بالا مستهلک می شوند [۲۹]. هنگامی که امواج لرزه ای از گسل گسیخته شده انتقال می یابند، پراکنده می شوند<sup>۱</sup> و توسط محیطی که از آن عبور می کنند جذب می شوند.<sup>۲</sup> از این رو انرژی لرزه ای با افزایش فاصله منبع تا ساختمانی کاهش می یابد.

<sup>۱</sup> radiation damping

<sup>۲</sup> material damping

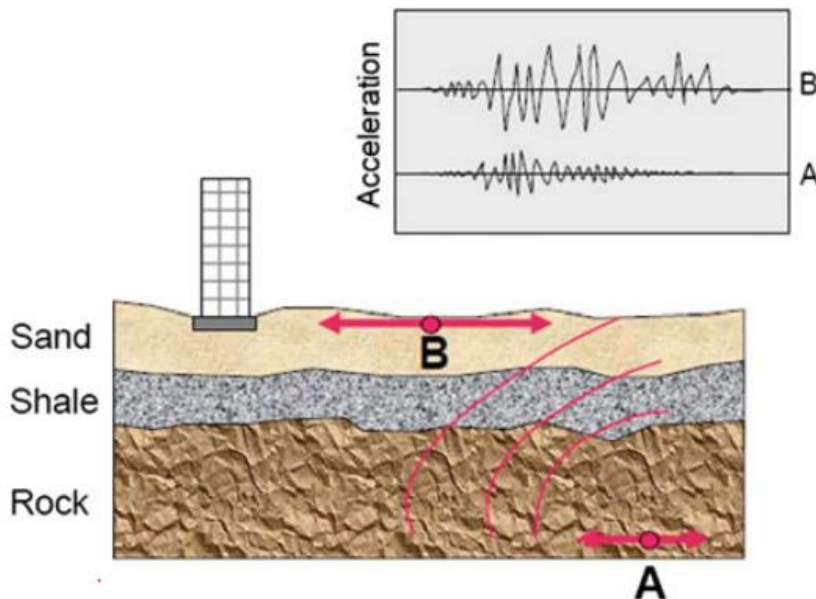
همانگونه که در شکل (۲-۱۴) نشان داده شده امواج لرزه ای پیش از رسیدن به سطح زمین یا فونداسیون سازه از محیط خاک عبور می کنند. محیط خاک مانند یک فیلتر، انرژی و فرکانس موج را تعدیل می کند. این فرآیند معمولاً باعث حذف حرکات با فرکانس بالا و فیلتر کردن فرکانس حرکت به یک مقدار محدود و تقویت دامنه در فرکانس نزدیک به فرکانس ستون خاکی می شود که به آن پریود اساسی ساختگاه می گویند. که در شکل (۲-۱۵) نشان داده شده است.



**Legend:**

- ↔** Representing horizontal earthquake ground motion
- 1 :** Bedrock outcrop (no soil above rock)
- 2 :** Bedrock (soil-rock interface)
- 3 :** Free-field (general point at ground surface)

شکل (۲-۱۴) شماتیک انتقال امواج لرزه ای از بستر سنگی (۲) تا سطح زمین (۳) [۲۹]



شکل (۲-۱۵) انتقال امواج لرزه ای از لایه های خاک و تغییر محتوای انرژی و فرکانس [۲۹]

به منظور آنالیز پاسخ زمین، نیاز به تعیین اطلاعاتی از ساختگاه مانند نوع خاک، مشخصات و نوع لایه های زمین شناسی، زخامت لایه خاک و مشخصات سنگ بستر داریم. که از ارزیابی های ژئوتکنیکی در محل و یا آزمایشات خاکی بدست می آیند.

علاوه بر این، مشخصات خاک اطراف فونداسیون باعث تغییر در امواج لرزشی همچنین سختی و میرایی فونداسیون می شود. که پاسخ سازه به موج زمین لرزه را تحت تاثیر قرار می دهد.

### ۲-۲-۱- پارامترهای موثر در پاسخ توده خاک

دامنه، محتوای فرکانسی و طول مدت زمان حرکت سنگ بستر، عوامل مهمی هستند که روی پاسخ خاک و حرکت لرزه ای متعاقب آن روی سطح زمین اثر می گذارند. به علت پیچیدگی حرکات زمین در زلزله تعریف یک پارامتر منفرد که کلیه خصوصیات مهم حرکات زمین را توصیف کند غیر ممکن است. در این بخش به بررسی مهمترین پارامترهای مطرح در حرکات زمین لرزه ای زمین می پردازیم.

#### • پارامتر دامنه

متداول ترین روش تشریح حرکات زمین بهره گیری از تاریخچه زمانی می باشد که در آن پارامترهای شتاب، سرعت، جابجایی بر حسب زمانبندی می شوند. معمولاً یکی از این پارامترها بر حسب زمان تعیین شده و دیگر پارامترها با انتگرال و یا دیفرانسیل گیری محاسبه می شوند [۱].

#### • پارامترهای محتوای فرکانس

از آنجا که پاسخ هر سازه به نسبت بین فرکانس طبیعی سازه و فرکانس تحریک بستگی دارد، دانستن محتوای فرکانس حرکت زمین مهم است. در حقیقت، برای تحلیل در حوزه فرکانس، ورودی لرزه ای به فرم محتوای فرکانسی حرکت زمین، مورد نیاز است. کاراترین و مفیدترین روش تهیه اطلاعات استفاده از روش طیف فوریه حرکت زمین است، فرض کنید که تاریخچه زمانی حرکت زمین با پیرودی برابر با

مدت حرکت زمین تکرار شود، این می تواند به صورت مجموع تعداد نامحدودی از توابع هارمونیک (معروف به سری فوریه بسط داده شده ی یک تابع پریودیک) نمایش داده شود.

$$x(t) = C_0 + \sum_{n=1}^{\infty} C_n \text{Sin}[\omega_n t + \phi_n] \quad (1-2)$$

در این رابطه  $C_n$  و  $\phi_n$  به ترتیب دامنه و زاویه فاز  $n$  امین هارمونی سری فوریه می باشند. سری فوریه توصیف کاملی از حرکات زمین را ارائه می دهد. زیرا امکان بازیابی کامل حرکت با تبدیل فوریه معکوس وجود دارد.

رسم تغییرات دامنه فوریه در مقابل فرکانس به "طیف دامنه فوریه" و رسم تغییرات زاویه فاز فوریه در مقابل فرکانس به "طیف فاز فوریه" معروف است.

طیف دامنه فوریه ممکن است باریک یا پهن باشد. یک طیف باریک نشان می دهد که حرکت دارای یک فرکانس غالب است که می تواند یک تاریخچه زمانی (شتابنگاشت) تقریباً سینوسی و هموار را ایجاد کند. یک طیف پهن متناظر به حرکتی است که شامل فرکانس های مختلف بوده و تاریخچه زمانی نامنظم و نا هموارتری ایجاد می نماید.

دیگر طیف مهم که به عنوان ورودی لرزه ای استفاده می شود طیف پاسخ زلزله است. طیف پاسخ، پاسخ ماکزیمم سیستمی با یک درجه آزادی<sup>۱</sup> در مقابل حرکت ورودی خاص به صورت تابعی از فرکانس طبیعی و ضریب میرایی سیستم را تشریح می کند. طیف پاسخ تغییر شکل، طیف پاسخ شبه سرعت و طیف پاسخ شبه شتاب از انواع طیف پاسخ مورد استفاده می باشند.

#### • پارامتر مدت

مدت حرکات نیرومند زمین اثر بسزایی بر خرابی های زلزله دارد. بسیاری از فرآیندهای فیزیکی مانند کاهش سختی و مقاومت انواع سازه ها و افزایش فشار آب حفره ای بوجود آمده در ماسه شل اشباع، به

<sup>1</sup> Single degree of freedom

تعداد سیکل های باز یا تنش که در حین زلزله بوجود می آید بستگی دارند. حرکات با مدت کوتاه حتی اگر دامنه بزرگی داشته باشند ممکن است تعداد کافی سیکل بار، جهت رسیدن به گسیختگی ایجاد نمایند. از طرف دیگر یک حرکت با دامنه متوسط اما مدت طولانی، سیکل های بارگذاری کافی جهت ایجاد خرابی در سازه تولید خواهد کرد.

## ۲-۲-۱- روش های تحلیل پاسخ دینامیکی زمین

در شرایط ایده آل برای تحلیل کامل پاسخ زمین به صورت زیر عمل می گردد، مکانیسم گسیختگی در منبع زلزله مدل و حرکت ورودی به ساختگاه و نحوه انتشار تنش از سنگ بستر تا سطح زمین در یک ساختگاه مشخص شده و چگونگی اثر لایه های خاک بالای بستر بر حرکت ورودی تعیین می گردد. اما مکانیسم گسیختگی گسل به حدی پیچیده بوده و طبیعت انتقال انرژی بین منبع و ساختگاه به حدی نامعین است که این روند برای کاربردهای معمول مهندسی عملی نیست [۱].

هرچند در سالیان اخیر، تحقیقات بسیار گسترده ای در زمینه مکانیسم گسیختگی گسل انجام شده است، اما با توجه به داده های اولیه مورد نیاز برای بررسی چنین موضوعی، امکان استفاده عمومی از آن را با مشکل مواجه ساخته است، زیرا هزینه های بسیار بالای چنین بررسی هایی باعث شده است که پروژه هایی اینچنین، تبدیل به پروژه های در سطح ملی برا کشور ها شوند. روش های تعیین پاسخ دینامیکی خاک شامل روش های تجربی و محاسباتی است که به اختصار تشریح می شود.

## ۲-۲-۱-۱- روش های تجربی بررسی پاسخ زمین

از جمله روش های تجربی، استفاده از روابط تخمینی است که حرکات زمین را به صورت تابعی از بزرگا، فاصله و در برخی حالات، متغیر های دیگر بیان می کند.

از جمله روش های تجربی برآورد پاسخ زمین، روش نسبت طیفی  $H/V$  است. از مزایای این روش برای بررسی اثر ساختگاه می توان به کم هزینه بودن و نیز صرف وقت کم برای تحلیل نام برد. در حالی که

استفاده از روش های دیگری چون "میکروترومور" و یا شبیه سازی نرم افزاری و ... نیاز به استفاده از دستگاه های گران قیمت و نیز مهیا کردن حجم وسیعی از اطلاعات لرزه ای و زمین شناسی و ... می باشد که لازمه آنها صرف وقت و هزینه زیاد است.

## ۲-۱-۲-۲- روش های محاسباتی

در روش های محاسباتی جهت تحلیل و بدست آوردن پاسخ دینامیکی خاک، لایه های خاک به صورت یک مدل ریاضی متناسب با شرایط هندسی و مشخصات خاک بیان می شود. سپس با انتخاب یک مدل رفتاری مناسب واکنش خاک تحت یک زمین لرزه مورد ارزیابی قرار می گیرد. جدول (۱-۲) روش های تحلیل لرزه ای خاک و نحوه دسته بندی آن ها را نشان می دهد.

جدول (۱-۲) انواع روش های آنالیز لرزه ای ساختگاه

روش های تحلیلی	تحلیل تنش موثر(شامل سیال و جامد)، تحلیل تنش کل(شامل قسمت جامد)
ابعاد مساله	یک بعدی، دو بعدی، سه بعدی
مدل تحلیلی	مدل چند انعکاسی، مدل جرم متمرکز، مدل المان های محدود
خصوصیات مواد	خطی، خطی معادل، غیر خطی
حوزه زمان یا فرکانس	تحلیل در حوزه زمان، تحلیل در حوزه فرکانس

برای تحلیل لرزه ای معمولاً از روش المان های محدود<sup>۱</sup> که شامل مدل سازی محیط خاک، فونداسیون، سازه، اندرکنش های سینماتیک، مقاومت و سختی بستر و اندرکنش اینرسی در یک سیستم واحد است، استفاده می شود. همچنین استفاده از روش تحلیل پاسخ زمین در حوزه زمان<sup>۲</sup> به صورت انتگرال گیری عددی که از رویکرد آنالیز مستقیم<sup>۳</sup> اقتباس شده است، بیشترین کاربرد را دارد.

<sup>1</sup> Finite Element Method

<sup>2</sup> Time domain

<sup>3</sup> Direct analysis approach

از سوی دیگر، با توجه به پیچیدگی های مدل سازی و به منظور بهبود راندمان محاسباتی، انواع مختلفی از روش های تحلیل در حوزه فرکانس<sup>۱</sup> اتخاذ شده است، اگرچه این نوع تحلیل قادر به در نظر گرفتن اثرات و اندرکنش های غیر خطی خاک و سازه نیست، اما به دلیل سرعت بالای محاسبات و در دسترس بودن منابع راهنما مورد استفاده گسترده قرار گرفته است. این روش اغلب برای سیستم هایی به کار می رود که در آن خاک، سازه و فونداسیون بخش های جدا از هم فرض می شوند. که پاسخ هر کدام به طور مستقل محاسبه شده و سپس با هم ترکیب می شوند.

از آنجا که هدف این پژوهش آنالیز یک بعدی پاسخ زمین در حوزه زمان با در نظر گرفتن اثرات غیر خطی و اندرکنش خاک و سازه است، لازم است برخی از روش های یک بعدی چه در حوزه زمان و چه در حوزه فرکانس هم چنین مدل سازی المان های محدود مورد بررسی و تشریح قرار گیرد.

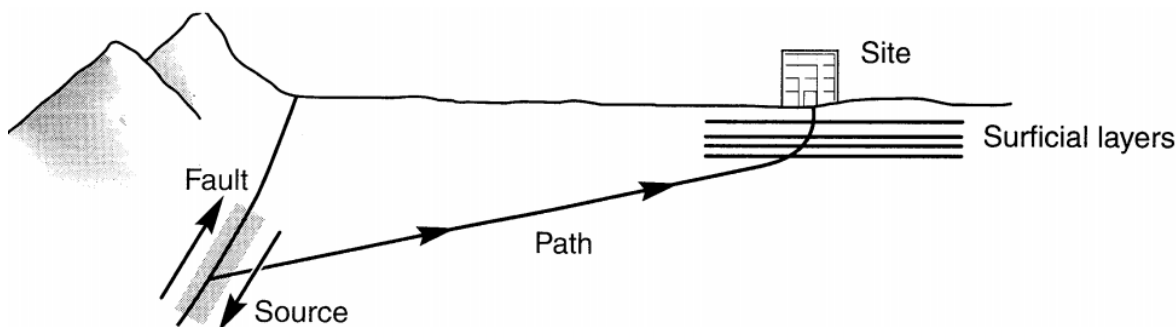
#### • تحلیل یک بعدی پاسخ زمین

هنگامی که یک گسل در سطح زمین گسیخته می شود، امواج حجمی از منبع به تمام جهات منتشر می شوند. زمانی که این امواج به مرز بین مصالح مختلف زمین شناسی می رسند، منعکس و منکسر می شوند. در حالی که سرعت انتشار امواج در مصالح کم عمق تر عموماً کمتر از مصالح زیر آن ها می باشند، اشعه های مایل که با مرز لایه افقی برخورد می کنند معمولاً در جهت عمودتری منعکس می شوند. زمانی که این امواج به سطح زمین می رسند، انکسار های متعدد آن ها سبب می شود که جهت آن ها تقریباً عمود بر سطح زمین باشد. شکل (۲-۱۶) شماتیک این فرآیند را نشان می دهد.

---

<sup>۱</sup> frequency domain





شکل (۲-۱۶) فرآیند انکسار که باعث ایجاد موج های تقریباً قائم در سطح زمین می شود [۱].

تحلیل یک بعدی پاسخ زمین بر پایه فرضیاتی چون افقی بودن مرز لایه ها و اینکه پاسخ یک توده خاک عمده‌تاً در اثر امواج SH که از بستر سنگی به صورت عمودی منتشر می شوند، استوار است. برای تحلیل یک بعدی پاسخ زمین فرض می شود که سطح خاک و بستر سنگی در جهت افقی تا بی نهایت ادامه دارند [۱].

تحلیل یک بعدی پاسخ زمین به دلیل نتایج منطقی و محافظه کارانه، وجود برنامه های تجاری زیاد با مدل های مختلف خاک برای کامپیوتر های شخصی و سالم ماندن سازه هایی با این روش تحلیل شده اند در طول زلزله های بزرگ، مورد استفاده گسترده قرار می گیرد [۲۹].

#### • تحلیل پاسخ زمین در حوزه فرکانس

در این روش معادله حرکت بطور مستقیم از حل معادله موج بدست می آید. رفتار غیر خطی خاک معمولاً توسط روش خطی معادل در نظر گرفته می شود. مهمترین روش تحلیل پاسخ زمین در حوزه فرکانس روش توابع انتقال می باشد که در ادامه شرح داده می شود. یکی از برنامه های تحلیل پاسخ زمین با این روش برنامه Shake است، که به طور گسترده ای مورد استفاده قرار می گیرد [۲۹].

#### • روش استفاده از توابع انتقال

معادله حرکت یک بعدی برای انتشار عمودی امواج برشی از یک محیط بصورت زیر می باشد:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (2-2)$$

که در آن  $\rho$  چگالی،  $\tau$  تنش برشی،  $u$  جابجایی و  $z$  عمیق زیر سطح زمین می باشد. رفتار تنش - کنش خاک توسط مدل Kelvin-Voigt بصورت زیر مدل سازی می شود:

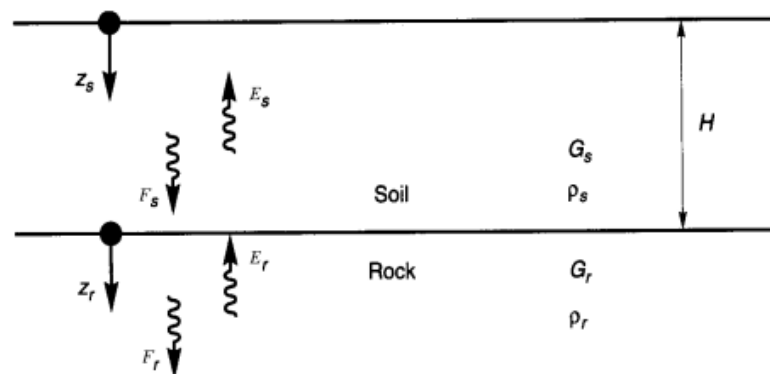
$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (3-2)$$

که در آن  $\gamma$  کرنش برشی و  $\eta$  ویسکوزیته می باشد. با جایگذاری معادله (2-35) در (2-34) خواهیم داشت: [3]

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (4-2)$$

• حالت خاک تک لایه بر روی بستر سنگی الاستیک

مطابق شکل (2-17)، چنانچه یک لایه خاکی یکنواخت و همگن بر روی بستر سنگی ارتجاعی قرار گرفته باشد، حرکت هارمونیک افقی بستر سنگی سبب انتشار قائم امواج برشی در خاک می گردد که موجب جابجایی افقی در سطح لایه خاکی می شود [3].



شکل (2-17) شماتیک خاک تک لایه بر روی بستر سنگی الاستیک [1]

جابجایی هارمونیک در حوزه فرکانس  $\omega$  برای این سیستم را می توان بصورت زیر در نظر گرفت:

$$u(z,t) = U(z)e^{i\alpha t} \quad (5-2)$$

با جایگذاری معادله (5-2) در معادله (4-2) خواهیم داشت:

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = -\rho\omega^2 U \quad (6-2)$$

که در آن  $G^* = G + i\omega\eta$  مدول برشی مختلط می باشد. با استفاده از رابطه :

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \zeta \quad (7-2)$$

می توان مدول برشی مختلط را بر حسب نسبت میرایی نوشت:

$$G^* = G(1+2i\zeta) \quad (8-2)$$

( $\zeta$ )

با استفاده از معادلات (5-2) و (6-2) حل معادله موج برای حرکت هارمونیک با فرکانس  $\omega$  بصورت زیر بدست می آید:

$$u(z,t) = Ee^{i(k^*z + \alpha t)} + Fe^{-i(k^*z - \alpha t)} \quad (9-2)$$

که در آن  $K^*$  عدد موج مختلط و از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$K^* = \quad (10-2)$$

$$\sqrt{\frac{\rho\omega^2}{G^*}}$$

مطابق شکل (2-17)، عبارت اول بیانگر موج اصلی (موج ورودی) است که در جهت منفی  $z$  (بطرف

بالا) حرکت می کند و عبارت دوم معرف موج انعکاسی است که در جهت مثبت  $z$  (بطرف پایین) حرکت

می کند.  $E$  و  $F$  به ترتیب دامنه های موج ورودی و انعکاسی می باشند.

با توجه به معادله (۲-۱۰) و با در نظر گرفتن اندیس های s و r به ترتیب برای خاک و سنگ، جابجایی ناشی از انتشار قائم موج S در هر لایه را می توان بصورت زیر نوشت.

$$u_s(z_s, t) = E_s e^{i(k_s^* z_s + \omega t)} + F_s e^{-i(k_s^* z_s - \omega t)} \quad (11-2)$$

$$u_r(z_r, t) = E_r e^{i(k_r^* z_r + \omega t)} + F_r e^{-i(k_r^* z_r - \omega t)} \quad (12-2)$$

در سطح آزاد ( $z = 0$ ) تنش برشی و در نتیجه کرنش باید صفر شود لذا:

$$\tau(z_s, t) = ik_s^* G_s^* (E e^{ik_s^* z_s} - F e^{-ik_s^* z_s}) e^{i\omega t} \quad (13-2)$$

$$\tau(0, t) = ik_s^* G_s^* (E_s - F_s) e^{i\omega t} = 0 \rightarrow E_s = F_s \quad (14-2)$$

از طرفی برای سازگاری جابجایی ها و پیوستگی تنش در بستر سنگی باید روابط زیر برقرار باشد:

$$U_s(z_s = H) = U_r(z_r = 0) \quad (15-2)$$

$$\tau_s(z_s = H) = \tau_r(z_r = 0) \quad (16-2)$$

با جایگذاری معادلات (۲-۱۳) و (۲-۱۴) در معادله (۲-۱۵) داریم:

$$E_s (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = E_r + F_r \quad (17-2)$$

همچنین از معادلات (۲-۱۵) و (۲-۱۷) داریم:

$$E_s iG_s k_s^* (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = iG_r k_r^* (E_r - F_r), i = \sqrt{-1} \quad (18-2)$$

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} E_s (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = E_r - F_r \quad (19-2)$$

$$\alpha_z^* = \frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s v_{ss}^*}{\rho_r v_{sr}^*} \quad (20-2)$$

که در آن  $v_{sr}^*$  و  $v_{ss}^*$  به ترتیب سرعت موج برشی مختلط خاک و سنگ می باشند و  $\alpha_z^*$  ضریب امپدانس مختلط نامیده می شود. با حل همزمان معادلات (۲-۱۸) و (۲-۲۰) خواهیم داشت: [۳]

$$E_r = \frac{1}{2} E_s \left[ (1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H} \right] \quad (21-2)$$

$$E_r = \frac{1}{2} E_s \left[ (1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H} \right] \quad (22-2)$$

چنانچه موج برشی در جهت قائم منتشر شده و به سمت بالا در سنگ با دامنه  $E$  منتشر گردد، اگر لایه خاک وجود نداشته باشد اثر سطح آزاد در سطح بستر سنگی یک حرکت رخنمون بستر سنگی با دامنه  $2E$  ایجاد می نماید. چنانچه لایه خاک وجود داشته باشد دامنه حرکت سطح آزاد از رابطه زیر بدست می آید [۱]:

$$2E_s = \frac{4E_r}{\left[ (1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H} \right]} \quad (23-2)$$

با تعریف تابع تبدیل  $TF(\omega)$  بصورت ضریب دامنه سطح خاک به دامنه سطح سنگ داریم:

$$TF(\omega) = \frac{E_s}{E_r} = \frac{2}{(1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad (24-2)$$

که با بهره گیری از قانون اولر می توان نوشت:

$$TF(\omega) = \frac{E_s}{E_r} = \frac{1}{\cos(k_s^* H) + i \alpha_z^* \sin(k_s^* H)} \quad (25-2)$$

هنگامی که میرایی خاک وجود دارد نمی توان مدول  $TF(\omega)$  را بصورت فشرده بیان نمود. ضریب تشدید برای خاک بدون میرایی را می توان بصورت زیر بدست آورد:

$$|TF(\omega, \zeta = 0)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s H) + \alpha_z^2 \sin^2(k_s H)}} \quad (26-2)$$

همانطور که قابل مشاهده است در این شرایط تشدید نمی تواند اتفاق بیافتد زیرا مخرج کسر(حتی زمانی که خاک فاقد میرایی باشد) همواره بزرگتر از صفر است.

اگر در شرایط خاص، لایه آبرفتی همگن بر بستر سنگی صلب قرار گیرد آنگاه با توجه به اینکه  $\rho_r v_{sr}^* \gg \rho_s v_{ss}^*$  است در نتیجه ضریب امپدانس برابر صفر خواهد شد. تابع تشدید در این حالت بزرگتر از حالتی است که لایه آبرفتی بر بستر سنگی ارتجاعی قرار گیرد و بصورت زیر از رابطه (۲-۲۵) بدست می آید:

$$TF(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s^* H)} = \frac{1}{\cos(\omega H / v_s (1+i\xi))} \quad (27-2)$$

$$k_s^* = \frac{\omega}{v_s^*} = \frac{\omega}{v_s (1+i\xi)} \quad (28-2)$$

که در آن  $k_s^*$  عدد موج مختلط و  $H$  ضخامت لایه خاکی می باشد.

با توجه به  $|\cos(x+iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$  تابع تشدید را می توان به صورت زیر بیان نمود:

$$|TF(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s H) + \sinh^2(\xi k_s H)}} \quad (29-2)$$

برای مقادیر  $y$  های کوچک  $\sinh^2 y \approx y^2$  می باشد و لذا تابع تشدید بصورت زیر بدست می آید:

$$|TF(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H / v_s) + (\xi \omega H / v_s)^2}} \quad (30-2)$$

برای ضرایب میرایی کوچک، معادله (۲-۳۰) نشان دهنده آن است که تشدید ناشی از خاک میرا کننده

نیز با فرکانس تغییر می کند. تشدید زمانی که  $kH \approx \frac{\pi}{2} + n\pi$  می شود به یک مقدار ماکزیمم نسبی

می رسد اما هرگز بی نهایت نمی شود زیرا مخرج همواره بزرگتر از صفر است. فرکانسهای متناظر با

ماکزیمم های نسبی، فرکانسهای طبیعی توده خاک می باشند.

• حالت خاک چند لایه بر روی بستر سنگی الاستیک

در حالی که مدل های یک لایه یکنواخت الاستیک برای تشریح اثر شرایط خاک بر خصوصیات متعدد زمین مفید هستند اما بندرت برای تحلیل مسائل عملی پاسخ زمین مناسب هستند. مسائل واقعی پاسخ زمین معمولاً شامل توده های خاک با لایه های دارای سختی و میرایی متفاوت بوده که انرژی الاستیک موج در مرز بین لایه ها منعکس و منتقل می شود. لذا باید توابع تبدیل برای چنین شرایطی محاسبه و بدست آید.

معادله (۲-۳۰) برای یک موج هارمونیک و برای یک ستون خاک چند لایه بصورت زیر حل می گردد:  
با توجه به شکل ۲-۹ و با در نظر گرفتن محور مختصات محلی  $z$  برای هر لایه، جابجایی در بالا و پایین هر لایه برابر خواهد بود با:

$$u(z_m = 0, t) = u_m = (A_m + B_m)e^{i\alpha t} \quad (۲-۳۱)$$

$$u(z_m = h_m, t) = u_{m+1} = (A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m})e^{i\alpha t} \quad (۲-۳۲)$$

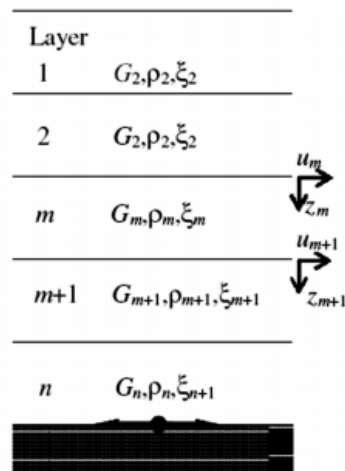
$A_m$  و  $B_m$  دامنه امواج منتشر شونده به سمت بالا ( $-z$ ) و پایین ( $+z$ ) و  $h_m$  ضخامت هر لایه می باشد. با اعمال شرایط مرزی برای کل لایه ها خواهیم داشت:

$$A_{m+1} = \frac{1}{2}A_m(1 + \alpha_m^*)e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2}B_m(1 - \alpha_m^*)e^{-ik_m^* h_m} \quad (۲-۳۳)$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2}A_m(1 - \alpha_m^*)e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2}B_m(1 + \alpha_m^*)e^{-ik_m^* h_m} \quad (۲-۳۴)$$

$$\alpha_{m+1}^* = \frac{\rho_m v_{sm}(1 + i\xi_m)}{\rho_{m+1} v_{sm+1}(1 + i\xi_{m+1})} \quad (۲-۳۵)$$

تغییر مکان در هر لایه 1 به آسانی از روی تغییر مکان لایه زبه کمک تابع انتقال  $TF_{ij}$  به صورت زیر قابل محاسبه است [۱]:



شکل (۲-۱۸) ستون خاک چند لایه بر روی بستر سنگی الاستیک [۳۰]

$$TF_{ij} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (۲-۳۶)$$

که در آن

$$A_m = a_m(\omega)A_1 \quad (۲-۳۷)$$

$$B_m = b_m(\omega)B_1$$

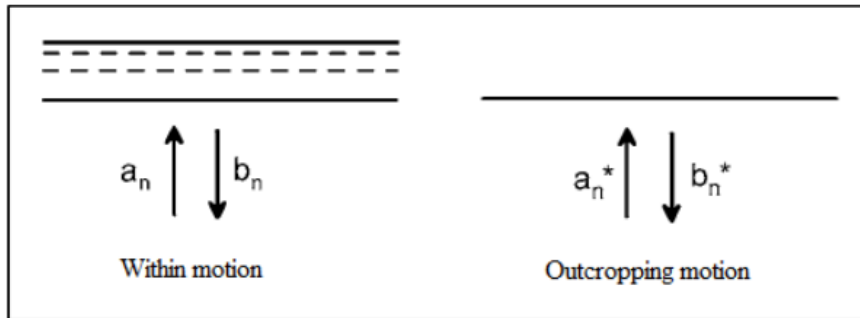
با توجه به اینکه در حرکات هارمونیک رابطه  $|\ddot{u}| = \omega| \dot{u}| = \omega^2|u|$  برقرار می باشد. لذا از تابع انتقال برای محاسبه سرعت و شتاب نیز می توان استفاده نمود:

همانند حالت خاک تک لایه، محاسبه توابع انتقال خاک های چند لایه در سطح بستر سنگی در حالی که خاک بر روی بستر سنگی وجود دارد با حالتی که وجود ندارد متفاوت می باشد. چنانچه بستر سنگی در سطح قرار داشته باشد دامنه موج برگشتی به سطح برابر با دامنه موج برخوردی می باشد یعنی  $a_n^* = b_n^*$  اما درحالتی که لایه خاکی بر روی بستر سنگی قرار داشته باشد دلیل موج عبور بخشی از موج برخوردی به داخل لایه خاکی، امکان انعکاس کامل موج ورودی وجود نداشته و لذا  $b_n^* \neq a_n^*$ .



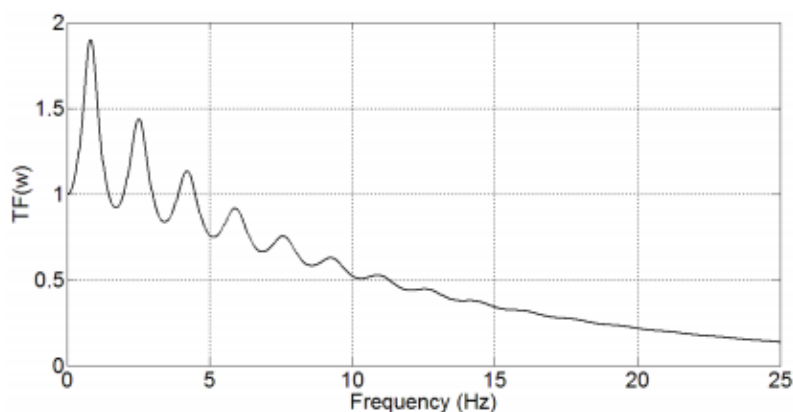
بنابراین چنانچه شتاب اعمالی از نوع رخنمون باشد در بستر سنگی از رابطه  $TF_{ij} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{2a_j(\omega)}$

استفاده نمود و اگر در عمق ثبت شده باشد از رابطه  $TF_{ij} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)}$  استفاده می شود [۳۲، ۳۱].



