

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



پردیس بین‌المللی خوارزمی

پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

عملکرد لرزه‌ای دیوار حائل همراه با مهار متقابل در گودبرداری‌های عمیق

شهری با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-دیوار

نگارنده: فرهاد زنجانی محمدآباد

استاد راهنما

دکتر امیر بذرافشان مقدم

بهمن ۱۳۹۷

شماره ۳۳۵۵ / ۲۹۶ / ۲۰۱۷
تاریخ: ۱۳ / ۱۲ / ۹۷

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، در این جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای فرهاد زنجانی محمدآباد با شماره دانشجویی ۹۴۰۸۹۳۴ رشته مهندسی عمران گرایش ژئوتکنیک تحت عنوان عملکرد لرزه ای دیوار حائل همراه با هیات متقابل در گودبرداری های عمیق شهری با دو نظر گرفتن اندرکنش خاک-دیوار که در تاریخ ۹۷/۱۱/۱۰ با حضور هیات محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید. به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجه: <u>خیلی خوب</u>) <input checked="" type="checkbox"/>		مردود <input type="checkbox"/>	
نوع تحقیق: <input checked="" type="checkbox"/> نظری		عملی <input type="checkbox"/>	
عضو هیات داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد اهنمای اول	امیر بذرافشان مقدم	استاد یار	
۲- استاد اهنمای دوم			
۳- استاد مشاور			
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	سعید گلپایان	استاد یار	
۵- استاد ممتحن اول	محسن کرامتی	استاد یار	
۶- استاد ممتحن دوم	ایمان آقاییان	استاد یار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده
تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تصوه فر صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در سمت مجاز) امکان دارد. در صورتیکه در پایان نامه خود دفاع نماید از دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه بگذرد.

تقدیم نامہ

تقدیم بہ خدائی کہ آفرید

جان را، انسان را، عقل را، علم را، معرفت را، عشق را...

و بہ کسانی کہ عشقشان را در وجودم دمید

تقدیم بہ مادر عزیز و مہربان و پدر بزرگوارم.

سپاسگزاری

تختین سپاس و ستایش از آن خداوندی است که بنده‌ی کوچکش را در دیای بیکران اندیشه، قهره‌ای ساخت تا وسعت آن را از دریچه اندیشه‌ی ناب آموزگاران بزرگ به تماشایند. لذا اکنون که در سایه‌سار بنده نوازی‌هایش پیمان نامه حاضر به انجام رسیده است، بر خود لازم می‌دانم تا مراتب سپاس را از بزرگوارانی به جا آورم که اگر دست‌یاری‌گشتان بود، محرک این پیمان نامه به انجام می‌رسید.

به مصداق «من لم یسکر الخلق لم یسکر الخلق» بی‌شایسته است از استاد فرهیخته و فرزانه جناب آقای دکتر امیرزاد افشان مقدم که با کرامتی چون خورشید، سرزمین دل را روشنی بخشید و کوشش سرای علم و دانش را با راهبانی‌های کارساز و سازنده بارور ساختند و در کمال سجد، با حسن خلق و فروتنی، از بیچ‌گلی در این عرصه بر من دریغ نمودند و زحمت راهبانی این رساله را بر عهده گرفتند، تقدیر و تشکر می‌نمایم.

با تقدیر و درود فراوان از استاد بزرگوار و کرامت‌محسن کرامتی و دکتر ایمان آقاییان که با لطف بی‌دریشان زحمت داوری این پیمان نامه را منتقل شدند.

از کارشناس محترم دانشکده پرورشی خوارزمی سرکار خانم نوری به خاطر کمک‌های بی‌دریشان سپاسگزارم.

و با تشکر خالصانه خدمت همه کسانی که به نوعی مراد به انجام رساندن این مهم‌های نموده‌اند؛

باشد که این خردترین، نخبی از زحمات آنان را پاس گوید.

تهدیه نامه

اینجانب فرهاد زنجانی محمدآباد دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران-ژئوتکنیک دانشکده پردیس خوارزمی دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه عملکرد لرزه ای دیوار حائل همراه با مهار متقابل در گودبرداری های عمیق شهری با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-دیوار 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.

حکیده

با توجه به افزایش تراکم ساخت و سازها در محیط‌های شهری مسئله حفاظت از گودها و سازه‌های مجاور، انتخاب یک سیستم مهاری مناسب جهت حفظ گودها اهمیت زیادی پیدا کرده است. دیوار حائل دیافراگمی به همراه مهار متقابل سیستمی است که در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته است. از آنجایی که در کشور ما سیستم‌هایی همچون نیلینگ و انکرینگ و... مشکلات قانونی زیادی به لحاظ ورود به زمین همسایه دارند توجه به سیستم‌های اینچینی بیش از پیش حس می‌شود، دیوار حائل دیافراگمی دسته‌ای از دیوارهای انعطاف‌پذیر می‌باشند که به دلیل سهولت در اجرا و اقتصادی بودن برای گودهای عمیق مورد توجه هستند اما روش‌های تحلیلی کلاسیک برای این نوع سیستم‌های نگهبان ترکیبی کارآمد نبوده و رفتار آنها را به درستی پیش‌بینی نمی‌کنند. امروزه با گسترش روش‌های عددی همچون المان محدود می‌توان پیش‌بینی دقیق‌تری از رفتار این نوع سازه‌های نگهبان داشت. در این پژوهش از نرم‌افزار المان محدود Abaqus برای مدل‌سازی رفتار خاک، دیوار و مهار متقابل استفاده شده است و به بررسی رفتار دیوار حائل انعطاف‌پذیر به همراه مهار متقابل در شرایط استاتیکی و دینامیکی برای ۲ سازه ۶ و ۱۲ طبقه که در کنار گود قرار گرفته پرداخته شده است. مقایسه نتایج تحلیل اجزا محدود با روش‌های کلاسیک در بحث فشار جانبی نشان داد که تحلیل‌های کلاسیک مقادیر کمتری نسبت به تحلیل عددی داشتند به طوری که تئوری Tschebotarioff ۱۶ درصد و تئوری ۱۴ peck درصد کمتر از مقادیر نتایج تحلیل Abaqus در حالت بدون سازه و در شرایط استاتیکی را نشان داد. همچنین به دلیل جابجایی زیاد در هنگام زلزله، مشخص گردید که این سیستم کارآمدی لازم را در هنگام زلزله ندارد و بهتر است به عنوان یک سیستم موقت جهت سازه نگهبان مورد استفاده قرار گیرد.

کلمات کلیدی: سیستم مهار متقابل، تحلیل دینامیکی، عملکرد لرزه ای، آباکوس

فهرست مطالب

۱	فصل اول.....
۱-۱-۱	مقدمه
۲-۱	بیان مسئله
۳-۱	ضرورت انجام پژوهش
۴-۱	اهداف پژوهش
۵-۱	روش انجام پژوهش
۶-۱	ساختار پایان نامه
۷	فصل دوم.....
۱-۲	مقدمه
۲-۲	انواع دیوار حائل.....
۱-۲-۲	حائل های صلب
۲-۲-۲	حائل های انعطاف پذیر
۳-۲	کاربرد دیوارهای دیافراگمی
۱-۳-۲	مزایای دیوار حائل دیافراگمی.....
۴-۲	تقسیم بندی دیافراگم ها.....
۱-۴-۲	انواع دیافراگم ها به لحاظ عملکرد سازه ای
۲-۴-۲	انواع دیافراگم ها به لحاظ نحوه اجرا
۵-۲	روش های مهاری
۱-۵-۲	بررسی مزایا و محدودیت های سیستم های مهار گود
۶-۲	روابط حاکم بر دیوارهای حایل
۱-۶-۲	فشار جانبی خاک
۷-۲	روش های تحلیل دیافراگم های مهار شده
۱-۷-۲	روش تیر فرضی
۲-۷-۲	روش چبوتاریف
۳-۷-۲	روش روو
۴-۷-۲	روش برینچ هانسن
۸-۲	روشهای تحلیل دیوارهای حایل
۱-۸-۲	روش تحلیل شبه استاتیکی
۲-۸-۲	روش تحلیل شبه دینامیکی
۳-۸-۲	تحلیل دینامیکی
۹-۲	فشارهای خاک بر روی دیوار گودهای مهاربندی شده
۱۰-۲	روش المان محدود
۱-۱۰-۲	پیشینه تحقیق در روشهای المان محدود.....
۱۱-۲	جمع بندی
۴۹	فصل سوم.....
۱-۳	مقدمه

۵۰	انتخاب روشهای اجزاء محدود	۲-۳
۵۱	مشخصات مدل نهایی	۱-۲-۳
۵۲	المانهای مش بندی	۲-۲-۳
۵۲	ابعاد المانهای مش بندی	۳-۲-۳
۵۳	معیار رفتاری خاک	۴-۲-۳
۵۴	اندرکنش دیوار و خاک	۵-۲-۳
۵۶	میرایی خاک	۶-۲-۳
۵۸	شرایط مرزی	۷-۲-۳
۵۹	صحت سنجی مدل	۳-۳
۶۵	فصل چهارم	
۶۶	مقدمه	۱-۴
۶۶	تاریخچه شتاب	۲-۴
۶۶	بدون وجود سازه	۱-۲-۴
۶۹	حالت سازه شش طبقه در کنار گود	۲-۲-۴
۷۲	حالت سازه ۱۲ طبقه در کنار گود	۳-۲-۴
۷۷	جابجایی افقی در حالت دینامیکی	۳-۴
۷۷	بدون وجود سازه	۱-۳-۴
۸۰	حالت سازه شش طبقه در کنار گود	۲-۳-۴
۸۲	حالت سازه ۱۲ طبقه در کنار گود	۳-۳-۴
۸۶	نیروی محوری تیرهای مهار	۴-۴
۸۸	جابجایی افقی دیوار گود	۵-۴
۸۹	استاتیکی	۱-۵-۴
۹۰	دینامیکی	۲-۵-۴
۹۶	لنگر خمشی در دیوار	۶-۴
۹۸	فشار جانبی	۷-۴
۱۰۲	کانتورهای تنش و تغییر شکل	۸-۴
۱۰۵	فصل پنجم	
۱۰۶	مقدمه	۱-۵
۱۰۶	نتیجه گیری	۲-۵
۱۱۱	منابع	

فهرست اشکال

- شکل ۱-۲: انواع دیوارهای حائل صلب (DAS, 2013) ۱۱
- شکل ۲-۲: اتصال سپرهای فولادی در لبه ها (BOWELS, 2001) ۱۲
- شکل ۳-۲: نحوه اجرای دیافراگم بتنی ۱۸
- شکل ۴-۲: فشار جانبی محرک- نظریه رانکین (DAS, 2013) ۲۴
- شکل ۵-۲: فشار جانبی مقاوم- نظریه رانکین (DAS, 2013) ۲۵
- شکل ۶-۲: تحلیل سپر به روش چپوتاریف ۲۸
- شکل ۷-۲: نمودارهای مربوط به روش تیر فرضی (رهایبی، ۱۳۹۳) ۲۸
- شکل ۸-۲: مدل تحلیلی سپر به روش روو ۳۱
- شکل ۹-۲: نیروهای وارده بر گوه محرک در تحلیل M - O (DAS, 2013) ۳۳
- شکل ۱۰-۲: نیروهای وارد بر گوه مقاوم در تحلیل M - O (DAS, 2013) ۳۴
- شکل ۱۱-۲: ایجاد مرحله ای فشار خاک به صورت کیفی در پشت گود (BOWELS, 2001) ۴۰
- شکل ۱۲-۲: توزیع فشار جانبی خاک در دیوارهای انعطاف پذیر با مهار متقابل (BOWELS, 2001) ۴۲
- شکل ۱-۳: مش بندی مدل ۵۳
- شکل ۲-۳: تاریخچه زمانی شتاب زلزله PEER, 1963) NORTHDRIDGE ۵۵
- شکل ۳-۳: طیف سری فوریه جهت تعیین فرکانس غالب بار زلزله ۵۸
- شکل ۴-۳: نمونه ای از مدل آزمایشگاهی سانتریفیوژ. (JONES, 2015) ۶۱
- شکل ۵-۳: محدوده سرعت موج برشی (بر اساس آزمایشات سانتریفیوژ در ۳ گوبرداری مختلف (JONES, 2015) ۶۱
- شکل ۶-۳: جابجایی دیوار در راس و عمق گود بر اساس آزمایشات سانتریفیوژ (JONES, 2015) ۶۲
- شکل ۷-۳: جابجایی دیوار در راس عمق گود بر اساس مدل نرم افزاری (JONES, 2015) ۶۲
- شکل ۱-۴: شماتیک نقاط برداشت تاریخچه شتاب (بدون وجود سازه) ۶۷
- شکل ۲-۴: مقایسه شتاب سنگ بستر با سر دیوار (بدون وجود سازه) ۶۷
- شکل ۳-۴: مقایسه شتاب سنگ بستر با کف گود (بدون وجود سازه) ۶۸
- شکل ۴-۴: شماتیک نقاط برداشت تاریخچه شتاب (با وجود سازه شش طبقه) ۷۰
- شکل ۵-۴: مقایسه شتاب در نقاط معیار (با وجود سازه شش طبقه)؛ ۷۱
- الف) سنگ بستر با فوندانسیون (ب) سنگ بستر با طبقه شش (ج) فوندانسیون با طبقه شش (د) سنگ بستر با کف گود ۷۲
- شکل ۶-۴: شماتیک نقاط برداشت تاریخچه شتاب (با وجود سازه ۱۲ طبقه) ۷۳
- شکل ۷-۴: مقایسه شتاب در نقاط معیار (با وجود سازه ۱۲ طبقه)؛ ۷۴
- الف) سنگ بستر با فوندانسیون (ب) کف گود با فوندانسیون (ج) سنگ بستر با فوندانسیون (د) فوندانسیون با طبقه شش (ه) فوندانسیون با طبقه ۱۲ (و) طبقه شش با طبقه ۱۲ ۷۵
- شکل ۸-۴: نمودار جابجایی افقی در نقاط معیار (بدون وجود سازه)؛ الف) سنگ بستر (ب) کف گود (ج) سر دیوار ۷۸
- شکل ۹-۴: نمودار جابجایی افقی در نقاط معیار (با وجود سازه شش طبقه)؛ ۸۰
- شکل ۱۰-۴: نمودار جابجایی افقی در نقاط معیار (با وجود سازه ۱۲ طبقه)؛ ۸۳
- الف) سنگ بستر (ب) کف گود (ج) فوندانسیون (د) طبقه شش (ه) طبقه ۱۲ ۸۴
- شکل ۱۱-۴: شماتیک نقاط برداشت نیروهای داخلی ۸۶
- شکل ۱۲-۴: نمودار نیروی محوری مهار متقابلها در نقاط معیار؛ ۸۷

- الف) مدل بدون سازه ب) مدل با وجود سازه شش طبقه ج) مدل با وجود سازه ۱۲ طبقه ۸۷
- شکل ۳-۴: نمودار جابجایی افقی دیوار گود در حالت استاتیکی ۸۹
- شکل ۴-۱۴: نمودار جابجایی افقی در زمان معیار؛ ۹۴
- الف) ثانیه صفر ب) ثانیه ۶/۶۸ ج) ثانیه ۷/۵۴ د) ثانیه ۸/۵۶ ۹۴
- شکل ۴-۱۵: نمودار جابجایی افقی دیوار گود در زمان معیار ۹۵
- شکل ۴-۱۶: نمودار جابجایی افقی دیوار گود در ثانیه ۸/۵۶ در سه مدل ۹۵
- شکل ۴-۱۷: شماتیک نقاط برداشت لنگر خمشی در دیوار ۹۶
- شکل ۴-۱۸: نمودار لنگر خمشی دیوار در نقاط معیار؛ ۹۷
- الف) مدل بدون سازه ب) مدل با وجود سازه شش طبقه ج) مدل با وجود سازه ۱۲ طبقه ۹۷
- شکل ۴-۱۹: توزیع فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی و دینامیکی در حالت بدون سازه؛ ۹۹
- الف) دیاگرام در زمان حداکثر برآیند فشار جانبی ب) برآیند فشار جانبی روی دیوار در طول زمان ج) دیاگرام در زمان صفر (حالت استاتیکی) ۹۹
- شکل ۴-۲۰: توزیع فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی و دینامیکی در حالت با سازه ۶ طبقه؛ ۱۰۰
- الف) دیاگرام در زمان حداکثر برآیند فشار جانبی ب) برآیند فشار جانبی روی دیوار در طول زمان ج) دیاگرام در زمان صفر (حالت استاتیکی) ۱۰۰
- شکل ۴-۲۱: توزیع فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی و دینامیکی در حالت با سازه ۱۲ طبقه؛ ۱۰۱
- الف) دیاگرام در زمان حداکثر برآیند فشار جانبی ب) برآیند فشار جانبی روی دیوار در طول زمان ج) دیاگرام در زمان صفر (حالت استاتیکی) ۱۰۱
- شکل ۴-۲۲: کانتور تنش برشی در خاک ۱۰۳
- شکل ۴-۲۳: کانتور کلی در سازه استرات و خاک ۱۰۳
- شکل ۴-۲۵: کانتور جابجایی کل سیستم ۱۰۴