شکل (۲-۱۹) انواع حرکات ورودی زلزله [۳۱]

شمارتیک یک تابع انتقال بصورت شکل (۲-۲۰) می باشد. با توجه به شکل مشاهده می شود که در فرکانس های کمتر از ۵ هرتز تشدید در دامنه حرکت صورت می گیرد و در فرکانس های بالای ۵ هرتز تقلیل انجام می شود. اما اینکه در چه زمان هایی از شروع زلزله تشدید و تقلیل روی می دهد قابل تشخیص نیست. این مساله بخصوص در بحث وقوع روانگرایی و پیش بینی زمان آن بسیار با اهمیت می باشد و نیاز به روش های تحلیل در حوزه زمان و فرکانس بطور همزمان را مشخص می سازد [۲۲].



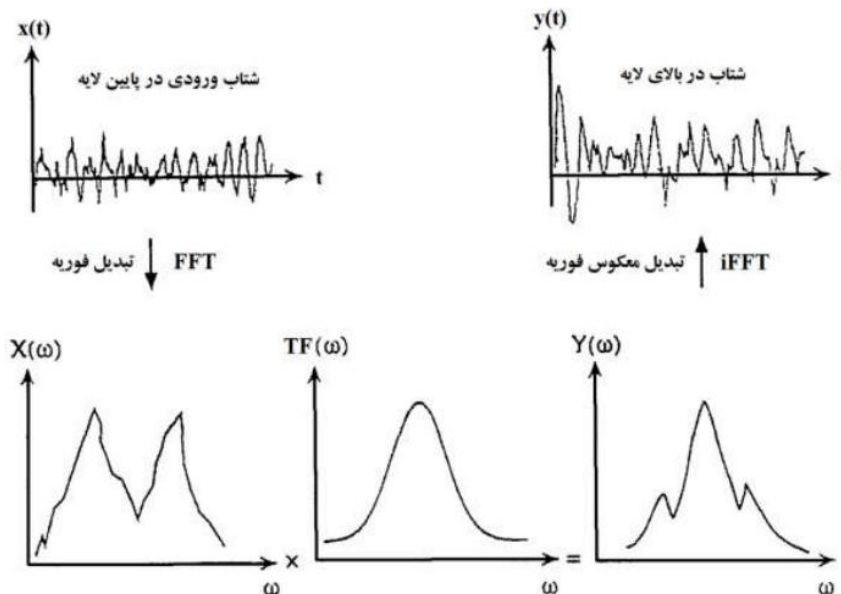
شکل (۲-۲۰) شکل شمارتیک تابع انتقال [۱]

با توجه به اینکه شتاب ورودی تابع زمان و توابع انتقال بر حسب فرکانس می باشند لذا جهت اعمال توابع انتقال باید ابتدا شتاب در پایین لایه مورد نظر توسط تبدیل فوریه به فضای فرکانسی منتقل شود

و به صورت یک سری فوریه بدست آید. سپس هر جمله از سری فوریه شتاب اعمالی در تابع آن لایه ضرب شده و با گرفتن معکوس تبدیل فوریه از سری فوق، تاریخچه زمانی شتاب در بالای لایه فوق بدست می آید. خلاصه روند فوق به صورت شماتیک در شکل (۲-۲۱) نشان داده شده است.

با محاسبه شتاب، می توان کرنش های برشی را در لایه های خاک محاسبه نمود و از آنجا کرنش برشی موثر را در هر لایه و برای کل زمان وقوع زلزله بدست آورد. مقدار کرنش برشی موثر بطور تجربی ۵۰٪ تا ۷۰٪ مقدار کرنش برشی ماکزیمم می باشد که این مقدار اغلب برابر با ۶۵٪ در نظر گرفته می شود. رابطه دیگری نیز توسط Idriss & Sun برای محاسبه کرنش برشی موثر به صورت زیر ارائه شده است [۱]:

$$\gamma_{eff} = R_{\gamma} \gamma_{max} \quad (2-38)$$

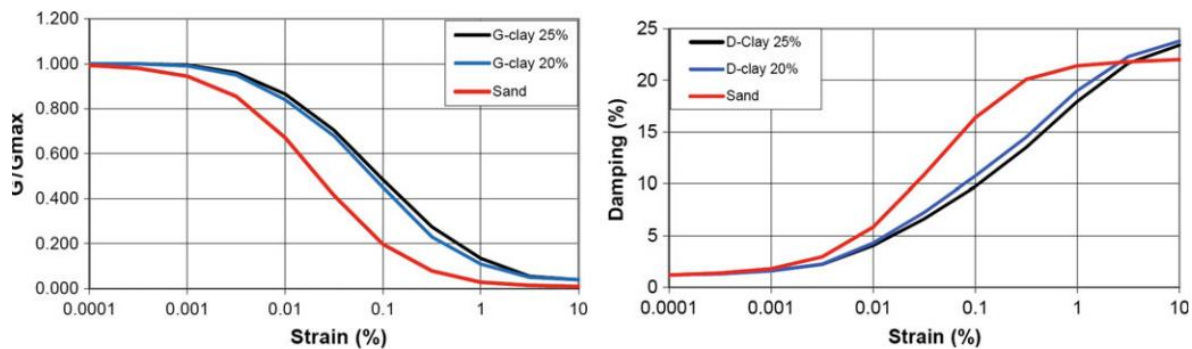


شکل (۲-۲۱) شماتیک روش استفاده از تابع انتقال [۳۳]

که در آن  $R_{\gamma}$  ضریب نسبت کرنش برشی موثر به کرنش برشی ماکزیمم می باشد که تابع بزرگی ( $M$ ) زلزله می باشد و از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$R_{\gamma} = \frac{M - 1}{10} \quad (2-39)$$

با محاسبه کرنش برشی موثر و با داشتن منحنی های کاهش مدول برشی و نسبت میرایی نظیر شکل (۲-۲۲) مقادیر جدید مدول برشی و میرایی محاسبه شده و این مقادیر اصلاح شده در تکرار بعدی مورد استفاده قرار می گیرند. تحلیل تا زمانی ادامه می یابد که مقادیر برشی و میرایی همگرا شوند.



شکل (۲-۲۲) تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی به کرنش برشی [۲۹]

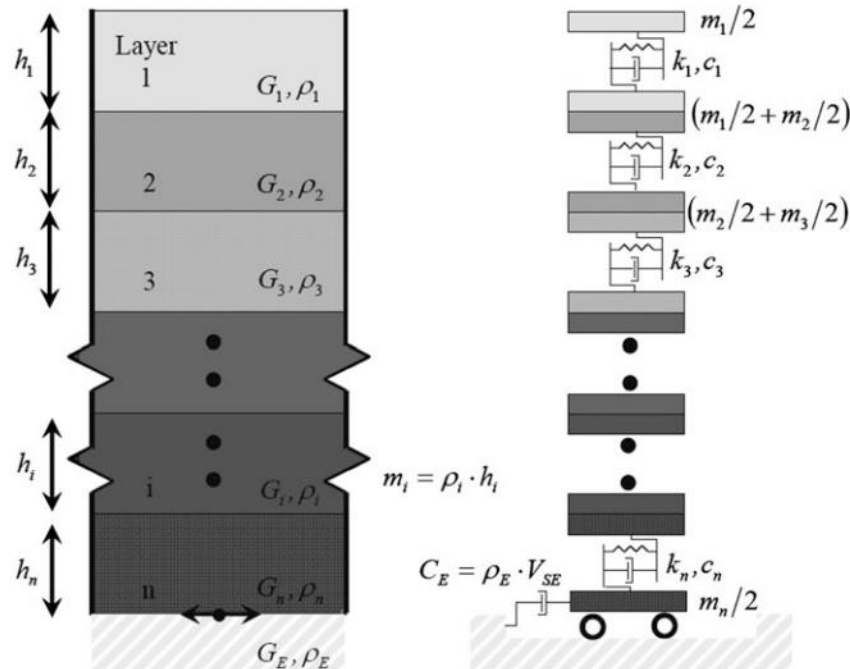
#### • تحلیل پاسخ زمین در حوزه زمان

تفاوت اساسی در تحلیل پاسخ زمین در دو روش خطی معادل (تحلیل در حوزه فرکانس) و غیر خطی (تحلیل در حوزه زمان)، در نظر گرفتن قابلیت اتساع و انبساط پذیری برای ماسه است. در حقیقت، در هر دو روش خصوصیات خاک بر اساس تنش موثر تخمین زده می شود. اگر اتساع به وقوع نپیوندد و یا مقدار آن ناچیز باشد، با اینکه تنش موثر در طول زلزله نوسان دارد اما مقدار متوسط آن نزدیک یک مقدار ثابت باقی می ماند. با این فرض، استفاده از مشخصات ماده که از تنش-کرنش اولیه تخمین زده شده می تواند توجیه پذیر باشد. در نتیجه می توان از روش خطی معادل استفاده کرد [۳۰].

اما اگر مقدار اتساع قابل توجه باشد، مقدار متوسط تنش موثر به صورت یکنواخت تغییر می کند. بنابراین باید مشخصات ماده با توجه به تغییر در تنش موثر در هر لحظه تخمین زده شود [۲۹].

<sup>1</sup> equivalent linear

از دیدگاهی می توان روش تحلیل پاسخ زمین در حوزه زمان را با تحلیل سازه ها تحت اثر بار زلزله مشابه دانست. لایه های خاک نیز همانند یک سازه بصورت چند درجه آزادی با جرم متمرکز و یا به صورت جرم گسترده المان و گره نظیر شکل (۲-۲۳) مدل می شوند [۳].



شکل (۲-۲۳) (a) سیستم جرم متمرکز - (B) سیستم المان گره [۲۹]

معادلات حرکت در تحلیل غیر خطی پاسخ زمین در فضای زمان به صورت زیر می باشد:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{\ddot{u}_g(t)\} \quad (۲-۴۰)$$

که در آن  $[M]$ ،  $[C]$  و  $[K]$  به ترتیب ماتریس جرم، ماتریس میرایی ویسکوز و ماتریس سختی غیر خطی و  $\{u(t)\}$ ،  $\{\dot{u}(t)\}$  و  $\{\ddot{u}(t)\}$  نیز به ترتیب جابجایی، سرعت و شتاب جرم  $[M]$  نسبت به بستر  $\{\ddot{u}(t)\}$  شتاب حرکت بستر تعریف می شود [۳].

ماتریس سختی  $[K]$  بر اساس مدل رفتاری انتخابی برای لایه های خاک تشکیل می گردد تا پاسخ دینامیکی و غیر خطی خاک تحت اثر زلزله مدل سازی نماید. با اینکه میرایی سیستم از طریق منحنی هیسترسیس مدل رفتاری انتخابی قابل در نظر گرفتن است و برای این میرایی بطور ذاتی در ماتریس

سختی در نظر گرفته شده است اما به دلیل آنکه اکثر مدل های رفتاری قابلیت در نظر گرفتن میرایی در کرنش های پایین را ندارند و بطور قابل توجهی میرایی سیستم در کرنش های کوچک را دست پایین محاسبه می نمایند لذا به کمک میرایی ویسکوز وابسته به سرعت، [C]، این نقیصه تا حدودی برطرف شده است [۳].

معادله (۲-۴۰) بوسیله روش های انتگرال گیری عددی حل می گردد. این روش ها با گسسته کردن دستگاه معادلات سیستم به گام های زمانی مجزا آن را حل می کنند که از این روش ها می توان به روش  $\beta$  - Newmark [۲۸] و  $\theta$  - Wilson [۲۶] اشاره نمود. برای گسسته کردن سیستم توده خاک نیز از دو روش جرم متمرکز و تجزیه به المان های محدود استفاده می گردد که در ادامه به این روش ها پرداخته می شود.

#### • روش جرم متمرکز

این روش بر اساس مدل یک بعدی Idriss & Seed [۲۷] بوده که در آن لایه های خاک با رفتار الاستیک مورد تحلیل قرار گرفتند. در این روش لایه های خاک به صورت جرم های متمرکز در مرز بین هر لایه مدل شده و رفتار غیرخطی خاک بوسیله فنرهای غیر خطی مدل می شود که هر فنر غیرخطی شامل یک فنر و یک میراگر می باشد. همانگونه که در شکل (۲-۲۴) ملاحظه می گردد Idriss & Seed یک توده خاک  $n$  لایه را به وسیله جرم های متمرکز  $m_1, m_2, \dots, m_n$  مدل سازی کرده است که در آن [۲۷]:

$$m_1 = \gamma_1 h_1 / g \quad (۴۱-۲)$$

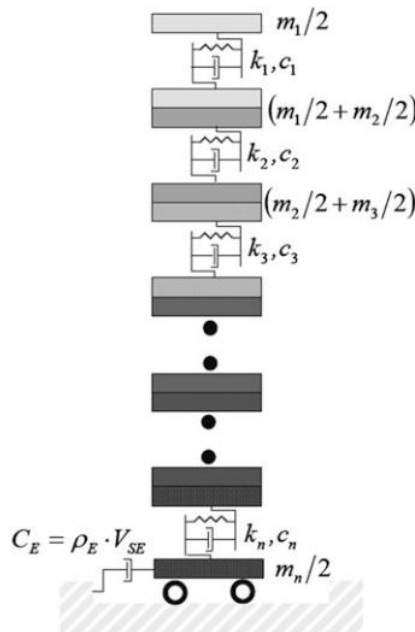
$$m_i = (\gamma_{i-1} h_{i-1} + \gamma_1 h_1) / g, \quad i=1, 2, \dots, n \quad (۴۲-۲)$$

$m_1$  جرم متمرکزی است که در بالای لایه شماره ۱ قرار داده می شود و  $\gamma_1$  وزن مخصوص لایه شماره ۱ و  $h_1$  نصف ضخامت آن می باشد. ثابت فنر برای هر لایه نیز از رابطه زیر بدست می آید:

$$k_i = G_i / 2h_i \quad i=2,3,\dots,n \quad (43-2)$$

که در آن  $k_i$  ثابت فنر متصل کننده جرم های  $m_i$  و  $m_{i+1}$  و  $G_i$  مدول برشی لایه  $i$  می باشد. معادله حرکت سیستم همانند رابطه (۲-۴۰) به صورت زیر تعریف می گردد [۳]:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{P(t)\} \quad (44-2)$$



شکل (۲-۲۴) مدل جرم و فنر لایه های افقی خاک [۲۹]

ماتریس های  $[M]$ ،  $[C]$  و  $[K]$  از مرتبه  $n$  (تعداد لایه های خاک) می باشند. ماتریس  $[M]$  یک ماتریس قطری بوده بنحوی که:

$$diag[M] = (m_1, m_2, m_3, \dots, m_N) \quad (45-2)$$

ماتریس  $[K]$  یک ماتریس سه قطری می باشد که درایه های آن به صورت زیر تعریف می شوند:

$$K_{11} = K_1$$

$$K_{ij} = K_{i-1} + K_i \quad i=j \quad (46-2)$$

$$K_{ij} = -K_i \quad i = j - 1$$

$$K_{ij} = -K_j \quad i = j + 1$$

سایر ضرایب  $k_{ij}$  برابر صفر می باشند. ماتریس میرایی  $[C]$  از طریق روش رایلی بصورت ترکیب خطی از ماتریس های جرم و سختی محاسبه می شود:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (47-2)$$

که در آن  $\alpha$  و  $\beta$  ضرایب رایلی می باشند.

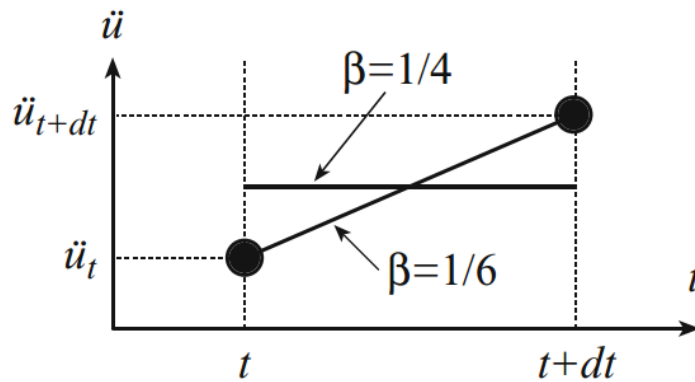
بردار نیرو  $\{P(t)\}$  برابر است با:

$$\{P(t)\} = -(m_1, m_2, \dots, m_n)^T \{\ddot{u}_g(t)\} \quad (48-2)$$

با تشکیل ماتریس های مرتبه  $n$  جرم، سختی و میرایی و قرار دادن آن ها در رابطه (48-2) دستگاه معادلات سیستم فوق تشکیل شده و به کمک روش های عددی  $\beta$  - Newmark [17] و  $\theta$  - Wilson [4] این دستگاه معادلات حل می گردند.

#### • روش نیومارک - $\beta$

در این روش ابتدا کل بازه زمانی بارگذاری به  $n$  قسمت با گام زمانی  $\Delta t$  تقسیم می گردد و فرض می گردد که جواب ها در گام های زمانی  $0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, t - \Delta t$  و  $t$  معلوم بوده و جواب های گام  $t + \Delta t$  مورد نیاز می باشد. خطی را که از وسط خط واصل بین دو گام زمانی عبور داده به طوری که شیب خط به صورت مجهول و با توجه به روش مورد استفاده تعیین می شود. این روش بسطی از روش شتاب خطی است با این تفاوت که تغییرات را از شیب ثابت تا شیب صفر متغیر فرض می کند [28].



شکل (۲-۲۵) روش نیومارک -  $\beta$  [۳۰]

چنانچه خطی با شیب مجهول از وسط خط واصل بین دو گام زمانی  $t$  و  $t+\Delta t$  عبور داده شود سرعت و جابجایی در زمان  $t+\Delta t$  برای این روش با توجه به مجهول بودن شیب خط واصل دو شتاب متوالی به شکل زیر بدست می آیند [۳]:

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + \left[ (1-\lambda)\ddot{U}_t + \lambda\ddot{U}_{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad (۴۹-۲)$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \dot{U}_t \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{U}_t + \beta \ddot{U}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (۵۰-۲)$$

$\lambda, \beta$  پارامترهایی هستند که برای تعیین دقت و یا نوع روش مورد استفاده در انتگرال گیری بکار می روند. نیومارک [۲۸] روش شتاب ثابت متوسط را به عنوان روش پایدار بدون قید و شرط معرفی نمود. این روش پیشنهاد که  $\beta = 0.25, \lambda = 0.5$  در نظر گرفته شود. با در نظر گرفتن مقادیر پیشنهادی توسط نیومارک، مقدار شتاب بین دو شتاب متوالی برابر میانگین آنها خواهد بود. روش نیومارک یک روش کلی تری نسبت به برخی از روش های انتگرال مستقیم از قبیل تفاضلات محدود، شتاب متوسط و روش شتاب خطی می باشد. این روش های خاص با جایگذاری مقادیر مختلفی از  $\beta$  و  $\lambda$  در معادلات (۴۹-۲) و (۵۰-۲) بدست می آیند [۲۳].

روش تفاضلات محدود  $\rightarrow \beta = 0, \lambda = 1/2$



$$\beta=1/4, \lambda=1/2 \rightarrow$$

روش شتاب متوسط

$$\beta=1/6, \lambda=1/2 \rightarrow$$

روش شتاب خطی

از دو معادله فوق مقادیر  $\dot{U}_{t+\Delta t}$  و  $\ddot{U}_{t+\Delta t}$  به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$\ddot{U}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} [U_{t+\Delta t} - U_t - \dot{U}_t\Delta t] - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{U}_t \quad (51-2)$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \left(1 - \frac{\lambda}{\beta}\right)\dot{U}_t + \left(1 - \frac{\lambda}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{U}_t + \frac{\lambda}{\beta\Delta t}[U_{t+\Delta t} - U_t] \quad (52-2)$$

از طرفی معادله تعادل دینامیکی در لحظه  $t+\Delta t$  به شکل زیر نوشته می شود:

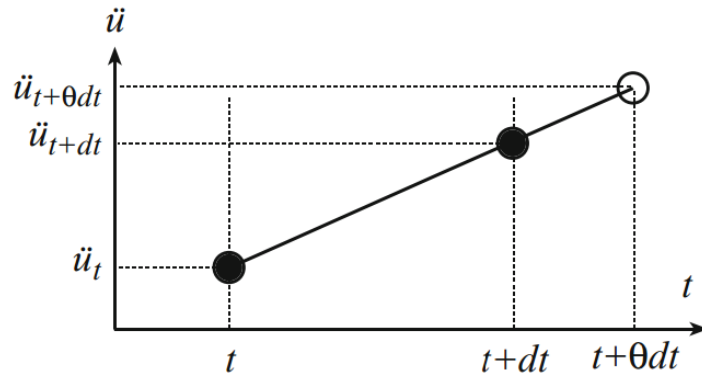
$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + KU_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (53-2)$$

با جایگذاری روابط (۲-۱۲) و (۲-۱۳) در معادله (۲-۱۴) و مرتب نمودن دستگاه معادلات بدست آمده بر حسب  $U_{t+\Delta t}$  می توان  $U_{t+\Delta t}$  را محاسبه نمود:

$$\left[\frac{M}{\beta\Delta t^2} + \frac{\lambda C}{\beta\Delta t} + K\right]U_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + M\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}[U_t + \dot{U}_t\Delta t] + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{U}_t\right] + C\left[\left(\frac{\lambda}{\beta} - 1\right)\dot{U}_t + \left(\frac{\lambda}{2\beta} - 1\right)\Delta t\ddot{U}_t + \frac{\lambda}{\beta\Delta t}U_t\right] \quad (54-2)$$

### • روش ویلسون - $\theta$

ایده اولیه در روش ویلسون آن است که فرض می شود شتاب در فاصله زمانی  $t$  تا  $t + \theta\Delta t$  بصورت خطی تغییر کند (شکل ۲-۲۶). مقدار  $\theta$  بزرگتر از یک بوده و بر حسب شرایط پایداری و دقت سیستم محاسبه می شود. هرگاه  $\tau$  مبین افزایش زمان از مبنای  $t$  باشد به نحوی که  $0 < \tau < \theta\Delta t$  باشد برای بازه زمانی  $t$  الی  $t + \theta\Delta t$  خواهیم داشت [۲۶]:



شکل (۲-۲۶) روش ویلسون-θ [۳۰]

$$\ddot{U}(\tau) = \frac{\tau}{\theta\Delta t} \ddot{U}_{t+\theta\Delta t} + \left(1 - \frac{\tau}{\theta\Delta t}\right) \ddot{U}_{\Delta t}$$

با انتگرال گیری از معادله شتاب، معادله سرعت بدست آمده و چنانچه از معادله سرعت بدست آمده مجدداً انتگرال گرفته شود، رابطه جابجایی به صورت زیر بدست می آید:

$$\dot{U}(\tau) = \dot{U}_t + \frac{\tau^2}{2\theta\Delta t} \ddot{U}_{t+\theta\Delta t} + \left(\tau - \frac{\tau^2}{2\theta\Delta t}\right) \ddot{U}_{\Delta t} \quad (۵۵-۲)$$

$$U(\tau) = U_t + \tau\dot{U}_t + \frac{\tau^3}{6\theta\Delta t} \ddot{U}_{t+\theta\Delta t} + \left(\frac{\tau^2}{2} - \frac{\tau^3}{6\theta\Delta t}\right) \ddot{U}_{\Delta t} \quad (۵۶-۲)$$

اگر در معادلات (۵۵-۲) و (۵۶-۲)، قرار داده شود، آنگاه  $\dot{U}_{t+\theta\Delta t}$  و  $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$  به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$\ddot{U}_{t+\theta\Delta t} = \frac{6}{\theta^2\Delta t^2} [U_{t+\theta\Delta t} - U_t - \theta\Delta t\dot{U}_t] - 2\ddot{U}_t$$

$$\dot{U}_{t+\theta\Delta t} = \frac{3}{\theta\Delta t} [U_{t+\theta\Delta t} - U_t] - 2\dot{U}_t - \frac{\theta\Delta t}{2} \ddot{U}_t$$

معادله حرکت دینامیکی در زمان  $t + \theta\Delta t$  بصورت زیر نوشته می شود:

$$M\ddot{U}_{t+\theta\Delta t} + C\dot{U}_{t+\theta\Delta t} + KU_{t+\theta\Delta t} = F_{t+\theta\Delta t} \quad (۵۷-۲)$$

که در آن

$$F_{t+\theta\Delta t} = F_t + \theta(F_{t+\theta t} - F_t) \quad (58-2)$$

با قرار دادن معادلات فوق در معادله (2-56) و ساده کردن دستگاه معادلات بدست آمده رابطه زیر حاصل می گردد که با حل آن  $U_{t+\theta\Delta t}$  محاسبه می شود.

$$\left[ \frac{6M}{\theta^2 \Delta t^2} + \frac{3C}{\theta \Delta t} + K \right] U_{t+\theta\Delta t} = F_{t+\theta\Delta t} + M \left[ \frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} (U_t + \theta \Delta t \dot{U}_t) + 2\ddot{U}_t \right] \quad (59-2)$$
$$+ C \left[ \frac{3}{\theta \Delta t} U_t + 2\dot{U}_t + \frac{\theta \Delta t}{2} \ddot{U}_t \right]$$

#### • روش تجزیه لایه های خاک به المان های محدود

روش دوم در حل دستگاه معادلات دینامیکی روش تجزیه لایه های خاک بصورت جرم گسترده با المان ها و گره های محدود می باشد که این روش تجزیه سازی بوسیله دو روش تحلیل تفاضلات محدود و المان های محدود، معادلات حرکت را حل می کند. از نرم افزار هایی که بر اساس روش تفاضلات محدود تهیه شده اند می توان به NERA و FLAC اشاره نمود و از نرم افزار هایی که بر اساس روش المان های محدود فرموله شده اند می توان به PLAXIS و ABAQUS نام برد.

## ۲-۳- بهسازی زمین

خاک ها جهت بهبود خواص مهندسی قرن هاست که مورد اصلاح واقع شده اند. اما ارتقاء دانش بشر در زمینه رفتار خاک و مخاطرات ژئوتکنیکی باعث شده در حدود ۱۰۰ سال اخیر روش های جدید و بدیعی در خصوص اصلاح خاک ها توسعه یابد.

در نواحی فعال و غیر فعال از نظر زلزله، روش های اصلاح خاک معمولاً در ساختگاه هایی که انتظار می رود شرایط موجود خاک به رفتار نامطلوبی منجر شود، مورد استفاده قرار می گیرند. رفتار نامطلوب خاک ممکن است به صورت ناگهانی بروز کند، اما معمولاً به شکل حرکات بزرگ در توده خاک ظاهر می شوند. در غیاب زلزله، معمولاً حرکات نامطلوب در اثر مقاومت و یا سختی ناکافی بوجود می آیند. به همین دلیل اغلب روش های اصلاح خاک جهت افزایش مقاومت و سختی نهشته های خاک توین شده اند. در خلال زلزله عوامل دیگر ممکن است در رفتار نامطلوب خاک سهیم باشند. افزایش فشار آب حفره ای می تواند به تغییر شکل های بسیار بزرگ منجر شود. در نتیجه روش های معمول مورد استفاده جهت کاهش خطرات لرزه ای همچنان که موجب مقاومت و افزایش سختی خاک می شوند، غالباً سعی در کاهش تمایل خاک به گسترش فشار آب حفره ای مثبت در خلال زلزله دارند [۱].

در حال حاضر انواع متعددی از روش های اصلاح خاک برای کاهش مخاطرات زلزله موجود می باشد. هزینه این روش ها بسیار متفاوت بوده و شرایطی که تحت آن ها قابل استفاده می باشند به ماهیت و نزدیکی سازه و تاسیسات احداثی وابسته است. انتخاب روش تثبیت خاک به صورت طبقه بندی شده امر مشکلی است، مهندسين ژئوتکنیک می باید با توجه به کلیه مسائل فنی، اقتصادی، نیروی انسانی و ماشین آلات، تجربه شخصی و نتایج آزمایشات، روش بهینه را انتخاب کنند. در پژوهش حاضر، با توجه

به صورت مساله و مسائل فنی مرتبط با آن و همچنین محدوده وسیع خاک های قابل استفاده و کاربرد های متنوع، روش تزریق با فشار بالا انتخاب گردیده است.

## ۲-۳-۱- تزریق با فشار بالا

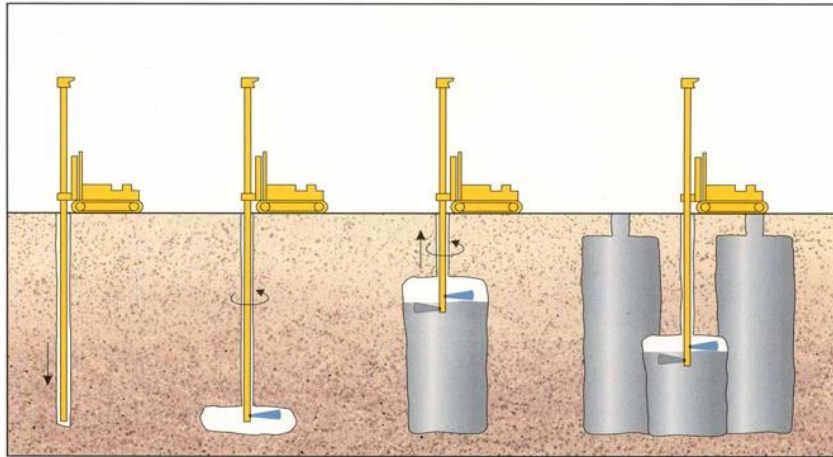
از میان همه روش های بهسازی زمین، تزریق با فشار بالا به عنوان یکی از تطبیق پذیر ترین روش ها در نظر گرفته می شود. با این تکنیک امکان مقاوم کردن خاک های درجا، کنترل آب های زیر زمینی و فراهم کردن صلبیت لازم برای سازه وجود دارد. در حقیقت تزریق با فشار بالا می تواند بالاترین مقاومت را برای اصلاح خاک از میان تمام روش های بهسازی بوجود آورد. همچنین این روش را می توان یکی از وابسته ترین تکنیک های بهسازی زمین به مسائل فنی و تکنیکی دانست که نیازمند دقت فنی هم در طراحی و هم در ساخت است، زیرا شکست و خرابی در هر کدام از این دو مولفه به معنای شکست و خرابی در کل محصول نهایی خواهد بود.

شکل (۲-۲۷) روش اصلی از عملکرد این تکنیک که با استفاده از تزریق با فشار بالای آب یا دوغاب که باعث تخریب فیزیکی زمین در فرآیند اصلاح و بهسازی خاک می شود را نشان می دهد. در این عملیات مته به عمق مورد نظر نفوذ می کند و سپس تزریق با فشار بالای آب یا دوغاب همزمان با خروج میله انجام می شود.

همانطور که در بخش بعدی تشریح خواهد شد تزریق با فشار بالا تاریخچه طولانی از توسعه و پیشرفت از زمان کاربرد های ابتدایی تا کاربرد های پیشرفته امروزی دارد.

---

<sup>1</sup> Jet Grouting



شکل (۲-۲۷) شماتیک روش تزریق روش با فشار بالا [۳۴]

### ۲-۳-۱-۱- تاریخچه

استفاده از آب به عنوان ابزاری برای حفاری از سال های پیش مورد استفاده قرار می گرفته به خصوص مدارکی از قرون وسطی یافت می شود که به استفاده از این روش در حفاری معادن اشاره کرده است. اولین بار این روش در سال ۱۹۵۰ میلادی در انگلستان ثبت اختراع شد، اما توسعه و کاربرد عملی از آنچه امروزه به عنوان جت گروتینگ می شناسیم برای اولین بار در ژاپن انجام شد. اولین کاربرد این تکنیک برای بهبود خاصیت ضد آب کردن در روش تزریق شیمیایی مورد استفاده قرار گرفت، بطوری که خاک هایی که بهبود نیافته بودند یا به صورت کمی بهبود یافته بودند را با استفاده از این روش تخریب و سپس با دوغاب تزریقی جایگزین می کردند، در واقع یک دیوار نازک آب بند بوجود می آوردند [۳۴].

برای جلوگیری از ورود آب، در پشت صفحات فلزی، دیواره های فرعی با ستون های JG می ساختند تا فضای خالی بین ورق های فلزی را پر کند.

در اوایل دهه ۱۹۷۰ میلادی، روش تزریق به سبب ایجاد ستون های سخت و مطمئن با ضخامت های مختلف در ژاپن مورد توجه قرار گرفت. در اواسط این دهه روش تزریق با فشار بالا به اروپا صادر شد و

<sup>1</sup> Sheet Pile

پس از آن در در سرار جهان رواج یافت. در سال های ابتدایی ۱۹۸۰ میلادی، تجربه و قابلیت اطمینان جت گروتینگ طیف وسیعی از کاربرد و استفاده های متنوع را پوشش داد. در ادامه روش های جدیدتر جت گروتینگ توانایی اصلاح خاک با ستون هایی با قطر ۵ متر یا حتی در زمین های نرمتر تا ۹ متر را فراهم کردند. این تکنیک به سبب توسعه در تجهیزات و فراهم کردن نرخ جریان بیشتر و فشار بالاتر قادر به اصلاح حجم خاکی تا بیست برابر روش های مرسوم را داشت.