فهرست جداول

- جدول ۱-۲: مقادیر عددی توزیع فشار جانبی خاک در گودهای مهار متقابل (BOWELS, 2001) ۴۲
- جدول ۱-۳: پارامترهای دیوار، فونداسیون و سقف (بتن) ۵۱
- جدول ۲-۳: پارامترهای تیر، ستون و مهار متقابل (فولاد) ۵۱
- جدول ۳-۳: پارامترهای خاک ۵۱
- جدول ۴-۳: پارامترهای دیوار و مهار متقابل (JONES, 2015) ۶۰
- جدول ۵-۳: پارامترهای خاک (JONES, 2015) ۶۰
- جدول ۶-۳: صحت سنجی مدل عددی با مدل آزمایشگاهی ۶۳
- جدول ۱-۴: مقایسه شتاب سنگ بستر با سر دیوار (بدون وجود سازه) ۶۸
- جدول ۲-۴: مقایسه شتاب سنگ بستر با سر دیوار (بدون وجود سازه) ۶۹
- جدول ۳-۴: مقادیر شتاب حداکثر در نقاط معیار (با وجود سازه شش طبقه) ۷۲
- جدول ۴-۴: مقادیر شتاب حداکثر در نقاط معیار (با وجود سازه ۱۲ طبقه) ۷۷
- جدول ۵-۴: مقادیر جابجایی افقی در نقاط معیار (بدون وجود سازه) ۷۹
- جدول ۶-۴: مقادیر حداکثر جابجایی افقی در نقاط معیار (با وجود سازه شش طبقه) ۸۲
- جدول ۷-۴: مقادیر حداکثر جابجایی افقی در نقاط معیار (با وجود سازه ۱۲ طبقه) ۸۵
- جدول ۸-۴: مقادیر حداکثر نیروی داخلی در نقاط معیار تیرهای مهاری (N) ۸۸
- جدول ۹-۴: مقادیر جابجایی افقی سر دیوار (M) ۸۹
- جدول ۱۰-۴: مقادیر لنگر خمشی دیوار در نقاط معیار (N.M) ۹۸
- جدول ۱۱-۴: مقادیر برآیند فشار جانبی (N/M) ۹۸
- جدول ۴-۱۲: مقایسه نتایج برآیند فشار جانبی روی دیوار ۱۰۲

فصل اول

کلیات

۱-۱- مقدمه

دیوارهای حائل در مهندسی ژئوتکنیک از اهمیت بالایی برخوردار هستند، زیرا در اغلب پروژه‌های مختلف عمرانی نیاز به خاکبرداری و در نتیجه نگهداری خاک پشت گود برداری است. دیوارهای حائل سازه‌هایی هستند که از انواع مختلف آن می‌توان در شرایط گوناگون، برای این منظور استفاده کرد. یکی از انواع دیوارهای حائل، دیوارهای حائل دیافراگمی هستند. دیوارهای حائل دیافراگمی به عنوان یکی از سیستم‌های حائل به علت قابلیت اجرا تا ارتفاع‌های زیاد، عدم نیاز به پی و قالب‌بندی سنتی و امکان استفاده در محیط‌های محدود شهری؛ به علت اشغال فضای بسیار کم و محدودیت فضای لازم برای اجرا امروزه کاربرد وسیعی دارند. تاریخچه استفاده و اجرای دیوارهای حائل دیافراگمی به چند دهه اخیر بر می‌گردد. عدم مطالعات گسترده و وجود ناشناخته‌های رفتاری این دیافراگم‌ها و استفاده روزافزون آنها لزوم انجام مطالعه و تحقیق بیشتر آنها را طلب می‌کند. در مدلسازی عددی پروژه‌های خاکی و ژئوتکنیکی، به روش المان محدود، میتوان از مدل‌های دو بعدی و سه بعدی استفاده کرد. مدل‌های دوبعدی به علت زیاد بودن طول دیوار و برقرار بودن شرایط کرنش صفحه‌ای انتخاب شده است. بنابراین در این مطالعه به منظور بررسی تاثیر نوع مدلسازی، کلیه مدلسازی‌ها به صورت دوبعدی انجام شده و نتایج حاصله از آنها مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

۱-۲- بیان مسئله

در حال حاضر، تحلیل دیوارهای حائل تحت شرایط لرزه‌ای، با استفاده از روش‌های محاسباتی به صورت بسیار دقیق قابل انجام است (روش‌های اجزای محدود یا تفاضل محدود). پژوهشگران مدل‌های پیشرفته‌ای را توسعه داده‌اند که قادر به بررسی جنبه‌های مهم رفتار خاک تحت بارگذاری چرخه‌ای می‌باشند. اگرچه این مدل‌ها واقعاً پیچیده بوده و کالیبراسیون آنها برای خاک‌های خاص می‌تواند

دشوار باشد، ولی برای تحقیق مفید بوده و می‌توانند در پیشرفت روش‌های طراحی برای پاسخ دینامیکی سازه‌های حائل نقش مهمی ایفا نمایند.

دیوار حائل همراه با مهار متقابل سیستمی است که در این تحقیق مورد بررسی قرار می‌گیرد این روش ساده برای نگهداری و حفاظت جداره‌های حاصل از گودبرداری و برای جلوگیری از تغییر مکان‌های جانبی در گودهایی با عرض کم در محیط‌های شهری استفاده می‌شود. در پروژه‌هایی که عرض گودبرداری نسبتاً کم باشد، با توجه به سختی و در مواردی غیر ممکن بودن استفاده از روش‌های پایدارسازی متعارف دیگر، برای تامین پایداری دیواره گودبرداری و جلوگیری از تغییر مکان‌های جانبی، استفاده از روش مهارهای متقابل مناسب می‌باشد.

۱-۳- ضرورت انجام پژوهش

در این تحقیق به بررسی عملکرد دیوارهای انعطاف‌پذیر همراه با مهار متقابل در هنگام زلزله در گودبرداری عمیق شهری پرداخته می‌شود چرا که امروزه به دلیل مشکلات قانونی زیادی که برای سیستم‌هایی چون نیلینگ و انکرینگ وجود دارد لزوم بررسی دقیق‌تر روش‌های دیگر بیشتر حس میشود علاوه بر اینکه طراحی این سیستم‌ها برای بارهای لرزه‌ای، مبتنی بر تحلیل‌های شبه استاتیک می‌باشد ولی مطالعات جدید نشان می‌دهد انجام تحلیل‌های استاتیکی و شبه استاتیکی می‌تواند بیش از حد محافظه کارانه بوده و همچنین عملکرد مناسبی از این سیستم نشان نمی‌دهد (Zervos, 2016). که با توجه به تراکم زیاد شهرها و بلند مرتبه سازی، شاهد گودهای عمیق‌تری در مجاورت سازه‌های مختلف هستیم و لزوم طراحی دقیقتر سازه‌های مهاری می‌تواند به کمتر شدن ریزش گودها و به طبع آن از بین رفتن سازه‌های مجاور بیانجامد.

۴-۱- اهداف پژوهش

هدف کلی از این پژوهش عبارت است از: "بررسی عملکرد لرزه ای دیوار حائل همراه با مهار متقابل در گودبرداری‌های عمیق شهری با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-دیوار"

اهداف جزئی زیر نیز در این پژوهش دنبال می‌شوند:

- بررسی تغییرات به وجود آمده در شتاب سازه و دیوار
- بررسی جابجایی افقی ناشی از اعمال بار زلزله و نیز بارگذاری استاتیکی در سازه و دیوار
- بررسی نیروی محوری ایجاد شده در مهار متقابل ها
- بررسی لنگر خمشی ایجاد شده در دیوار
- بررسی فشار جانبی دیوار

۵-۱- روش انجام پژوهش

به منظور کسب اطلاعات در زمینه این موضوع، پژوهش‌های مشابه منتشر شده در منابع داخلی و بین المللی مورد بررسی قرار گرفت. در پایان نامه حاضر با استفاده از روش المان محدود در نرم افزار آباکوس، مدل سازی ۲ بعدی دیوار حائل انعطاف پذیر همراه با مهار متقابل در ۳ تراز مختلف در حالت‌های بدون سازه، با سازه ۶ طبقه و با سازه ۱۲ طبقه صورت گرفته که هر طبقه باری معادل یک تن بر متر مربع دارد. مدل سازی نرم افزاری در این پایان نامه، بر اساس یک پژوهش آزمایشگاهی که در آن این مدل با استفاده از دستگاه سانتریفیوژ مورد بررسی قرار گرفته بود صحت سنجی شد. سپس داده‌های مورد نیاز از مدل نرم افزاری استخراج شده و مورد مقایسه و تفسیر قرار گرفت.

۱-۶- ساختار پایان نامه

در فصل اول، پس از تعریف مسئله به بیان ابعاد آن پرداخته و اهمیت و لزوم انجام پژوهش حاضر بیان شده است.

در فصل دوم، مفاهیم سیستم‌های حائل، انواع روش‌های مهاری، روش‌های تحلیل تعریف شده و در انتها به بیان مطالعات انجام شده در این زمینه توسط محققین پرداخته شده است.

در فصل سوم، ضمن معرفی نرم افزار مورد استفاده، نحوه مدلسازی و انتخاب روش مناسب برای مدلسازی سیستم خاک و دیوار بیان شده است. در انتها، صحت سنجی نتایج بیان شده است.

در فصل چهارم، مدلسازی سازه در کنار گود انجام گرفته است و سپس نتایج حاصل از آن مورد بررسی قرار گرفته است.

در فصل پنجم، جمع بندی و نتیجه گیری کلی ارائه شده است. در این فصل پس از مرور اجمالی کارهای صورت گرفته در فصول قبلی، به بررسی نتایج حاصله، جمع بندی، نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات جهت مطالعات بعدی پرداخته شده است.

فصل دوم

مبانی نظری و مروری بر مطالعات پیشین

۲-۱- مقدمه

دیوارهای حائل در مهندسی ژئوتکنیک از اهمیت بالایی برخوردار هستند، زیرا در اغلب پروژه‌های مختلف عمرانی نیاز به خاکبرداری و در نتیجه نگهداری خاک پشت گودبرداری است. همچنین در بسیاری از پروژه‌های شهری و مکانهای خاص محدودیت فضای کار وجود دارد. دیوارهای حائل سازه‌هایی هستند که از انواع مختلف آن می‌توان در شرایط گوناگون، در پروژه‌های مختلف راه و ساختمان به منظور جلوگیری از ریزش خاک یا نفوذ آب و همچنین پایداری اجزای ساختمانی استفاده کرد. در حالت کلی متناسب با جنس مصالح مصرفی، شرایط تکیهگاهی و تناسب هندسی این دیوارها به دو گروه صلب و انعطاف پذیر تقسیم می‌شوند. از نظر نوع مصالح مصرفی، این سیستم‌ها با مصالح چوبی، بنایی، فلزی، بتنی، بتن مسلح و بتن پیش‌تنیده اجرا می‌شوند.

یکی از انواع دیوارهای حائل دیوارهای حائل دیافراگمی هستند. دیوارهای حائل دیافراگمی به عنوان یکی از سیستم‌های حائل به علت قابلیت اجرا تا ارتفاع‌های زیاد، عدم نیاز به پی و قالب‌بندی سنتی و امکان استفاده در محیط‌های محدود شهری؛ به علت اشغال فضای بسیار کم و محدودیت فضای لازم برای اجرا امروزه کاربرد وسیعی دارد. به علت دارا بودن ویژگی‌های فوق از دیوارهای حائل دیافراگمی میتوان در پروژه‌های متعدد نظیر تونل و تاسیسات زیر زمینی، جداره داکتها، آبنند ساحلی، پرده نفوذ ناپذیر، دیوار حائل ساختمان (در بخشی که زیر زمین قرار دارد)، دیوارهای اسکله‌ها و غیره استفاده کرد. دیافراگم مهارشده بتنی، نوعی از دیافراگم بتنی و عمدتاً مسلح می‌باشد. پایداری دیافراگم بتنی در ارتفاعات کم توسط عمق گیرداری تأمین می‌شود، ولی در ارتفاعات زیاد (بیش از ۱۰ متر) عملکرد عمق گیرداری عموماً کافی نبوده؛ لذا به منظور ایجاد پایداری لازم و همچنین کاهش تغییر مکان جانبی از قیدهای فشاری و یا مهارهای جانبی استفاده می‌گردد.

در این فصل به بررسی انواع دیوارهای حائل پرداخته می‌شود. در ابتدا به بررسی ویژگی‌های دیوارهای حائل صلب پرداخته شده و سپس در ادامه به معرفی و توضیح انواع حائل‌های انعطاف پذیر و انواع

سیستم‌های مهاری پرداخته می‌شود. سپس به شرح دیوارهای حائل دیافراگمی که نوعی از حائل‌های انعطاف‌پذیر هستند، از جوانب مختلف پرداخته می‌شود.

در ادامه شرح و توضیح روابط و تئوری‌های مختلفی که برای فشار جانبی خاک و تحلیل دیوارهای حائل صلب و انعطاف‌پذیر ارائه شده است، مطرح می‌شود. در بخش آخر این فصل هم روابط و تئوری‌های موجود در رابطه با تحلیل دینامیکی دیوارهای حائل بیان می‌شود.

۲-۲- انواع دیوار حائل

به طور کلی دیوار حائل به دو دسته کلی حائل‌های صلب و انعطاف‌پذیر تقسیم می‌شوند. حائل‌های صلب شامل دیوار با مصالح بنایی یا بتنی (دیوار وزنی) و دیوار بتن مسلح (طره ای یا پشت بند دار) می‌باشند. در صورت نیاز به حائل‌های با ارتفاع بیش از حدود ۱۰ تا ۱۲ متر استفاده از حائل‌های صلب منطقی به نظر نمی‌رسد. افزایش ارتفاع باعث افزایش فشار خاک پشت دیوار شده که منجر به افزایش قابل ملاحظه نیروهای داخلی دیوار اعم از لنگر خمشی و برشی می‌شود که نتیجه آن طراحی مقاطع بسیار سنگین و حجیم می‌باشد. در چنین مواردی میتوان از انواع حائل‌های انعطاف‌پذیر شامل دیواره‌های خاک مسلح، سپرهای فلزی و دیوارهای حائل دیافراگمی استفاده کرد.

۲-۲-۱- حائل‌های صلب

در این حائل‌ها، از آنجا که تغییر شکل بدنه دیوار در تماس با خاک ناچیز است، لذا نیروهای وارده تابع تغییر مکان دیوار هستند (رهایی، ۱۳۹۳). از نظر مصالح مصرفی، این دیوارها از مصالح بنایی، بتن و بتن مسلح ساخته می‌شوند. از این نوع دیوارها در بسیاری از پروژه‌های ساختمانی نظیر راهسازی، پل‌سازی، محوطه سازی، ساختمان‌سازی و به طور کلی هر جا که احتیاج به تکیه‌گاه جانبی برای جدار قائم خاکبرداری باشد، استفاده می‌شود.

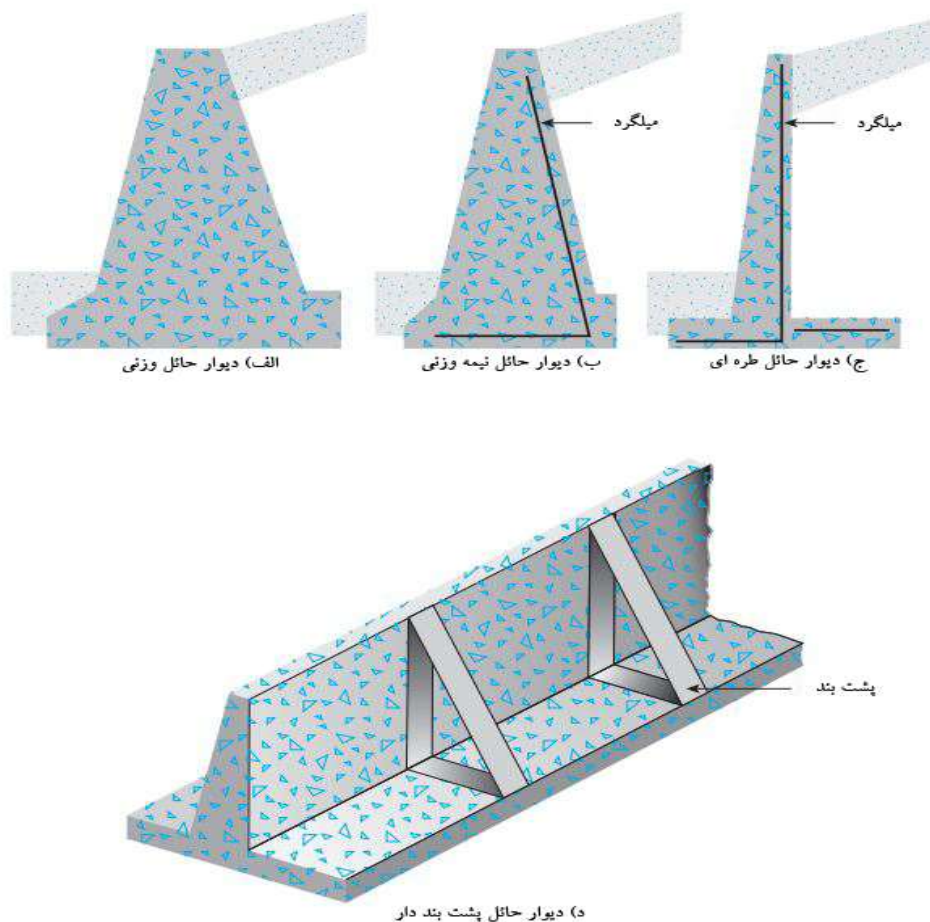
بر حسب مصالح و هندسه مورد استفاده دیوار حائل دارای انواع دیوار حائل وزنی، نیمه‌وزنی، طره‌ای و پشتبنددار می‌باشد. دیوار حائل وزنی (شکل ۱-۲-الف) از بتن ساده (غیر مسلح) و یا مصالح بنایی به خصوص سنگ با ملات ماسه سیمان، ساخته می‌شود. پایداری این دیوارها در مقابل فشار جانبی، در درجه اول بستگی به وزن آنها دارد. در کشور ما ایران، به علت وجود بناهای سنگ‌کار ماهر و دستمزد مناسب، ساخت دیوارهای حائل با مصالح بنایی سنگی بسیار معمول است. هر چند که استفاده اقتصادی از آنها در محدوده ارتفاع‌های ۴ تا ۵ متر می‌باشد، لیکن استفاده از آنها در دیوارهای بلند هم مشاهده می‌شود (Das, 2013).