## ۲-۳-۱-۲- سیستم های تزریق با فشار بالا

بنا به دلایل جغرافیایی و ژئومتریک مناطق، سه نوع تزریق به صورت همزمان توسعه یافت، که طرح مفهومی و شماتیک آن در شکل (۲-۲۸) نمایش داده شده است. این سه روش با نام های تک سیاله<sup>۱</sup> (S)، دو سیاله<sup>۲</sup> (D) و سه سیاله<sup>۳</sup> (T) شناخته می شوند که در ادامه به تشریح و کاربرد هر روش پرداخته می شود.

### • سیستم تک سیاله (S) :

این روش که ساده ترین شکل از تزریق است با تخریب ساختار خاک و مخلوط کردن آن تنها با یک جریان پرفشار دوغاب باعث بهبود مشخصات فیزیکی خاک می شود. در این روش یک یا چند نازل برای تزریق دوغاب سیمان استفاده می شود. ویژگی های ستون های حاصل را عمدتاً مشخصات خاک موجود در محل و همچنین سیمان مصرفی تعیین می نماید. این سیستم معمولاً برای تزریق فشار بالای افقی، مثلاً در سیستم های حفاظت از حفاری های تونل مورد استفاده قرار میگیرد. نوعاً قطر ستون هایی که با این روش تشکیل می شود در خاک های چسبنده در حدود ۴۰ تا ۶۰ سانتی متر و در خاک های دانه ای بین ۹۰ تا ۱۱۰ سانتی متر است. در انواع رایج خاک ها، قسمت تخریب شده خاک بدون کمک فشار هوا به سختی به سمت بالا منتقل می شود که در نتیجه ممکن است باعث تورم سطح خاک شود. این

<sup>1</sup> Single fluid

<sup>2</sup> Double fluid

<sup>3</sup> Triple fluid

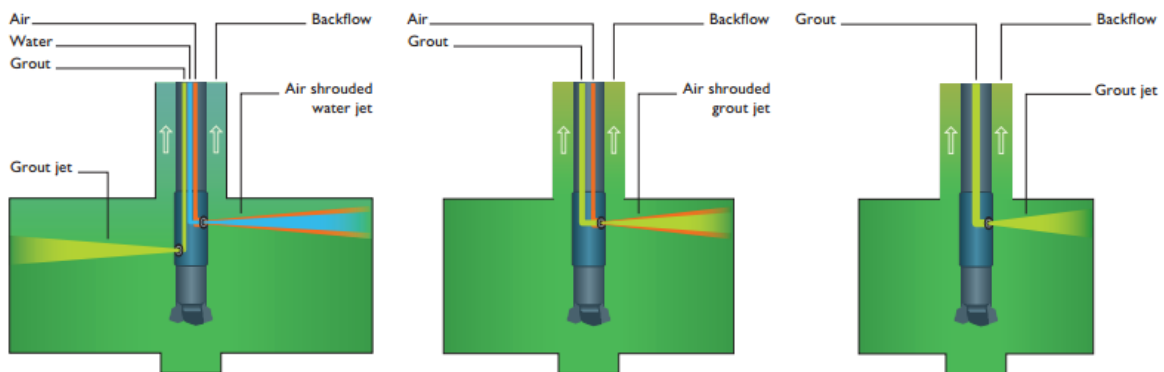
تورم ممکن است باعث آسیب های جدی به خصوص در زمان پی ریزی و تزریق زیر ساختمان شود. همچنین هنگام حفاری زیر سطح آب زیر زمینی، به علت عدم وجود هوای محصور شده تاثیر تخریب به مقدار قابل توجهی کاهش می یابد که باعث افزایش انرژی مصرفی می شود. [۳۴]

• سیستم دو سیاله (D) :

در سیستم دو سیاله هوای فشرده اضافه می شود، که با محصور کردن دوغاب تزریق شده باعث افزایش تاثیر تخریب و سایش ساختار خاک به خصوص در زیر سطح آب زیر زمینی می شود. قطر ستون های ایجاد شده در این روش به بیش از دو برابر ستون های ایجاد شده در مقایسه با روش تک سیاله می رسد. اگرچه درصد قابل توجهی از دوغاب به علت نفوذ به سطح از بین می رود، اما ثابت شده این روش موثرترین تکنیک تزریق در خاک های غیر چسبنده مانند شن و ماسه است [۳۴].

• سیستم سه سیاله (T) :

در این روش سه جریان دوغاب، آب و هوای فشرده استفاده می شود. در این سیستم آب که توسط پوششی از هوای فشرده شده احاطه شده به همراه نازل های جداگانه تزریق دوغاب استفاده می شود. در این ترکیب عمل تخریب و اختلاط از هم جدا بوده و حاصل کار از کیفیت بالایی برخوردار است. از مزایای این روش، ساخت اشکال متفاوتی از ستون جت تزریق شده با تغییر میزان فشار و جریان دوغاب، آب و هوا بطور مستقل از هم می باشد.

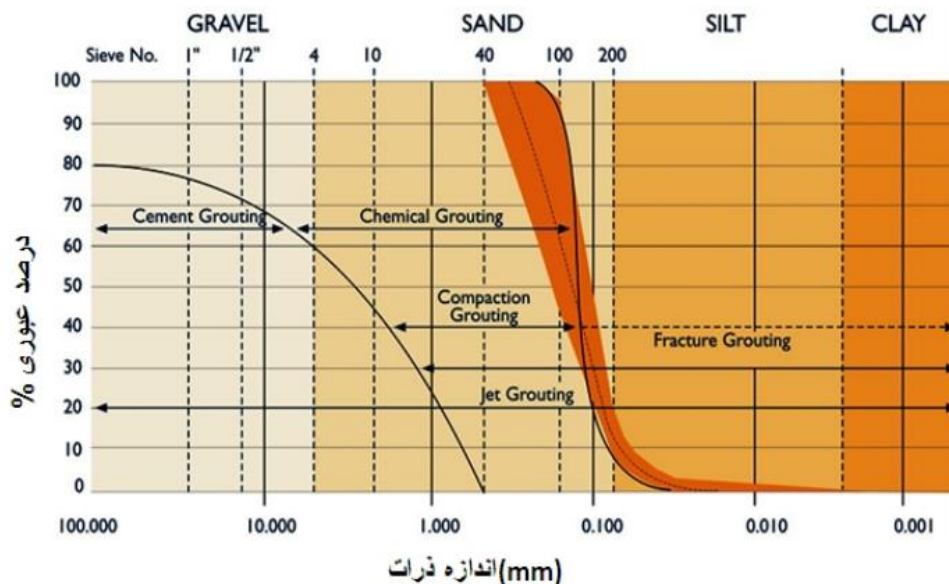


شکل (۲-۲۸) شماتیک سه سیستم تزریق با فشار بالا [۳۴]



### ۳-۱-۳-۲- خاک های قابل تزریق

جت گروتینگ را می توان در هر خاکی مورد استفاده قرار داد، از درشت ترین شن ها و قلوه سنگ ها گرفته تا ریزترین رس ها، این موضوع یکی از امتیازاتی است که این روش در مقایسه با سایر روش های موجود دارد. این تکنیک در خاک های دانه ای به راحتی انجام میگیرد زیرا هرچه خاک درشت دانه تر باشد نفوذ جریان جت بیشتر صورت میگیرد و قطر ستون ایجاد شده بیشتر است. شکل (۲-۲۹) محدوده کاربرد این روش در انواع خاک ها را نشان می دهد.



شکل (۲-۲۹) محدوده کاربرد روش تزریق با فشار بالا برای انواع خاک ها [۳۴]

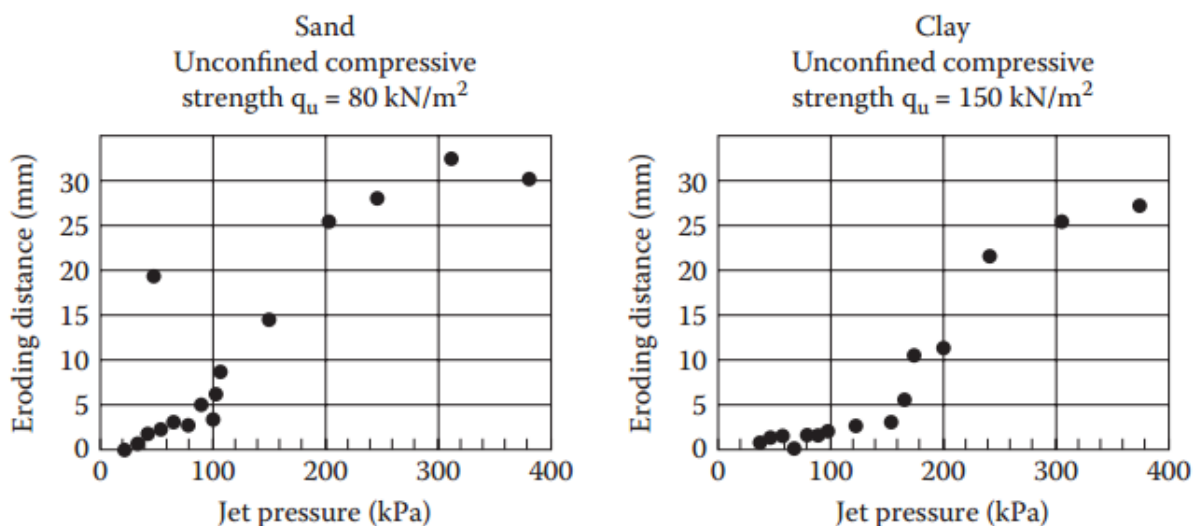
### ۳-۱-۳-۲- اصول فنی جت گروتینگ:

پارامترهای زیادی روی اثر بخشی و بهره وری جت گروتینگ تاثیر گذار است که نیازمند توجه و دقت نظر هنگام طراحی و ساخت ستون های تزریقی است. از جمله این پارامتر ها می توان از فشار دینامیکی تزریق، تعداد نازل ها، ابعاد نازل ها، نسبت آب به سیمان، سرعت دوران، فشار هوا، میزان هوا، فشار آب و ... نام برد که در ادامه مهمترین آن ها تشریح خواهد شد.

## • تاثیر فشار دینامیکی

هنگام فرسایش و تخریب ساختار خاک به وسیله جت، فاصله تخریب بعد از رسیدن فشار به یک مقدار مشخص<sup>۱</sup> به طور اساسی تغییر می کند. در حقیقت فاصله تخریب بعد از رسیدن فشار به مقاومت فشاری محدود نشده هم در خاک های چسبنده و هم ماسه ای به صورت چشم گیری افزایش پیدا می کند. شکل (۲-۳۰) توزیع فشار دینامیکی را در مقابل فاصله از نازل نشان می دهد. این شکل می کند خاک تا فاصله ای مورد سایش و تخریب قرار می گیرد که در این فاصله فشار ناشی از جت تا حد مقاومت فشاری محصور نشده در شرایط آزمایشگاهی کاهش یافته است [۳۵].

قابل ذکر است که می توان با فشار کمتر، همان فاصله تخریب را با صرف زمان بیشتر بدست آورد، اگرچه فشار بالا باعث صرفه جویی در مصرف زمان در بیشتر کاربردهای عملی می شود. به طور معمول فشار جت بین ۳۰ تا ۶۰ مگاپاسکال برای خاک هایی نظیر سیلت، ماسه و ... است و در خاک های سخت و سنگی این مقدار به بیش از ۲۰۰ مگاپاسکال تجاوز می کند.



شکل (۲-۳۰) تاثیر فشار دوغاب بر فاصله تخریب [۳۵]

<sup>1</sup> limit break pressure

## • تاثیر نرخ جریان

هنگامی که جریان فشرده شده از نازل دایره ای شکل عبور می کند، معادله زیر از قانون بقای انرژی بدست می آید:

$$v_0 = m \sqrt{2g \frac{P_0}{\gamma}} = m \sqrt{2 \frac{P_0}{\rho}}$$

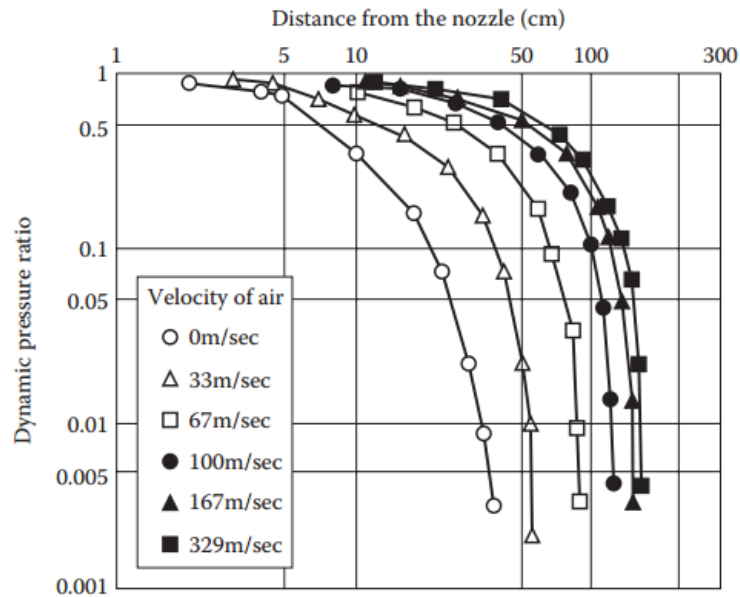
که در آن  $P_0$ : فشار ابتدایی نازل،  $v_0$ : سرعت ابتدایی در نازل،  $g$ : شتاب زمین،  $m$ : اثربخشی نازل،  $\gamma$ : وزن واحد جریان و  $\rho$ : جرم مخصوص جریان است.

یک مثال کاربردی از محاسبه تاثیر فشار و تاثیر نرخ جریان به این صورت است که اگر فشار جت خروجی ۴۰ مگاپاسکال، قطر نازل ۲ میلی متر و سرعت هوای محصور شده نیز ۱۰۰ متر بر ثانیه باشد، می توانیم به فاصله ۱ متر تخریب از نازل دست پیدا کنیم.

## • تاثیر هوای فشرده

افزایش سرعت هوا حتی با وجود فشار کمتر می تواند پتانسیل تخریب و سایش خاک را به مقدار قابل توجهی افزایش دهد. این تاثیر را می توان در شکل (۲-۳۱) مشاهده نمود. به طور مثال در حالیکه فشار دینامیکی جت در حدود ۰/۰۱ باشد، با افزایش سرعت خروج هوا از ۳۳ متر بر ثانیه به ۱۶۷ متر بر ثانیه، فاصله تخریب از ۴۰ سانتی متر به ۱۴۰ سانتی متر افزایش می یابد. از چند نظر وجود هوای فشرده برای موفقیت در عملیات تزریق لازم است:

- وجود هوای فشرده برای افزایش انرژی تخریب غیرقابل اجتناب است.
- جت هوا نقش مهمی در خروج سرباره به سمت بالا و جلوگیری از تورم خاک دارد.

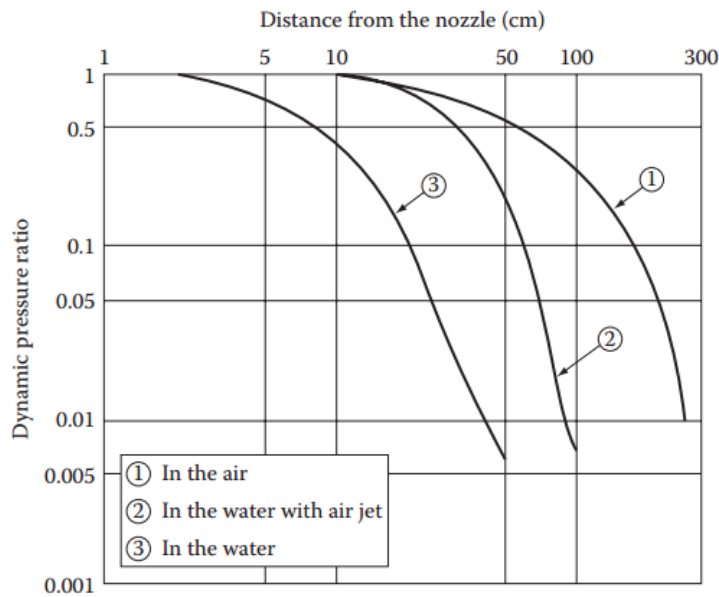


شکل (۲-۳۱) تاثیر سرعت هوای فشرده بر فاصله تخریب [۳۵]

#### • تاثیر هوای فشرده محصور کننده

جت آب برای تخریب ساختار خاک به طور معمول موثر است، اگرچه تاثیر آن در آب به طور چشم گیری کاهش می یابد. از آنجایی که جت گروتینگ اغلب در زیر سطح آب زیر زمینی انجام می شود، جت آب نمی تواند به تنهایی بهبود قابل توجهی در خاک ایجاد کند. به همین دلیل، هوای فشرده شده به عنوان یک تکنیک اصلی و کاربردی به منظور محصور کردن جریان تزریق و فراهم کردن شرایط اتمسفریک برای جریان به کار می رود.

شکل (۲-۳۲) فاصله تخریب از یک جت خاص در هوا، آب و آب به همراه هوای محصور کننده را نشان می دهد. این نمودار به وضوح نشان می دهد که در نرخ فشار دینامیکی  $0.1$ ، فاصله تخریب در هوا ۳ متر، در آب حدود  $0.5$  متر و در آب به همراه هوای محصور شده  $1/1$  تا  $1/2$  متر است.



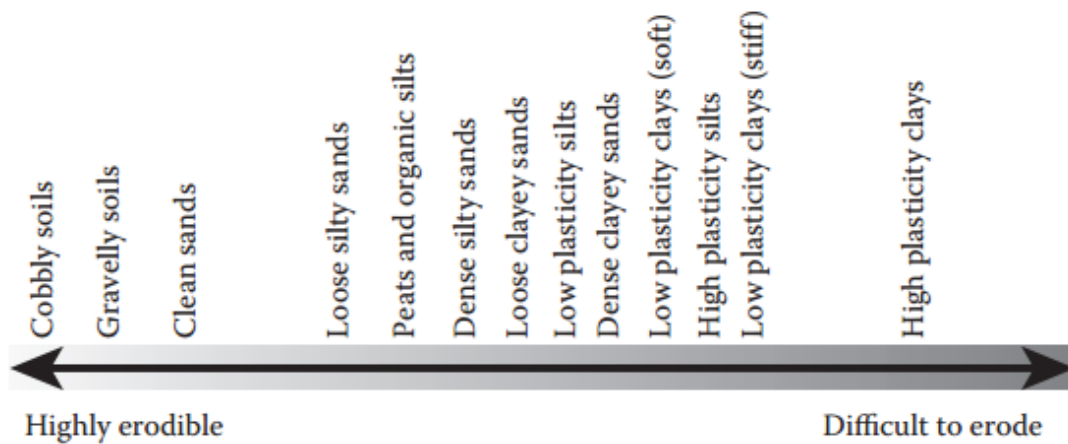
شکل (۲-۳۲) تاثیر وجود هوای محصور کننده نازل آب [۳۵]

### ۲-۳-۱-۵- تاثیر نوع خاک

نوع خاک تاثیر مستقیمی روی کیفیت خاک سیمانی شده<sup>۱</sup> و هندسه تخریب و سایش خاک دارد. شکل (۲-۳۳) یک نمودار کیفی از میزان سایش پذیری انواع خاک را نشان می دهد. در موارد معمول تزریق جریان، دوران و تلاطم ایجاد شده به تنهایی برای جدا کردن و تخریب ساختار خاک های دانه ای و غیر چسبنده کفایت می کند. اما با افزایش پلاستیسیته و سختی، سایش پذیری تا جایی کاهش پیدا می کند که ممکن است جت گروتینگ نتواند به طور موثری باعث تخریب ساختار خاک های چسبنده شود.

قطر موثر تخریب به طور معمول در سیستم تک سیاله ۳۰۰ تا ۵۰۰ میلی متر و در سیستم دوسیاله معمولاً ۸۰۰ تا ۱۳۰۰ میلی متر است [۳۵].

<sup>۱</sup> soilcrete



شکل (۲-۳۳) میزان سایش پذیری انواع خاک ها [۳۵]

### ۲-۳-۱-۶- کاربردهای جت گروتینگ:

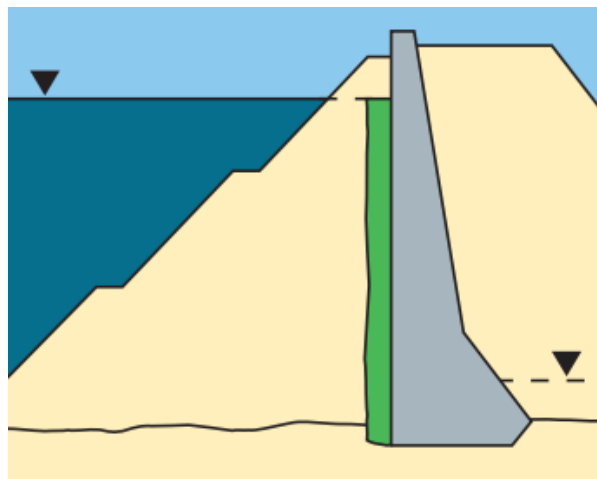
همانگونه که در مقدمه ذکر شد، جت گروتینگ یکی از تطبیق پذیرترین روش‌ها برای بهسازی خاک پروژه است. کاربردهای وسیعی وجود دارد که استفاده از این تکنیک برای آن‌ها مناسب است که در ادامه مهمترین آن ذکر می‌شود.

- کنترل سطح آب زیر زمینی

جت گروتینگ توانایی و اثر بخشی خود را در دو حالت افقی و عمودی کنترل آب تحت شرایط استاتیکی نشان داده است، زیرا که خاک سیمانی شده به طور کلی نفوذپذیری کمتر و مقاومت بیشتری نسبت به خاک دست نخورده محل دارد [۳۵].

بیشترین کاربرد این روش در موارد زیر است:

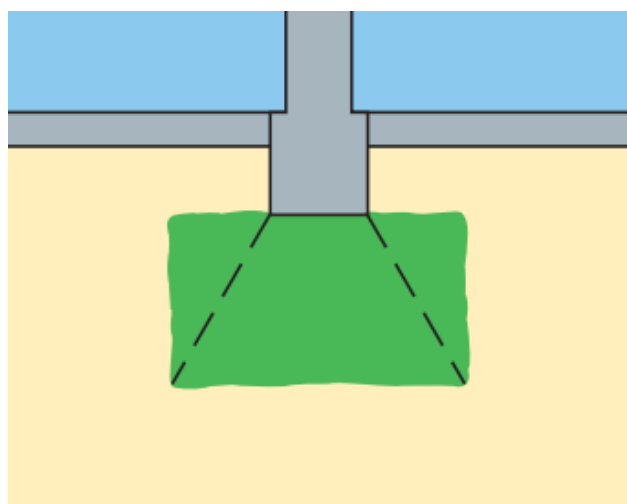
- ساخت دیوارهای آب بند در سد سازی
- آب بند کردن تونل‌ها در برابر حرکت جریان‌های زیر زمینی



شکل (۳۴-۲) کاربرد جت گروتینگ در آب بند کردن و ترمیم هسته سد [۳۶]

• کنترل نشست

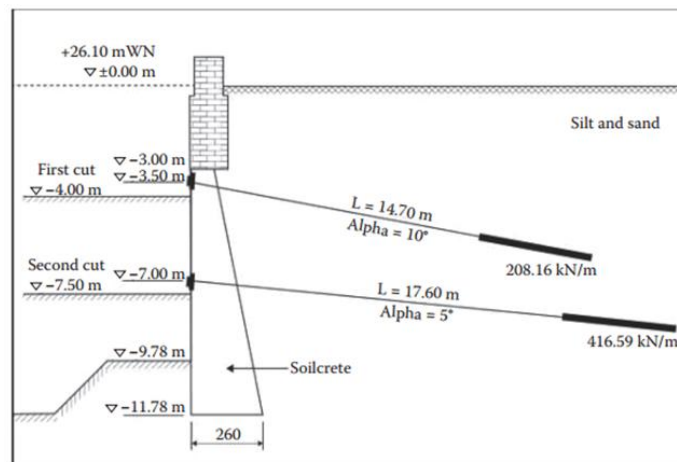
یکی از مرسوم ترین کاربرد های جت گروتینگ فراهم کردن ظرفیت باربری لازم برای فونداسیون در خاک های نرم و سست، به وسیله افزایش مقاومت خاک موجود است.



شکل (۳۵-۲) بهسازی فونداسیون به وسیله تکنیک جت گروتینگ [۳۶]

## • کنترل لغزش

از مزیت های اقتصادی جت گروتینگ کاربرد آن به عنوان دیوار حایل و شمع است، که می تواند در حفاری ها و نواحی که احتمال لغزش در آن زیاد است به کار برده شود. اگر ناحیه تزریق شده در مجاورت حفاری باشد، باید ضوابط مربوط به طراحی و پایداری ناحیه تزریق شده برای کنترل ظرفیت باربری، لغزش و دوران رعایت شود.



شکل (۲-۳۶) کاربرد جت گروتینگ به عنوان دیوار حایل در مجاورت حفاری [۳۵]

## • حفاظت محیط زیست

یکی دیگر از کاربردهای جذاب جت گروتینگ، استفاده از آن در زمینه محیط زیست است. کاربردهای فراوانی بر پایه توانایی این تکنیک در ایجاد نواحی با عمق قابل توجه و نفوذپذیری کم وجود دارد که دو مورد از مهمترین این کاربردها شامل موارد زیر می شود:

- محصور و احاطه کردن جریان هایی که نباید به محیط پیرامون نفوذ کنند.
- ایجاد دیواره برای جلوگیری از نفوذ مایعات آلاینده



## فصل سوم: مدل سازی عددی

### ۳-۱- مقدمه

طراحی سازه های ژئوتکنیکی نیازمند تحلیل دقیق رفتار مصالح خاکی و سازه های مجاور است. در این مطالعه جهت شبیه سازی عددی از روش اجزا محدود به کمک نرم افزار آباکوس استفاده شده است. به کمک نرم افزار آباکوس می توان رفتار تابع زمان مصالح را مورد بررسی قرار داد که بررسی مسائل تحکیم، تحلیل تنش کل و موثر، تحلیل تراوش، خزش، تحلیل استاتیکی و دینامیکی از جمله توانایی های این نرم افزار در شبیه سازی مدل های ژئوتکنیکی هستند. در مدل سازی با استفاده از نرم افزار اجزا محدود، انتخاب روش مناسب جهت مدل سازی ضروری است. در این مطالعه مدل سازی به صورت سه بعدی انجام شده است. ابتدا با یک تحلیل استاتیکی به صورت پوش آور الگوی مناسب جهت بهسازی خاک اطراف فونداسیون و ریز شمع ها بدست آمده است. سپس با استفاده از یک تحلیل دینامیکی با وارد کردن دو رکورد زلزله Northridge و Gazli به مدل، تاثیر بهسازی بر روی بهبود عملکرد لرزه ای سیستم و پاسخ لرزه ای زمین بررسی شده است. در این فصل به روش های مدل سازی و قابلیت نرم افزار آباکوس در این زمینه پرداخته شده است، سپس با استفاده از مطالعات عددی موجود صحت مدل سازی با نرم افزار آباکوس تایید شده است.

### ۳-۲- قابلیت های نرم افزار آباکوس در تحلیل مسائل ژئوتکنیکی

- دارای مدل های رفتاری ژئوتکنیکی از قبیل: موهر-کولمب، دراکر-پراگر توسعه یافته و اصلاح شده، مدل وضعیت بحرانی خاک رس پلاستیک و مدل توده سنگ درزه دار می باشد.
- توانایی در آنالیز کوپل تنش-فشار آب حفره ای در دو حالت تراوش پایدار و انتقالی
- قابلیت مدل سازی سطح تماس خاک با انواع مواد دیگر
- توانایی مدلسازی سازه های مدفون و المان های مسلح کننده
- قابلیت تعریف نفوذپذیری غیر ایزوتروپ که خود وابسته به نسبت تخلخل نیز می باشد.

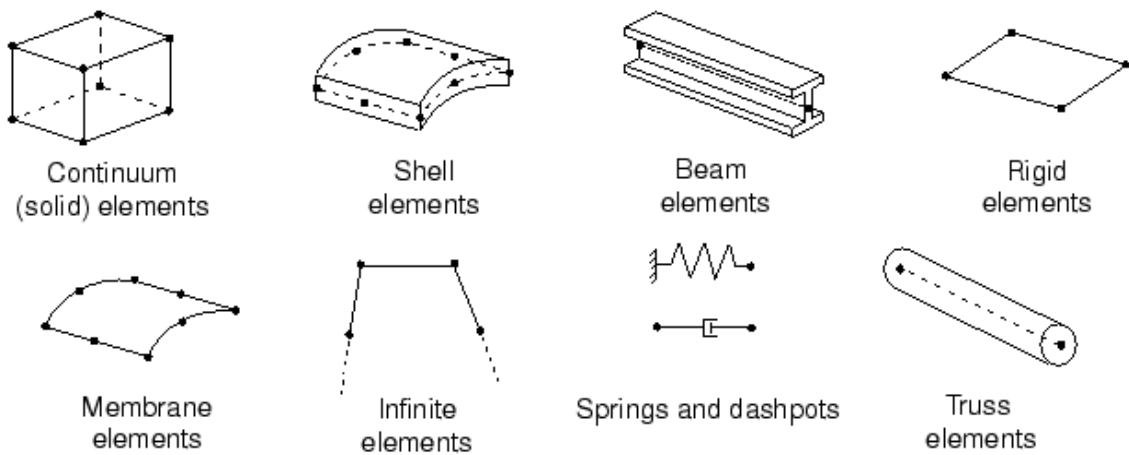
- مدل‌های خزشی برای آنالیزهای شبه استاتیکی.
- توانایی در بررسی اثر بار دینامیکی ناشی از زلزله و انفجار و ...
- حل مسائل در حالت کرنش‌های کوچک و بزرگ.
- توانایی بررسی اثر حرارت بر تغییر شکل سازه‌های ژئوتکنیکی.

### ۳-۳- انتخاب روش اجزا محدود

مؤلفه‌های مهم در مدل‌سازی یک سیستم خاکی-سازه‌ای در روش اجزا محدود، شامل نوع المان به کار رفته برای مدل‌سازی، نوع و سایز مش بندی، مدل رفتاری خاک و المان‌های سازه‌ای، میرایی مصالح، اندرکنش بین سطوح، شرایط مرزی اصلی و فرعی، نوع و ترتیب گام‌های بارگذاری می‌باشد. در ادامه به تشریح هر یک از مؤلفه‌های بکار رفته جهت مدل‌سازی پرداخته می‌شود.

#### ۳-۳-۱- نوع المان

در این مطالعه المان مورد استفاده جهت مدل‌سازی ریزشمع از ترکیب دو نوع المان T3D2 از خانواده Truss و المان B31 از خانواده Beam استفاده شده است. المان T3D2 یک المان دو گره‌ای خطی است که فقط توانایی انتقال نیروی محوری را دارد. المان B31 یک المان دو گره‌ای خطی در فضای سه بعدی است که علاوه بر انتقال نیروی محوری، توانایی انتقال نیروی برشی و لنگر خمشی را نیز دارد. همچنین جهت مدلسازی فونداسیون و توده خاک از المان C3D8 که یک المان هشت گره‌ای خطی است که در مطالعات زیادی برای مدل‌سازی توده خاک استفاده شده است [۳۸]. شکل (۳-۱) انواع المان قابل استفاده در نرم افزار آباکوس را نشان می‌دهد.



شکل (۱-۳) انواع المان در نرم افزار آباکوس [۳۸]

### ۳-۳-۲- ابعاد المان های مش بندی

انتخاب مناسب ابعاد المان ها در یک تحلیل عددی از جهت تأثیر گذاری آن بر دقت نتایج بسیار حائز اهمیت است. استفاده از المان های کوچک علاوه بر نیاز به سیستم های رایانه ای با قابلیت بالا، سبب افزایش قابل توجه زمان تحلیل می گردد. از سویی دیگر انتخاب المان های با ابعاد بزرگ نیز باعث کاهش دقت تحلیل می شود.

بنابراین ابعاد المان در نزدیکی فونداسیون و شمع ها کوچک تر در نظر گرفته می شود و با فاصله از شمع ها بزرگ تر می شود. در این راستا فرکانس امواج ورودی و ویژگی های سرعت امواج در محیط نقش تعیین کننده ای خواهند داشت. ماکزیمم سائز المان برای خاک کمتر از  $\frac{1}{8}$  تا  $\frac{1}{10}$  کوچک ترین طول موج در نظر گرفته شد [۳۹].