در ایران نوع سنگی برای ساحل‌سازی رودخانه‌ها و مسیل‌ها بسیار مورد استفاده قرار می‌گیرند. شرط استفاده از این دیوارها وجود زمین با مقاومت کافی در زیر آن است. نوع خاکی نیز برای ترفیع دیواره‌های رودخانه و یا هدایت رواناب در کناره‌های مسیل و جلوگیری از هجوم سیلاب به اراضی کشاورزی و شهری مورد استفاده زیاد می‌باشد (نشریه ۳۰۸).

گاهی مواقع با استفاده از مقدار محدودی میلگرد، از عرض دیوار حائل وزنی مقداری کاسته می‌شود. این میلگردها در خمش با مصالح بنایی مشارکت می‌کنند. به چنین دیوارهایی، دیوارهای نیمه‌وزنی می‌گویند (شکل ۱-۲-ب).

دیوارهای حائل طره‌ای (شکل ۱-۲-ج) از بتن مسلح ساخته می‌شوند و متشکل از دیوار تیغه و دال پایه می‌باشند. حداکثر ارتفاع اقتصادی این دیوارها ۶ تا ۸ متر است.

دیوارهای حائل پشتبنددار (شکل ۱-۲-د) مشابه دیوارهای حائل طره‌ای هستند با این اختلاف که در فواصل منظم دارای پشتبندهایی عمود بر دیوار تیغه می‌باشند. پشتبندها، تیغه و پاشنه را به یکدیگر می‌دوزند و در نتیجه با ایجاد رفتار دو طرفه از مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی در آنها می‌کاهند (Das, 2013).



شکل ۲-۱: انواع دیوارهای حائل صلب (Das, 2013)

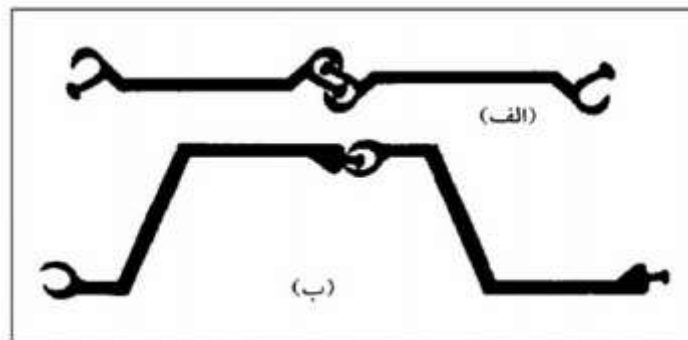
۲-۲-۲- حائل‌های انعطاف پذیر

در این المان‌ها، تناسبات هندسی و شرایط تکیه‌گاهی بطوری است که مقدار تغییر شکل‌ها نسبت به ابعاد حائل قابل ملاحظه بوده و لذا مقدار نیروهای داخلی نیز باید متناسب با این پدیده محاسبه شود. برخی از انواع حائل‌های انعطاف‌پذیر به ترتیب زیر می‌باشند:

• سپرها

سپرها از قدیمی‌ترین حائل‌های استفاده شده هستند، که عموماً از چوب، بتن مسلح و فولاد ساخته و با دستگاه سپر کوب در زمین کوبیده می‌شوند. در این مجموعه سپرهای فولادی به دلیل سبک بودن،

نفوذ سریع در زمین، امکان افزایش طول و استفاده مکرر بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند. از نظر هندسی قطعات سپر فولادی مشابه سایر پروفیل‌های فلزی اند و به اشکال و اندازه‌های مختلف ساخته می‌شوند. سپرهای فلزی عمدتاً به عنوان یک حائل موقت در پروژه‌های تونل‌سازی، خاکبرداری در زمین به منظور اجرای شالوده‌ها یا کارهای آبی، ایجاد دیوارهای ساحلی و پرده‌های نفوذناپذیر به کار گرفته می‌شوند. با توجه به مقاومت مکانیکی مناسب مصالح مصرفی و امکان استفاده مکرر، کاربرد این حائل‌ها در مناطق غیر شهری، که سر و صدا و لرزش ناشی از کوبیدن موجب آسیب به محیط زیست نمی‌شود، بسیار متداول است (رهایی، ۱۳۹۳). سپرهای فولادی آمریکایی دارای ضخامت ۱۰ تا ۱۳ میلیمتر می‌باشند. سپرهای اروپایی نازکتر و عریض‌تر هستند. نیمرخ سپرهای فولادی ممکن است به صورت Z عمیق، کم عمق و تخت باشند. برای درزبندی و یکپارچگی، لبه‌های نیمرخ‌های فولادی به نحو خاصی به صورت کام و زبانه درمی‌آیند. در شکل ۲-۲ الف اتصال کام و زبانه انگشتی و در شکل ۲-۲ ب کام و زبانه توپی نشان داده شده است.



شکل ۲-۲: اتصال سپرهای فولادی در لبه‌ها (Bowels, 2001)

کاربرد سپرهای فولادی راحت است، زیرا قادر به مقاومت در مقابل تنش‌های قابل توجهی در حین کوبیدن می‌باشند. وزن آنها نیز سبک بوده و قابل استفاده مجدد هستند.

از سپرهای چوبی فقط در مورد سازه‌های موقت سبک که در بالای سطح آب قرار دارند، استفاده می‌شود. دو نوع سپر چوبی وجود دارد، الوارهای چوبی ساده و الوارهای چوبی مرکب الوارهای چوبی

دارای ابعاد ۳۰۰ در ۵۰ میلیمتر در مقطع می‌باشند و به صورت لبه‌های مماس بر هم در داخل زمین کوبیده می‌شوند. الوارهای چوبی مرکب، از میخ کردن سه الوار ساده به دست می‌آیند که الوار وسطی نسبت به دو الوار دیگر در حدود ۵۰ تا ۷۰ میلیمتر جابجا شده است. الوارهای چوبی ساده را می‌توان در لبه‌ها به صورت کام و زبانه درآورد.

سپره‌های بتنی پیشساخته بسیار سنگین هستند و به منظور مقابله با نیروهای ایجاد شده در آنها در حین حمل و نقل، کوبیدن، و بهره‌برداری، داخل آنها آرماتوربندی (میلگرد گذاری) می‌شود. این سپرها دارای عرض ۵۰۰ تا ۸۰۰ میلیمتر و ضخامت ۱۵۰ تا ۲۵۰ میلیمتر در مقطع می‌باشند (Das, 2013).

• دیوارهای خاک مسلح

تکنیک خاک مسلح بر اساس عملکرد مصالح بتن مسلح، در حدود سی سال پیش ابداع و از آن زمان در اجرای بسیاری از سازه‌ها نظیر دیوار حائل، دیوار ساحلی، تونل‌ها و دیوارهای پشت پایه کناری پل‌ها استفاده شده است. ارتفاع متداول این دیوارها بین ۱۰ تا ۳۰ متر است. اجزای تشکیل دهنده آنها پوسته‌های جانبی از مصالح فلزی یا بتن مسلح، تسمه‌های فلزی (یا پلیمری) و خاک می‌باشد. نقش تسمه‌های فلزی در خاک مانند نقش میلگرد در بتن مسلح است و لذا خاک تحت فشار و تسمه‌ها تحت کشش خواهند بود (رهایی، ۱۳۹۳).

• دیافراگم‌های بتنی

این دیوارها در چند دهه اخیر به عنوان حائل‌های دائمی یا پرده آب‌بند در مناطق شهری استفاده شده‌اند. برای اجرای این دیوارها، ابتدا عملیات حفاری در زمین به ضخامت و عمق مورد نظر، انجام و سپس قفس میلگرد بافته شده با جرثقیل در گود نصب می‌شود. در مرحله بعد ترانشه لوله‌گذاری و با دبی زیاد بتن‌ریزی می‌شود. در بعضی حالات نیز بعد از حفاری، قطعات بتنی به صورت پیش‌ساخته آماده و در ترانشه نصب می‌شوند.

بعد از اجرای دیوار عملیات خاکبرداری در یک طرف دیوار به صورت لایه به لایه انجام می‌شود و در صورت لزوم تکیه‌گاه‌های جانبی به شکل مهار یا تقویت کننده اجرا می‌شوند. این دیوارها به صورت پیش‌ساخته یا درجا و تا عمق حدود ۵۰ متر قابل اجرا هستند (رهایی، ۱۳۹۳).

هر چند عملکرد دیافراگم‌ها و سپرها بسیار به هم نزدیک است ولی محدودیت ارتفاع سپرها و همچنین مزایای استفاده از دیافراگم‌ها باعث شده است تا در سال‌های اخیر استفاده از دیافراگم‌ها بسیار مورد توجه قرار گیرد. کاربرد اصلی دیافراگم‌ها به عنوان سازه حائل و باربر و یا به عنوان پرده نفوذناپذیر می‌باشد (بهنیا، ۱۳۸۹).

۲-۳- کاربرد دیوارهای دیافراگمی

۱. در مناطق شهری با تراکم زیاد یا دارای سازه‌های قدیمی حساس به جابجایی
۲. در محل‌هایی که سیستم نگهدارنده خیلی صلب مورد نیاز است
۳. در محل‌هایی که صدا و ارتعاش باید خیلی کم باشد
۴. در محل‌هایی که شرایط زمین شناسی و آب زیر زمینی مانع استفاده از سیستم‌های حائل مرسوم می‌شود.
۵. جاهایی که پایین آوردن سطح آب زیر زمینی مقدور نمی‌باشد

در مقایسه با سایر انواع دیوارها، دیوارهای دیافراگمی از لحاظ جابجایی زمین بسیار سخت در نظر گرفته می‌شوند. دیوارهای دیافراگمی، اغلب در خاک‌های دانه‌ای با تراز آب بالا به خصوص زمانی که یک لایه با نفوذپذیری کم زیر لایه دانه‌ای باشد، مورد توجه قرار می‌گیرد. همچنین این دیوارها اغلب به لایه‌های زیرین که نفوذپذیری کمتری دارند منتهی می‌شوند. لایه‌های مذکور می‌توانند سنگ یا خاک باشند. اتصال دیوار به این لایه‌ها با نفوذپذیری کم باعث کاهش تراوش آب به زیر دیوار می‌شود (اسد بیگی، ۱۳۸۴).

پروژه هایی که اغلب از این دیوارها استفاده می شود شامل موارد زیر می باشد:

- پارکینگ های طبقاتی در عمق زیاد از سطح زمین
- تونل های مترو به روش خاکبرداری و خاک ریزی
- اتوبان ها و جاده های زیر زمینی
- شفت های اجرا شده برای مجرای عمیق فاضلاب ها
- زمین های لغزنده و سازه های جانبی سدها

۲-۳-۱- مزایای دیوار حائل دیافراگمی

۱. این دیوارها را می توان در هر نوع خاک و سنگ اجرا کرد حتی در عمق های چند صد فوتی به شرط آنکه کنترل مناسبی روی هندسه و پیوستگی دیوار لحاظ شود.
۲. خاکبرداری های زیر زمینی بخصوص در جاهایی که خاکبرداری، زیر سطح آب زیر زمینی باشد بسیار مشکل و پر هزینه است. با استفاده از این دیوارها می توان مساله پایین آوردن سطح آب زیر زمینی را با استفاده از پمپاژ و تمهیدات دیگر حذف کرد و خاکبرداری بدون حضور آب انجام شود.
۳. با توجه به اینکه این دیوارها در مناطق با آب زیرزمینی بالا انجام می گیرد این دیوارها آب بندی مناسبی ایجاد می کنند.
۴. نصب دیوارهای دیافراگمی باعث می شود سازه احداث شده در سایت سخت تر شود و این مساله از جابجایی زمین و نشست زمین های مجاور جلوگیری می کند.

۵. دیوارهای دیافراگمی با تقویت مناسب و مهندسی می توانند انتقال دهنده بار به لایه های زیرین باشند و به عنوان عضو باربر مورد استفاده قرار گیرند و اجازه دهند تا قسمت های مختلف سازه‌ای به هم متصل شوند.
۶. این دیوارها با سیستم‌های سازه‌ای مهاری تطبیق داشته و به هر دو صورت مهاری فشاری و کششی متصل در خاک بسته به موقعیت پروژه قابل اجرا می‌باشند.
۷. معمولا در محل هایی که ارتفاع طبقه یا سایت بیش از ۵ متر باشد می توان این دیوارها را نصب کرد.
۸. مقرون به صرفه بودن دیوارهای دیافراگمی، چه در زمانی که به عنوان سازه‌های موقت، و چه در زمانی که به عنوان سازه‌های دائمی در نظر گرفته می شوند از فاکتورهای انتخاب این دیوارها می‌باشد.
۹. دیوارهای حائل دیافراگمی در ترکیب با فونداسیون سازه ها، می توانند به عنوان یک دیوار موقت، دیوار زیرزمینی دائمی مقاوم در برابر نفوذ آب و یک عضو تکیه گاهی عمودی مورد استفاده قرار گیرند و در بسیاری از شرایط به عنوان گزینه اول اقتصادی مطرح می‌شوند.

۲-۴- تقسیم بندی دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها به صورت مختلف تقسیم‌بندی می‌شوند که در ادامه به تعدادی از تقسیم‌بندی‌های رایج در این زمینه اشاره می‌گردد.

۲-۴-۱- انواع دیافراگم‌ها به لحاظ عملکرد سازه ای

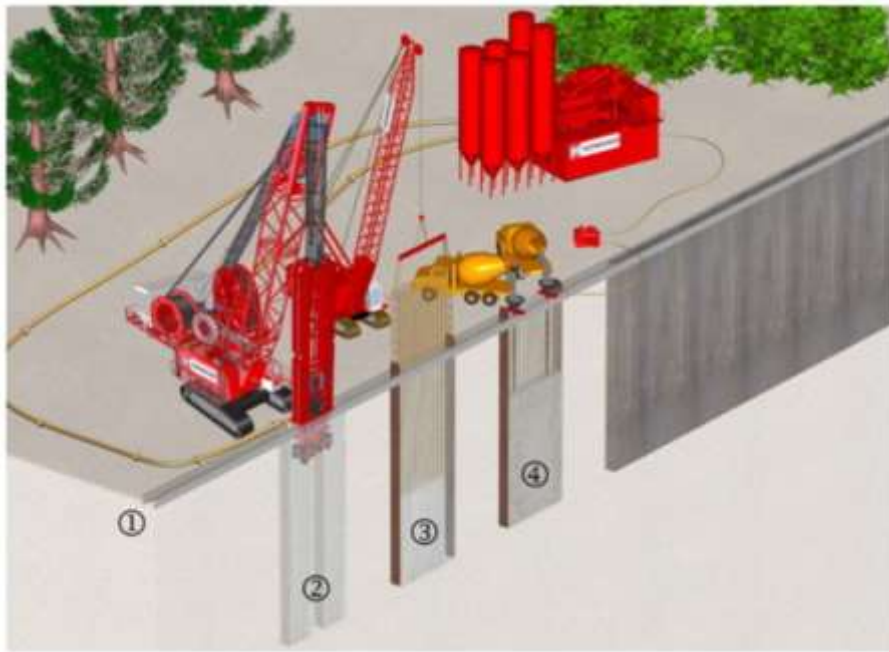
۱. دیافراگم‌های غیر باربر که فقط به عنوان پرده نفوذناپذیر استفاده می‌شوند. در این حالت مصالح مورد استفاده بتن پلاستیک با آب زیاد می‌باشد.

۲. دیافراگم‌های باربر که فقط تحت بار قائم و یا تحت بار قائم و افقی به صورت همزمان می‌باشند. در این حالت مصالح مورد استفاده بتن مسلح با مقطع مرکب بتن و فولاد می‌باشد.

۲-۴-۲- انواع دیافراگم‌ها به لحاظ نحوه اجرا

• دیافراگم‌های درجا

روش اجرای این دیافراگم‌ها به شرح زیر است: دیافراگم‌ها در پانلهای جداگانه ایجاد می‌شوند. حفاری به وسیله گل بنتونیت انجام می‌شود. وظیفه بنتونیت نگهداری دیوار حفاری شده می‌باشد. به این وسیله نیازی به سیستمهای مکانیکی نگه دارنده نمی‌باشد. ضمن آن که از بنتونیت در چند نوبت میتوان استفاده کرد. با پیشرفت حفاری محل حفاری شده با گل حفاری پر شده و بعد از قرار دادن لوله‌های انتهایی، قفس آرماتور در محل قرار داده شده و همزمان با پمپاژ بنتونیت به خارج از حفره بتن‌ریزی انجام می‌شود. حفاری پانلها به صورت یک در میان انجام می‌شود و پانلها به طور کامل با یکدیگر درگیر می‌شوند. به این ترتیب تمام طول دیوار به صورت یکجا در برابر بار جانبی مقاومت میکنند. در شکل زیر نمونه‌ای از اجرای دیافراگم بتنی نشان داده شده‌است (صبا، ۱۳۶۲).



شکل ۲-۳: نحوه اجرای دیافراگم بتنی

• دیافراگم‌های پیش ساخته

در این روش محل دیوار خاکبرداری می‌شود و دیوار پیش ساخته درون حفره قرار می‌گیرد. اتصال پانلهای مختلف به روش کام و زبانه تأمین می‌شود. مزایا و معایب اجرای پیش ساخته نسبت به اجرای درجا به شرح زیر می‌باشند.