طول موج به کمک رابطه (۱-۳) بدست می آید.

$$\lambda_{\min} = \frac{v_s}{f_{\max}} \quad (1-3)$$

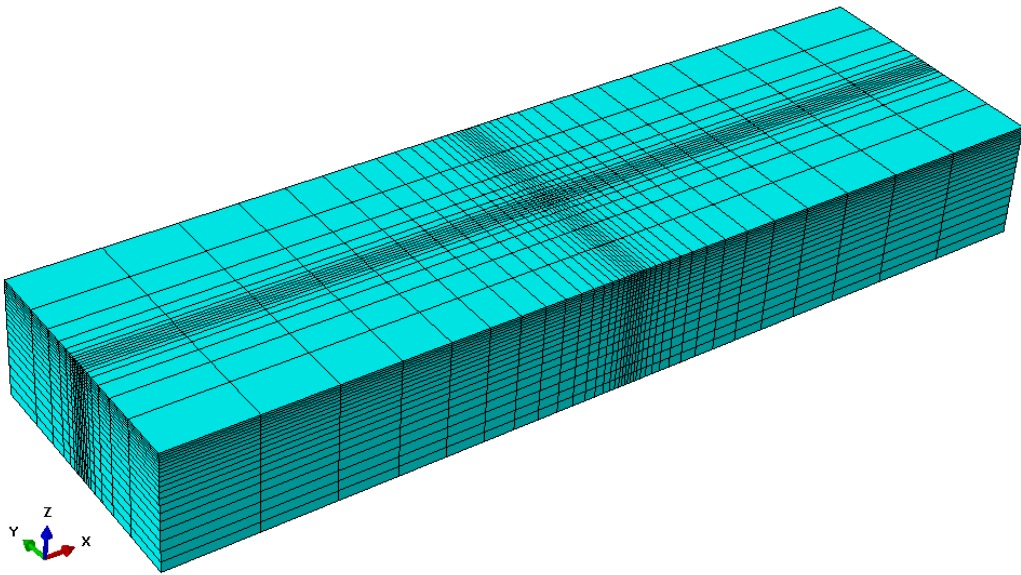
که در این رابطه  $\lambda_{\min}$  طول موج مولفه ای از زلزله است که دارای بیشترین فرکانس می باشد و  $v_s$  و  $f_{\max}$  به ترتیب سرعت موج برشی در خاک و حداکثر فرکانس حاصل از زلزله می باشند. سرعت موج برشی در خاک بر اساس رابطه (۲-۳) محاسبه می شود.

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2-3)$$

که در آن  $G$  مدول برشی خاک و  $\rho$  چگالی خاک است. برای تعیین حداکثر فرکانس زلزله می توان از طیف فوریه تاریخچه شتابنگاشت زلزله استفاده کرد که برای دو رکورد زلزله Northridge و Gazli به ترتیب  $1/63$  و  $1/06$  هرتز است. مش بندی توده خاک و فونداسیون در شکل (۲-۳) و (۳-۳) نمایش داده شده است.



شکل (۲-۳) مش بندی فونداسیون، ریز شمع و سازه یک درجه آزادی در مدل سازی عددی



شکل (۳-۳) مش بندی توده خاک در مدل سازی عددی

### ۳-۳-۳- معیار رفتاری مصالح

انتخاب مدل رفتاری مناسب برای معرفی مصالح در مدل سازی عددی از اهمیت بالایی برخوردار است. در بیشتر پژوهش های صورت گرفته جهت سهولت در مدل سازی مصالح به صورت الاستیک تعریف می شوند، در صورتی که فرض رفتار الاستیک برای خاک غیر منطقی است و برای پیش بینی رفتار واقعی خاک به خصوص در مسائل دینامیکی مدل رفتاری کامل تری مورد نیاز است. در این پژوهش رفتار خاک به صورت الاستوپلاستیک تعریف شده است که کاربردی ترین روش برای مدل سازی مصالحی است که رفتار غیر خطی دارند. رفتار مصالح در یک مدل الاستوپلاستیک، دارای دو ویژگی عمده زیر است:

- تا زمانی که به محدوده پلاستیک نرسیده ایم، رفتار ماده به صورت کاملاً الاستیک خواهد بود.
- در مدل الاستوپلاستیک یک معیار تسلیم وجود دارد که در آن سطحی از تنش مشخص شده که بعد از آن جریان پلاستیک در ماده در نظر گرفته می شود.

معیار های مختلفی برای تعریف خصوصیات الاستوپلاستیک در مسایل ژئوتکنیکی وجود دارد که کاربردی ترین آن ها معیار موهر کولمب است که در این مطالعه نیز استفاده شده است و در ادامه تشریح خواهد شد.

#### • معیار رفتاری موهر کولمب

اساس این نظریه رابطه تنش برشی و تنش قائم روی صفحه ای است که صفحه گسیختگی نامیده می شود. در این رابطه در حالت عمومی به صورت یک منحنی است که به جهت سادگی آن را خط فرض می کنند.

رابطه ساده شده خطی آن چنین است:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3-3)$$

در معادله فوق  $c$  چسبندگی،  $\varphi$  زاویه اصطکاک داخلی خاک،  $\sigma$  تنش نرمال و  $\tau$  تنش برشی هستند. نمودار سطح تسلیم موهر کولمب در صفحه تنش های انحرافی<sup>۱</sup> یک هرم شش ضلعی غیر منتظم می باشد.

#### ۳-۳-۴- میرایی خاک

در یک حل عددی به دلایل متعددی می تواند استهلاک انرژی رخ دهد. در مصالح ژئوتکنیکی تغییر شکل های برگشت ناپذیر و استهلاک ناشی از اصطکاک در مصالح تولید میرایی می کند. اما استفاده از مدل های رفتاری کاملی که توانایی مدل سازی دقیق میرایی در سطوح مختلف کرنش برشی بسیار پرهزینه می باشد. لذا در بسیاری از مسائل در جهت سادگی، میرایی به یک ابزار عددی تبدیل می شود. به صورتی که با مدل رفتاری الاستوپلاستیک کرنشهای پسماند تولید میرایی می کنند و مقداری میرایی

---

<sup>1</sup> deviatoric plane

نیز به صورت اضافی به مدل اضافه می شود که استهلاک انرژی در محدوده الاستیک نیز (محدوده الاستیک محدوده ایست که به دلیل عدم وقوع کرنش پسماند هیچ میرایی توسط مدل رفتاری تولید نمی شود) در نظر گرفته شود.

در دینامیک خاک دو نوع میرایی برای خاک در نظر گرفته می شود، که شامل میرایی هندسی و میرایی مصالح است [۴۰].

در بسیاری از مسایل اندرکنش خاک و سازه، میرایی مصالح از نوع میرایی رایلی در نظر گرفته می شود. ماتریس میرایی از دو ماتریس سختی و جرم تشکیل شده است که از رابطه (۴-۳) بدست می آید [۴۰].

$$[C] = \alpha_M [M] + \beta_K [K] \quad (۴-۳)$$

که در آن  $[M]$  و  $[K]$  به ترتیب ماتریس های جرم و سختی،  $\alpha_M$  و  $\beta_K$  ضرایب ثابت میرایی رایلی متناسب با جرم و سختی هستند.

انتخاب ضرایب میرایی یک چالش در دینامیک خاک می باشد و محققان روش های گوناگونی را جهت محاسبه ضرایب میرایی پیشنهاد دادند؛ خواننده جهت مطالعات بیشتر به مراجع [۴۱] و [۴۲] ارجاع داده می شود. میرایی متناسب با سختی توسط محققین در گذشته در تحلیل اجزاء محدود مسائل اندرکنش خاک و شمع مورد تأیید بوده است [۴۳] [۴۴]؛ از این رو در این مطالعه بکار برده شده است.

بنابراین ماتریس میرایی به ماتریس منفرد کاهش می یابد که روابط آن در زیر آمده است. ضریب  $\beta_K$  از رابطه (۵-۳) به دست می آید.

$$\beta_K = 2\xi / \omega_0 \quad (۵-۳)$$

$\omega_0$  فرکانس غالب بارگذاری و  $\xi$  نسبت میرایی مواد هستند، که  $\xi$  در این مطالعه برای خاک ۵ درصد و برای ریز شمع و سازه ۲ درصد در نظر گرفته شده است [۳۷]. جدول (۱-۳) ضرایب ثابت میرایی رایلی که در این پژوهش برای سازه، خاک و ریز شمع استفاده شده را نشان می دهد.



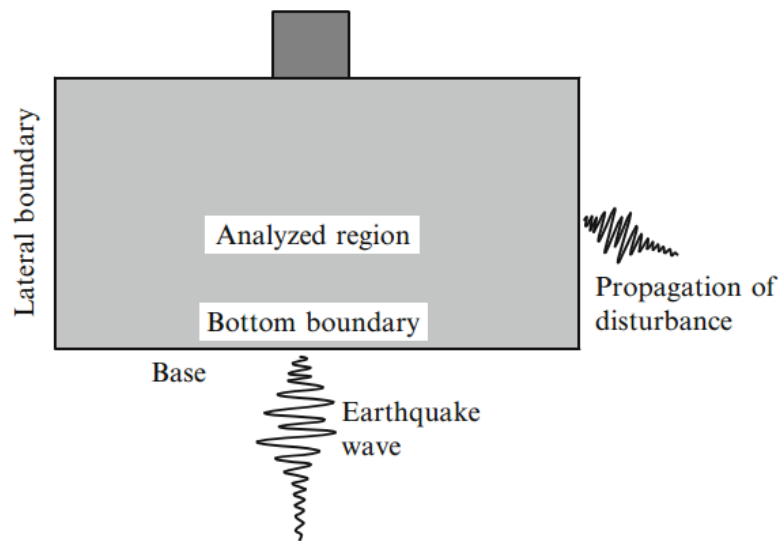
جدول (۳-۱) ضرایب ثابت رایلی استفاده شده در مدل سازی عددی

ضرایب رایلی	سازه	ریزشمع	خاک
$\alpha_M$	۰/۴۲۷۳	۰/۰۸۴۲	۰/۲۱۰
$\beta_K$	۰/۰۰۵۸۵	۰/۰۰۴۷۵۲	۰/۰۱۱۸۸

### ۳-۳-۵- شرایط مرزی

در مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای، مرز در عمق زمین به صورت مشخص و در مرز های جانبی به صورت نیمه بی نهایت تعریف می شوند. در حالت کلی، در تحلیل پاسخ زمین، ناحیه ای که تحلیل می شود به صورت مستطیل شکل انتخاب می شود. امواج زمین لرزه از کف مدل وارد ناحیه مورد بررسی می شوند، و در سوی دیگر توسط مرز های جانبی بدون اینکه امواج رو منعکس کنند، جذب می شوند. همچنین در تحلیل های عددی با توجه به محدودیت های ابعاد هندسه مدل، تنها قسمتی از مدل در محدوده بین مرزهای قائم و افقی مدلسازی می گردد؛ در این صورت اگر تمهیداتی برای مرزهای محیطی مدل در نظر گرفته نشده باشد، ترکیب حاصل از امواج زلزله ورودی و امواج بازگشتی از سطح، وقتی به مرزهای مدل می رسند به داخل محدوده انعکاس یافته و خود امواج دیگری خواهند شد که مجدداً با تلفیق با امواج لرزه های انتشار یافته در بازه های زمانی مؤخر می تواند شرایطی متفاوت را ایجاد نموده و پاسخ های حاصل از تحلیل را با خطای چشم گیری مواجه سازد. لذا شرایط مرزی در تحلیل دینامیکی مفاهیم به مراتب پیچیده تری را نسبت به مدل سازی استاتیکی دارا خواهد بود. در این پژوهش مرز های جانبی از نوع مرز میدان دور به فاصله ۱۲۰ متری از سازه انتخاب شده است تا انعکاس موج های رسیده به مرز توسط میرایی خاک به حداقل ممکن برسد.

<sup>1</sup> Far field boundary condition



شکل (۳-۵) شماتیک مرزهای جانبی در آنالیز پاسخ زمین [۳۰]

### ۳-۳-۶- گام های بارگذاری

به دلیل اینکه پاسخ شمع‌های فونداسیون وابسته به تاریخچه بارگذاری می‌باشد، شبیه‌سازی شرایط تنش برجا قبل از اعمال بار زلزله به مدل ضروری می‌باشد. از این رو قبل از اعمال بار زلزله باید بار گرانش به مدل اعمال گردد و شرایط تنش برجا در توده خاک به وجود بیاید. در این مطالعه، بار گرانش در گام استاتیکی، برای مدل تعریف گردید و همچنین به منظور اجتناب از نشست‌های اضافی ناشی از بار گرانش و ایجاد تنش‌های قائم و افقی در توده خاک، تنش ژئواستاتیکی در میدان تنش نرم افزار آباکوس به خاک اعمال گردید. در تعریف تنش ژئواستاتیکی، تنش عمودی در دو نقطه باید تعیین شود و در نرم افزار اختلاف تفاوت بین دو نقطه به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. بر اساس رابطه (۶-۳) تنش عمودی در یک نقطه ( $\sigma_v$ )، توسط تعداد لایه‌های خاک قرار گرفته در بالای نقطه مورد نظر  $n$  تعیین می‌شود.

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_n \cdot h_n \quad (۶-۳)$$

$\gamma_n$  وزن مخصوص لایه‌های بالایی نقطه  $n$

$h_n$  ضخامت لایه‌های خاک با توجه به نقطه موردنظر

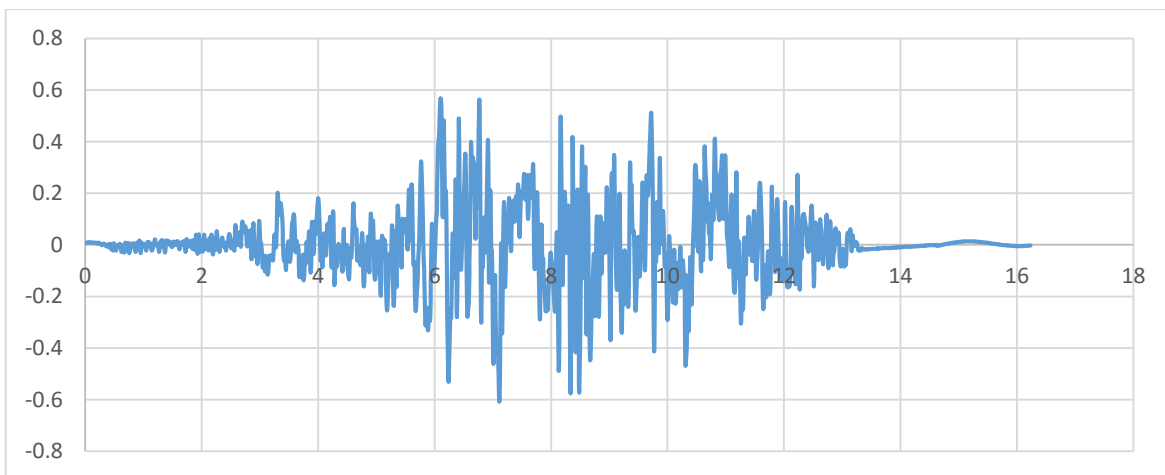
بعد از تعیین تنش عمودی، تنش افقی بر اساس رابطه تعیین می‌شود.

$$\sigma_H = k_0 \sigma_v \quad (7-3)$$

که در آن  $k_0$  ضریب فشار افقی بر اساس رابطه (3-8) قابل محاسبه است.

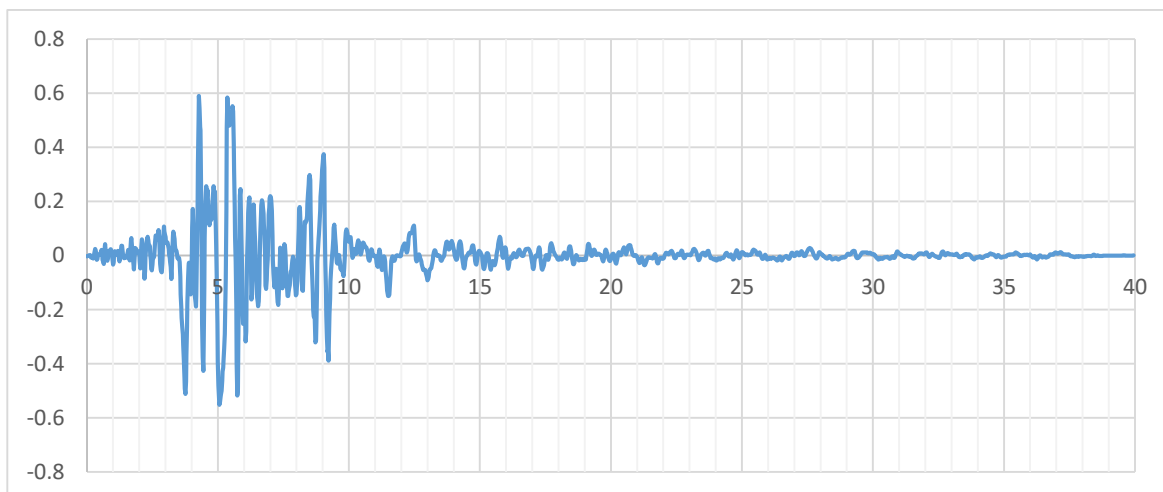
$$k_0 = 1 - \sin\phi \quad (8-3)$$

بعد از تعریف گام استاتیکی، تحلیل دینامیکی به صورت ضمنی<sup>۱</sup> تعریف می‌گردد و بار زلزله به صورت تاریخچه شتاب، به کف مدل خاک اعمال می‌شود. از این رو، دو رکورد زلزله Northridge با فرکانس غالب  $1/63$  هرتز و زلزله Gazli با فرکانس غالب  $1/06$  هرتز به منظور بررسی تاثیر پدیده تشدید روی سازه با فرکانس های متفاوت استفاده شد. تاریخچه شتاب این دو رکورد در شکل (3-9) و (3-10) نشان داده شده است.



شکل (3-9) تاریخچه شتاب زلزله Gazli

<sup>1</sup> implicit



شکل (۳-۱۰) تاریخچه شتاب زلزله Northridge

### ۳-۳-۷- مدل سازی رو سازه

مدل کردن رو سازه یکی از چالش‌های مدل‌سازی بخصوص در سازه‌های سنگین می‌باشد. در بعضی از مدل‌های اندرکنش خاک و سازه و شمع تمام سازه بالای شمع مدل می‌شود. زمانی که سازه چند طبقه مد نظر باشد مدل‌سازی این سازه مشکل و زمان بر خواهد بود. بر اساس مطالعات Sadek, M., & Isam, S در سال ۲۰۰۴، مدل سازی سازه به صورت سیستم یک درجه آزادی به صورت یک جرم متمرکز که روی یک ستون قرار گرفته است شرایط مناسبی را برای مطالعه پیرامون اندرکنش سازه و خاک محیا می‌کند. در این مطالعه برای بررسی اندرکنش خاک و سازه و پاسخ سیستم یک درجه آزادی به شتاب نگاشت ورودی، سه سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با فرکانس‌های معادل ۱/۴۶، ۰/۸۷ و ۰/۵۷ هرتز به صورت یک درجه آزادی طبق روابط زیر مدل شده است [۳۷].

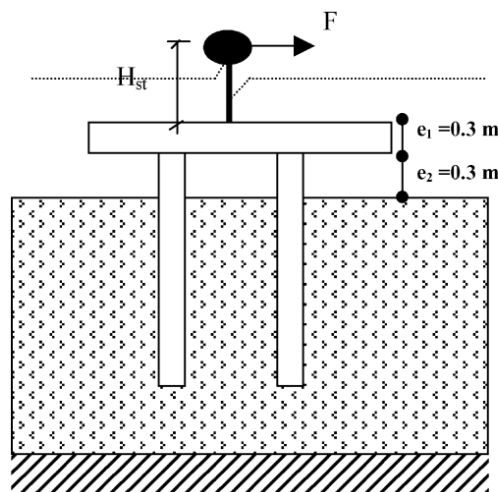
$$K_{st} = \frac{3(E_{st} I_{st})}{H_{st}^3} \quad (۹-۳)$$

$$f_{st} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{st}}{m_{st}}} \quad (۱۰-۳)$$

که در این روابط  $f_{st}$  فرکانس سازه،  $m_{st}$  معادل ۴۰ تن،  $H_{st}$  ارتفاع ستون معادل ۱ متر و  $E_{st}$  مدول یانگ ستون سازه و برابر ۲۰۰ گیگاپاسکل در نظر گرفته شده است.

### ۳-۴- صحت سنجی مدل

صحت سنجی مدل و نرم افزار بر اساس مطالعه Sadek, M., & Isam, S. در سال ۲۰۰۴ صورت گرفته است. مدل سازی عددی در تحقیق ایشان با استفاده از نرم افزار اجزا محدود PECPLAS انجام شده است. در این مطالعه خاک به صورت ۳ بعدی به صورت الاستیک خطی با مدول یانگ ثابت به مقدار ۸ مگاپاسکال، ضریب پواسون ۰/۴۵ و میرایی ۵ درصد مدل شده است. ریز شمع ها به صورت المان بیم با طول ۱۰ متر و فاصله ۱/۲۵ متر و سازه با فرکانس ۱/۳۶ هرتز با طول ۱ متر و جرم ۴۰ تن روی آن مدل شده است. ضخامت کلاهک معادل ۰/۳ متر است که در تماس با سطح خاک نیست و ریز شمع ها به صورت گیردار به آن متصل شده اند. شکل شماتیک مدل در شکل (۳-۱۱) و جدول (۳-۲) و (۳-۳) مشخصات مصالح به کار رفته در این پژوهش نمایش داده شده است.



شکل (۳-۱۱) شماتیک هندسه مدل سازه و ریز شمع در مطالعه Sadek, M., & Isam, S. [۳۷]

جدول (۲-۳) مشخصات مکانیکی خاک در مطالعه [۳۷] Sadek, M., & Isam, S.

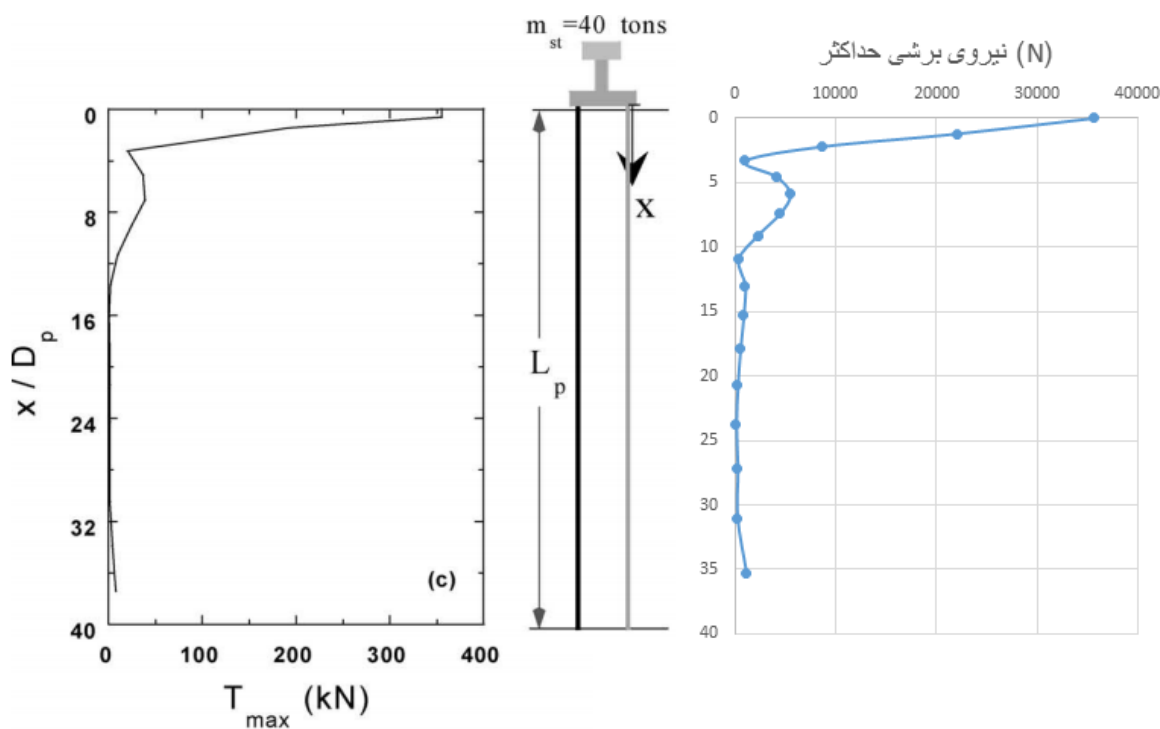
چگالی ( $kg / m^3$ )	مدول یانگ (MPa)	$U_s$	میرایی (%)
۱۷۰۰	۸	۰/۴۵	۵

جدول (۳-۳) مشخصات مکانیکی ریز شمع در مطالعه [۳۷] Sadek, M., & Isam, S.

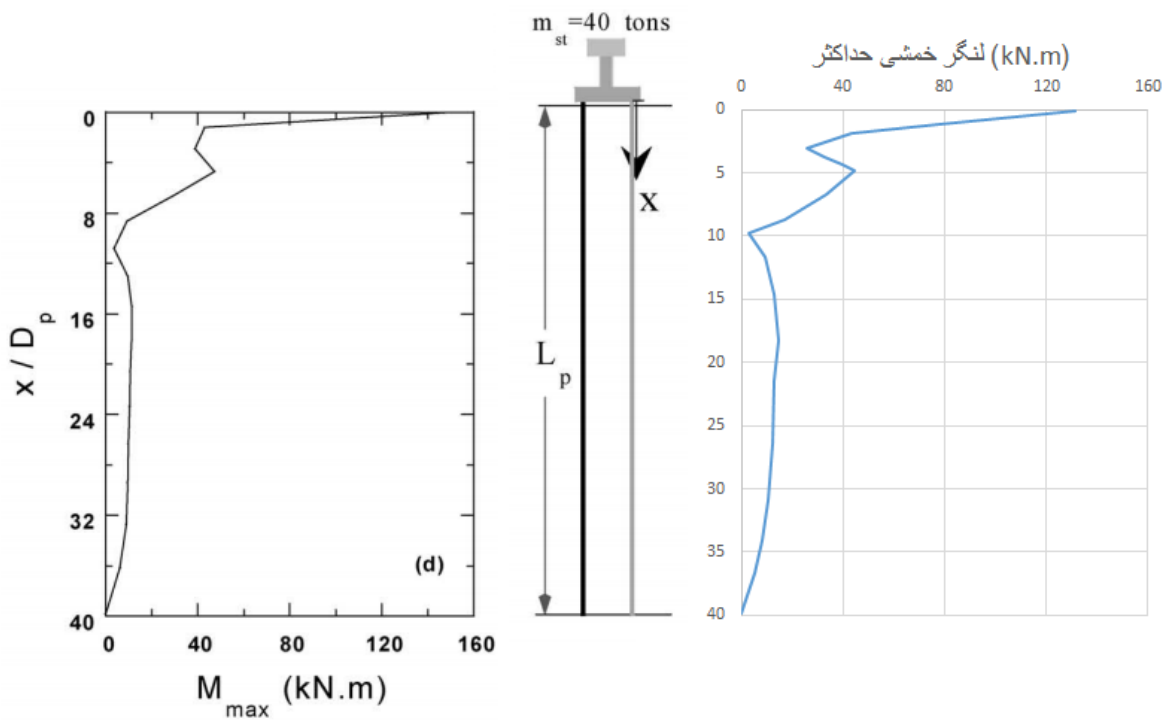
سختی خمشی ( $MN.m^2$ )	سختی محوری ( $MN$ )	میرایی (%)	طول (m)
۰/۸۵	۱۱۰۰	۲	۱۰

بارگذاری دینامیکی به کف مدل به صورت یک بار هارمونیک با شتاب  $0.2g$  و فرکانس  $0.67$  هرتز اعمال شده است.

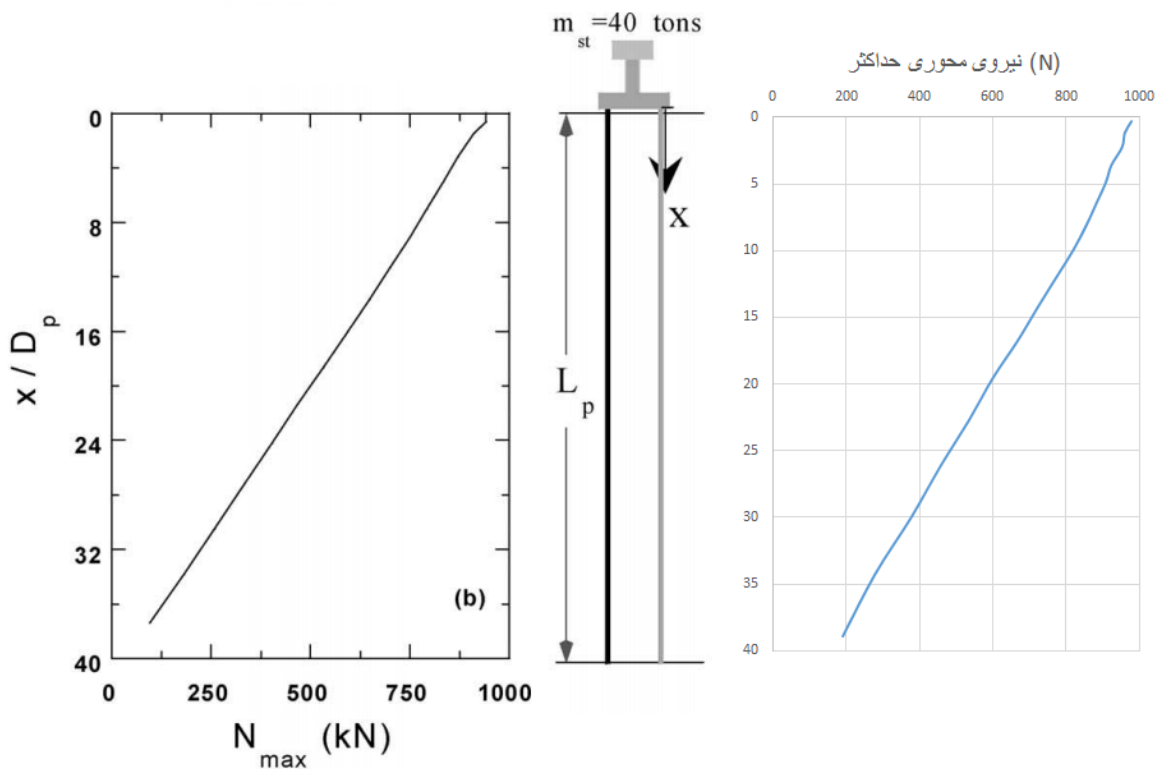
در شکل (۱۲-۳) و (۱۳-۳) مقایسه نتایج بدست آمده با کمک نرم افزار Abaqus و Pecplas نمایش داده شده است.



شکل (۱۲-۳) مقایسه نیروی برشی حداکثر در طول ریز شمع در نرم افزار Abaqus و Pecplas



شکل (۳-۱۳) مقایسه لنگر خمشی حداکثر در طول ریز شمع در نرم افزار **Abaqus** و **Pecplas**



شکل (۳-۱۴) مقایسه نیروی محوری حداکثر در طول ریز شمع در نرم افزار **Abaqus** و **Pecplas**





## فصل ۴: نتایج مدل سازی عددی

اطلاعات آماری از زلزله های تجربه شده در تاریخ مانند زلزله hyogoken-Nanbu که در سال ۱۹۹۵ رخ داد نشان می دهد که گسیختگی و شکست در فونداسیون های شمعی به کرات اتفاق می افتد، بنابراین ضروری است که عملکرد یک فونداسیون شمعی و رفتار مکانیکی آن تحت زمین لرزه های اصلی تحت بررسی قرار گیرد و عملکرد لرزه ای آن بهبود یابد [۲۷].

به منظور بهبود عملکرد لرزه ای فونداسیون های شمعی موجود، محققان روش های مختلفی مانند گسترش ابعاد فونداسیون و اضافه نمودن ریز شمع و شمع را پیشنهاد نموده اند که هر یک از آنها دارای محدودیت هایی است. به عنوان مثال گسترش پی نیازمند ناحیه ای اطراف فونداسیون است که اغلب در مناطق شهری امکان پذیر نمی باشد، همچنین افزودن شمع و ریزشمع علاوه بر محدودیت های فنی باعث افزایش هزینه خواهد شد.

به همین علت محققان، روش بهسازی به صورت موضعی<sup>۱</sup> را به عنوان یک راه اقتصادی و موثر برای بهبود عملکرد لرزه ای برای فونداسیون های موجود پیشنهاد کرده اند. این روش معمولاً به وسیله تزریق با فشار بالا در خاک های نرم صورت می پذیرد [۲۶،۲۷،۲۸].

مساله اصلی در این روش مشخص کردن سایز و عمق ناحیه بهسازی است. به همین علت در این فصل با یک مطالعه پارامتریک عددی به صورت استاتیکی بر روی یک فونداسیون شمعی، عمق و سایز ناحیه تزریق شده یا اصطلاحاً الگوی مناسب بهسازی پیدا خواهد شد. سپس با یک تحلیل دینامیکی با وارد کردن دو رکورد زلزله Northridge و Gazli به تاثیر عملیات بهسازی روی پارامتر های لرزه ای سیستم پرداخته می شود.

---

<sup>1</sup> Partial ground improvement

## ۴-۲- تحلیل استاتیکی

در این مطالعه برای پیدا کردن الگوی مناسب بهسازی از یک تحلیل استاتیکی به صورت پوش آور استفاده شده است، زیرا در کاربرد های معمول مهندسی برای طراحی فونداسیون شمعی اغلب از تحلیل استاتیکی پوش آور استفاده می شود، همچنین به علت رفتار غیر خطی خاک و شمع در این نوع فونداسیون ها ارزیابی سیستم در تحلیل دینامیکی بسیار زمان بر و مشکل است که استفاده از روش تحلیل دینامیکی را توجیه ناپذیر می کند [۲۸]. به این منظور یک بار جانبی به میزان  $1/52$  مگانیوتن که معادل حداکثر نیروی برشی ایجاد شده در ریز شمع تحت بار هارمونیک با فرکانس  $0/67$  هرتز و دامنه  $0/2g$  است به صورت جانبی به فونداسیون اعمال می شود و مقادیر حداکثر جابجایی افقی در الگو های مختلف ناحیه بهسازی شده با نمونه بهسازی نشده مقایسه می شود. سپس با تعریف دو مفهوم نرخ بهسازی<sup>۱</sup> و بهسازی موثر<sup>۲</sup> بر اساس مطالعه Bao, X., et al. بهینه ترین الگوی بهسازی انتخاب شده است [۲۸].

## ۴-۲-۱- هندسه و مشخصات خاک، فونداسیون و سازه

ابتدا یک توده خاک به ارتفاع ۱۵ متر و طول ۲۴۰ متر در نظر گرفته شد. یک فونداسیون مربعی با طول و عرض  $2/5$  متر و ضخامت ۳۰ سانتی متر به همراه چهار ریز شمع به طول ۱۰ متر، قطر  $0/25$  متر و فاصله  $1/25$  برابر قطر از یکدیگر مطابق مطالعه Marwan Sadek در سال ۲۰۰۴ روی آن قرار گرفت [۳۷]. مشخصات مصالح استفاده شده در خاک و ریز شمع به ترتیب<sup>۳</sup> در جدول (۴-۱) و (۴-۲) ذکر شده است.

<sup>1</sup> Improvement ratio

<sup>2</sup> Improvement efficiency

جدول (۱-۴) مشخصات مکانیکی خاک استفاده شده در مدل سازی دینامیکی [۳۷]

$\rho(kg / m^3)$	$\nu$	$E(MPa)$	$\xi$	$K_0$	$C(kPa)$	$\psi (^{\circ})$
۱۷۰۰	۰/۴۵	۸	۵٪	۰/۵	۱۷	۰

جدول (۲-۴) مشخصات مکانیکی و ابعاد ریز شمع در مدل سازی دینامیکی [۳۷]

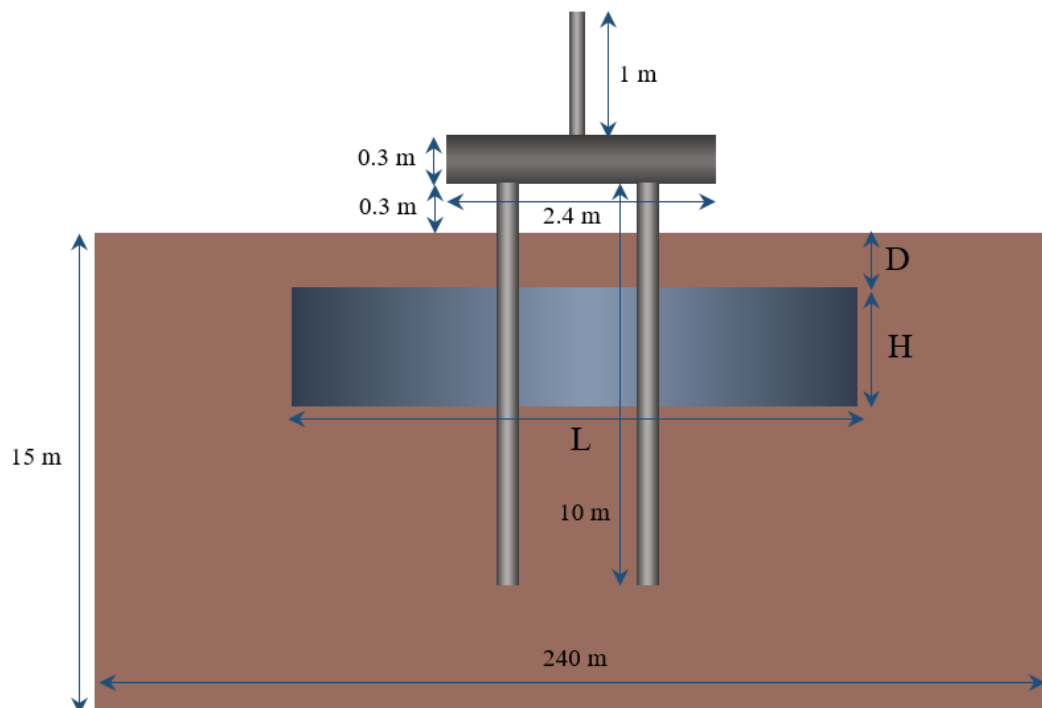
$E_p I_p (MN . m^2)$	$E_p A_p (MN)$	$\xi_p$	$L_p (m)$	$D_p (m)$
۰/۸۵	۱۱۰۰	٪۲	۱۰	۰/۲۵

در تمامی مدل ها جرم رو سازه ۴۰ تن و ارتفاع ستون ۱ متر در نظر گرفته شده است.

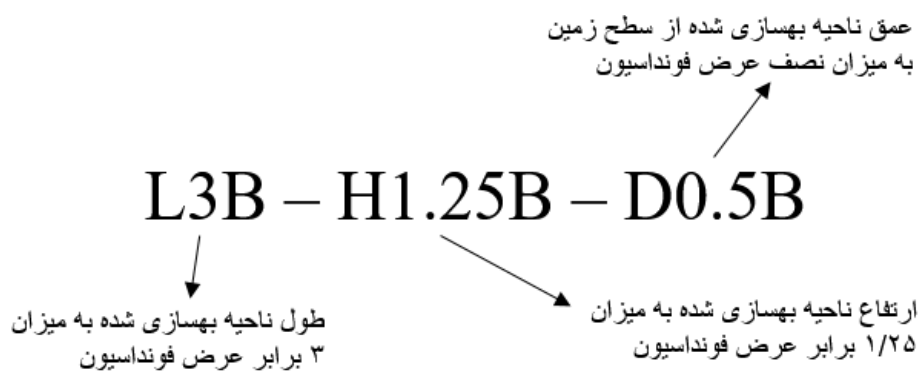
#### ۲-۲-۴- هندسه و مشخصات ناحیه بهسازی شده

به منظور دستیابی به مناسب ترین الگو برای ناحیه تزریق شده تعدادی مدل با ابعاد و موقعیت های مختلف برای ناحیه تزریق شده ساخته شد. پارامتر های مهم در این بخش شامل عمق (D)، طول (L) و ارتفاع (H) ناحیه تزریق شده است که شماتیک آن در شکل (۱-۴) و مقادیر انتخاب شده برای ابعاد آن در جدول (۳-۴) نشان داده شده است. همچنین ناحیه تزریق شده دارای مدول یانگ ۴ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ است [۳۵].

به منظور سهولت مدل سازی و نام گذاری، پارامتر های هندسی نسبت به عرض فونداسیون انتخاب شده اند. عرض فونداسیون برابر با ۲/۵ متر، B نامیده شد و سایر مدل های آنالیز شده با توجه به شیوه ای که در شکل (۲-۴) به صورت شماتیک نشان داده شده است نام گذاری شدند.



شکل (۱-۴) شماتیک مدلسازی و ناحیه بهسازی شده به روش تزریق با فشار بالا



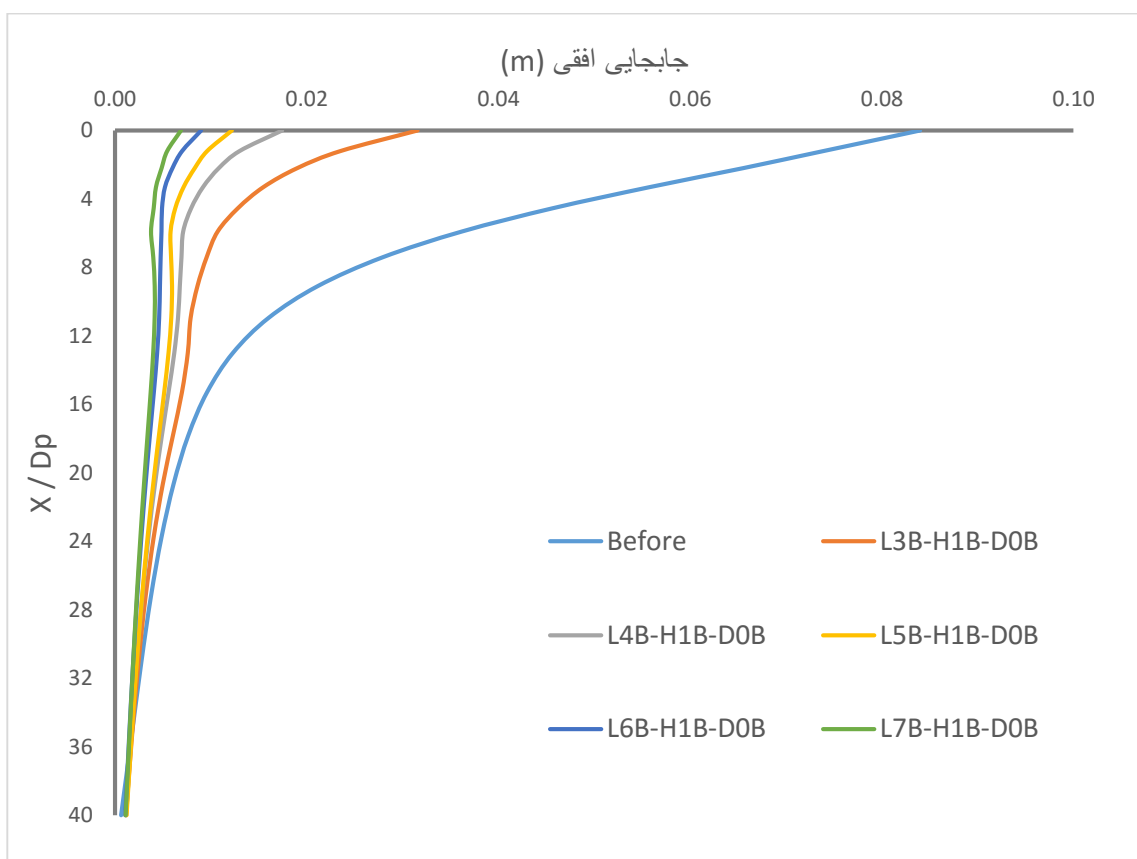
شکل (۲-۴) شیوه نام گذاری مدل های آنالیز شده

جدول (۳-۴) ابعاد هندسی مورد استفاده برای ناحیه بهسازی شده

L	3B	4B	5B	6B	7B
H	1B	1.25B	1.5B	1.75B	2B
D	0B	0.25B	0.5B	0.75B	1B

• تاثیر طول ناحیه بهسازی شده بر جابجایی افقی در طول ریز شمع

نمودار جابجایی افقی در طول ریز شمع با عمق و ارتفاع ثابت و طول متغیر ناحیه بهسازی شده در شکل (۳-۴) نشان داده شده است.



شکل (۳-۴) تاثیر طول ناحیه بهسازی شده در جابجایی افقی ریز شمع

با توجه به نتایج، افزایش طول ناحیه بهسازی تاثیر مستقیم در کاهش جابجایی افقی خواهد داشت، جدول (۴-۴) مقادیر حداکثر جابجایی و میزان بهبود نسبت به حالتی که بهسازی نشده را نشان می دهد.

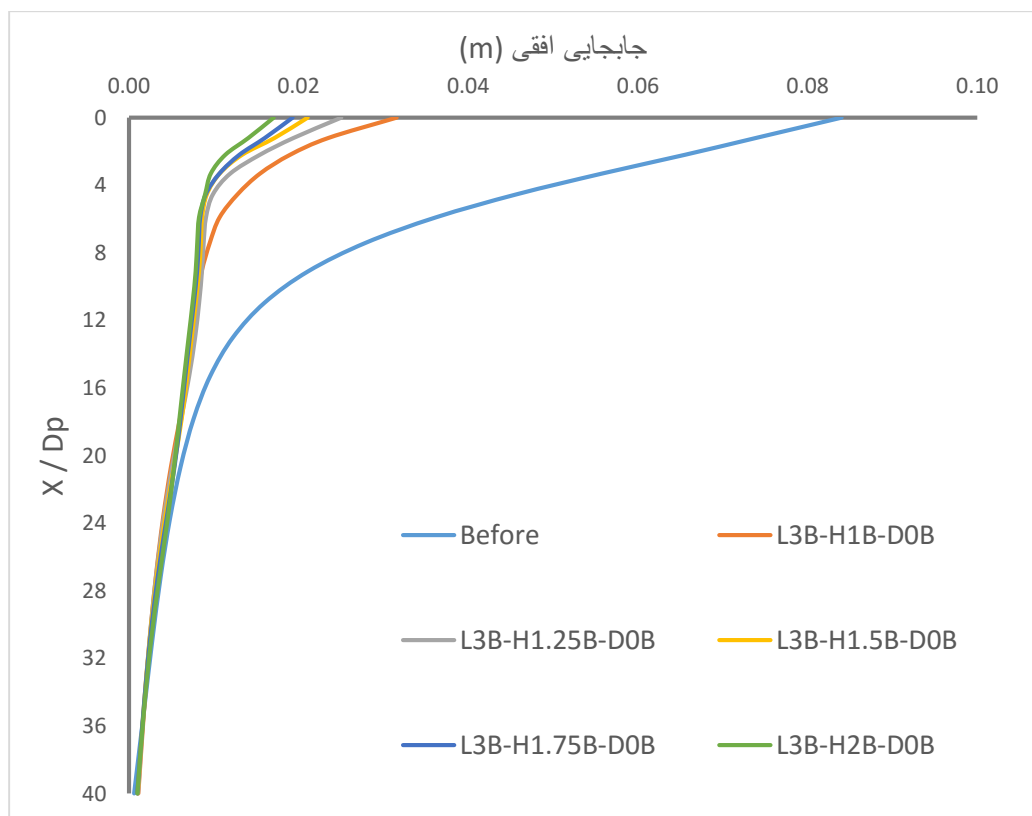
جدول (۴-۴) مقادیر حداکثر جابجایی افقی و مقدار کاهش آن با طول های متغیر ناحیه بهسازی شده

عنوان مدل	حداکثر جابجایی (m)	کاهش جابجایی افقی
L3B-H1B-D0B	۰/۰۳۱۵	٪ ۶۲
L4B-H1B-D0B	۰/۰۱۷۴	٪ ۷۹
L5B-H1B-D0B	۰/۰۱۲۲	٪ ۸۵
L6B-H1B-D0B	۰/۰۰۹	٪ ۸۹
L7B-H1B-D0B	۰/۰۰۶۸	٪ ۹۲

• تاثیر ارتفاع ناحیه بهسازی شده بر جابجایی افقی در طول ریزشمع

نمودار جابجایی افقی در طول ریزشمع با عمق و طول ثابت و ارتفاع متغیر ناحیه بهسازی شده در شکل

(۴-۴) نشان داده شده است.



شکل (۴-۴) تاثیر ارتفاع ناحیه بهسازی شده بر جابجایی افقی در طول ریزشمع

همانطور که از نتایج مشخص است، با افزایش هرچه بیشتر ارتفاع ناحیه بهسازی شده جابجایی افقی کاهش می یابد، اما تمایل به کاهش جابجایی با افزایش بعد در ارتفاع کمتر از افزایش بعد در طول ناحیه بهسازی شده است. جدول (۴-۵) مقادیر حداکثر جابجایی افقی و میزان بهبود آن نسبت به حالت بهسازی نشده را نشان می دهد.

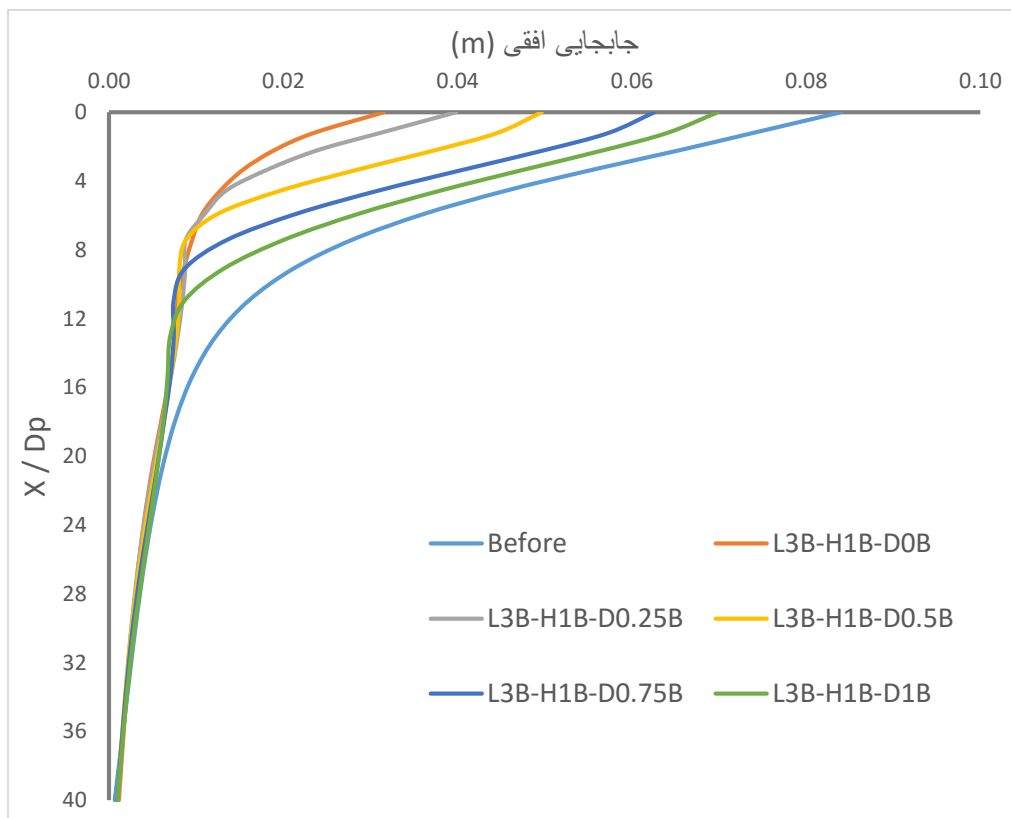
جدول (۴-۵) مقادیر حداکثر جابجایی افقی و مقدار کاهش آن با ارتفاع متغیر ناحیه بهسازی شده

عنوان مدل	حداکثر جابجایی (m)	کاهش جابجایی افقی
L3B-H1B-D0B	۰/۰۳۱۵	٪ ۶۲
L3B-H1.25B-D0B	۰/۰۲۵۰	٪ ۷۰
L3B-H1.5B-D0B	۰/۰۲۱۱	٪ ۷۵
L3B-H1.75B-D0B	۰/۰۱۹۲	٪ ۷۷
L3B-H2B-D0B	۰/۰۱۷	٪ ۸۰

• تاثیر عمق ناحیه بهسازی شده بر جابجایی افقی در طول ریز شمع

نمودار جابجایی افقی در طول ریز شمع با تغییر موقعیت ناحیه بهسازی شده در عمق با ثابت بودن ابعاد هندسی در شکل (۴-۵) نشان داده شده است. همانطور که مشخص است کمترین جابجایی افقی زمانی رخ می دهد که ناحیه بهسازی شده در سطح زمین باشد.





شکل (۴-۵) تاثیر عمق و موقعیت ناحیه بهسازی شده در جابجایی افقی در طول ریز شمع

#### ۴-۲-۴- نرخ بهسازی و بهسازی موثر

بررسی نتایج نشان می دهد که با افزایش ابعاد هندسی ناحیه بهسازی شده، حداکثر جابجایی افقی فونداسیون کاهش می یابد، با این حال نمی توان در کاربرد های عملی از این نتایج استفاده کرد، زیرا افزایش ابعاد هندسی ناحیه بهسازی شده بدون توجه به محدودیت های هزینه و زمان منطقی نیست [۲۸]. به همین منظور نیاز است تا یک طول و ارتفاع منطقی برای ناحیه بهسازی شده انتخاب شود. از این رو، با تعریف دو مفهوم نرخ بهسازی و بهسازی موثر، بهینه ترین الگوی بهسازی انتخاب می شود. نرخ بهسازی عبارت است از نرخ جابجایی افقی در حالتی که بهسازی انجام نشده به جابجایی در حالت بهسازی شده، همچنین بهسازی موثر نسبت نرخ بهسازی به کل حجم عملیات بهسازی شده تعریف می شود [۲۸].

با توجه به دو مفهوم بیان شده، بهینه ترین الگوی بهسازی به ترتیب اولویت در جدول (۴-۶) نمایش داده شده است.

جدول (۴-۶) نرخ بهسازی و موثر الگوهای مختلف ناحیه بهسازی شده

عنوان مدل	حداکثر جابجایی (m)	حجم عملیات ( $m^3$ )	نرخ بهسازی	نرخ بهسازی موثر
L4B-H1B-D0B	۰/۰۱۷	۲۵۰	٪ ۴۸۲	۱/۹۳
L3B-H1.25B-D0B	۰/۰۲۵	۱۷۶	٪ ۳۳۵	۱/۹۰
L3B-H1B-D0B	۰/۰۳۱	۱۴۰	٪ ۲۶۶	۱/۸۹
L3B-H1.5B-D0B	۰/۰۲۱	۲۱۱	٪ ۳۹۹	۱/۸۹
L3B-H1.75B-D0B	۰/۰۱۹	۲۴۶	٪ ۴۳۵	۱/۷۷
L5B-H1B-D0B	۰/۰۱۲	۳۹۰	٪ ۶۸۹	۱/۷۶
L3B-H2B-D0B	۰/۰۱۷	۲۸۱	٪ ۴۹۲	۱/۷۵
L6B-H1B-D0B	۰/۰۰۹	۵۶۲	٪ ۹۳۶	۱/۷۱
L7B-H1B-D0B	۰/۰۰۷	۷۶۵	٪ ۱۲۲۰	۱/۵۹

#### ۴-۳- تحلیل دینامیکی

با مشخص شدن الگوی بهینه ناحیه بهسازی شده، به منظور تایید عملکرد بهسازی بر مقاومت لرزه ای فونداسیون و تاثیر آن بر پاسخ زمین، تحلیل دینامیکی با وارد کردن دو رکورد زلزله Northridge و Gazli به کف مدل انجام شد. نتایج بررسی شده شامل تاریخچه شتاب، جابجایی، نیروهای برشی، محوری و لنگر خمشی در طول ریز شمع برای سه سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به صورت سیستم یک درجه آزادی با فرکانس های طبیعی ۱/۴۶، ۰/۸۷ و ۰/۵۷ هرتز هستند.

#### ۴-۳-۱- نیروهای داخلی

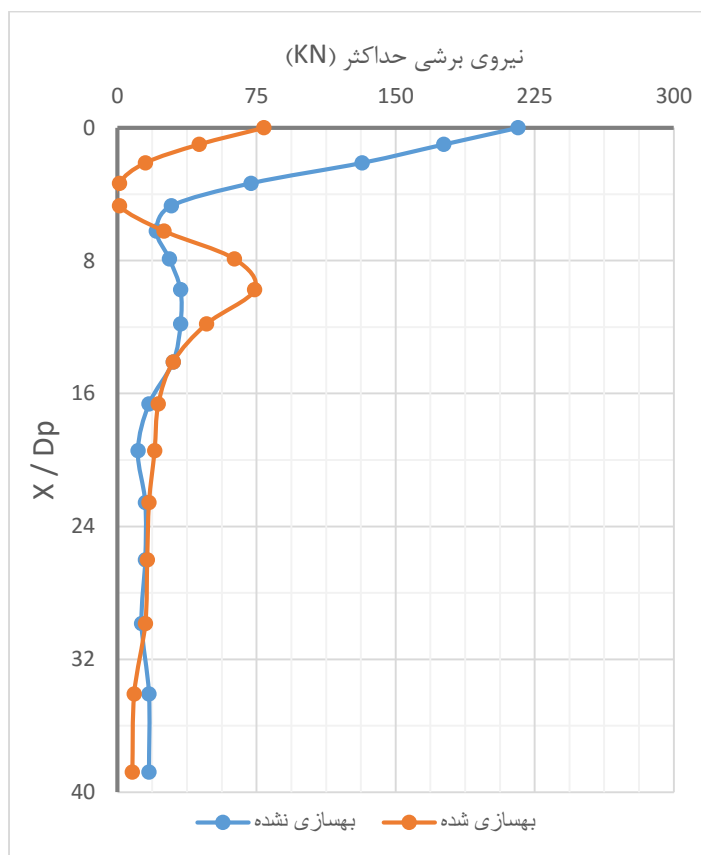
نیروهای داخلی بررسی شده شامل نیروی برشی، نیروی محوری و لنگر خمشی در طول ریز شمع برای سه سازه با فرکانس های متفاوت تحت اثر دو رکورد زلزله هستند.

قابل ذکر هست که نیروهای قرائت شده برای هر نقطه از طول ریز شمع، حداکثر نیروی بوجود آمده در ریز شمع در طول تاریخچه زمانی زلزله است.

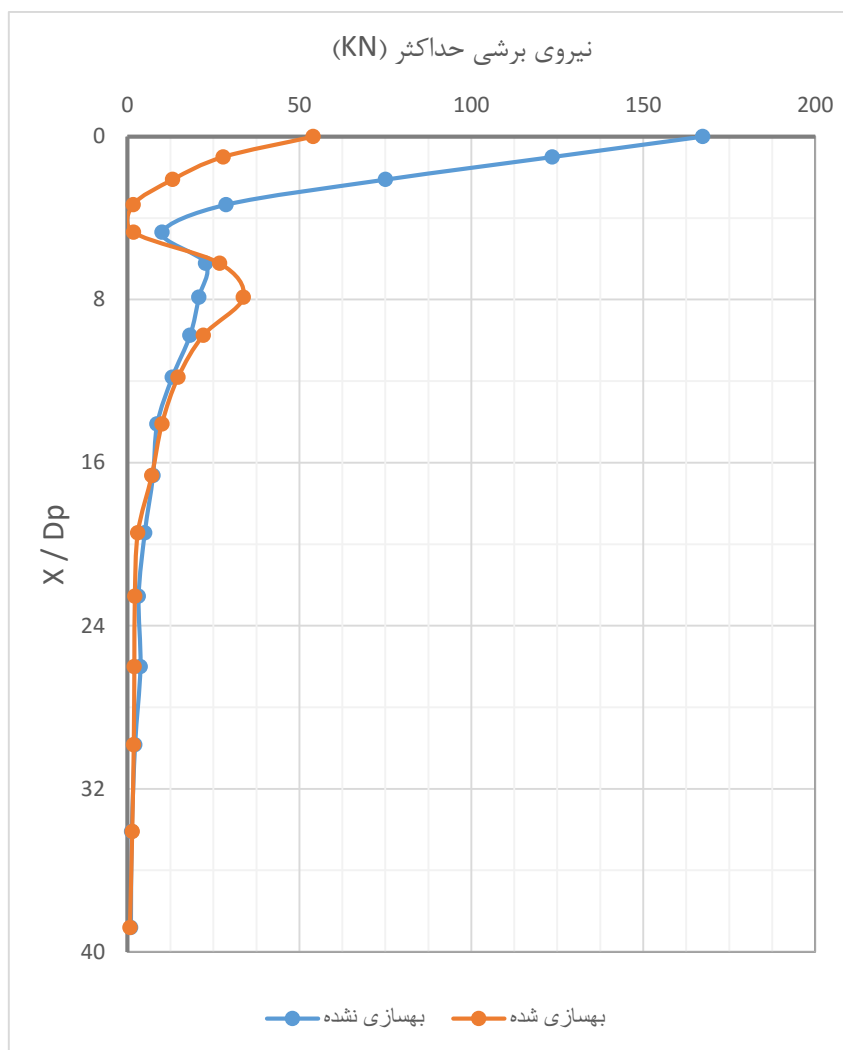
#### ۴-۳-۱-۱- نیروی برشی

##### • نیروی برشی حداکثر ریز شمع در سازه ۵ طبقه

نمودار مقایسه نیروی برشی در طول ریز شمع قبل و بعد از بهسازی تحت اثر زلزله Northridge در شکل (۴-۶) و تحت اثر زلزله Gazli در شکل (۴-۷) نشان داده شده است.



شکل (۴-۶) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۵ طبقه

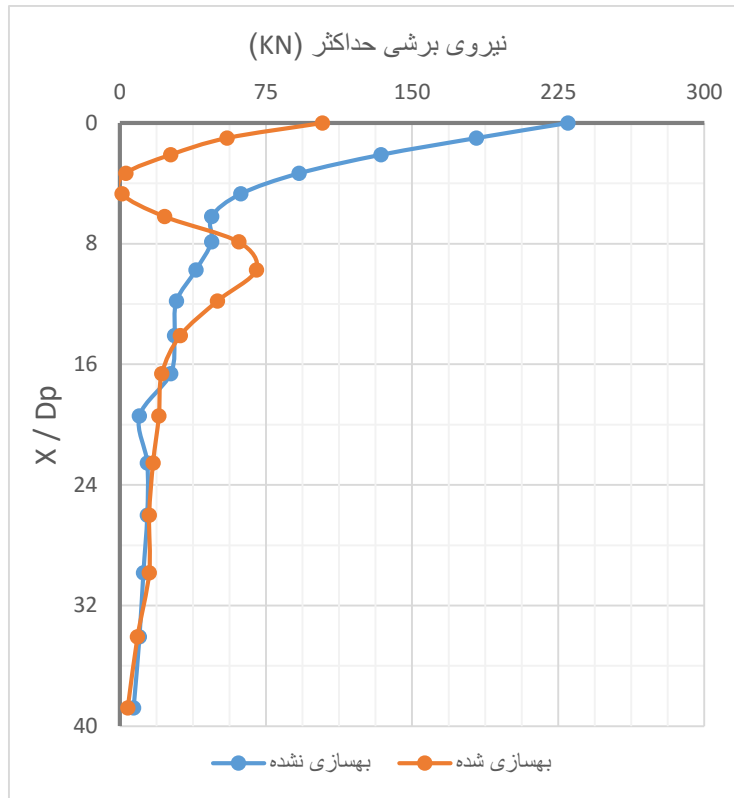


شکل (۴-۷) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۵ طبقه

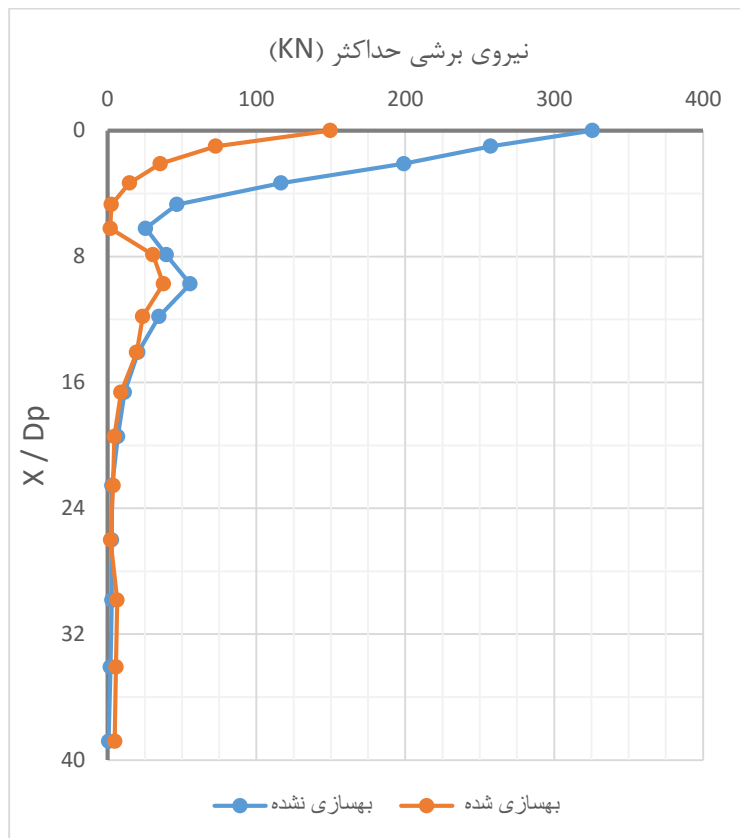
بررسی نتایج نشان می دهد بهسازی باعث کاهش حداکثر نیروی برشی در ریزشمع خواهد شد. حداکثر نیروی برشی در ریزشمع تحت اثر زلزله Northridge به میزان ۷۹ درصد و در زلزله Gazli به میزان ۶۷ درصد کاهش یافته است.

• **نیروی برشی حداکثر ریز شمع در سازه ۱۰ طبقه**

نمودار مقایسه نیروی برشی در طول ریز شمع قبل و بعد از بهسازی تحت اثر زلزله Northridge در شکل (۴-۸) و تحت اثر زلزله Gazli در شکل (۴-۹) نمایش داده شده است.