مزایا: بالا بودن سرعت اجرا، اجرای دیوارهای طویل با این روش که نیاز به قطعات زیادی دارد اقتصادی می‌باشد، صرفه جویی در مصالح به علت کاهش ضخامت دیوار، مشکل بتنریزی در حجمهای بالا علیالخصوص در مناطق شهری، کیفیت بالاتر و عملآوری مناسبتر بتن، قرارگیری صحیح قفس آرماتور در جای خود و دقت بیشتر در هندسه سازه نهایی، بهبود تمامی دیوار در سیستم پیش ساخته.

معایب: کم بودن پیوستگی سازه‌های در قطعات، با توجه به وزن زیاد قطعات حمل و نقل آنها مشکل بوده لذا ارتفاع در این قطعات به حدود ۲۰ متر محدود می‌شود.

• اجرای مرکب دیافراگم‌ها

از این روش در این موارد استفاده می‌شود. در مناطقی که مشکل آب زیرزمینی وجود داشته باشد، تا ترازى که آب وجود دارد دیوار به صورت درجا اجرا می‌شود که این بخش، نقش پره نفوذناپذیر را داشته و عمدتاً از بتن پلاستیک ساخته می‌شود. بعد از برطرف شدن مشکل نفوذ آب بقیه دیوار به صورت پیش ساخته و یا درجا اجرا می‌شود. به علت محدودیت ارتفاع دیوارهای پیش ساخته، در صورت نیاز به اجراء مرتفع بخشی از دیوار به صورت درجا اجرا شده و سپس قطعات پیش ساخته روی آن قرار می‌گیرد (اسد بیگی، ۱۳۸۴).

۲-۵- روش‌های مهارى

اغلب در زمان ساخت ساختمان‌های با طبقات زیرزمینی زیاد یا تأسیسات شهری (مانند ایستگاه‌های مترو)، حفاری ترانشه‌های باز با شیب قائم ضرورت دارد. اگرچه اکثر این ترانشه‌ها جنبه موقت دارند، اما باید به کمک سیستم‌های مهاربندی مناسب از دیواره گودها حمایت شود. پایدارسازی جداره‌های گودبرداری‌ها با استفاده از سازه‌های حائل و سیستم‌های نگه‌دارنده صورت می‌گیرد. سیستم‌های حائل شامل روش‌هایی مثل دیوار دیافراگم، دیوارهای پشت‌بند^۱، سپرکوبی^۲ و سیستم‌های نگه‌دارنده شامل روش‌هایی مثل مهاربند^۳، دوخت به پشت^۴، مهارهای عرضی^۵، سیستم مهاربندی خرابایی و میخکوبی است. هر یک از سیستم‌های محافظ گود بسته به شرایط مختلف مزایا و معایب خاص خود را دارد و نمی‌توان گفت که یک روش خاص همواره بر دیگر روش‌ها برتری دارد. با توجه به این که معمولاً

¹ - Solider pile

² - Sheet pile

³ - Anchorage

⁴ - Tie-back

⁵ - Strut

پیمانکاران و مجریان پروژه‌های گودبرداری مایلند با صرف حداقل هزینه، عملیات گودبرداری را به پایان برسانند، بعضاً مشاهده می‌شود که به علت بی‌توجهی‌های صورت گرفته در مورد رعایت اصول ایمنی و طراحی، دیواره گود فرو ریخته است. حال با در نظر گرفتن این شرایط اگر قرار باشد روشی برای مهار گودبرداری‌ها ارائه شود، حتماً باید تا حد امکان کم‌هزینه بوده و نیاز به تکنولوژی خاص نداشته باشد و ضمناً اجرای آن نیز آسان باشد. برای رسیدن به این هدف لازم است در وهله نخست مقایسه‌های کلی بین روش‌های مختلف موجود صورت گیرد.

۲-۵-۱- بررسی مزایا و محدودیت‌های سیستم‌های مهار گود

در سیستم مهاربندی دوخت به پشت (تای‌بک)، به علت آن که عملیات تزریق برای مهارهای اصطکاکی در خاک صورت می‌گیرد، خواص خاک بهبود پیدا می‌کند. همچنین با اجرای این سیستم از خصوصیات مقاومتی خود خاک برای مهار نیروی رانشی استفاده می‌شود. از این روش برای گودبرداری‌های طویل به خوبی می‌توان بهره گرفت. چون حفاری‌ها در حریم همسایه انجام می‌شوند، در سطح شهر نمی‌توان از این روش بهره گرفت. همچنین به دلیل استفاده از تجهیزات ویژه حفاری، هزینه عملیات حفاری بالا خواهد بود.

روش مهاربندی عرضی (مهارهای متقابل) یکی از روش‌های خوب و مطمئن برای گودبرداری‌هایی است که عرض گودبرداری کم و در ضمن سطح خاک در دو طرف یکسان باشد. این روش بسیار سریع و اقتصادی است. از این روش می‌توان برای گودبرداری‌های با عرض کم استفاده کرد. در صورت زیاد بودن عرض گود باید بین تیرهای افقی، مهاربندی عرضی شود که باعث ایجاد محدودیت در فضای کار می‌شود.

در روش سیستم مهاربندی خرپایی برای گودبرداری با هر عرضی می‌توان استفاده کرد. این روش بسیار سریع و اقتصادی است. برای استفاده از این سیستم در گودبرداری در زیر سفره آب زیرزمینی

اجرای عملیات خشک‌سازی لازم و ضروری است. در خاک‌های ریزشی و نرم تغییر شکل‌های زیادی را می‌توان انتظار داشت.

با دقت در مزایا و معایب هر یک از سیستم‌های مهاربندی ملاحظه می‌شود که بسته به ابعاد گودبرداری، انتخاب سیستم مهاربندی افقی برای اجرا در هر گودی می‌تواند مناسب باشد و به علت سرعت بالای اجرای کار، یکی از روش‌های خوب و مطمئن برای پایدارسازی جداره گودبرداری‌های به ویژه با عرض حفاری کم است. با توجه به پیچیده بودن توزیع تنش اعمالی از طرف خاک بر دیوار مهار شده با مهارهای عرضی، هدف از این تحقیق بررسی فشار جانبی خاک بر روی دیواره گود مهار شده با مهارهای عرضی است.

۲-۶- روابط حاکم بر دیوارهای حایل

۲-۶-۱- فشار جانبی خاک

فشار جانبی خاک باید در یکی از این سه حالت زیر مورد توجه قرار گیرد. فشار سکون؛ در صورتی که بین خاک و دیوار حرکتی موجود نباشد، فشار حالت سکون رخ می‌دهد که فشار آن مقداری بین دو حالت فعال و مقاوم می‌باشد. فشار فعال، وقتی که دیوار در مقابل فشار خاک به سمت جلو دوران نماید، کم‌ترین فشار جانبی به وجود می‌آید تا مقدار دوران لازم برای حصول فشار فعال معادل $0/001$ تا $0/003$ رادیان می‌باشد. فشار مقاوم؛ در صورتی که دیوار به سمت خاک دوران نماید، بزرگ‌ترین فشار جانبی به وجود می‌آید. مقدار دوران دیوار به سمت خاک برای حصول فشار مقاوم بین $0/02$ تا $0/2$ رادیان می‌باشد.

ضریب فشار جانبی

در هر نقطه نسبت فشار جانبی به فشار قائم خاک، ضریب فشار جانبی نامیده شده و با حرف K بیان می‌گردد. مقدار K برای سیالات مساوی واحد است. اما برای خاک در حالت فعال و سکون از ۱ کوچک‌تر و برای حالت مقاوم از ۱ بزرگ‌تر است (نشریه ۳۰۸).

ضریب فشار جانبی در حالت سکون

برای خاک‌های دانه‌ای عادی تحکیم یافته، ضریب فشار جانبی در حال سکون K_0 را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$K_0 \approx 1 - \text{Sin}\phi \quad (1-2)$$

شریف و فنگ (۱۹۸۴) با استفاده از آزمایش‌های متعدد در روی نمونه‌های آزمایشگاهی نشان دادند که رابطه ۱-۲ نتایج خوبی برای تخمین فشار جانبی خاک در حال سکون برای خاک‌های ماسه‌ای شل به دست می‌دهد. لیکن برای ماسه متراکم مقدار K_0 حاصل قدری دست‌پایین است. به همین علت، رابطه اصلاح شده زیر را برای K_0 پیشنهاد کردند.

$$K_0 = (1 - \text{Sin}\phi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_d(\text{min})} - 1 \right) 5.5 \quad (2-2)$$

برای رس‌های عادی تحکیم یافته، ضریب فشار جانبی در حال سکون را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$K_0 \approx 0.95 - \text{Sin}\phi \quad (3-2)$$

برای خاک‌های رسی عادی تحکیم یافته می‌توان از نتایج تجربی بروکر و ایرلند، مقدار K_0 را بر حسب نشانه خمیری PI تعریف نمود:

$$\begin{aligned} K_0 &= 0.4 + 0.007 (PI) && \text{(برای PI بین ۰ تا ۴۰)} \\ K_0 &= 0.64 + 0.001 (PI) && \text{(برای PI بین ۴۰ تا ۸۰)} \end{aligned} \quad (۴-۲)$$

برای رس‌های پیش تحکیم یافته رابطه زیر ارائه شده است (Das, 2013):

$$K_0 \approx \sqrt{OCR} \quad \text{(عادی تحکیم یافته)} \quad K_0 \approx \text{(بیش تحکیم یافته)} \quad (۵-۲)$$

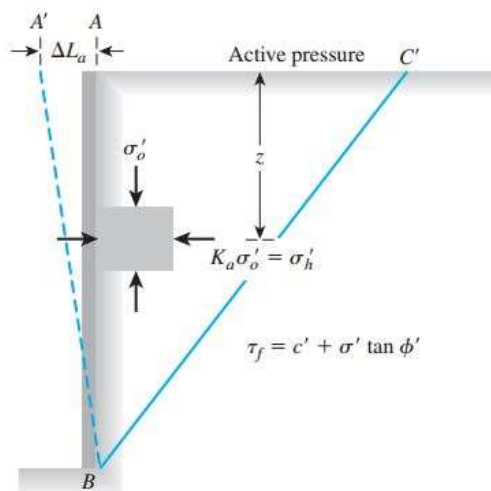
ضریب فشار جانبی در حالت فعال

نظریه رانکین

در صورتی که دیوار مطابق شکل ۲-۴ به اندازه Δx به سمت جلو حرکت نماید، فشار خاک در پشت دیوار نسبت به حالت سکون کاهش خواهد یافت. فشار جانبی در این زمان مساوی σ_a می‌باشد فشار افقی σ_a فشار فعال (اکتیو) رانکین نامیده می‌شود. در این حالت سطوح گسیختگی در خاک زاویه $\pm(45 + \phi/2)$ با افق می‌سازند. با استفاده از روابط تنش‌های اصلی می‌توان ثابت نمود (Das, 2013):

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (۶-۲)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$



شکل ۲-۴: فشار جانبی محرک - نظریه رانکین (Das, 2013)

نظریه کولمب

در محاسبات فشار جانبی خاک طبق تئوری رانکین از اصطکاک بین خاک و دیوار صرف نظر می شود. در سال ۱۷۷۶ کلمب نظریه‌ای برای محاسبات فشار جانبی خاک‌های دانه‌ای ارائه داد که در آن اصطکاک بین دیوار و خاک منظور می گردد (Das, 2013).

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (7-2)$$

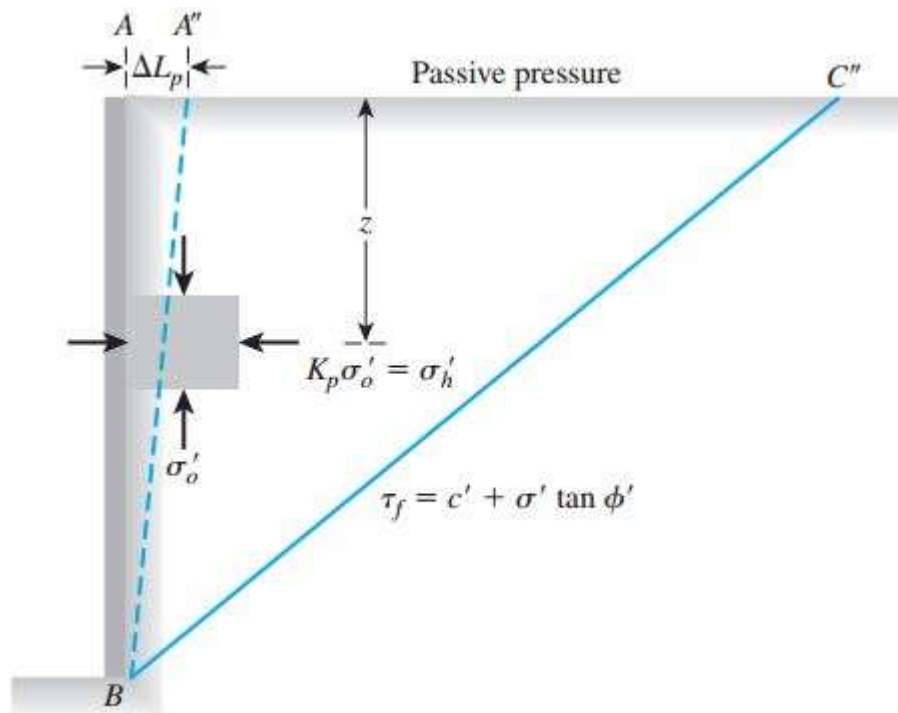
ضریب فشار جانبی در حالت مقاوم

نظریه رانکین

در صورتی که دیوار مطابق شکل ۵-۲ به سمت خاک حرکت نماید، حالت فشار جانبی مقاوم به وجود آمده و فشار مقاوم جانبی مطابق رابطه ۸-۲ درمی آید (Das, 2013).

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (۸-۲)$$



شکل ۵-۲: فشار جانبی مقاوم - نظریه رانکین (Das, 2013)

نظریه کولمب

کولمب روشی برای تعیین فشار مقاوم خاک، برای دیوارهای دارای اصطکاک و خاکریز دانه‌ای ارائه نمود (Das, 2013).

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (۹-۲)$$

روش سوکولوسکی

سوکولوسکی با توجه به مطالعات و تحقیقات خود، بر اساس تئوری مقادیر مشخصه، نمودارهایی تنظیم کرده که نمونه آن‌ها در شکل زیر ارائه شده است. با استفاده از این منحنی‌ها مقادیر ضرایب k_a ، k_p را متناسب با مقادیر زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ) و زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار (δ) استخراج کرد (رهایی، ۱۳۹۳).

$$\begin{aligned} \sigma_a & \\ = K_a \sigma_z & \quad (10-2) \\ \sigma_p & \\ = K_p \sigma_z & \quad (11-2) \end{aligned}$$

روش نیمه تجربی ارائه شده توسط ترزاقی و پک

در طراحی دیوارهای حائل کوتاه تا متوسط، اغلب به جای استفاده از روابط ریاضی، از نمودارهای نیمه تجربی برای تخمین فشار خاک استفاده می‌شود. نمودارهای ارائه شده به دو صورت می‌باشند. یک نوع مربوط به خاکریز با شیب یکنواخت است و نوع دیگر مربوط به حالتی است که در آن شیب خاکریز تا ارتفاع محدودی ادامه می‌یابد و از آن جا به بعد افقی می‌شود. این منحنی‌ها برای خاک‌های مختلفی ارائه شده‌اند (اسد بیگی، ۱۳۸۴).

۲-۷- روش‌های تحلیل دیافراگم‌های مهار شده

مطالعات تحلیلی برای طراحی دیافراگم‌ها که عمدتاً مربوط به دیوارهای صلب بوده توسط محققین مختلف ارائه گردیده است. مشهورترین این تئوری‌ها عبارتند از تئوری کلمب (۱۷۷۶)، رانکین (۱۸۵۷)، ترزاقی (۱۹۴۳) و روش ترسیمی کولمن (۱۹۳۶). با ادامه یافتن تحقیقات مربوطه بعدها به هر یک از این تئوری‌ها اصلاحاتی اعمال و به صورت تعمیم یافته مطرح گردید.

روش‌های تحلیل دیافراگم‌های بتنی مهار شده به دو دسته اصلی تقسیم می‌گردند. دسته اول روش‌هایی هستند که با فرض توزیع خطی فشار خاک ارائه گردیده و در آن دیافراگم بتنی صلب در نظر گرفته می‌شود. روش تحلیل مقدماتی، روش تیر فرضی بلوم (۱۹۳۱) و روش چپوتاریف (۱۹۷۳) در این زیرمجموعه قرار می‌گیرند.

دسته بعدی روش‌هایی هستند که با فرض توزیع غیرخطی فشار خاک بیان می‌گردند، روش روو (۱۹۷۳) در ارتباط با تیر روی بستر ارتجاعی و روش صفحه ناپیوسته عددی نیز در این بخش واقع می‌گردند (صبا، ۱۳۶۲).

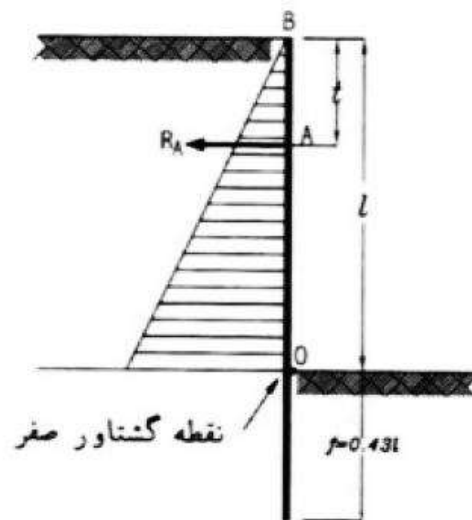
۲-۷-۱- روش تیر فرضی

از این روش برای صفحات حائل گیردار در کف و مهار شده در بالا (سیستم با یک درجه نامعینی) استفاده می‌شود. بلوم با تحلیل تعداد زیادی مدل دیوار با شرایط فوق نتیجه گرفت که با توجه به نمودار لنگر خمشی تیر معادل، مطابق شکل ۲-۶ می‌توان نقطه ممان صفر را به طور متوسط در فاصله مشخصی (A) در زیر کف گودبرداری در نظر گرفت.

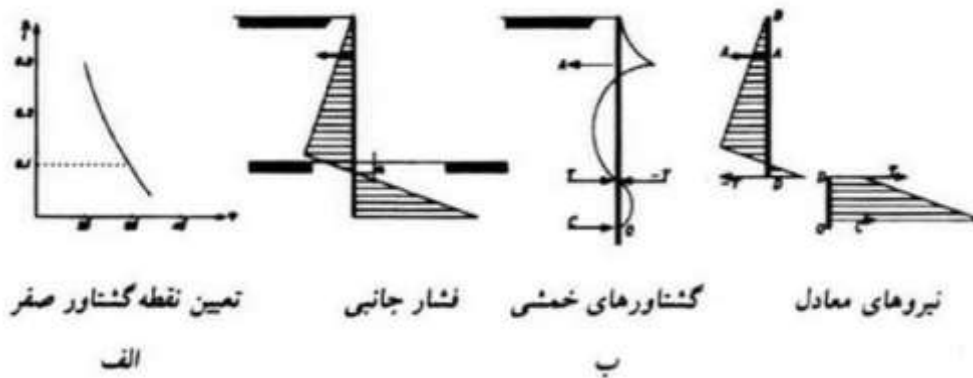
این فاصله نسبت به ارتفاع آزاد $\frac{a}{\rho}$ بر حسب زاویه اصطکاک داخلی خاک، مطابق نمودار ۲-۷ ب تعریف و برای مقادیر زاویه اصطکاک ϕ بین ۲۵ تا ۳۵ درجه مقدار $\frac{a}{\rho} = 0.1$ در نظر گرفته می‌شود. اگر نقطه ممان صفر به عنوان یک مفصل در نظر گرفته شود، صفحه سپر به یک تیر معین تبدیل خواهد شد. برای تحلیل این تیر ابتدا قسمت BAD به صورت یک تیر مستقیم روی دو تکیه‌گاه و تحت فشار جانبی خاک مطالعه و مقادیر لنگر خمشی حداکثر (M_{max}) و نیروی برشی نقطه D محاسبه می‌شود، سپس قسمت DO از تیر تحت فشار جانبی خاک و عکس‌العمل مشخص V_D تحلیل و مقدار عکس‌العمل C و طول تیر محاسبه می‌گردد. با توجه به طول گیرداری لازم و امکان لایروبی عمق گیرداری نهایی معادله $f_0 = 1/2f$ گرفته می‌شود و بدین ترتیب طول کل سپر معادله $f_0 + l$

خواهد شد. همچنین با توجه به لنگر خمشی حداکثر (M_{max}) مقدار مدول سپر به میزان

$$S = \frac{(M_{max})}{f_s} \text{ محاسبه می شود (رهای، ۱۳۹۳).}$$



شکل ۲-۶: تحلیل سپر به روش چپوتاریف



شکل ۲-۷ نمودارهای مربوط به روش تیر فرضی (رهای، ۱۳۹۳)

۲-۷-۲- روش چبوتاریف

چبوتاریف، در سال‌های ۱۹۴۳-۱۹۴۹ به منظور ارزیابی عملکرد سپرها در حالت‌های مختلف (سپر کوبیده شده در زمین یا سپر با خاکریزی پشت آن) یک مدل آزمایشگاهی با اشل $\frac{1}{5}$ تا $\frac{1}{10}$ ساخت و صفحه حائل را در یک مخزن بتنی در حالت‌های مختلف مورد مطالعه قرار داده و تغییر شکل و نیروهای داخلی آن را بررسی کرد. بر اساس نتایج حاصله دو روش زیر را برای تبدیل سیستم نامعین (سپر با کف گیردار و سر مهار شده) به سیستم معین ارائه کرد.

نقطه ممان صفر (محل مفصل) در کف گودبرداری انتخاب و عمق گیرداری (دم سپر) به صورت ضریبی از ارتفاع آزاد $f_0 = 0.43\ell$ تعیین می‌شود. برای تحلیل قسمت آزاد سپر، ضریب رانش محرک مطابق رابطه $k'_a = k_a \left(1 - 0.3 \frac{t}{p}\right)$ اصلاح و سپس مقدار فشار جانبی خاک محاسبه می‌شود بر این اساس با تحلیل تیر BAO عکس‌العمل تکیه‌گاهی R_A (نیروی مهار) محاسبه و سپس این نیرو به شرح زیر اصلاح می‌شود:

$$R'_A = \frac{R_A}{1-0.3 T/\ell} \quad (12-2)$$

با توجه به ترسیم نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی، مقدار مدول مقطع لازم، با افزایش تنش مجاز به میزان ۳۳ درصد قابل تعیین است. روش چبوتاریف عمدتاً جنبه تجربی و آزمایشگاهی دارد و توجیه تئوریکی خاصی ندارد. این روش عموماً برای سپرهای کوبیده شده در خاک‌های دانه‌ای نتایج قابل قبولی ارائه می‌کند (رهایبی، ۱۳۹۳).

۲-۷-۳- روش روو

در سال ۱۹۵۲ روو تحلیل سپر را مشابه فرضیه تیر روی بستر ارتجاعی انجام داد. خاک دو طرف سپر با فنرهایی جایگزین شد که ضریب سختی آنها با توجه به مشخصات مکانیکی این مصالح تعیین می‌شود. در صورتی که ارتفاع کل سپر با L ارتفاع آزاد و عمق سپرکوبی با ℓ ، f و موقعیت مهار با βl نشان داده شوند، روو تناسبات زیر را برای این کمیت‌ها پیشنهاد کرده است:

$$\begin{cases} \ell = \alpha L \\ f = (1 - \alpha) L \end{cases} \begin{cases} 0.165 < \alpha < 0.175 \\ 0.1 < \beta < 0.12 \end{cases} \quad (13-2)$$

همچنین ضریب انعطاف‌پذیری سپر به صورت $\rho = \frac{L^4}{EI}$ (ا ممان اینرسی برای واحد طول) و عدد پایداری سپر برای صفحات قرار گرفته در خاک رس به صورت $S = \frac{c_u r}{\gamma \ell + q_s}$ تعریف می‌شوند. اگر در عمق Z تغییر مکان صفحه سپر معادل γ باشد رابطه فشار جانبی به شرح زیر پیشنهاد می‌شود:

$$q = q_0 - k_e \frac{zy}{f} \quad (14-2)$$

بدین ترتیب معادله دیفرانسیل تغییر شکل تیر (سپر) روی بستر ارتجاعی به صورت زیر است.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + q_0 - k_e \frac{zy}{f} = 0 \quad (15-2)$$

با حل این معادله، معادله تغییرات لنگر خمشی، عکس‌العمل تکیه‌گاهی (نیروی مهار) استخراج و نتایج حاصله با مقادیر حاصل از روش کلاسیک مقایسه می‌شود. بدین ترتیب یکسری ضرایب اصلاح برای محاسبه لنگر خمشی و نیروی مهار به شرح زیر حاصل می‌شود:

$$\frac{M_{\max}}{M} \quad (16-2)$$

$$= r_d \times r_t$$

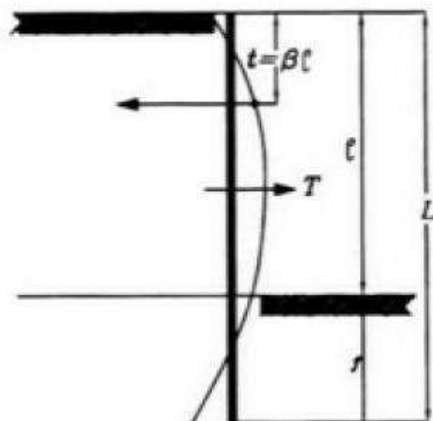
مقدار r_d بر حسب پارامترهای α ، ρ یا α ، s از نمودارهای ارائه شده قابل تعیین و ضریب r_t بر حسب پارامترهای α ، β از نمودارها محاسبه می‌شود.

$$\frac{F_a}{F_{a \text{ کلاسیک}}}$$

$$= f(\alpha, \beta)$$

$$(17-2)$$

همچنین ضریب f بر حسب پارامترهای α ، β محاسبه و در نتیجه مقدار نیروی اصلاح شده مهار تعیین می‌شود (رهايي، ۱۳۹۳).



شکل ۲-۸: مدل تحلیلی سپر به روش روو

۲-۷-۴- روش برینچ هانسن

برینچ هانسن مسئله را از زاویه‌ای کاملاً متفاوت بررسی می‌کند. او بررسی سپر را هنگام گسیختگی و نه در شرایط معمول استفاده انجام می‌دهد. بنابراین لازم است که در به کارگیری نتایج برینچ هانسن

در عمل، ضرایب ایمنی در نظر گرفته شوند. یعنی برای بررسی پایداری مجموعه سپر باید بارهای وارد را افزایش داد و از مقاومت زمین کاست.

به عبارتی دقیق‌تر، برینچ هانسن توصیه می‌کند که در محاسبات، زاویه اصطکاک داخلی ϕ' و چسبندگی c' مجازی به کار برده شوند. این مقادیر از مقادیر حقیقی ϕ و c به شرح زیر حاصل می‌شوند.

$$1.25 \tan \phi' = \tan \phi \quad (18-2)$$

$$= c \quad (19-2)$$

$$1.5 c'$$

برای تخمین مقاومت مکانیکی سپر، باید یادآور شد که در این حالت نیروهای محاسبه شده (گشتاور خمشی حداکثر و نیروی مهار)، به وضعیت مجازی بحرانی‌تر از حالت واقعی مربوط می‌شوند.

۲-۸- روش‌های تحلیل دیوارهای حایل

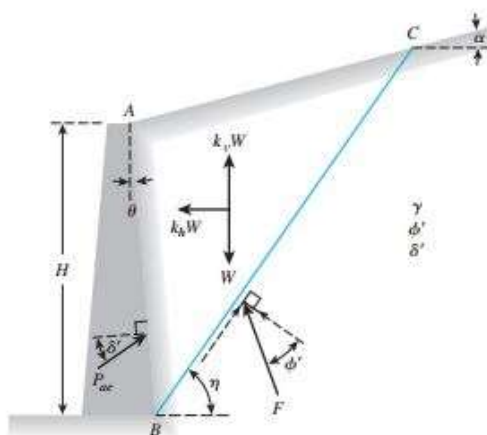
پاسخ دینامیکی دیوارهای حایل حتی در ساده‌ترین نوع پیچیده است و میزان جابه‌جایی دیوار و فشار وارد بر آن به اندرکنش خاکریز پشت و خاک زیر دیوار، جسم دیوار، و طبیعت جنبش زمین بستگی دارد. با توجه به کمبود اطلاعات موجود از رفتار دینامیکی حایل‌ها بر اساس اندازه‌گیری‌ها و مشاهدات محلی، تکیه اکثر مطالعات بر روی مدل‌های آزمایشگاهی و عددی می‌باشد که با توجه به پیچیدگی‌های موجود در اندرکنش خاک و سازه مراحل طراحی لرزه‌ای حایل‌ها بر مبنای فرضیات ساده‌کننده‌ای استوار می‌باشد که گرچه دربرگیرنده تمام خصوصیات رفتار خاک و سازه نمی‌باشند، لیکن بستر مناسبی را جهت طراحی و کنترل پایداری فراهم می‌کنند (نشریه ۳۰۸).

در بررسی تئوری رانش دینامیکی تحت اثر زلزله، روش‌های تحلیل شبه‌استاتیکی، شبه‌دینامیکی و دینامیکی مطرح می‌گردد (صبا، ۱۳۶۲).

۲-۸-۱- روش تحلیل شبه‌استاتیکی

یکی از روش‌های شبه‌استاتیکی که در واقع بسط مستقیم نظریه رانش جانبی کولمب می‌باشد، روش مونونوبه اوکابه می‌باشد که در آن شتاب‌های شبه‌استاتیک بر گوه کولمب در حالت محرک یا مقاوم اعمال شده و مقدار رانش موردنظر از برقراری تعادل بین نیروهای مؤثر بر گوه قابل محاسبه است.

فشار دینامیکی در حالت محرک: نیروهای مؤثر بر گوه محرک در یک خاک دانه‌ای و خشک در شکل ۹-۲ نشان داده شده است. نیروهای وارده با نیروهای نظریه کولمب یکسان بوده و فقط نیروهای شبه‌استاتیک افقی و قائم ناشی از ارتعاشات زلزله در دو جهت می‌باشند. با برقراری تعادل بین نیروهای وارد بر گوه فعال نیروی مؤثر بر واحد طول دیوار به ترتیب زیر قابل محاسبه است.



شکل ۹-۲: نیروهای وارده بر گوه محرک در تحلیل M - O (Das, 2013)

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{ae} \quad (20-2)$$

$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\varphi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (21-2)$$

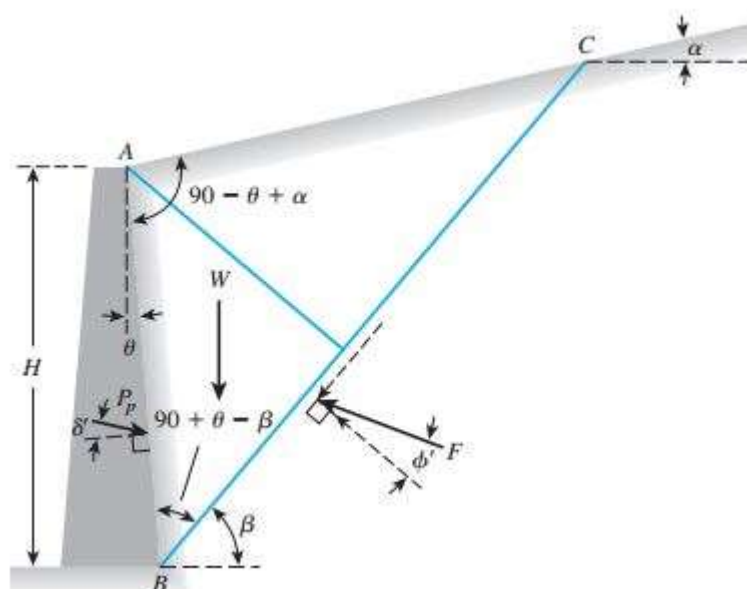
$$= \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right]$$

$$\theta' \quad (22-2)$$

فشار دینامیکی در حالت مقاوم: نظریه فشار مقاوم کولمب را می‌توان برای دربرگرفتن نیروی ناشی از زلزله توسعه داد. نیروهای مؤثر گوه مقاوم در شکل ۱۰-۲ نشان داده شده است. با برقراری تعادل بین نیروهای وارده، نیروی مؤثر بر واحد طول دیوار در حالت مقاوم به ترتیب زیر قابل محاسبه است.

$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{pe}$$

$$P_{pe} \quad (23-2)$$



شکل ۱۰-۲: نیروهای وارد بر گوه مقاوم در تحلیل M-O (Das, 2013)

$$= \frac{\sin^2(\beta + \theta' - \varphi)}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin(\delta + \beta + \theta' - 90)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \theta')}{\sin(\beta + \delta + \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$$

$$k_{pe} \quad (24-2)$$

لازم به ذکر است که رانش مقاوم کل قابل تقسیم به مؤلفه استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی می‌باشد، و با توجه به عملکرد اضافه فشار دینامیکی در خلاف جهت مؤلفه استاتیکی، باعث کاهش فشار مقاوم خاک وارد بر دیوار حایل می‌گردد.

به طور کلی نیروی محرک کل دینامیکی برای شتاب افقی مثبت از نیروی استاتیکی بیش‌تر و نیروی مقاوم دینامیکی کل از نیروی مقاوم استاتیکی کم‌تر می‌باشد، که هر دو حالت نسبت به حالت استاتیکی بحرانی‌تر هستند. روش مونونوبه اوکابه به عنوان یک تحلیل شبه‌استاتیکی، طبیعت دینامیکی بارگذاری لرزه‌ای را بسیار تقریبی و فقط با یک عامل شتاب افقی در نظر می‌گیرد. علاوه بر این در صورت وجود خاک چسبنده در پشت دیوار، تعادل گوه‌ها باید مجدداً برقرار گردد. دو ضعف فوق، توسط روش‌های جدیدتر تا حدودی برطرف شده‌اند، لیکن در طراحی‌های معمول می‌توان نتایج حاصل از تحلیل $M - O$ را مدنظر قرار داد و البته در مواردی نظیر کاهش مقاومت خاک حین زلزله و یا وجود سربارهای مختلف بر سطح خاکریز، تحلیل پایداری شیروانی با روش‌های نیاز خواهد بود (Das, 2013).

۲-۸-۲- روش تحلیل شبه‌دینامیکی

روش‌های تحلیل شبه‌دینامیکی بر پایه منظور نمودن تأثیر تغییر فاز شتاب و حداکثر آن در محاسبه رانش دینامیکی خاک استوار می‌باشد. تحقیقات به عمل آمده بیانگر این مطلب است که توزیع رانش اضافی دینامیکی محاسبه شده از روش شبه‌استاتیکی با مقادیر تجربی متفاوت بوده که این موضوع را به تغییر فاز شتاب حرکت مربوط می‌دانند هر چند که تغییر فاز شتاب دارای تأثیر قابل توجهی روی مقدار رانش کل خاک نمی‌باشد و استیدمن و زینگ با ثابت فرض نمودن شتاب نسبت به عمق در کل خاکریز و مدول برشی ثابت بر اساس رابطه زیر فاز شتاب را متغیر در نظر گرفته و جهت سادگی از a_v صرف‌نظر نمودند.

$$A(z, t) = a_h g \sin \omega \left(t - \left(\frac{H - Z}{V_s} \right) \right) \quad (25-2)$$

$A(z, t)$ شتاب در عمق Z و در زمان t ، Z فاصله از قسمت فوقانی، V_s سرعت موج برشی معادل $(G / \rho)^{0.5}$ که در آن G مدول برشی و ρ جرم مخصوص خاک و ω فرکانس زاویه ارتعاش پایه می‌باشد.