شکل (۸-۴) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۱۰ طبقه

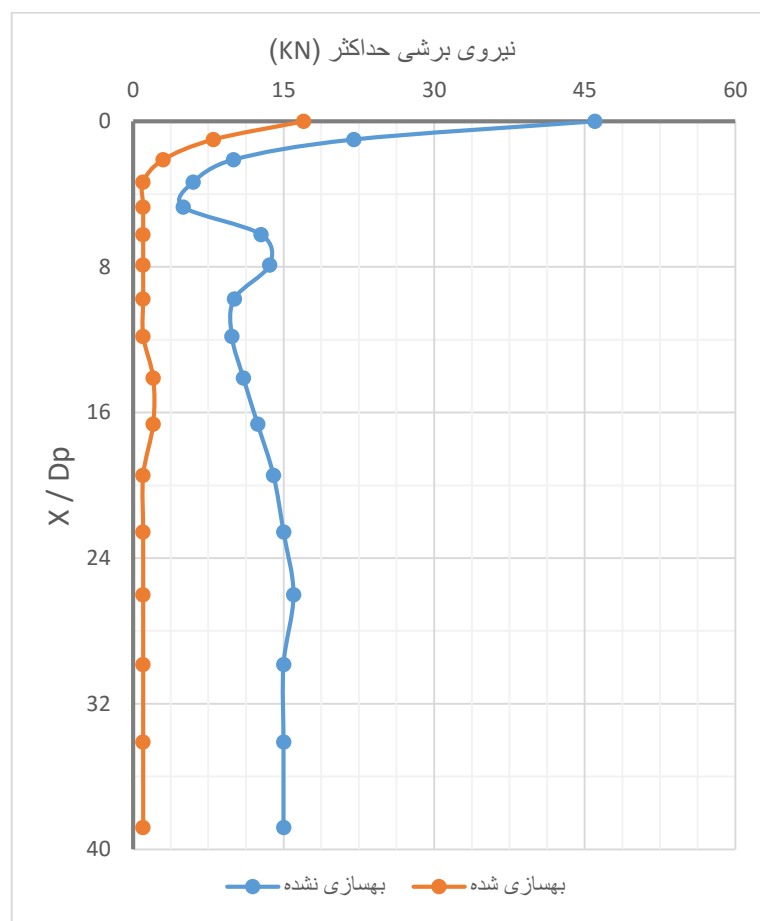


شکل (۹-۴) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۱۰ طبقه

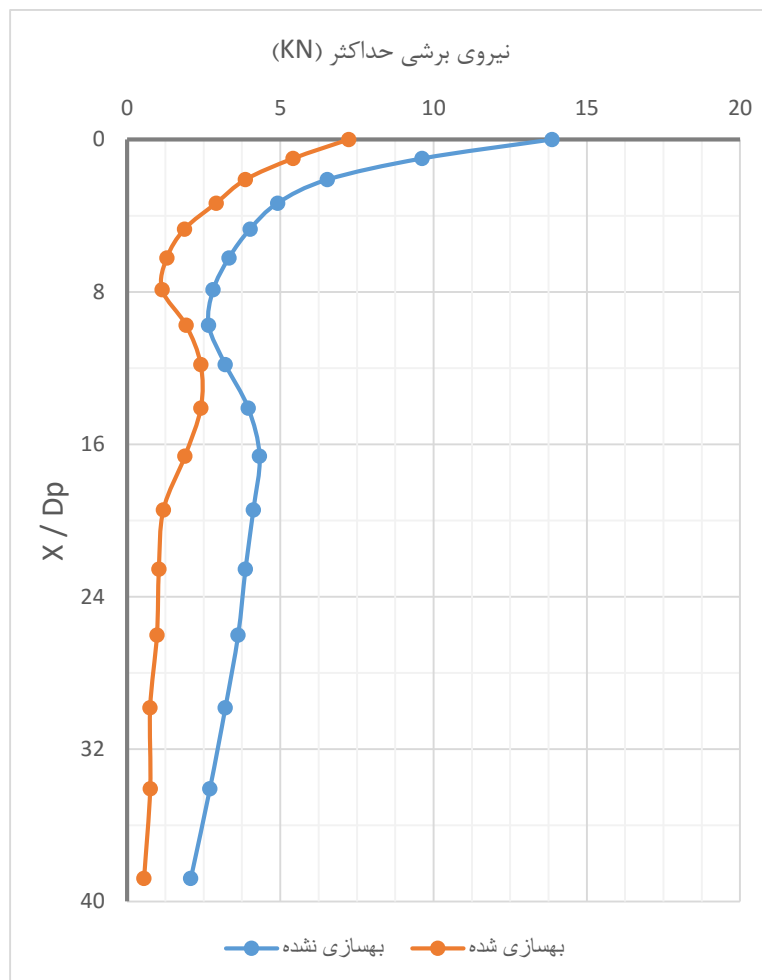
بررسی نتایج نشان می دهد که بهسازی باعث کاهش ۵۴ درصدی نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر هر دو زلزله می شود.

• نیروی برشی حداکثر ریز شمع در سازه ۱۵ طبقه

نمودار مقایسه نیروی برشی در طول ریز شمع قبل و بعد از بهسازی تحت اثر زلزله Northridge در شکل (۴-۱۰) و تحت اثر زلزله Gazli در شکل (۴-۱۱) نشان داده شده است.



شکل (۴-۱۰) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۱۵ طبقه



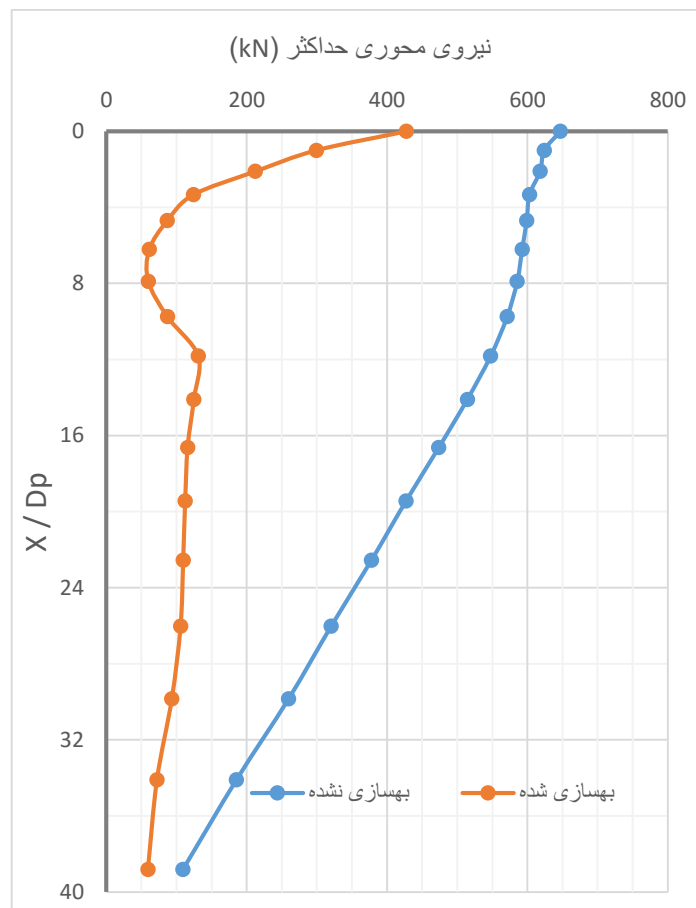
شکل (۴-۱۱) نمودار نیروی برشی حداکثر در ریز شمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۱۵ طبقه

می توان مشاهده کرد که بهسازی باعث کاهش ۶۳ و ۴۸ درصدی در حداکثر نیروی برشی ایجاد شده در ریز شمع تحت اثر دو زلزله Northridge و Gazli شده است.

با بررسی نمودار های هر سه سازه می توان پی برد که نیروی برشی ایجاد شده در سازه ۱۰ طبقه با فرکانس ۰/۸۷ هرتز بیشتر از سازه های دیگر است، کمترین نیروی برشی ایجاد شده نیز در سازه ۱۵ طبقه با فرکانس ۰/۵۷ روی می دهد. همچنین قابل مشاهده است که در حالتی که بهسازی انجام شده، نمودار نیروی برشی حداکثر در طول ریز شمع در عمق مشخصی افزایش می یابد که این موضوع را می توان با توجه به تغییر سختی در ناحیه بهسازی شده و خاک اطراف ریز شمع تفسیر کرد.

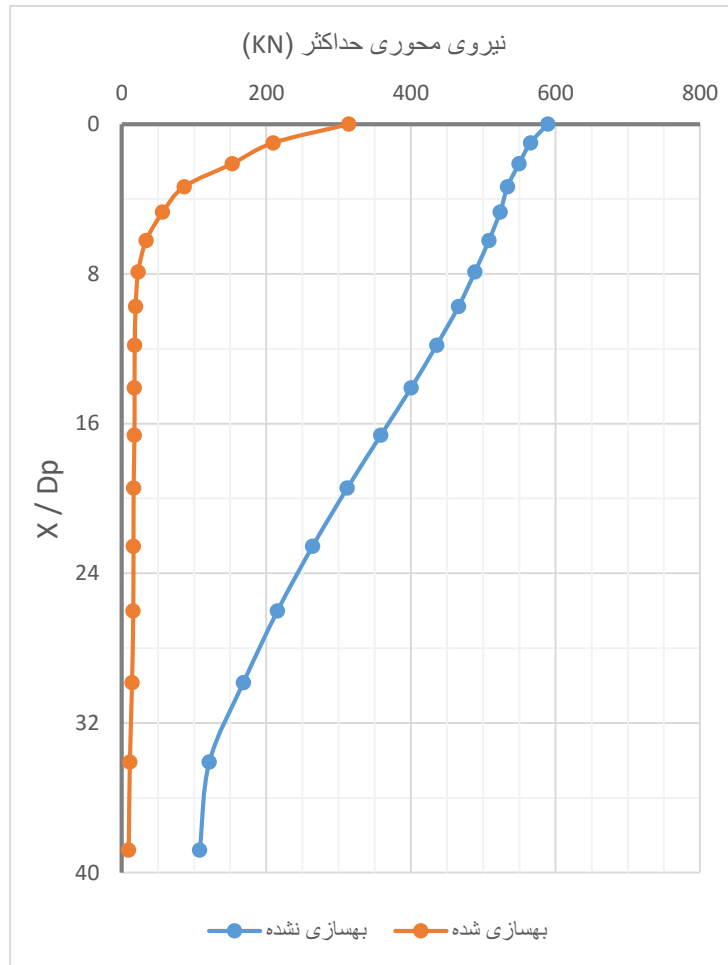
• نیروی محوری حداکثر در ریزشمع در سازه ۵ طبقه

نمودار مقایسه نیروی محوری حداکثر در طول ریز شمع قبل و بعد از بهسازی تحت اثر زلزله Northridge در شکل (۴-۱۲) و تحت اثر زلزله Gazli در شکل (۴-۱۳) نشان داده شده است.



شکل (۴-۱۲) نمودار نیروی محوری حداکثر ریزشمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۵ طبقه



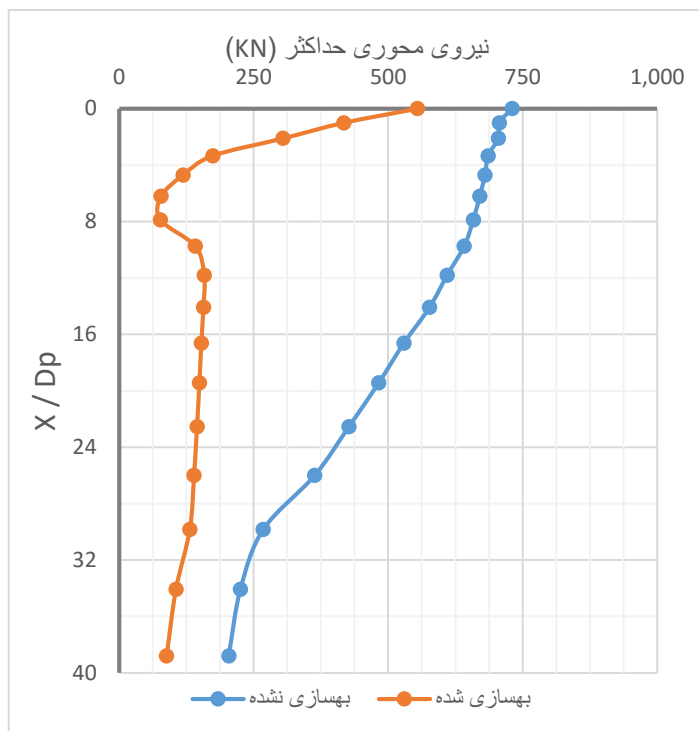


شکل (۴-۱۳) نمودار نیروی محوری حداکثر ریزشمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۵ طبقه

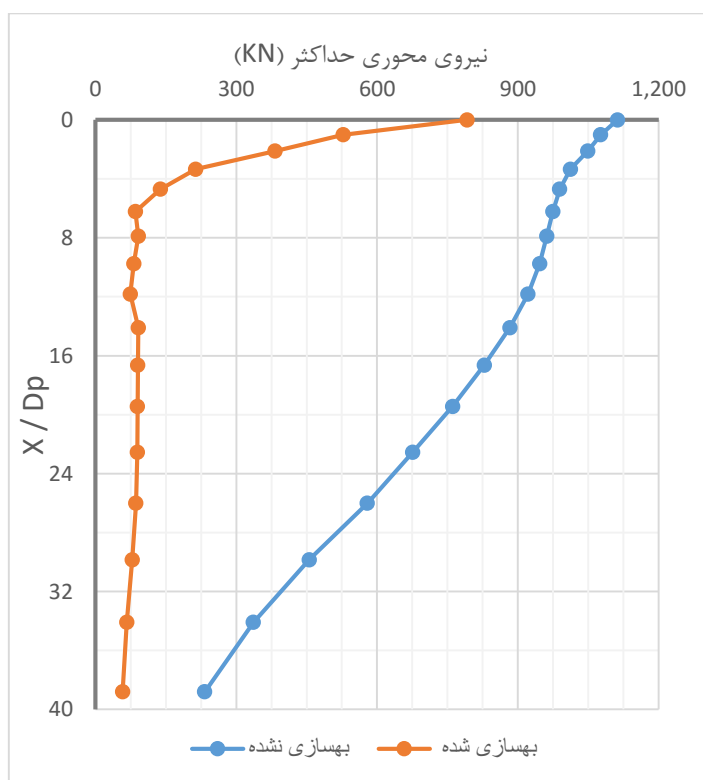
بررسی نتایج تحلیل برای دو رکورد زلزله نشان می دهد که بهسازی باعث کاهش ۴۷ درصدی حداکثر نیروی محوری در زلزله Gazli و ۳۴ درصدی در زلزله Northridge می شود.

• نیروی محوری حداکثر در ریزشمع در سازه ۱۰ طبقه

نمودار حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در طول ریز شمع برای سازه ۱۰ طبقه تحت اثر دو رکورد زلزله در شکل (۴-۱۴) و (۴-۱۵) نمایش داده شده است.



شکل (۴-۱۴) نمودار نیروی محوری حداکثر ریزشمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۱۰ طبقه

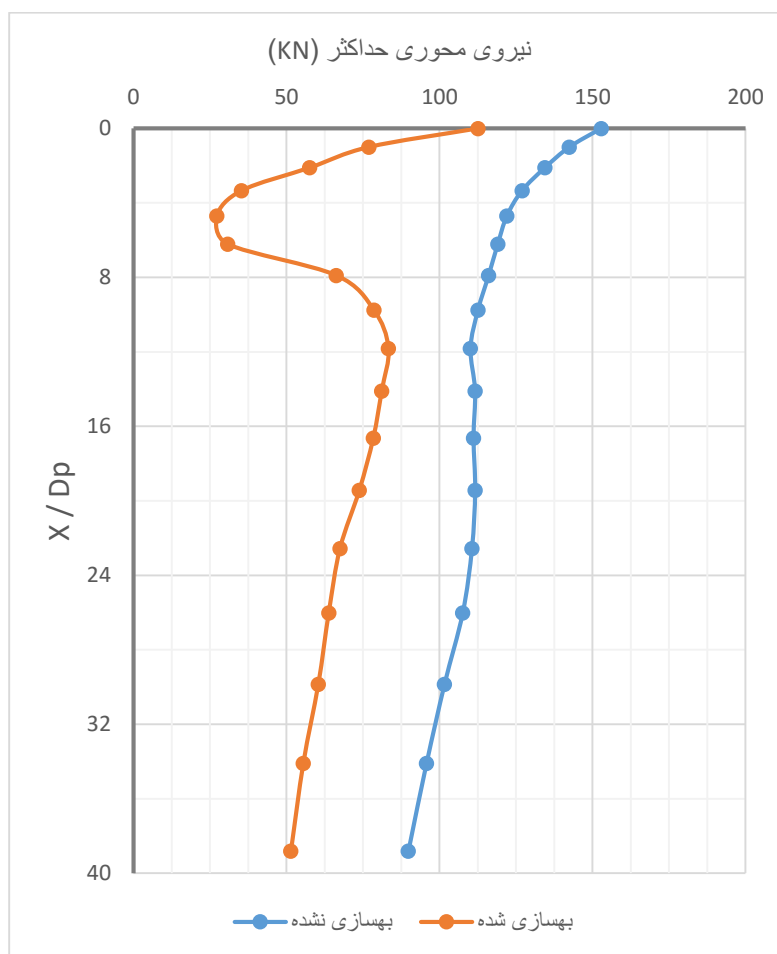


شکل (۴-۱۵) نمودار نیروی محوری حداکثر ریزشمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۱۰ طبقه

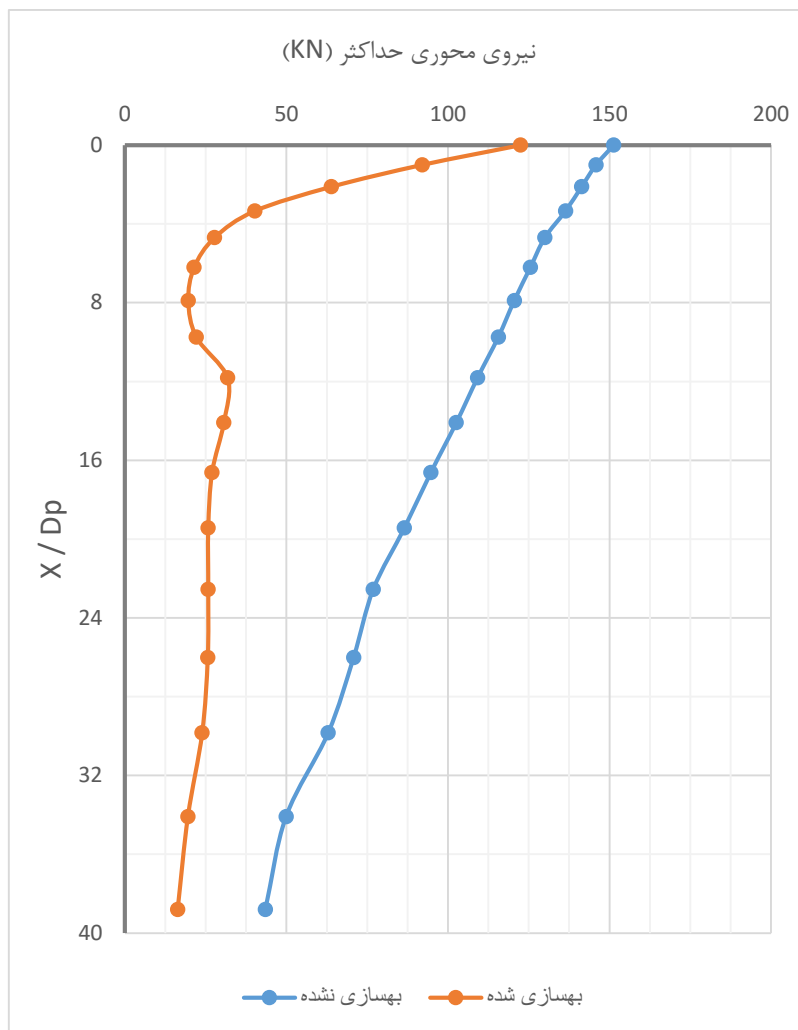
بهسازی موجب کاهش ۲۴ درصدی حداکثر نیروی محوری در طول ریز شمع در زلزله Northridge و ۲۸ درصدی در زلزله Gazli شده است.

• نیروی محوری حداکثر در ریزشمع در سازه ۱۵ طبقه

نمودار حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در طول ریز شمع برای سازه ۱۵ طبقه تحت اثر دو رکورد زلزله در شکل (۱۶-۴) و (۱۷-۴) نمایش داده شده است.



شکل (۱۶-۴) نمودار نیروی محوری حداکثر ریزشمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۱۵ طبقه



شکل (۴-۱۷) نمودار نیروی محوری حداکثر ریزشمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۱۵ طبقه

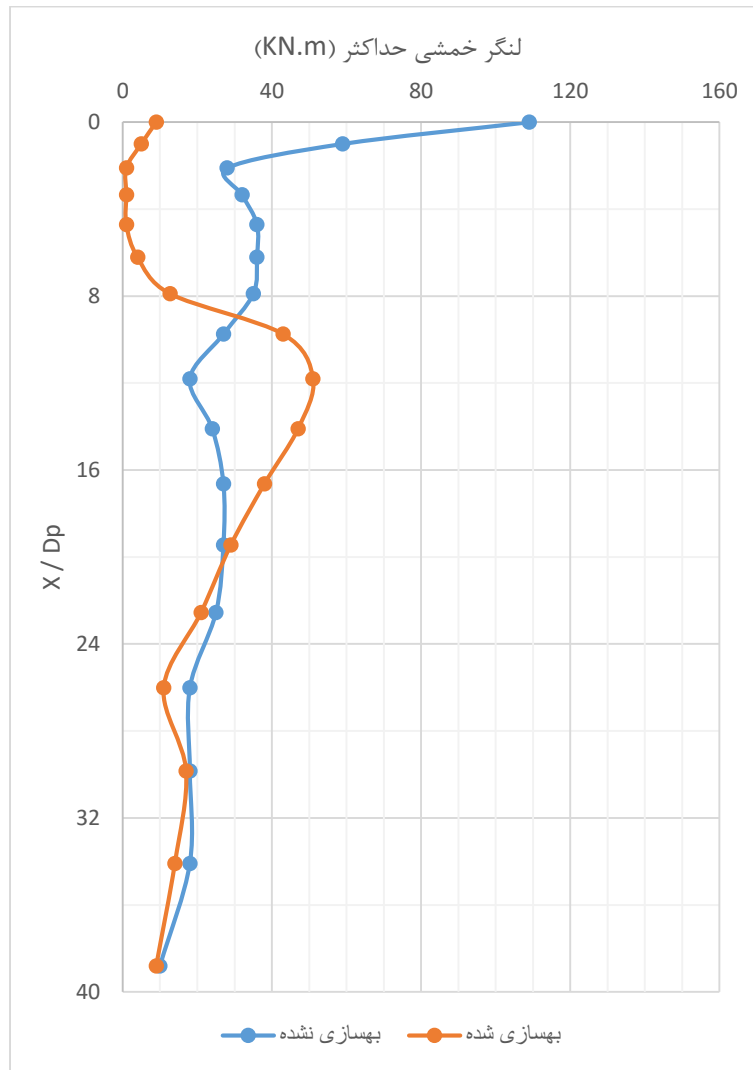
همانطور که از نتایج بدست آمده مشخص است، عملیات بهسازی باعث کاهش ۲۶ درصدی نیروی محوری حداکثر در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله Northridge و ۲۰ درصدی تحت اثر زلزله Gazli شده است.

بررسی نمودار های حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در طول ریز شمع، قبل و بعد از بهسازی نشان می دهد که در تمامی حالات حداکثر نیروی محوری در بالاترین قسمت ریز شمع رخ می دهد، همچنین عملیات بهسازی اگرچه باعث کاهش قابل توجه نیروی محوری در عمق شده است اما به این علت که قسمت بالای ریز شمع خارج از خاک بهسازی شده قرار دارد، نیروی محوری حداکثر تاثیر پذیری کمتری از عملیات بهسازی در کاهش نیرو در بالای ریز شمع دارد.

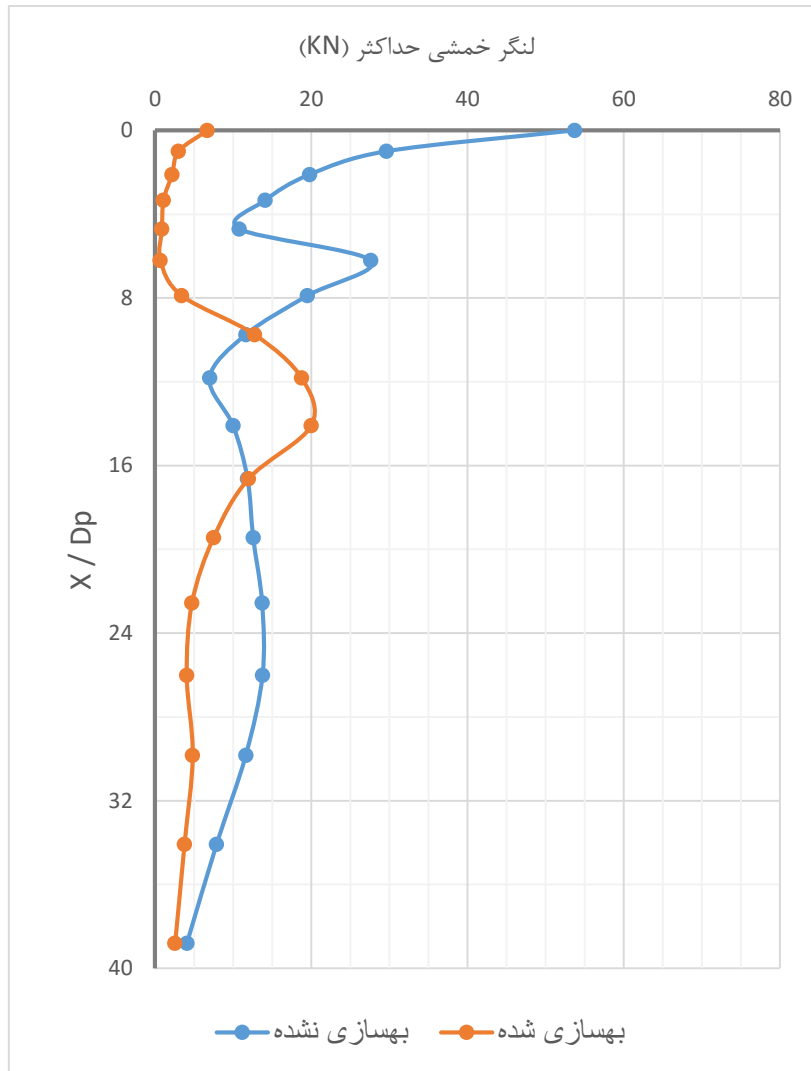
### ۳-۱-۳-۴- لنگر خمشی

#### • لنگر خمشی حداکثر در ریز شمع در سازه ۵ طبقه

نمودار حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در طول ریز شمع، قبل و بعد از بهسازی تحت اثر دو رکورد زلزله در شکل (۱۸-۴) و (۱۹-۴) نمایش داده شده است.



شکل (۱۸-۴) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۵ طبقه

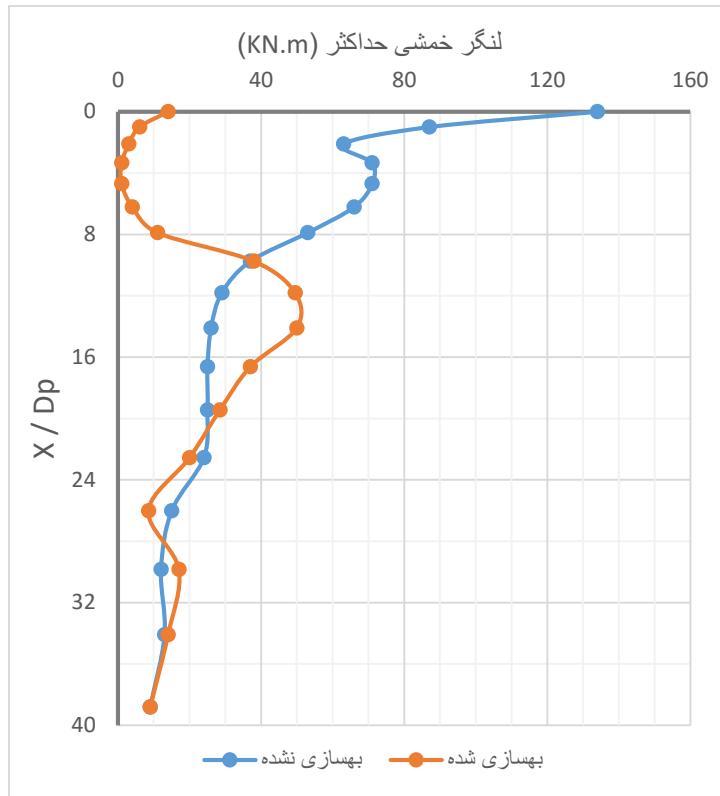


شکل (۴-۱۹) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۵ طبقه

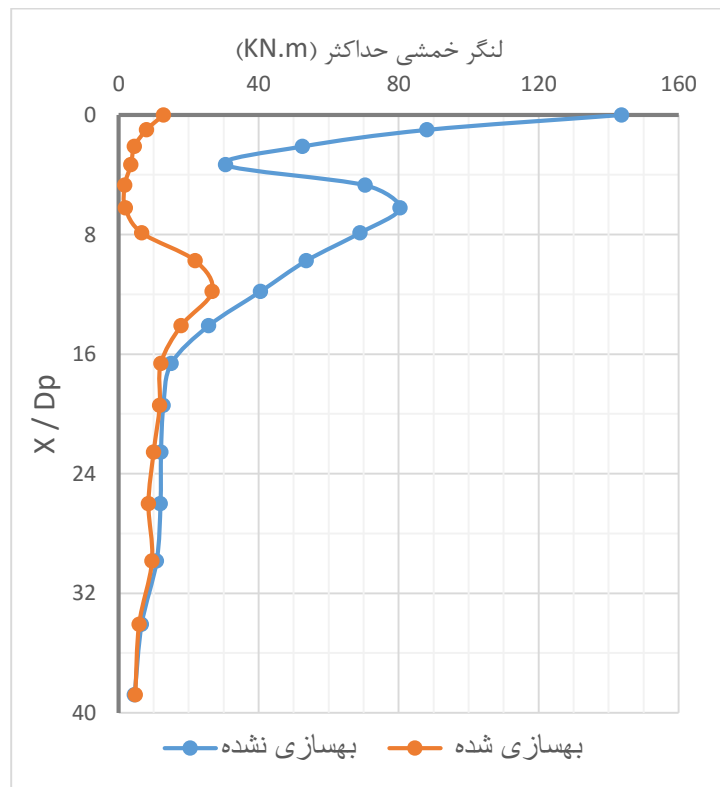
بررسی نتایج مربوط به حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در طول ریز شمع نشان می دهد که بهسازی باعث کاهش قابل توجه حداکثر لنگر خمشی در طول ریز شمع شده، به گونه ای که مقادیر در زلزله Northridge به میزان ۵۳ درصد و در زلزله Gazli به میزان ۶۲ کاهش یافته است.

• **لنگر خمشی حداکثر در ریز شمع در سازه ۱۰ طبقه**

نمودار حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در طول ریز شمع، قبل و بعد از بهسازی تحت اثر دو رکورد زلزله در شکل (۴-۲۰) و (۴-۲۱) نمایش داده شده است.



شکل (۴-۲۰) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۱۰ طبقه

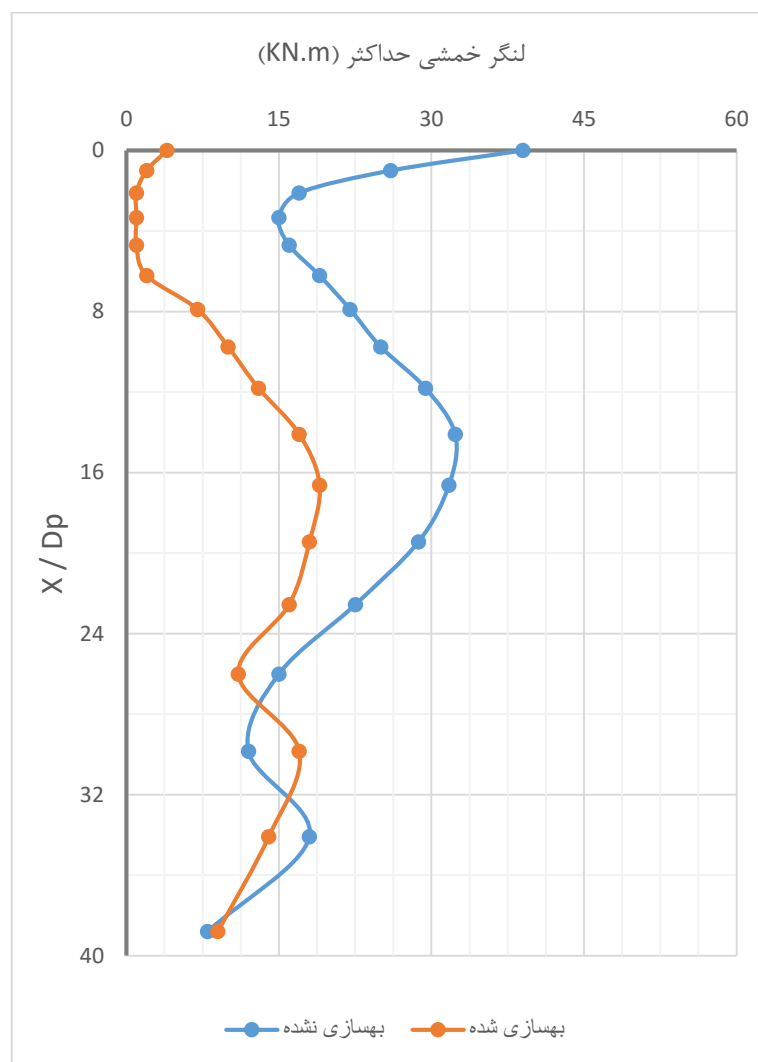


شکل (۴-۲۱) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۱۰ طبقه

بررسی نتایج نشان می دهد که عملیات بهسازی باعث کاهش ۶۳ و ۸۱ درصدی حداکثر لنگر خمشی در طول ریز شمع در زلزله های Northridge و Gazli می شود.