نیروی رانش کل وارده به دیافراگم توسط رابطه زیر بیان می‌گردد.

$$Q_h = \frac{\lambda y a}{4\pi 2 \tan \alpha} (2\pi H \cos \omega t_s + \lambda (\sin \omega t_s - \sin \omega t)) \quad (26-2)$$

$$P_{at} = \frac{Q_h \cos(\alpha - \phi) + \omega \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta - \alpha - \phi)} \quad (27-2)$$

λ طول موج برشی (معادل V_s / f)، f_s فرکانس موج، t_s (معادل H / V_s) و α زاویه صفحه لغزش نسبت به امتداد افق می‌باشد. نقطه اثر نیروی رانش دینامیکی را با گشتاورگیری حول پای دیافراگم صلب می‌توان به دست آورد. بررسی‌های انجام شده توسط بهاتیا و بیکر نشان می‌دهد که نقطه اثر رانش دینامیکی بالاتر از $0.33 H$ قرار گرفته و تابع عواملی مانند T (زمان تناوب ارتعاش پایه $(2\pi / \omega)$ سختی خاک و پارامترهای مقاومتی خاک و مشخصات هندسی دیافراگم می‌باشد (صبا، ۱۳۶۲).

۲-۸-۳- تحلیل دینامیکی

مطالعات انجام شده در خصوص رانش دینامیکی خاک با توجه به اندرکنش خاک و دیافراگم بتنی بسیار اندک می‌باشد. توسعه روش‌های ساده و حتی‌الامکان دقیق در خصوص تحلیل اندرکنش

دینامیکی رانش خاک و دیافراگم بتنی علی‌الخصوص با منظور نمودن تأثیر انعطاف‌پذیری دیافراگم به عنوان یک موضوع روز تحقیقاتی و طراحی دیافراگم‌ها به طور جدی مطرح می‌باشد.

لین و سان دیافراگم صلب را به صورت یک تیر انعطاف‌پذیر قائم یک بعدی با سختی خمشی EI ارتفاع H و جرم m و در عمق، گیردار در نظر گرفتند. خاک مجاور دیافراگم صلب با خواص مصالح ارتجاعی و با ضخامت H ، مدول برشی G ، وزن مخصوص ρ ، ضریب پواسون ν و δ میرایی مصالح خاک منظور گردید همچنین مقاومت لایه خاک در برابر دیافراگم صلب توسط نیروی اندرکنش Q در امتداد محور خمشی دیافراگم صلب در نظر گرفته شد و شتاب \ddot{U}_s به مجموعه دیافراگم صلب و خاک اعمال گردید.

شتاب مذکور تابعی از زمان و به صورت هارمونیک و معادل $\exp(i\omega t)$ بوده که در آن ω فرکانس زاویه‌ای می‌باشد. در اثر تأثیر شتاب تغییر مکان قائم v و تغییر مکان افقی u ایجاد می‌گردد. رانش دینامیکی وارده از طرف خاک به دیافراگم ($Q(y)$) در صورت صلب بودن دیافراگم مطابق رابطه زیر ارائه شده است.

$$Q(y) = \frac{8H\varepsilon^3\rho\ddot{U}_g}{\pi^2} \sum_{j=1}^{\infty} \frac{\sin\left(\frac{(2j-1)y}{2}\right)}{(2j-1)^2\sqrt{1+i\delta d} - \frac{a_0^2}{2j-1}} \quad (28-2)$$

در رابطه فوق V_s سرعت موج برشی بوده و پارامترهای دیگر با روابط زیر بیان می‌گردند.

$$= \sqrt{2(1-\nu)(1+i\delta d)} \frac{1}{(1-1\nu)} \quad (29-2)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad y = \frac{Y}{H} \quad \omega = \frac{\pi V_s}{2H} \quad a_0^2 = \left(\frac{\omega}{\nu}\right)^2$$

شایان ذکر است در تحلیل دینامیکی با توجه به منظور نمودن اندرکنش دینامیکی خاک و دیافراگم حجم محاسبات افزایش چشمگیری داشته و استفاده از روش‌های عددی ترجیح داده می‌شود (صبا، ۱۳۶۲).

علاوه بر روابط نظری فوق‌الذکر در تعیین فشار جانبی لرزه‌ای، برخی آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی نیز، روابط ساده‌ای را جهت تعیین فشار جانبی لرزه‌ای بر حایل‌ها ارائه نموده‌اند که به آیین‌نامه آشتو و FEMA می‌توان اشاره نمود. در این قسمت روابط ارائه شده توسط آیین‌نامه FEMA در تعیین اضافه فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حایل در خلال وقوع زلزله به ترتیب زیر بیان می‌گردد (نشریه ۳۰۸).

$$\Delta p_e = 0.4 k_h \gamma_t H_{rw} \quad (30-2)$$

k_h ضریب زلزله‌ی افقی در خاک معادل $\frac{S_{xc}}{2.5}$ فرض می‌شود. S_{xc} پارامتر شتاب طیفی مطابق این روابط تعریف می‌شود.

$S_{xc} \geq 0.5$	مناطق با خطر نسبی بالا
$0.167 \leq S_{xc} < 0.25$	مناطق با خطر نسبی متوسط
$S_{xc} < 0.167$	مناطق با خطر نسبی پایین

رابطه‌ی (۲-۴۱) در آیین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌ای پل‌ها به شکل زیر پیشنهاد شده است (اسدبیگی، ۱۳۸۴):

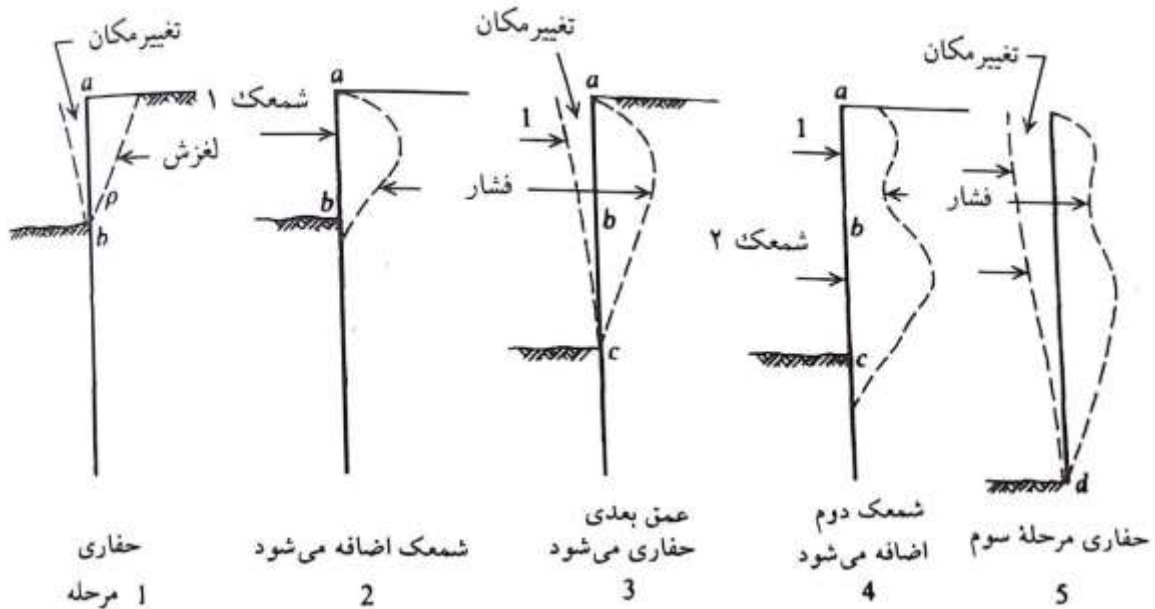
$$\Delta p_{ae} = 1.25 A k_a \gamma H \quad (31-2)$$

۲-۹- فشارهای خاک بر روی دیوار گودهای مهاربندی شده

دیوار مهار بندی شده یا دارای کش مهار همانند دیگر سازه‌های حائل در معرض نیروهای ناشی از فشار خاک قرار دارد، اما در اثر محدود کردن حرکت جانبی دیوار به کمک مهاربندی و / یا کش مهار، خاک پشت دیوار به احتمال زیاد در حالت محرک نخواهد بود. فشار بیشتر بین حالت محرک و ساکن است. در صورت وجود کش‌مهار (و مهار بندی) دیوار بر روی خاک نگهداری شده فشار داده می‌شود و این به مفهوم آن است که نیم رخ فشار جانبی بیشتر دوزنقه‌ای است تا مثلثی. در شکل ۲-۱۱ شکل گیری فشارهای دیوار در پشت دیوار مهاربندی شده به صورت ایده‌آل نشان داده شده است (Bowels, 2001).

در مرحله ۱ از شکل ۲-۱۱ دیوار در معرض فشار محرک خاک است و جا به جایی دیوار رخ می‌دهد. تغییر شکل جانبی به اندر کنش خاک و دیوار طره‌ای بستگی دارد. سپس برای به دست آوردن مرحله ۲، نیروی تیر مهاری (شمعک) اعمال می‌شود. بزرگی نیروی تیر مهاری (در محدوده عملی) اهمیتی ندارد، دیوار و خاک به مکان اولیه خود به عقب رانده نمی‌شوند، اما بزرگتر بودن نیروی شمعک نسبت به فشار محرک سبب افزایش فشار وارد بر دیوار می‌شود. انتگرال گیری نمودار فشار در پایان مرحله ۲ تقریباً همان نیروی شمعک است. این دقیقاً همان مقدار نیرو نیست، زیرا خزش خاک و مهار اجتناب ناپذیر است و در توزیع فشار خاک ابهام زیادی وجود دارد. همان طور که در پایان مرحله ۲ نشان داده شده است، گود سبب ایجاد تغییر مکان جانبی جدیدی بین b و c و احتمالاً مقداری افت نیروی شمعک (به دلیل حرکت خاک به بیرون از منطقه پشت شمعک اولیه به منطقه تغییر مکان بین b و c) هم چنین خزش خاک می‌شود. اعمال نیروی شمعک دوم و / یا سفت کردن شمعک اول به ایجاد نمودار کیفی در ابتدای مرحله ۴ و گودبرداری و افت اضافی زمین در اثر حرکت جانبی در پایان مرحله ۴ در زمان ادامه پیدا کردن گودبرداری از c تا d منجر می‌گردد. بنابراین روشن است که در صورت

اندازه گیری فشارها در پشت این دیوار، آن‌ها مستقیماً با نیروهای شمعک مرتبط خواهند بود و ارتباط کمی با فشارهای واقعی خاک مرتبط با حرکت دیوار به داخل گود دارند.



شکل ۲-۱۱: ایجاد مرحله‌ای فشار خاک به صورت کیفی در پشت گود (Bowels, 2001)

Peck (۱۹۴۳) [با استفاده از اندازه گیری‌های انجام شده در خاکبرداری رو باز در خاک رس در ضمن احداث سیستم راه آهن زیر زمینی Chicago, LL (حدود ۴۱ - ۱۹۳۹)] و بعداً در کتاب Terzaghi و Peck (۱۹۶۷) با استفاده از اندازه گیری فشارهای خاک، برای طراحی دیوار و شمعک نمودارهای فشار ظاهری را پیشنهاد کرد. فشارهای ظاهری ماسه در شکل ۲-۱۲ در وهله نخست بر اساس تفسیر آن‌ها از موارد گزارش شده Krey (در اوایل دهه ۱۹۳۰) از اندازه گیری‌های انجام شده در گودهای ماسه‌ای سیستم راه آهن زیر زمینی Berlin (آلمان) بوده است (Bowels, 2001).

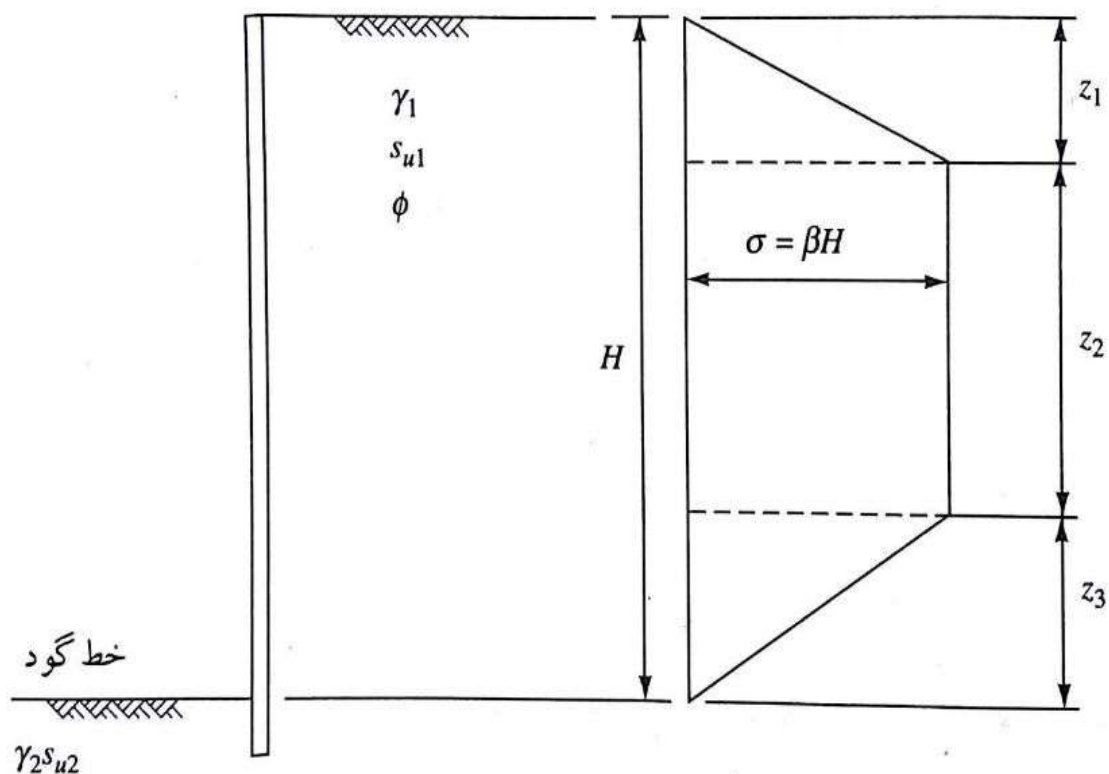
این نمودارهای فشار ظاهری با به دست آوردن و ترسیم پوش حداکثر فشارهای به دست آمده در چند پروژه تهیه شده بودند. به منحنی پوش فشار بر اساس بخشی از فشار خاک محرک با استفاده از ضریب فشار Coulomb (یا Rankine) مختص عرضی حداکثری داده شد.

نیم رخ‌های فشار Peck بر اساس فشار کل با استفاده از γ_{sat} (و نه $\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w$) بود و او هرگز به روشنی توضیح نداده است که چگونه باید با حالتی که هر دو γ_{sat} و γ_s وجود دارد، برخورد کرد.

این نمودارها چندین بار اصلاح شده اند و آخرین اصلاحات [Peck (1969)] به صورت نشان داده شده در جدول ۲-۱۵ است. زمانی که نمودارهای فشار Peck برای اولین بار منتشر شد، Tschebotarioff و همکاران متوجه شدند که نیم رخ‌های پیشنهادی اولیه Peck در خاک رس برای ترکیب‌های معینی از $\frac{Su}{\gamma H}$ می‌تواند $K_a = 0$ ایجاد کنند، بنابراین اولین اصلاح برای اطمینان از عدم ایجاد این حالت انجام شد.

Tschebotarioff مشاهده کرد که برای اکثر خاک‌های غیر چسبنده و برای تمامی منظورهای عملی $0/25 \approx 0/65 K_a$ ، زیرا \emptyset معمولاً تقریب زده می‌شود. بر این اساس او نیم رخ‌های فشار کمی متفاوتی را ترسیم و پیشنهاد کرد که موارد استفاده‌ای داشته‌اند (Bowels, 2001).

شکل ۲-۱۲ و جدول نشان داده شده در ش. ۵-۱۴ امکان استفاده از فشارهای کل ظاهری Peck یا Tschebotarioff را با انتخاب مناسب مقادیر Z_i فراهم می‌سازند.



شکل ۲-۱۲: توزیع فشار جانبی خاک در دیوارهای انعطاف پذیر با مهار متقابل (Bowels, 2001)

جدول ۲-۱: مقادیر عددی توزیع فشار جانبی خاک در گودهای مهار متقابل (Bowels, 2001)

نوع خاک	نویسنده	Z_1/H	Z_2/H	Z_3/H	β
ماسه	Peck	0	1	0	$0.65\gamma K_a$
ماسه	Tschebotarioff	0	0.7	0.2	0.25γ

۲-۱۰- روش المان محدود

این روش شامل تحلیل المان محدود الاستیک خطی (LEFEM) و تحلیل المان محدود غیرخطی (NLFEM) می‌باشد. در روش LEFEM فرض می‌گردد که مصالح در محدوده الاستیک خطی قرار دارد و قانون هوک بر مصالح حکم فرماست، در حالی که روش NLFEM بر مبنای غیر خطی بودن رابطه تنش-کرنش قرار داشته و مدول الاستیسیته مصالح دارای مقدار ثابتی نمی‌باشد (Abraham, 2007).

مدلهای المان محدود غالباً مدل هایی دو بعدی هستند که توده خاک و اطراف محل خاکبرداری و دیوار را در بر می گیرند. نمودارهای تنش - کرنش خاک که به صورت یک مدل ریاضی خاکی ارائه می شود، میتواند از یک مدل الاستیسیته خطی تا یک مدل الاستوپلاستیک غیر خطی پیچیده، تغییر کند. البته میتوان تنش و کرنش های مورد نظر را، در حالت تنش کلی و تنش موثر به برنامه معرفی کرد. در این نوع تحلیل پارامترهای ورودی به برنامه به نوع مدل و رفتار خاک بستگی دارد. به طور کلی استفاده از آن نوع مدل رفتاری خاکی مناسب است که بتواند گسیختگی را در جاری شدن پلاستیک در زمانی که مقاومت خاک تجاوز می کند، مدل کند. در برخی مسائل قابلیت مدل کردن تغییرات حجمی در خاک (اتساع، آماس یا تحکیم) می تواند مهم باشد.

از مدل های FE میتوان در انجام مطالعات پارامتریک برای بررسی اثرات نسبی تغییرات پارامترهای مختلف نظیر سختی خاک و سختی تکیه گاههای محل حفاری و ترتیب مراحل حفاری روی نیروها، تنش ها و جابجایی ها استفاده کرد. همچنین برای برآورد مقادیر مطلق و الگوهای سیستم های تکیه گاهی محل حفاری که نسبتاً مشکل می باشد استفاده میگردد. یک دلیل اولیه برای مشکل مذکور، انتخاب معقول و منطقی سختی مصالح با توجه به مصالح مختلفی که خاک از آنها تشکیل شده است، می باشد. در مواردی نتایج حاصل از تحلیل منجر به برآوردهایی دست بالا می شود که علت آن این است که مقادیر کمتری از سختی ها را به نرم افزار معرفی میکنند حتی کمتر از آنچه در آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی بدست آمده است. در این حالتها ممکن است نتایج دو برابر یا حتی بیشتر تغییر کند. با انتخاب منطقی و با توجه به استفاده از نرم افزارهای مناسب و سریع می توان نتایج نزدیک به واقعیت و قابل اعتمادی را به دست آورد.

۲-۱۰-۱ پیشینه تحقیق در روشهای المان محدود

در سالهای اخیر تحلیل های المان محدود در زمینه ژئوتکنیک به صورت گسترده و توسعه یافته ای انجام شده و نتایجی ارائه داده شده است. اولین تحلیل های المان محدود روی دیوارهایی با خاکبرداری های عمیق در دهه ۱۹۷۰ انجام شد.

- مانا و کلاف^۶ در سال ۱۹۸۱ یک تحلیل پارامتریک با استفاده از روش المان محدود بر روی رفتار گودبرداری های مهار شده در رس انجام دادند و نشست سطح زمین را به عنوان تابعی از ضریب اطمینان در مقابل بالآمدگی پی مرتبط کردند. بعد از آنها آقایان هاشاش و وایتل^۷ نتایج مطالعاتی المان محدود را در خاکبرداری های عمیق روی خاک رس عادی تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته بستون، ارائه دادند.

- صدیق و عالم^۸ با استفاده از روش المان محدود مطالعات پارامتریک خود را روی سیستم های جدیدی از دیوار مهار شده که در بزرگراهها از آنها استفاده می شد، ادامه دادند. آنان در این مطالعات، در مورد تاثیر سختی مهارها و همچنین خاک پشت دیوار در انواع دیوارها، به نتایجی رسیدند. نتایج این محققان بدین صورت بود که:

* با افزایش سختی مهارها تغییر شکل دیوار کاهش می یابد ولی بعد از مقدار مشخصی از سختی، تاثیری بر جابجایی دیوار ندارد.

* با افزایش سختی مهارها نیروی محوری آنها افزایش می یابد، ولی بعد از رسیدن به حد مشخصی، افزایش سختی تاثیری بر افزایش نیروی محوری مهارها ندارد. آنها در مورد نمونه ای که با نرم افزار DIANA مدل سازی کردند به این نتیجه رسیدند که چنانچه مدول الاستیسیته خاک

⁶ Mana & Clough

⁷ Hashash & Whittle

⁸ Siddiquee & Alam

متراکم شده بیشتر 10MPa باشد نیروی مهار در مقدار $5 \times 10^6 \text{ N / m}$ ثابت خواهند ماند. در این مدل سازی برای راحتی کار و هم اینکه بتوانند نتایج اولیه مطمئنی را ارائه دهند از مدل رفتاری موهر- کولمب استفاده کردند. پارامترهایی که صدیق و عالم در این مقاله مورد بررسی قرار دادند عبارت بودند از: سختی مهارها، مدول الاستیسیته خاک، اندازه و موقعیت مهارها (Siddiquee & Alam, 2005).

- شوویگر⁹ در سال ۲۰۰۷ با آنالیز المان محدود، مطالعات پارامتریک گسترده ای روی دیوارهای حائل دیافراگمی و دیوارهای میخکوبی شده، انجام داد. وی برای مدلسازی های خود از نرم افزار Plaxis استفاده کرد و تاثیر پارامترهای مختلف از جمله ابعاد هندسی، ضریب نفوذپذیری، مراحل حفاری، سختی خاک، مدل رفتاری و حتی پروفیل های استفاده شده در مهار متقابل ها را به طور کامل بررسی کرد و نتایجی را نیز ارائه داد که نشان می داد با تغییر ابعاد هندسی دیوار نشست خاک پشت دیوار به طور قابل توجهی تغییر می کند و با دو برابر کردن ضخامت دیوار نشست خاک پشت دیوار، نصف می شود. این نشست با افزایش فاصله و عمق از دیوار کمتر می شود. البته تغییرات ابعاد هندسی تاثیر چندانی در لنگر خمشی و جابجایی دیوار ندارد. از آنجایی که مدل سازی ها با سه نوع مدل رفتار متفاوت اعم از مدل خاک سخت شونده، مدل موهر- کولمب با سختی بارگذاری و مدل موهر- کولمب با سختی بار برداری انجام یافته است شوویگر نشان داد که بیشترین تغییر مکان در مدل سازی با مدل موهر- کولمب با سختی بارگذاری می باشد و کمترین مقدار جابه جایی در مدل موهر- کولمب با سختی بار برداری رخ می دهد (Schweigr, 2007).

- در پژوهشی که توسط کالیستو و سوکوداتو¹⁰ در سال ۲۰۱۰ انجام گرفت، رفتار لرزه ای دیوارهای حائل طره ای مدفون در خاک درشت دانه طی چند تحلیل عددی با بکارگیری مدل هیستریزیس غیرخطی توأم با معیار تسلیم مور- کولمب بررسی شد. در این مطالعه، از دو ورودی لرزه ای متفاوت

⁹ Schweigr

¹⁰ Callisto & Soccodato

استفاده شد و هدف از این تحلیل‌های عددی، بررسی رفتار دینامیکی این دسته از دیوارهای حائل و تفسیر این رفتار با روش شبه‌استاتیکی بود تا طراحی با کمک آن انجام شود. ابتدا نقش سختی دیوار در پاسخ دینامیکی سیستم بررسی شد و سپس عملکرد لرزه‌ای دیوارها تحت بارگذاری شدید زلزله و امکان طراحی سیستم به گونه‌ای که حین زلزله مقاومت خاک و دیوارها بسیج شود، بررسی گردید. بدین طریق، یک معیار طراحی اقتصادی بدست آمد که متکی بر شکل‌پذیری سیستم است، چنانکه در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها نیز مرسوم می‌باشد.

- در تحقیق کونتی^{۱۱} و همکاران در سال ۲۰۱۲، رفتار دیوارهای حائل مدفون تحت کنش‌های زلزله به طور آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق، ۹ آزمایش سانتریفیوژ روی مدل‌های کوچک‌شده زوج دیوارهای حائل درون ماسه خشک انجام شد. دیوارهای حائل یا طره‌ای بودند و یا مهار متقابل‌هایی در تراز نزدیک به رأس داشتند. داده‌های آزمایشگاهی نشان داد که در شتاب‌های بیشینه‌ای که کمتر از حدود معادل مقدار بحرانی‌اند، دیوارهای حائل تحت بارهای سازه‌ای افزاینده، جابجایی دائمی قابل‌ملاحظه‌ای دارند؛ در حالی که در شتاب‌های بزرگتر، تحت نیروهای داخلی ثابت دوران می‌کنند. شتاب بحرانی که آغاز دوران دیوارهای حائل است با افزایش شتاب بیشینه بیشتر می‌شود. اگر شدت زلزله فعلی از زلزله‌های قبلی که دیوار را تحت لرزش قرار دادند کمتر باشد، جابجایی قابل‌ملاحظه‌ای بوجود نمی‌آید. افزایش شتاب بحرانی را می‌توان برحسب بازتوزیع فشارهای خاک و برآیند افزایشی مقاومت حالت مقاوم خاک در جلوی دیوار توضیح داد. داده‌های آزمایشگاهی دیوارهای طره‌ای نشان داد که می‌توان جابجایی‌های دائمی را به شکل قابل‌قبولی با استفاده از روش محاسباتی نیومارک با شتاب بحرانی‌ای که کسری از مقدار حد تعادلی است، پیش‌بینی کرد.

نتایج نشان داد که دیوارهای حائل مهار متقابل‌دار و طره‌ای حتی تحت شتاب‌های بیشینه‌ای که کمتر از حدود معادل شتاب بحرانی متناظر با حالت برآیند کامل مقاومت خاک هستند، جابجایی‌های دائمی

¹¹ Conti

تقریباً ثابتی دارند. مقدار جابجایی افقی رأس دیوارهای حائل طره‌ای ممکن است به ۱ تا ۲ درصد ارتفاع کل دیوار برسد، در حالی که در مورد دیوارهای مهار متقابل دار، بسته به چگالی نسبی خاک، جابجایی افقی پنجه دیوار به حدود ۵.۰ تا ۱ درصد ارتفاع کل دیوار می‌رسد. این مقادیر نسبت به جابجایی‌های مجاز دیوارهای حائل مدفون که در بسیاری از دستورالعمل‌ها و آئین‌نامه‌های اجرایی نظیر PIANC (۲۰۰۱)، آئین‌نامه نیروی دریایی ایالات متحده (فریتو ۱۹۹۷) و آئین‌نامه ایتالیا (NTC، ۲۰۰۸) اشاره شده، بزرگتر است و با استفاده از تحلیل نیومارک با مقدار حدود معادل شتاب بحرانی قابل پیش‌بینی نیست، که در این مورد جابجایی‌های صفر محاسبه می‌شوند. در این تحقیق آزمایشگاهی، شتاب بیشینه از حدود معادل مقدار بحرانی مربوط به دیوارهای مهار متقابل دار بیشتر شد. در این مورد، دیوارها تحت بارهای سازه‌ای ثابت جابجایی‌های دائمی بزرگتری نیز داشتند که ۱.۵٪ ارتفاع کل دیوار بودند. تحلیل نیومارک انجام شده با استفاده از حدود معادل شتاب بحرانی جابجایی‌هایی را نتیجه داد که از مقادیر مشاهده شده بسیار کوچکتر بودند. زیرا در این تحلیل، جابجایی‌های دیوار قبل از رسیدن شتاب به حدود معادل مقدار بحرانی لحاظ نشده بودند.

همچنین داده‌های آزمایشگاهی دیوارهای طره‌ای نشان داد که جابجایی‌های دائمی دیوار در انتهای هر زلزله بطور قابل قبولی با روش محاسبات نیومارک با شتابی بحرانی که فارغ از مقدار چگالی نسبی خاک، حدود ۷۲٪ شتاب معادل است، پیش‌بینی می‌شود (Conti et al., 2012).

- در پژوهش چادهوری و همکاران در سال ۲۰۱۵، رفتار دیوار حائل همراه با مهار متقابل تحت بار لرزه ای در خاک غیرچسبنده خشک بدون روانگرایی، به صورت عددی بررسی شد. صحت سنجی مدل عددی با استفاده از نتایج بدست آمده از مطالعه دیوار حائل طره‌ای مدفون تحت بار زلزله انجام شد. سپس با استفاده از این مدل، تفاوت بین پاسخ استاتیکی و لرزه‌ای سازه براساس ۴ پارامتر طراحی بررسی شد که این پارامترها عبارتند از: نیروی عضو تکیه‌گاهی یا مهار متقابل، لنگر دیوار، تغییر شکل جانبی دیوار و جابجایی سطح زمین. در نهایت مشخص شد که در بین این پارامترها، پارامتری که

بیشترین تأثیرپذیری را از نیروی زلزله دارد تغییر شکل دیوار و پارامتری که کمترین تأثیرپذیری را دارد نیروی مهار متقابل است. براساس هندسه دیوار حائل، تیپ خاک و زلزله‌های مورد بررسی در این مطالعه، می‌توان نتیجه گرفت که نیروی مهار متقابل تحت زلزله حدود ۲-۳ برابر بیشتر از شرایط استاتیکی است. همچنین، خیز دیوار در قیاس با سایر پارامترهای طرح بیشترین حساسیت را در برابر زلزله دارد (Chowdhury et al., 2015).

۲-۱۱- جمع‌بندی

با بررسی مطالعات انجام شده در زمینه سیستم‌های حائل مشاهده می‌شود که پژوهش‌های موجود در حوزه دیافراگم‌ها بسیار محدود است. همان‌طور که بیان شد دیافراگم‌ها المان‌های انعطاف‌پذیری هستند که علت آن ضخامت نسبتاً کم آن‌ها نسبت به دو بعد دیگر آن یعنی طول و ارتفاع است. رفتار دیافراگم بتنی انعطاف‌پذیر با رفتار دیوارهای حائل صلب متفاوت می‌باشد. لذا تئوری‌های کلاسیک موجود که عمدتاً مربوط به حائل‌های صلب می‌باشند، با عملکرد دیافراگم بتنی تطابق ندارند. لحاظ کردن خصوصیت انعطاف‌پذیری در نحوه توزیع نیروهای داخلی و فشار خاک پشت دیوار در روش‌های تحلیل تئوری بسیار مشکل است که شاهد آن وجود فقط یک روش با در نظر گرفتن اثر انعطاف‌پذیری است، که همان نمودارهای کاهش لنگر رو می‌باشد. ولی در روش المان محدود به دلیل مدلسازی دقیق‌تر نتایجی نزدیکتر به واقعیت بدست می‌آید که می‌توان در پروژه‌های خاص با عمق گودبرداری زیاد برای رسیدن به مقادیر بهینه‌تر استفاده کرد.

فصل سوم

مدلسازی

۳-۱- مقدمه

در این مطالعه برنامه اجزاء محدود Abaqus، جهت مدل‌سازی سیستم خاک، دیوار، مهار متقابل و سازه بکار برده شده است. در ابتدا برنامه نرم‌افزاری اجزای محدود Abaqus برای کاربرد در مسائل انرژی هسته‌ای و مهندسی حفاری که مسائلی بسیار پیچیده و غیرخطی هستند، طراحی شده بود. این برنامه بر اساس مسائل غیرخطی بنا شده و تئوری مورد استفاده در آن بر مبنای تحلیل غیرخطی المان محدود با جدیدترین روابط و روش‌های ریاضیات که در راهنمای نرم افزار موجود است بنا شده است. به همین دلیل این برنامه توانایی بسیار بالایی برای شبیه‌سازی واقعیت مدل را دارا است، به عبارت دیگر این برنامه توانایی در نظر گرفتن ظریفترین اثرات را در مسائل بسیار پیچیده دارد.

مدل‌سازی به صورت دو بعدی شامل گود، تیر مهار متقابل، دیوار حائل به همراه ۲ سازه ۶ و ۱۲ طبقه که سرباری معادل 1 Ton/m^2 به ازای هر طبقه به آن اعمال شده است، تحت اثر بار استاتیکی و دینامیکی به صورت مجزا مورد بررسی قرار گرفت.

در مدل‌سازی با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود، انتخاب روش مناسب جهت مدل‌سازی سیستم دیوار و خاک و سازه تحت بار استاتیکی و دینامیکی، ضروری می‌باشد. در این فصل به روش‌های مدل‌سازی و تشریح آن‌ها پرداخته می‌شود.

بعد از انتخاب روش مناسب جهت مدل‌سازی، لازم است که با استفاده از مطالعاتی که در گذشته توسط محققین انجام شده، صحت سنجی مدل انجام شود. در قسمت پایانی فصل، صحت سنجی ارائه شده است.

۳-۲- انتخاب روش‌های اجزاء محدود

مؤلفه‌های مهم در یک مدل اجزاء محدود، شامل المان بکار گرفته جهت مدل‌سازی دیوار و خاک، سازه مش بندی، مدل رفتاری خاک و دیوار، اندر کنش بین دیوار و خاک، میرایی، شرایط مرزی و

گام‌های بارگذاری می‌باشد. در ادامه به تشریح هر یک از مؤلفه‌های بکار برده جهت مدل‌سازی پرداخته شده است.

۳-۲-۱- مشخصات مدل نهایی

در کنار مدل صحت سنجی یک سازه به فاصله ۳۰ cm از کنار دیوار، یک بار در ۶ طبقه و یک بار در ۱۲ طبقه که ارتفاع هر طبقه ۳/۵ m، در ۳ دهانه به عرض ۵ m قرار داده شد جنس ستون‌ها، تیرها و مهار متقابل‌ها فولاد و جنس سقف، فونداسیون و دیوار از بتن مسلح می‌باشد. ابعاد ستون‌ها برای سازه ۶ طبقه یک باکس ۴۰×۴۰×۱cm و برای سازه ۱۲ طبقه یک باکس ۵۰×۵۰×۱cm می‌باشد، سطح مقطع مهار متقابل‌ها ۰/۰۰۲ متر مربع و ضخامت دیوار ۰/۴۱ m است. مشخصات مصالح در جداول ۳-۱، ۳-۲ و ۳-۴ آمده است.