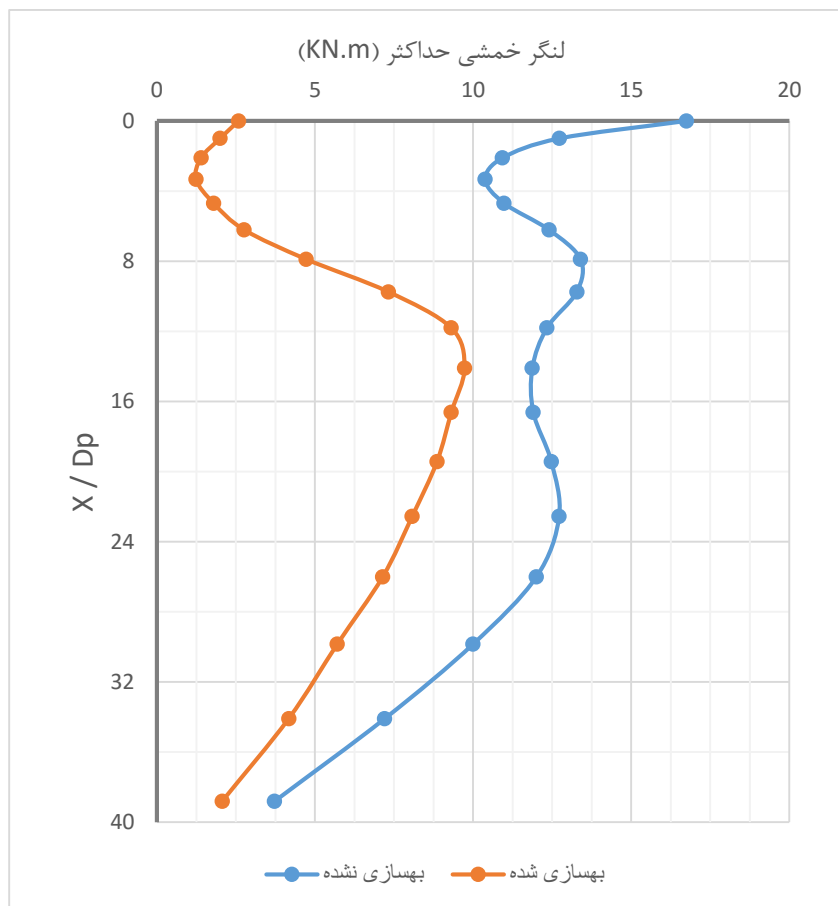
• لنگر خمشی حداکثر در ریز شمع در سازه ۱۵ طبقه

نمودار حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در طول ریز شمع، قبل و بعد از بهسازی تحت اثر دو رکورد زلزله در شکل (۲۲-۴) و (۲۳-۴) نمایش داده شده است.



شکل (۲۲-۴) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۱۵ طبقه





شکل (۴-۲۳) نمودار لنگر خمشی حداکثر ریز شمع تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۱۵ طبقه

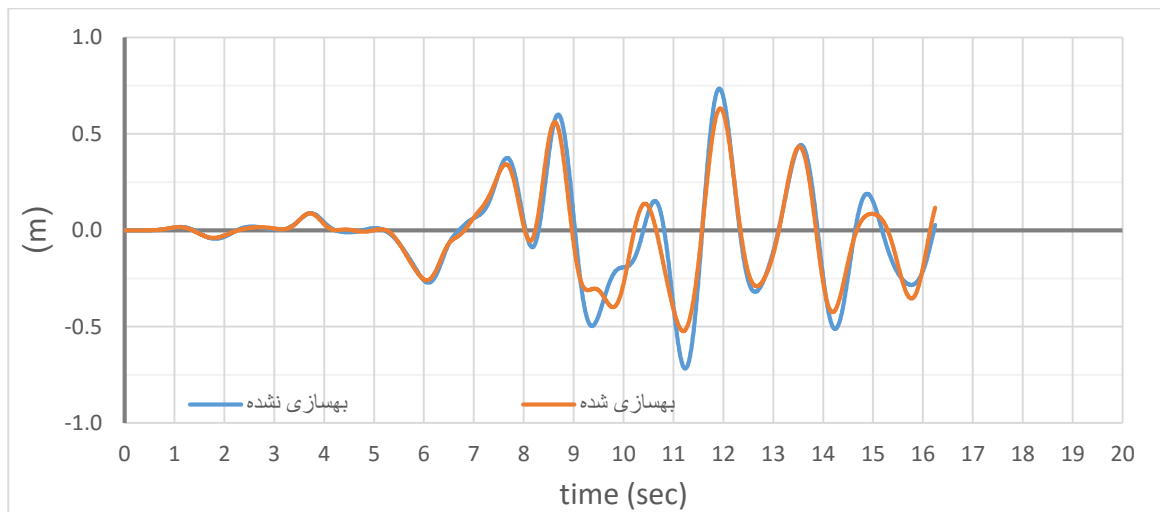
حداکثر لنگر خمشی بوجود آمده در طول ریز شمع تحت اثر زلزله Northridge بعد از بهسازی ۱۹ کیلونیوتن در متر است که نسبت به قبل از بهسازی کاهش ۵۱ درصدی را نشان می دهد، همچنین لنگر خمشی حداکثر تحت اثر زلزله Gazli به میزان ۴۲ درصد کاهش یافته است.

با دقت در نمودارهای حداکثر لنگر خمشی می توان پی برد که در سازه ۱۰ طبقه بیشترین لنگر خمشی و در سازه ۵ طبقه کمترین لنگر خمشی رخ می دهد، همچنین لنگر بوجود آمده در ریز شمع تحت اثر زلزله Gazli بیشتر از زلزله Northridge است.

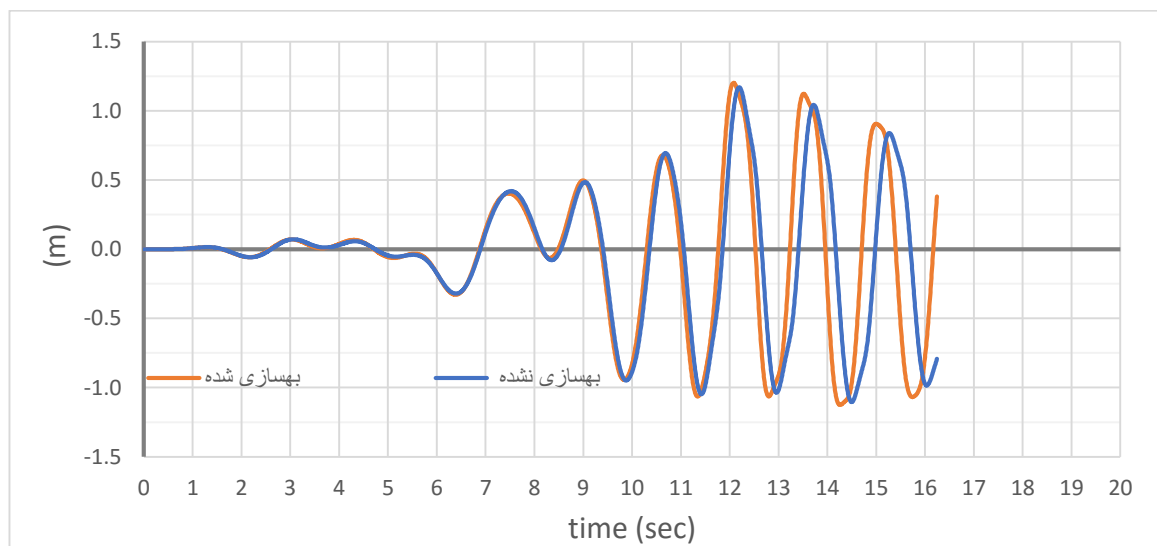
ضمن اینکه قابل مشاهده است که حداکثر لنگر خمشی قبل از بهسازی در بالاترین نقطه ریز شمع رخ می دهد، اما بعد از بهسازی حداکثر لنگر خمشی ثبت شده در عمق ۲/۵ متری ثبت شده است که انتهای ناحیه بهسازی شده است.

### ۴-۳-۲- جابجایی

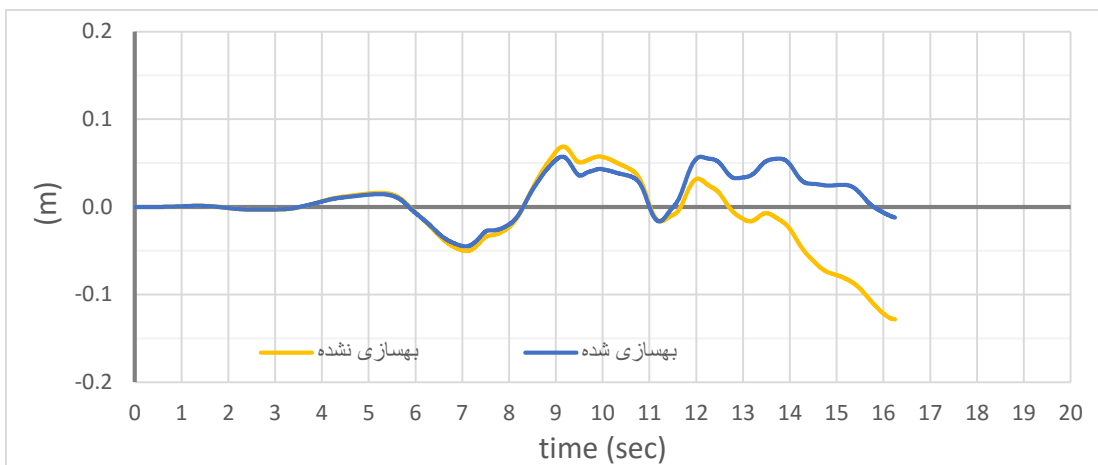
در این قسمت نمودار جابجایی سازه ها تحت دو رکورد زلزله مورد بررسی قرار گرفته است، نمودارهای مربوط به جابجایی از شکل (۴-۲۴) تا شکل (۴-۲۹) نمایش داده شده است.



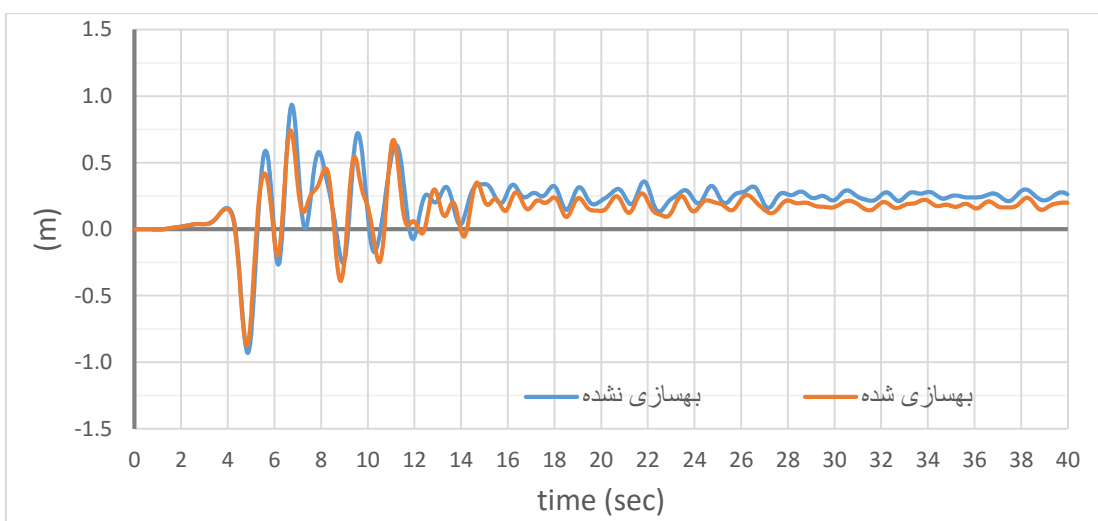
شکل (۴-۲۴) نمودار جابجایی افقی در سازه ۵ طبقه تحت اثر زلزله Gazli



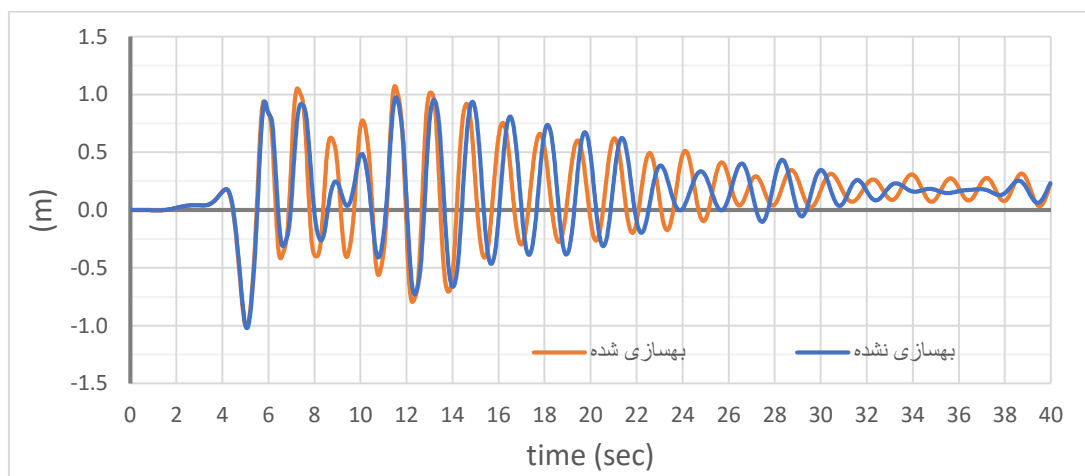
شکل (۴-۲۵) نمودار جابجایی افقی در سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله Gazli



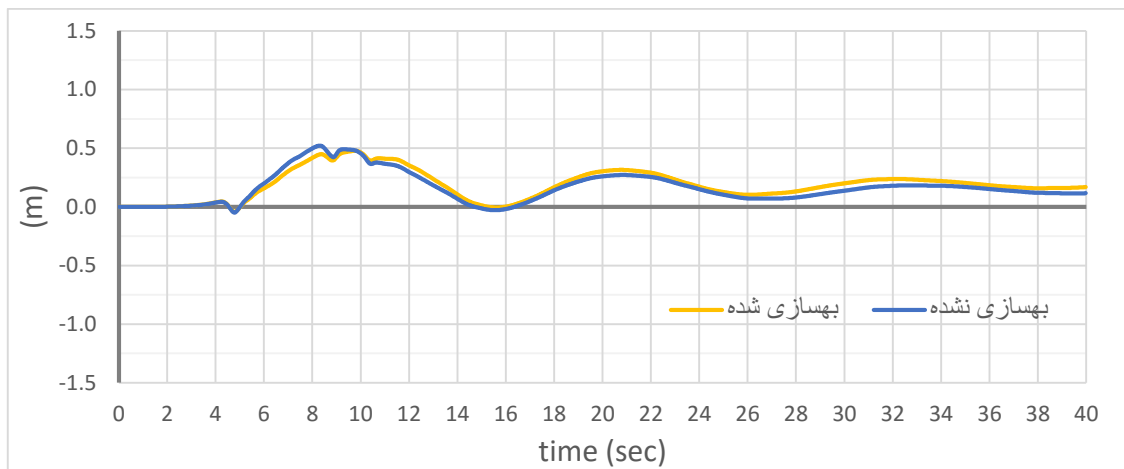
شکل (۴-۲۶) نمودار جابجایی افقی در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله Gazli



شکل (۴-۲۷) نمودار جابجایی افقی در سازه ۵ طبقه تحت اثر زلزله Northridge



شکل (۴-۲۸) نمودار جابجایی افقی در سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله Northridge

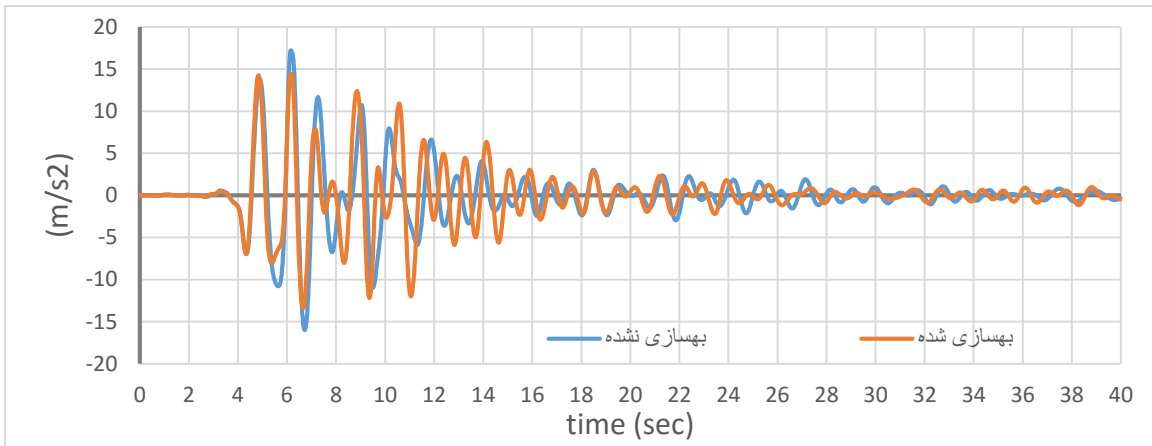


شکل (۴-۲۹) نمودار جابجایی افقی در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله Northridge

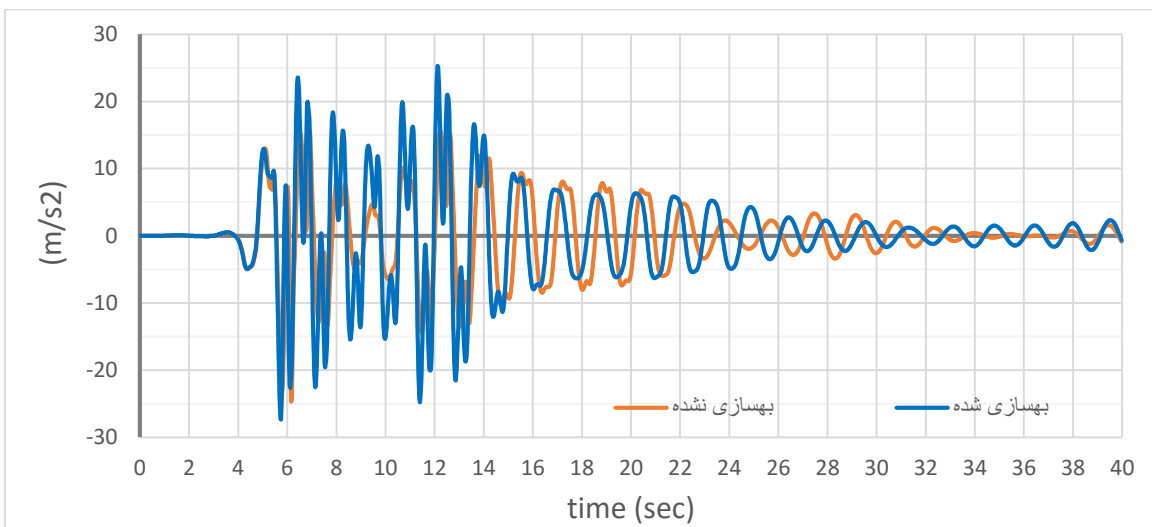
بررسی نتایج نشان می دهد که عملیات بهسازی باعث کاهش قابل توجه جابجایی در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله Gazli می شود، اما در سایر سازه ها بهبود قابل ملاحظه ای مشاهده نمی شود. همچنین می توان مشاهده کرد که بیشترین جابجایی در سازه ۱۰ طبقه رخ می دهد که حدود دو برابر جابجایی در سازه ۱۵ طبقه است. ضمن اینکه جابجایی در سازه تحت اثر زلزله Gazli بیشتر از جابجایی آن تحت اثر زلزله Northridge است.

#### ۴-۳-۳- تاریخچه شتاب

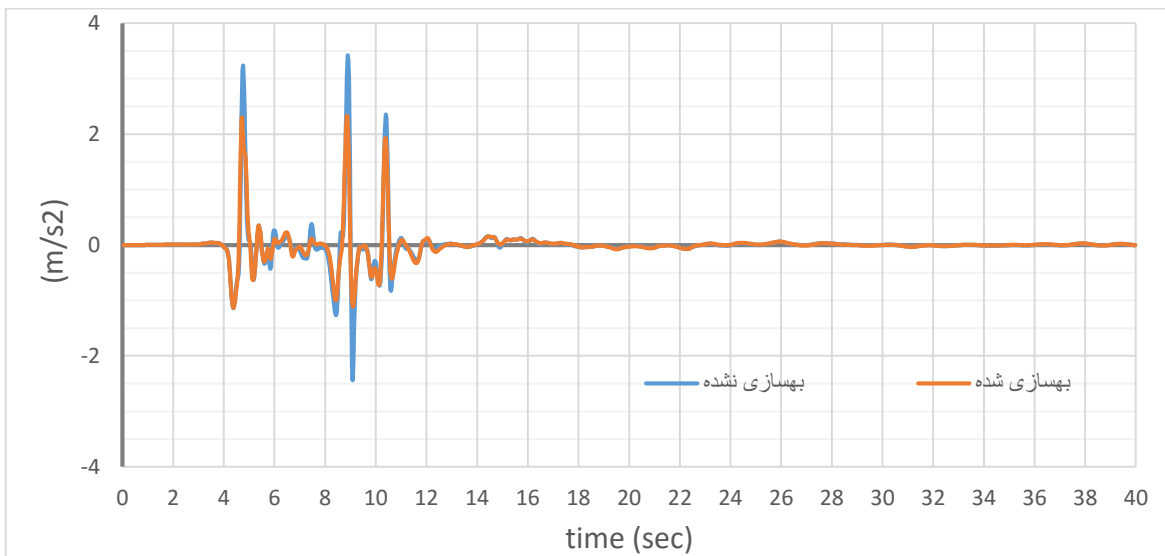
برای بررسی نتایج مربوط به تاریخچه شتاب قبل و بعد از بهسازی تحت اثر دو رکورد زلزله، در دو نقطه شامل سازه (بالای ستون) و یک نقطه رو فونداسیون مورد ارزیابی قرار گرفت. تاریخچه شتاب این دو نقطه با سازه با فرکانس های متفاوت، تحت اثر زلزله Northridge از شکل (۴-۳۰) تا شکل (۴-۳۵) نشان داده شده است.



شکل (۴-۳۰) تاریخچه شتاب در سازه ۵ طبقه تحت اثر زلزله Northridge

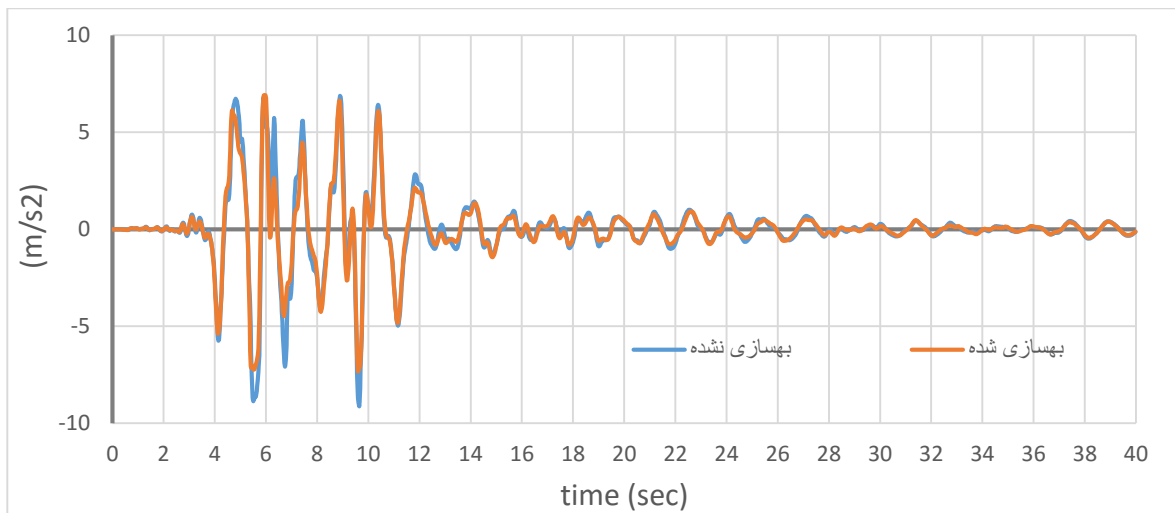


شکل (۴-۳۱) تاریخچه شتاب در سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله Northridge

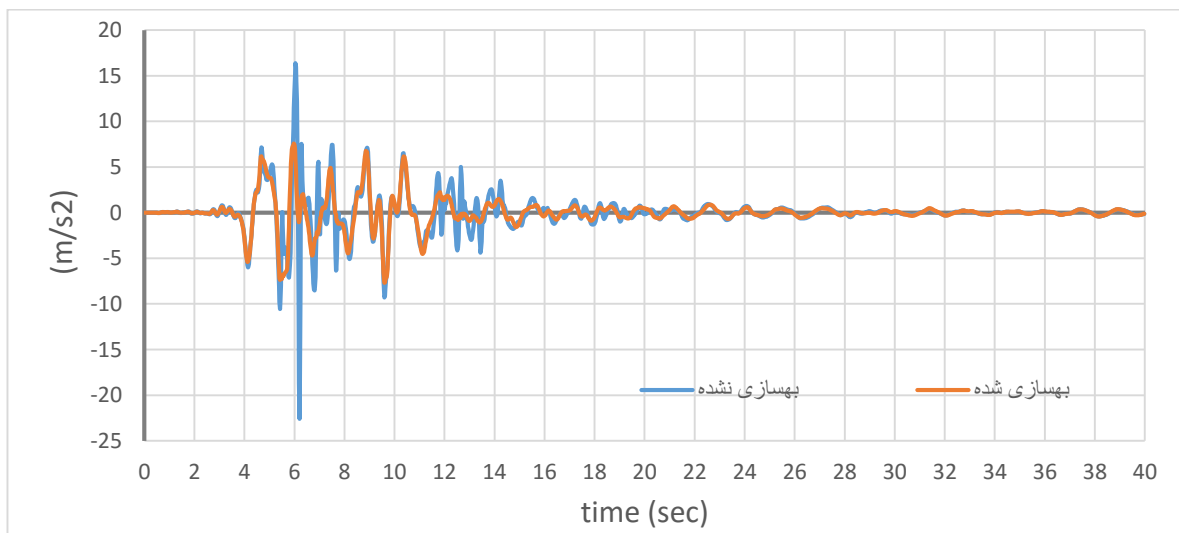


شکل (۴-۳۲) تاریخچه شتاب در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله Northridge

بررسی نتایج نشان می دهد که عملیات بهسازی، باعث کاهش حداکثر شتاب ثبت شده در هر سه سازه می شود. به صورتی که حداکثر شتاب در سازه در سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب ۱۶، ۳۲ و ۳۸ درصد کاهش می یابد. همچنین واضح است که حداکثر شتاب در سازه ۱۰ طبقه روی می دهد که حدود ۷ برابر شتاب در سازه ۱۵ طبقه است، که به علت نزدیکی فرکانس طبیعی سازه و زلزله و پدیده تشدید<sup>۱</sup> روی می دهد.

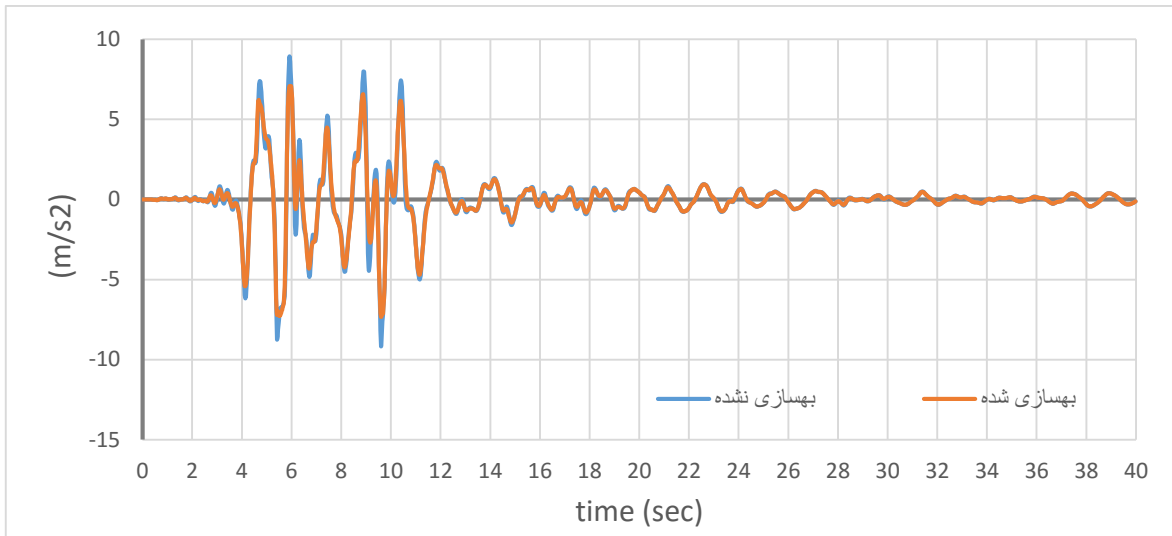


شکل (۴-۳۳) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۵ طبقه



شکل (۴-۳۴) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۱۰ طبقه

<sup>1</sup> resonance

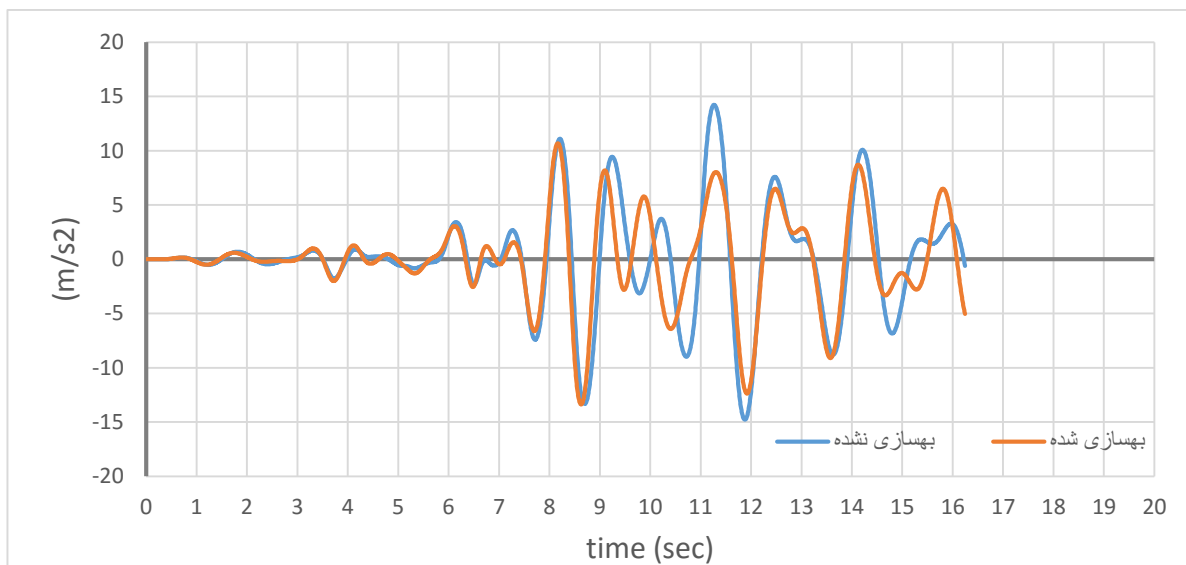


شکل (۴-۳۵) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۱۵ طبقه

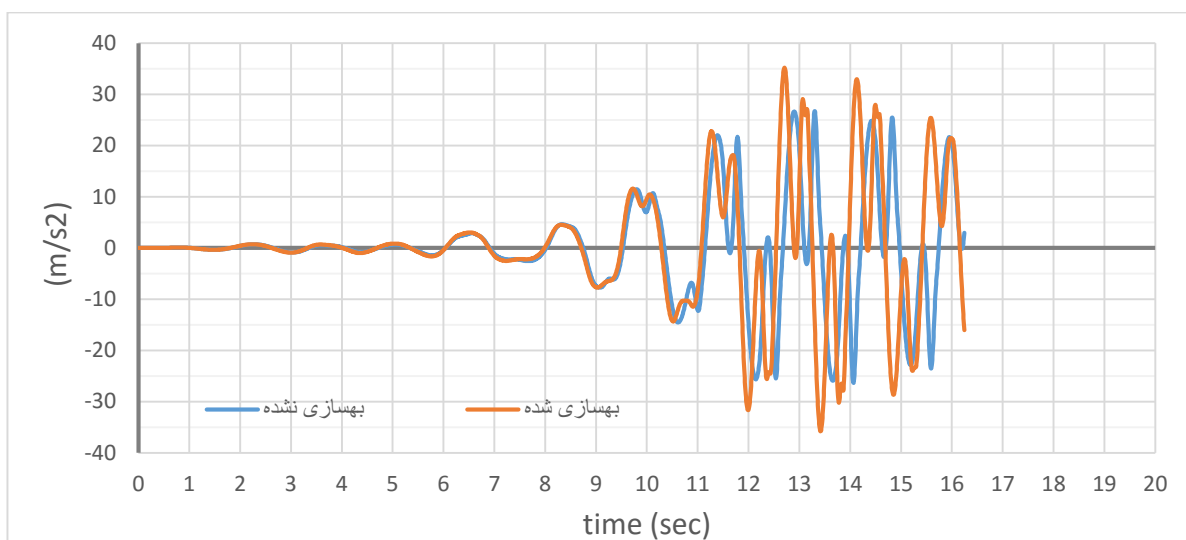
بررسی شتاب حداکثر ثبت شده روی فونداسیون تحت اثر زلزله Northridge نشان می‌دهد که در سازه ۱۰ طبقه بیشترین شتاب در فونداسیون روی می‌دهد، به صورتی که شتاب روی فونداسیون در سازه ۱۰ طبقه،  $\frac{2}{5}$  برابر شتاب روی فونداسیون در سازه ۱۵ طبقه است.

همچنین عملیات بهسازی باعث تقلیل شتاب ۲۴ درصدی در سازه ۵ طبقه و ۳۳ و ۶۳ درصدی در سازه های ۱۵ و ۱۰ طبقه می‌شود.

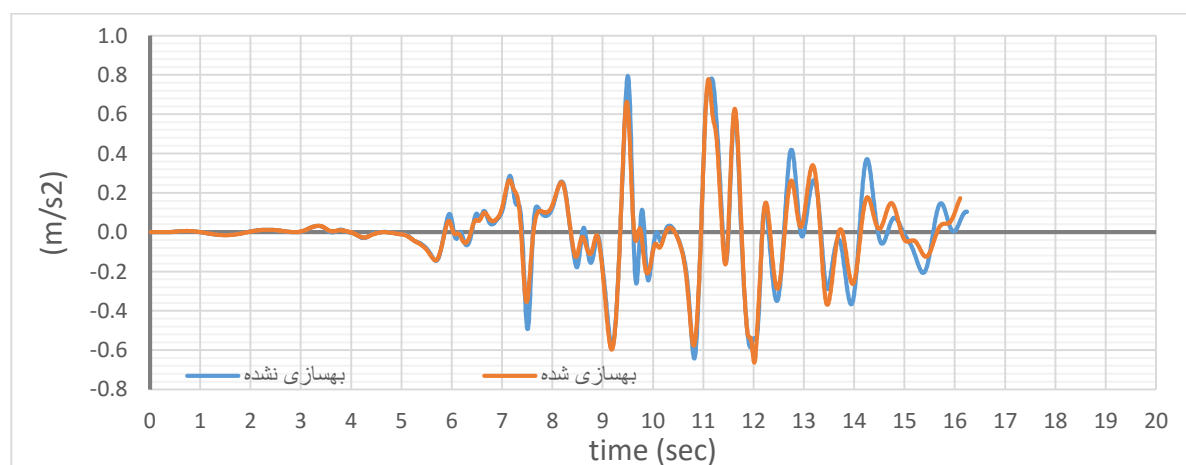
نتایج مربوط به تاریخچه شتاب دو نقطه تحت اثر زلزله Gazli در شکل (۴-۳۶) تا (۴-۴۱) نشان داده شده است.



شکل (۴-۳۶) تاریخچه شتاب در سازه ۵ طبقه تحت اثر زلزله Gazli

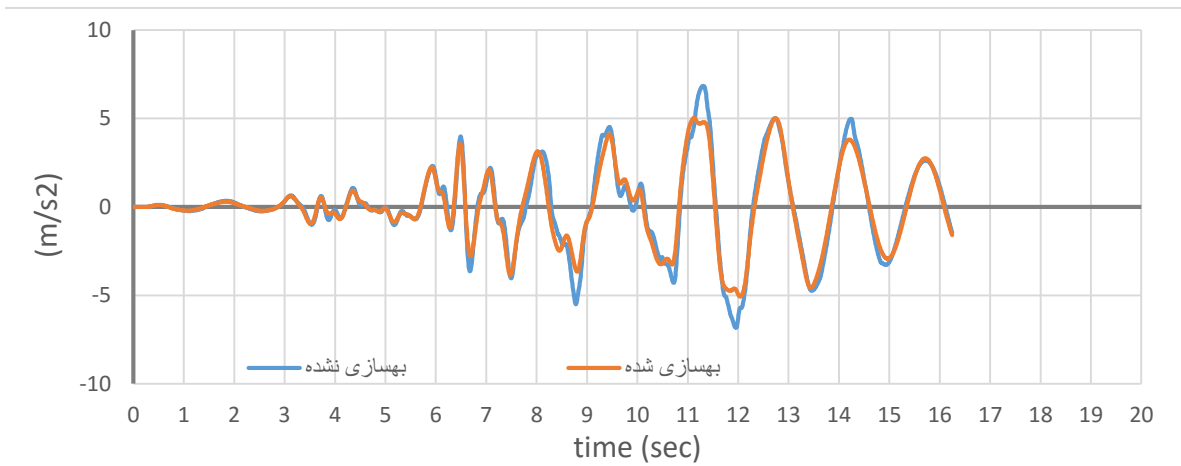


شکل (۴-۳۷) تاریخچه شتاب در سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله Gazli

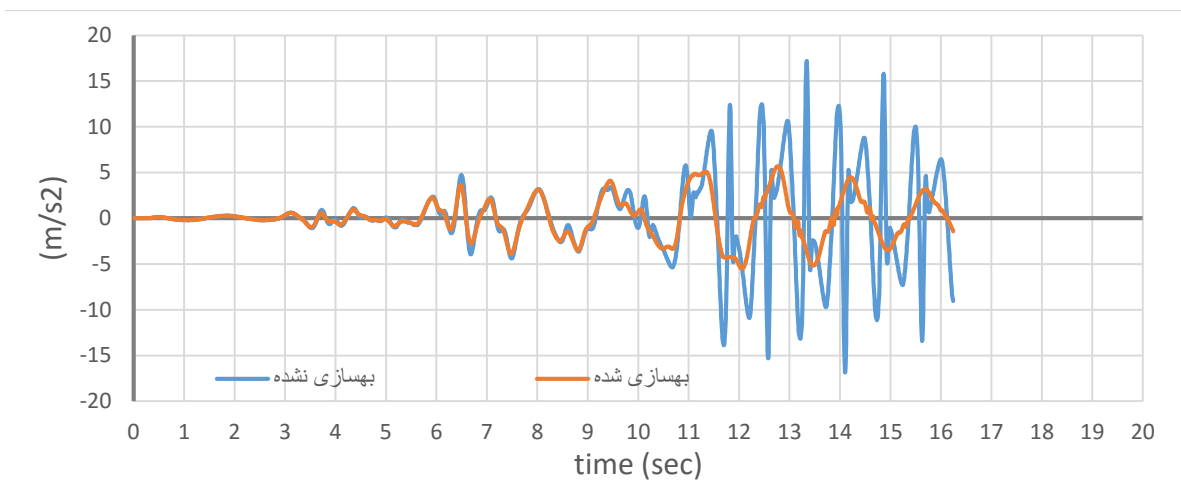


شکل (۴-۳۸) تاریخچه شتاب در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله Gazli

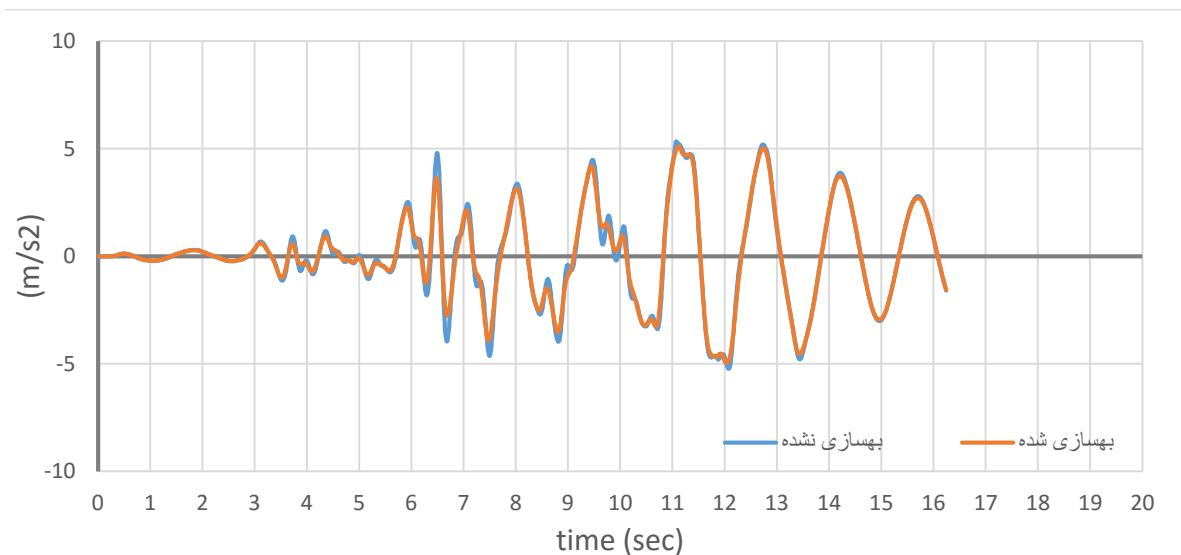




شکل (۴-۳۹) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۵ طبقه



شکل (۴-۴۰) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۱۰ طبقه



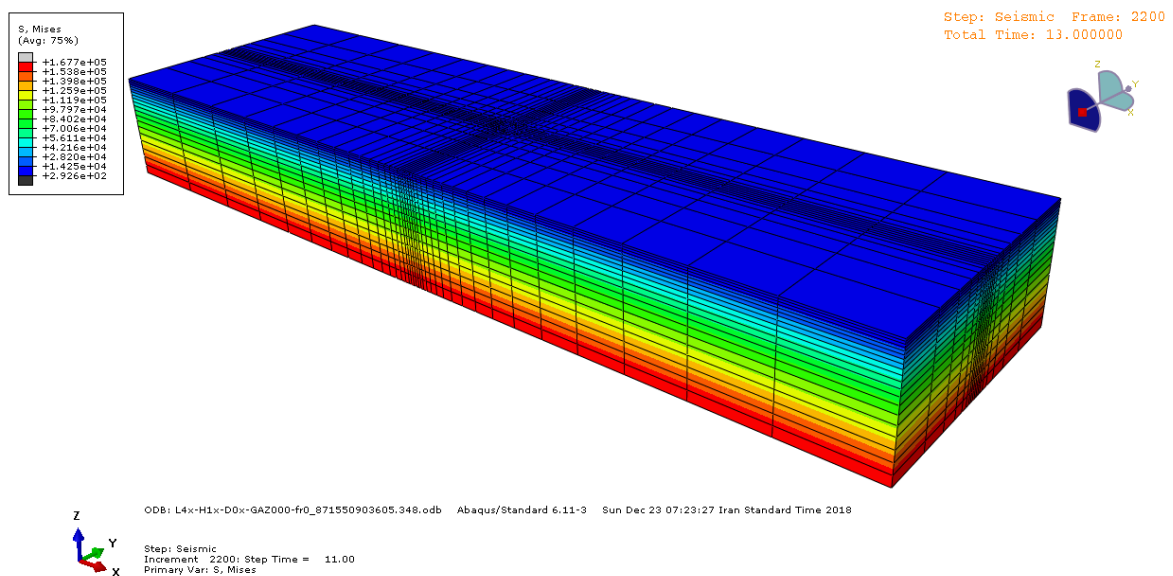
شکل (۴-۴۱) تاریخچه شتاب روی فونداسیون تحت اثر زلزله Gazli در سازه ۱۵ طبقه

بررسی شتاب حداکثر ثبت شده روی فونداسیون تحت اثر زلزله Gazli نشان می دهد که در سازه ۱۰ طبقه بیشترین شتاب در فونداسیون روی می دهد، به صورتی که شتاب در سازه ۱۰ طبقه ۳ برابر شتاب روی فونداسیون در سازه ۱۵ طبقه است.

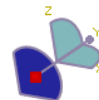
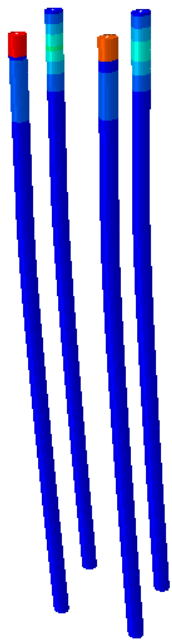
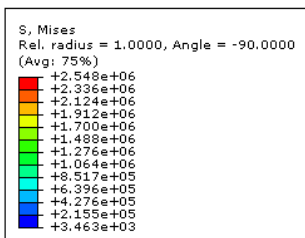
همچنین عملیات بهسازی باعث تقلیل شتاب ۲۸ درصدی در سازه ۵ طبقه و ۶۴ درصدی در سازه ۱۰ طبقه می شود. اما عملیات بهسازی تاثیر چندانی در کاهش شتاب تحت زلزله Gazli در سازه ۱۵ طبقه ندارد.

#### ۴-۳-۴- کانتورهای تنش و تغییر شکل

کانتور تنش و تغییر شکل محیط خاک، ریزشمع و سازه یک درجه آزادی با فرکانس معادل سازه ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله Gazli در اشکال (۴-۴۲) تا (۴-۴۵) نمایش داده شده است. همانطور که مشخص است به علت وزن خاک و تنش های ژئواستاتیکی با افزایش عمق تنش در خاک افزایش پیدا می کند و زلزله فقط باعث تنش های موضعی در اطراف ریزشمع شده است. همچنین مطابق نتایج بدست آمده از نیروی های داخلی بوجود آمده در ریز شمع، حداکثر تنش نیز در بالای ریز شمع اتفاق می افتد.



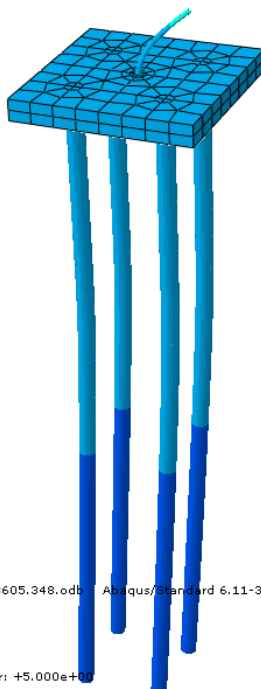
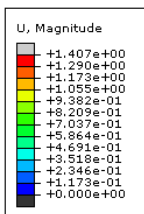
شکل (۴-۴۲) کانتور تنش محیط خاک تحت اثر زلزله Gazli



ODB: L4x-H1x-D0x-GAZ000-fr0\_871550903605.348.odb Abaqus/Standard 6.11-3 Sun Dec 23 07:23:27 Iran Standard Time 2018

Step: Seismic  
 Increment: 1601; Step Time = 8.005  
 Primary Var: S, Mises  
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.000e+00

شکل (۴-۴۳) کانتور تنش گروه ریز شمع تحت اثر زلزله Gazli



Step: Seismic Frame: 1489  
 Total Time: 9.445000



ODB: L4x-H1x-D0x-GAZ000-fr0\_871550903605.348.odb Abaqus/Standard 6.11-3 Sun Dec 23 07:23:27 Iran Standard Time 2018

Step: Seismic  
 Increment: 1489; Step Time = 7.445  
 Primary Var: U, Magnitude  
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.000e+00

شکل (۴-۴۴) کانتور تغییر شکل سیستم فونداسیون با گروه ریز شمع و سازه تحت اثر زلزله Gazli



## فصل ۵: نتیجه گیری و پیشنهادات

## ۵-۱- مقدمه

در این پژوهش به منظور افزایش مقاومت لرزه ای فونداسیون شمعی و بهبود پاسخ زمین بهسازی به صورت موضعی مورد مطالعه قرار گرفت. تحلیل استاتیکی به صورت پوش آور به منظور دستیابی به الگوی بهینه بهسازی مورد استفاده قرار گرفت، سپس با تحلیل دینامیکی با وارد کردن دو رکورد زلزله صحت عملکرد بهسازی به صورت موضعی مورد تایید قرار گرفت. در ادامه نتیجه گیری کلی و پیشنهادات برای پژوهش های آینده ارائه شده است.

## ۵-۲- نتیجه گیری

### ۵-۲-۱- تحلیل استاتیکی

نتایج تحلیل استاتیکی نشان داد:

- افزایش طول ناحیه بهسازی شده باعث کاهش جابجایی افقی فونداسیون خواهد شد، مقادیر کاهش جابجایی با توجه به طول ناحیه بهسازی از ۶۲ درصد تا ۹۲ درصد متغیر است.
- افزایش ارتفاع ناحیه بهسازی شده نیز باعث کاهش جابجایی می شود، اما حساسیت جابجایی فونداسیون با تغییر ارتفاع ناحیه بهسازی شده کمتر از تغییر طول ناحیه بهسازی شده است.
- افزایش عمق ناحیه بهسازی شده به شدت بر جابجایی افقی فونداسیون موثر است، به گونه ای که هرچه ناحیه بهسازی شده در عمق بیشتری اجرا شود، جابجایی افقی بیشتر خواهد شد. در نتیجه بهترین عمق برای اجرای عملیات بهسازی سطح زمین است.
- اگرچه افزایش ابعاد هندسی ناحیه بهسازی شده باعث کاهش جابجایی افقی فونداسیون خواهد شد. اما با توجه به محدودیت های هزینه و اجرا انتخاب بهترین و اقتصادی ترین الگوی بهسازی با توجه به دو مفهوم نرخ بهسازی و بهسازی موثر صورت گرفت، به گونه ای که نسبت حداکثر جابجایی افقی در حالتی که بهسازی انجام نشده به حالتی که بهسازی انجام شده نرخ بهسازی،

و نسبت نرخ بهسازی به حجم عملیات انجام شده بهسازی موثر تعریف شد. با توجه به این مفهوم الگوی L4B-H1B-DOB به عنوان الگوی بهینه بهسازی انتخاب شد.

## ۵-۲-۲- تحلیل دینامیکی

بعد از انتخاب الگوی بهسازی، تحلیل دینامیکی با وارد کردن دو رکورد زلزله به مدل به منظور تایید عملکرد بهسازی بر افزایش مقاومت لرزه ای فونداسیون و پاسخ زمین صورت گرفت. نتایج این تحلیل نشان داد:

- پاسخ فونداسیون و نیروهای داخلی بوجود آمده در ریز شمع به شدت تحت تاثیر فرکانس سازه هستند، به گونه ای که در سازه های ۱۰ و ۵ طبقه، نیروهای داخلی بزرگتری نسبت به سازه ۱۵ طبقه روی می دهد که علت آن نزدیکی فرکانس طبیعی این سازه ها به فرکانس غالب زلزله است که باعث بوجود آمدن پدیده تشدید می شود.
- نیروی برشی ایجاد شده در ریز شمع تحت اثر زلزله Northridge در سازه ۵ طبقه بیشتر از نیروی برشی ایجاد شده تحت اثر زلزله Gazli می باشد که به علت نزدیکی فرکانس غالب زلزله Northridge به فرکانس طبیعی سازه ۵ طبقه است.
- بهسازی به صورت موضعی به روش تزریق با فشار بالا باعث کاهش نیروی برشی حداکثر در ریز شمع می شود، ضمن اینکه مشاهده شد تاثیر بهسازی بر کاهش نیروی برشی تحت اثر زلزله Northridge بیشتر از زلزله Gazli است.
- نیروی محوری ایجاد شده در ریز شمع نیز تحت تاثیر فرکانس غالب زلزله و فرکانس سازه متغیر است. به گونه ای که در سازه ۵ طبقه نیروی محوری ایجاد شده تحت اثر زلزله Northridge بیشتر از زلزله Gazli است. در صورتی که در سازه ۱۰ طبقه نیروی محوری تحت اثر زلزله Gazli مقدار بیشتری است.

- بهسازی باعث کاهش حداکثر نیروی محوری در طول ریز شمع می شود. اما تاثیر بهسازی بر کاهش نیروی برشی بیشتر از نیروی محوری است.
- مانند نیروی برشی و نیروی محوری، لنگر خمشی هم تحت اثر پدیده تشدید در سازه ها با فرکانس های مختلف تحت اثر دو زلزله متفاوت است. به طور مثال در سازه ۵ طبقه بیشترین لنگر خمشی تحت اثر زلزله Northridge روی می دهد. در صورتی که در سازه ۱۰ طبقه بیشترین لنگر تحت اثر زلزله Gazli وجود می آید.
- عملیات بهسازی باعث کاهش قابل توجه حداکثر لنگر خمشی می شود، همچنین قابل ذکر است که لنگر خمشی در حالت بهسازی نشده در بالای ریز شمع و در حالت بهسازی شده در عمق ریز شمع بوجود می آید.
- بررسی نتایج مربوط به حداکثر جابجایی ثبت شده نشان می دهد که عملیات بهسازی در سازه ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله Gazli به میزان قابل توجه ای کاهش می یابد.
- جابجایی حداکثر ثبت شده در سازه های ۵ و ۱۰ طبقه بیشتر از سازه ۱۵ طبقه است، ضمن اینکه زلزله Northridge بیشترین اثر را بر روی سازه ۵ طبقه و زلزله Gazli بیشترین اثر را بر روی سازه ۱۰ طبقه دارد.
- نتایج ثبت شده برای شده برای شتاب در دو نقطه شامل روی سازه و روی فونداسیون نشان می دهد که عملیات بهسازی باعث کاهش حداکثر شتاب هم روی سازه و هم روی فونداسیون می شود.
- شتاب ثبت شده روی سازه بیشتر از شتاب روی فونداسیون تحت اثر هر دو زلزله برای هر سه سازه است.



## ۵-۳- پیشنهادات

موارد زیر توسط نویسنده برای ادامه تحقیقات در آینده پیشنهاد می شود.

- در این پژوهش برای عملیات بهسازی از روش تزریق با فشار بالا استفاده شده است، پیشنهاد می گردد سایر روش های بهسازی نیز مورد مطالعه قرار گیرند.
- از آنجا که مشخصات مکانیکی ناحیه بهسازی شده به روش تزریق با فشار بالا تحت تاثیر مسائل فنی متغیر است، پیشنهاد می گردد که یک مطالعه پارامتریک روی تاثیر بهسازی با مشخصات مکانیکی متغیر صورت پذیرد.
- در این مطالعه به منظور دستیابی به الگوی بهینه یک تحلیل استاتیکی صورت گرفت، پیشنهاد می شود ابعاد هندسی ناحیه بهسازی شده با یک تحلیل عددی به صورت دینامیکی مورد ارزیابی قرار گیرد.
- رفتار خاک در این مطالعه به صورت الاستو پلاستیک با معیار موهر کولمب مدلسازی شده است، در مطالعات آتی سعی شود تا رفتار خاک با معیار های دیگر نیز مورد بررسی قرار گیرند.
- پیشنهاد می گردد تا رکورد های بیشتری با محتوای فرکانسی متفاوت برای اعمال در نظر گرفته شود تا تاثیر محتوای فرکانسی زلزله بر سیستم ارزیابی شود.



مربع

1. Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey.
۲. فیضی د. و علی الهی ح، (۱۳۹۳) "تاثیر عملیات بهسازی خاک در تحلیل پاسخ لرزه ای سطح زمین-مطالعه موردی"، دومین کنفرانس ملی مهندسی ژئوتکنیک، کرمانشاه
۳. بذرافشان مقدم ا، (۱۳۹۱)، رساله دکتری: "بهسازی تحلیل لرزه ای پاسخ زمین با استفاده از توابع موجکی انطباق پذیر جدید و روش HFTD ماتریس"، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان
4. Lo Presti, D.C.F., Lai, C.G., and Puci, I. (2006), ONDA: Computer Code for Nonlinear Seismic Response Analyses of Soil Deposits. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(2), pp. 223-236.
5. Sun, C. and Chung, C. (2008), Assessment of site effects of a shallow and wide basin using geotechnical information-based spatial characterization. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, pp. 1028–1044.
6. [6] Raju, L. and Ramana, G. (2004), Site-specific ground response analysis. *Current Science*, 87(10), pp. 1354-1362.
7. Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H. (1972), Shake: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, in Report EERC 72-12 Earthquake Engineering Research Center, University of California: Berkeley.
8. Huang, H., Shieh, C., and Chiu, H. (2001), Linear and nonlinear behaviors of soft soil layers using Lotung downhole array in Taiwan. *Terr Atmos Ocean Sci*, 12, pp. 503–524.
9. Yoshida, N. (1994), Applicability of conventional computer code SHAKE to nonlinear problem, in Proceedings of symposium on amplification of ground shaking in soft ground.
10. Yoshida, N. and Iai, S. (1998), Nonlinear site response analysis and its evaluation and prediction, in 2nd international symposium on the effect of surface geology on seismic motion: Yokosuka, Japan. pp. 71–90.
11. Assimaki, D. and Li, W. (2012), Site- and ground motion-dependent nonlinear effects in seismological model predictions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 32(1), pp. 143-151.
12. Correa, F.N., Jacob, B.P., and Mansur, W.J. (2010), Formulation of an efficient hybrid time–frequency domain solution procedure for linear structural dynamic problems. *Computers and Structures*, 88(5), pp. 331-346.

13. Stewart, J.P. and Kwok, A.O.L. (2008), Nonlinear Seismic Ground Response Analysis: Code Usage Protocols and Verification against Vertical Array Data. *Geotechnical Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, ASCE, 181, pp. 1-24.
14. Tsai, C., and Chen, C. (2014). A Comparison of Site Response Analysis Method and Its Impaction on Earthquake Engineering Practice. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul AUG. 25-29, 2014.
15. Bardet, J.P. and Tobita, T. (2001), NERA: A computer program for nonlinear earthquake site response analyses of layered soil deposits, Department of Civil Engineering, University of Southern California: California.
16. Fujita, K., Yamamoto, K., and Takewaki, I. (2010), An evolutionary algorithm for optimal damper placement to minimize interstorey-drift transfer function in shear building. *Earthquakes and Structures*, 1(3), pp. 289-306.
17. Hassani, B., et al. (2011), Estimation of site amplification, attenuation and source spectra of S-waves in the East-Central Iran. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(10), pp. 1397-1413
18. OBando, E.A., Ryden, N., and Ulriksen, P. (2011), A moBile multi-depth Borehole sensor set-up to study the surface-to-Base seismic transfer functions. *Engineering Geology*, 123(3), pp. 246-258
19. Vilhar, G. and Jovicic, V. (2009), Measurement and interpretation of the small strain stiffness of Bostanj silty sand. *Acta Geotechnica Slovenica*, 2, pp. 57-75.
20. Mavituna, O., Teymor, B., (2008), "Effect of improving as a countermeasure for liquefaction" 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
21. Stamatopoulos, A., (2012), "Effect of preloading on the amplification of sand layers" 15th World Conference on Earthquake Engineering, LisBon, Portugal
22. Orense, R. (2005), Assessment of liquefaction potential based on peak ground motion parameters. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 25, pp. 225- 240.
23. Chopra, A.K. (2007), *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 3rd ed., Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.

24. Ishimaru, S. Hata, I. Shimomura, Y. Ikeda, Y. Ishigaki, H. Ogushi, Y. (2004). 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada. August 1-6, 2004 Paper No. 2204
  25. Weaver, T. J., & Chitoori, B. (2007). Influence of Limited Soil Improvement on Lateral Pile Stiffness. In Soil Improvement (pp. 1-10).
  26. Hamayoon, K., Oka, R., & Zhang, F. (2016). Numerical analyses and shaking table tests on seismic performance of existing group-pile foundation enhanced with partial-ground-improvement method. Japanese Geotechnical Society Special Publication, 2(38), 1383-1388.
  27. Kheradi, H., Guanlin, Y., Nishi, H., Oka, R., & Zhang, F. (2016, June). Numerical analysis of seismic Behavior of existing rectangular underground structure enhanced with ground improvement. In 50th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. American Rock Mechanics Association.
  28. Bao, X., Morikawa, Y., Kondo, Y., Nakamura, K., & Zhang, F. (2012). Shaking table test on reinforcement effect of partial ground improvement for group-pile foundation and its numerical simulation. Soils and Foundations, 52(6), 1043-1061.
  29. Jia, J., & Jia. (2018). Soil Dynamics and Foundation Modeling. Springer.
  30. Yoshida, N. (2015). Introduction of Seismic Ground Response Analysis. In Seismic Ground Response Analysis (pp. 23-29). Springer, Dordrecht.
  31. Kwok, A. and Stewart, J. (2007), Use of Exact Solutions of Wave Propagation Problems to Guide Implementation of Nonlinear Seismic Ground Response Analysis Procedures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 133(11).
  32. SrBulov, M. (2008), Geotechnical earthquake engineering. Springer.
۳۳. حیدری، ع (۱۳۸۳)، بهینه سازی سازه ها با استفاده از روشهای پیشرفته PhD Thesis .، دانشگاه شهید باهنر کرمان
34. Moseley, M. P., & Kirsch, K. (2004). Ground improvement. CRC Press.
  35. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, "Ground Modification Methods Reference Manual-Volume II". April 2017.
  36. Keller, "The soilcrete-Jet Grouting Process", [www.keller.co.uk](http://www.keller.co.uk), accessed on 10 Jan 2017.

37. Sadek, M., & Isam, S. (2004). Three-dimensional finite element analysis of the seismic behavior of inclined micropiles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(6), 473-485.
38. ABAQUS Documentation, version 6.14-2
39. Kuhlemeyer RL, Lysmer J. Finite element method accuracy for wave propagation problems. *J Soil Mech Found Div ASCE* 1973;99(SM5):421–7
40. Rayleigh, J.W.S., Lindsay, R.B., *The Theory of Sound* 1945, NewYork :DoverPublications
41. Park, D., Hashash, Y.M.A., soil Damping Formulation in Nonlinear Time Domain Site Response Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 2004. 8(2): p. 249-274
42. Hashash, Y.M.A., Park, D., Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002. 22: p. 611–624
43. Eurocode-8, Part 5 - Foundations, retaining structures and geotechnical.aspects.1999
44. Mylonakis, G., Gazetas, G., Seismic Soil-Structure Interaction: beneficial or Detrimental, *Journal of Earthquake Engineering*, 2000. 4(3): p. 277 - 301.aspects.1999

## **Abstract**

Statistical data from past-experienced earthquakes, such as the Hyogoken-Nanbu earthquake that occurred in 1995, shows that failure of pile foundation happened frequently, so it is necessary to investigate the behavior of pile foundation during strong earthquakes and improve its seismic behavior. One of the most effective and economical methods for improving the seismic performance of existing pile foundations is partial ground improvement. In this method, the main issue is to specify the size and position of the improving area. In this study, the pattern of the partial ground improvement for an existing micropile group foundation is carefully selected using three-dimensional numerical models and elasto-plastic static finite element analysis by acting a lateral pushover force to the foundation. The maximum horizontal displacements of the micropiles in different types of improvements are obtained and then, the optimal pattern according to the concept of effective improvement has been chosen. Then, with several dynamic analyses subjected to two different earthquakes with different frequencies acted on three structures with frequencies equivalent to 5, 10 and 15 story, the effects of the partial improvement on the seismic performance of the foundation, such as maximum shear forces, maximum axial force and bending moment created in the micropile have been evaluated. In this research, the high pressure injection (jet grouting) method has been selected to improve the foundation system, which provides the highest strength and hardness among all existing methods for soil improvement. The results of the analysis showed that partial improvement significantly reduces internal forces such as shear force, axial force and bending moment, which increases the lateral strength of foundation. Also, this improvement has significantly reduced the recorded acceleration on the foundation and structure, which improves the seismic performance of the micropile group foundation.

**Keywords:** ground response analysis, partial improvement, finite element, micropile, jet grouting





**Shahrood University of Technology**

**Faculty of Civil Engineering**  
**M.Sc. Thesis in Geotechnical Engineering**

## **Ground response analysis in partially improved grounds**

by: Behzad Hamidi

Supervisors:

Dr. Amir Bazrafshan Moghadam

January 2019