جدول ۳-۱: پارامترهای دیوار، فونداسیون و سقف (بتن)

ρ_C (kg/m ³)	ν_C	E_C (Mpa)
2500	0.15	25000

جدول ۳-۲: پارامترهای تیر، ستون و مهار متقابل (فولاد)

ρ_C (kg/m ³)	ν_C	E_C (Mpa)	F_y (Mpa)
7850	0.3	210000	240

جدول ۳-۳: پارامترهای خاک

E_s (Mpa)	ν_s	K_0	ϕ (deg)	ξ_s (%)	ρ_s (kg/m ³)
60	0.3	0.5	30	5	1540

۳-۲-۳- المان‌های مش بندی

در این مطالعه، المان مورد استفاده جهت مدل‌سازی دیوار، المان CPE4I از نوع کرنش صفحه‌ای، المان مورد استفاده در مهار متقابل از نوع T2D2 از خانواده truss به صورت ۲ گره‌ای خطی استفاده شده است. همچنین جهت مدل‌سازی سازه از المان B21 از خانواده Beam به صورت ۲ گره‌ای ۲ سویه، جهت مدل‌سازی توده خاک اطراف دیوار از المان CPE4R از نوع کرنش صفحه‌ای به صورت ۴ گره‌ای دو خطی، مورد استفاده قرار گرفته است.

۳-۲-۳- ابعاد المان‌های مش بندی

انتخاب مناسب ابعاد المان‌ها در یک تحلیل عددی از جهت تأثیر گذاری آن بر دقت نتایج بسیار حائز اهمیت است. استفاده از المان‌های کوچک علاوه بر نیاز به سیستم‌های رایانه‌ای با قابلیت بالا، سبب افزایش قابل توجه زمان تحلیل می‌گردد. از سویی دیگر انتخاب المان‌های با ابعاد بزرگ نیز موجب کاهش دقت تحلیل می‌شود.

بنابراین ابعاد المان بر اساس فرکانس امواج ورودی و ویژگی‌های سرعت امواج در محیط تعیین خواهند داشت. تقسیم بندی المان‌ها برای خاک در جهت عمود ثابت در نظر گرفته شده است. ماکزیمم سائز المان برای خاک کمتر از $\frac{1}{8}$ تا $\frac{1}{10}$ کوچک‌ترین طول موج در نظر گرفته شد (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973).

طول موج با توجه به رابطه ۳-۱ به دست می‌آید.

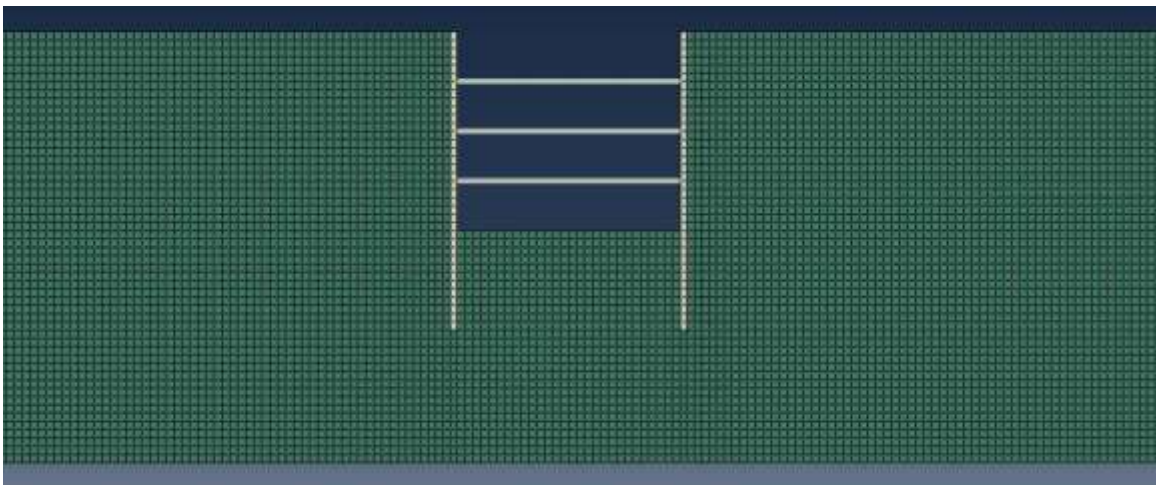
$$\lambda_{min} = \frac{v_s}{f_{max}} \quad (۳-۱)$$

که در این رابطه λ_{min} طول موج مؤلفه‌ای از امواج زلزله است که دارای بیشترین فرکانس می‌باشد و f_{max} و v_s سرعت امواج در مدل و حداکثر فرکانس حاصل از زلزله می‌باشند. سرعت امواج بر اساس رابطه ۲-۳ محاسبه می‌شود.

(۲-۳)

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

که در آن V_s سرعت موج برشی و G مدول برشی خاک می‌باشد. برای تعیین حداکثر فرکانس زلزله می‌توان از طیف فوریه دامنه تاریخچه شتاب زلزله استفاده نمود. مش بندی مدل در شکل ۱-۳ نشان داده شده است.



شکل ۱-۳: مش بندی مدل

۳-۲-۴- معیار رفتاری خاک

انتخاب مدل رفتاری مناسب برای معرفی مصالح در مدل‌سازی عددی از اهمیت بالایی برخوردار است. در بیشتر تحقیقات مسائل اندرکنش خاک و دیوار در سال‌های گذشته، مصالح الاستیک خطی برای مدل خاک، در نظر گرفته شده بودند. اما خاک اغلب رفتار غیر خطی دارد و از این رو باید رفتار

پلاستیسیته خاک در نظر گرفته شود. مدل رفتاری الاستوپلاستیک، رفتار واقعی خاک را با دقت کافی نشان می‌دهد. معیارهای مختلفی برای ارائه رفتار الاستوپلاستیک خاک وجود دارند که می‌توانند رفتار واقعی خاک را با دقت مناسب شبیه سازی کنند. در این پژوهش معیار گسیختگی خاک موهر کولمب در نظر گرفته شده است (Chowdhury et al., 2015).

۳-۲-۵- اندرکنش دیوار و خاک

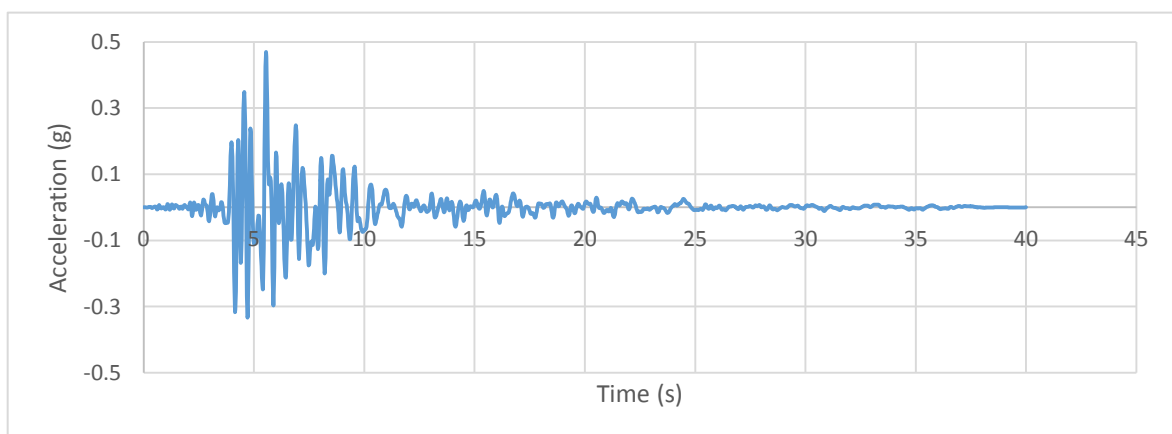
در مسائل اندرکنش خاک و دیوار، سطح مشترک بین خاک و دیوار تأثیر زیادی بر روی نتایج دارد. سطح مشترک بین خاک و دیوار می‌تواند به صورت اتصال کامل و یا به صورت سطح اصطکاکی همراه با لغزش و جدایش تعریف بشود. در حالت اصلی سطح مشترک باید بر اساس ترکیبی از لغزش و جدایش تعریف شود. محققان به علت زمان زیاد محاسبات و احتمال واگرایی در حل، اگر مسئله وابسته به لغزش و جدایش نباشد اغلب سطح مشترک دیوار و خاک را با تماس کامل در نظر می‌گیرند. در آباکوس تماس مکانیکی بین دو سطح، بر پایه تماس بر اساس گره و تماس بر اساس سطح مدل می‌گردد (ABAQUS Documentation). در اندرکنش بر اساس گره، تماس بین دو گره توسط المان‌های تماسی صورت می‌گیرد. در حالی که در اندرکنش سطحی، تماس بین دو سطح به صورت مستقیم تعریف می‌گردد. در تعریف اندرکنش بر اساس سطح تماس، قابلیت تعریف اندرکنش نرمال و مماسی (تانژانتی) وجود دارد؛ اما در تعریف اندرکنش بر اساس گره‌های تماسی، تنها تعریف اندرکنش نرمال امکان پذیر است. تعریف اندرکنش بر اساس سطح تماس در مسائل اندرکنش خاک و دیوار، توسط چندین محقق در سال‌های گذشته مورد تأیید بوده است.

در این مطالعه اندرکنش بین دیوار و خاک بر اساس اندرکنش سطحی تماسی تعریف شده است. تعریف این نوع اندرکنش در آباکوس شامل گام‌های زیر می‌باشد:

- تعریف سطح تماس
- تعریف سطح اصلی و پیرو
- تعریف خصوصیات نرمال و مماسی بین دو سطح تماس

سطح نرم‌تر به عنوان سطح پیرو و سطح سخت‌تر به عنوان سطح اصلی تعریف می‌شوند. در این مطالعه سطح پیرو و اصلی به ترتیب، سطح خاک و دیوار می‌باشند. اندر کنش بین دو سطح بر اساس، تماس از نوع نرمال و مماسی تعریف شده است؛ بطوریکه در تماس عمودی بین دو سطح، تماس از نوع سخت استفاده شده است. در این نوع تعریف هر فشاری بین سطوحی که در تماس هستند، انتقال پیدا می‌کند. در تماس مماسی (اصطکاکی) از روش پنالته با ضرایب اصطکاکی ثابت استفاده شده است.

بعد از تعریف گام استاتیکی، گام تحلیل دینامیکی به صورت ضمنی تعریف گردید و بار زلزله به صورت تاریخچه شتاب، به کف مدل خاک اعمال شد. برای بار زلزله از رکورد زلزله Northridge 1994 استفاده شده است (PEER, 1963). تاریخچه شتاب زلزله Northridge 1994 در شکل (۲-۳) نشان داده شده است.



شکل ۲-۳: تاریخچه زمانی شتاب زلزله Northridge (PEER, 1963)

۳-۲-۶- میرایی خاک

در مسائل اندرکنش خاک و دیوار، میرایی در خاک و دیوار اتفاق می‌افتد. در مطالعات اندرکنش خاک و دیوار می‌توان از میرایی دیوار در مقابل میرایی خاک صرف نظر کرد. در بیشتر مطالعات انجام شده در بررسی اندرکنش دیوار و خاک، میرایی دیوارهای فونداسیون صرف نظر شده و تنها میرایی خاک در نظر گرفته می‌شود (Bentley & Naggar, 2000; Balendra, 2005). در این مطالعه نیز، تنها میرایی خاک در نظر گرفته شده و از اختصاص میرایی برای دیوار صرف نظر شده است.

در دینامیک خاک دو نوع میرایی برای خاک در نظر گرفته می‌شود که شامل میرایی هندسی و میرایی مصالح می‌باشد (Rayleigh & Lindsay, 1945).

زمانی که انرژی از منبع آزاد می‌شود، مقداری انرژی توسط محیط اطراف جذب می‌شود و انرژی کاهش پیدا می‌کند. متعاقباً دامنه جابجایی و تنش‌های به وجود آمده در اثر امواج، با حرکت امواج از منبع کاهش می‌یابند؛ این نوع میرایی، میرایی هندسی نام دارد. در بسیاری از مسائل اندرکنش خاک و دیوار، میرایی مصالح خاک از نوع میرایی رایلی در نظر گرفته می‌شود. ماتریس میرایی از دو نوع ماتریس سختی و جرم تشکیل شده است که از رابطه ۳-۳ به دست می‌آید (Rayleigh & Lindsay, 1945).

$$[C] = \alpha_M [M] + \beta_k [K] \quad (3-3)$$

که در آن $[M]$ ماتریس مربوط به جرم و $[K]$ ماتریس مربوط به سختی است. α_M , β_k ضرایب ثابت میرایی رایلی متناسب با جرم و سختی می‌باشند.

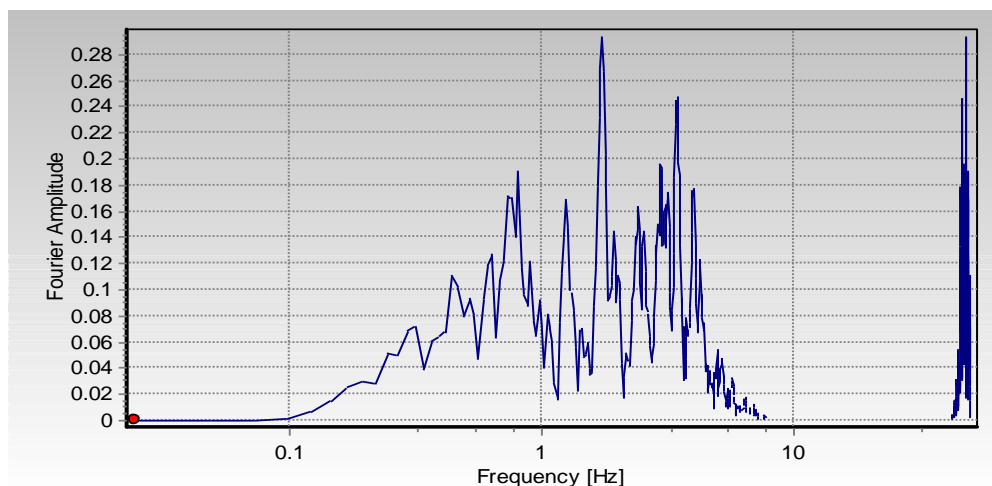
انتخاب ضرایب میرایی یک چالش در دینامیک خاک می‌باشد و محققان روش‌های گوناگونی را جهت محاسبه ضرایب میرایی پیشنهاد دادند؛ خواننده جهت مطالعات بیشتر به مراجع (Park & Hashash, 2002; Hashash & Park, 2004) ارجاع داده می‌شود. بر اساس روش‌های مرسوم برای محاسبه میرایی در خاک، میرایی جرم نادیده گرفته شده و میرایی خاک از نوع سختی در نظر گرفته شده است.

میرایی متناسب با سختی توسط محققین در گذشته در تحلیل اجزاء محدود مسائل اندرکنش خاک و دیوار مورد تأیید بوده است (Eurocode-8, 1999; Mylonakis & Gazetas, 2000)؛ از این رو در این مطالعه بکار برده شده است.

بنابراین ماتریس میرایی به ماتریس منفرد کاهش می‌یابد که روابط آن در زیر آمده است. ضریب β_k از رابطه ۳-۴ به دست می‌آید.

$$\beta_k = \frac{2\xi}{\omega_0} \quad (4-3)$$

ω_0 فرکانس غالب بارگذاری و ξ نسبت میرایی مصالح هستند، که ξ ، ۵ درصد در نظر گرفته شده است. فرکانس غالب از طیف فوریه امواج ورودی از نرم افزار Seismosignal به دست آمده است که در شکل ۳-۳ نشان داده شده است.



شکل ۳-۳: طیف سری فوریه جهت تعیین فرکانس غالب بار زلزله

فرکانس غالب زلزله طبق تعریف عبارت است از، فرکانس ارتعاشاتی که در آن حداکثر مقادیر طیف

دامنه

فوریه ایجاد می‌شود.

۳-۲-۷- شرایط مرزی

در تحلیل استاتیکی مسائل اندرکنش خاک و دیوار مرزهای خاک می‌توانند ثابت در نظر گرفته شوند. اما در تحلیل دینامیکی نمی‌توان مرزها را ثابت در نظر گرفت. در زمان رخداد زلزله امواج حاصل از آن به سازه برخورد کرده و پس از انعکاس از سازه به زمین برگشته و به تدریج با دور شدن از سازه دامنه و انرژی آن‌ها کاهش می‌یابد. در تحلیل‌های عددی با توجه به محدودیت‌های ابعاد هندسه مدل، تنها قسمتی از پی در محدوده بین مرزهای قائم و افقی مدلسازی می‌گردد؛ 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 می‌رسند به داخل محدوده پی انعکاس یافته و خود امواج دیگری خواهند شد که مجدداً با تلفیق با امواج لرزه‌ای انتشار یافته در بازه‌های زمانی مؤخر می‌تواند شرایطی متفاوت را ایجاد نموده و پاسخ‌های حاصل از تحلیل را با خطای چشمگیری مواجه سازد. لذا

شرایط مرزی در تحلیل دینامیکی مفاهیم به مراتب پیچیده تری را نسبت به مدل‌سازی استاتیکی دارا خواهد بود. یک مدل بزرگتر می‌تواند این مشکل را به حداقل برساند و جذب امواج در خاک صورت بگیرد. به همین منظور در این مدل شرایط مرزی مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی، شرایط مرز دور در نظر گرفته شده است.

۳-۳- صحت سنجی مدل

صحت سنجی مدل بر اساس پژوهش جونز^{۱۲} (۲۰۱۵) انجام گرفته است (Jones, 2015). مدل‌سازی و تحلیل دینامیکی با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود آباکوس صورت گرفته است. خاک با استفاده از المان سالیید به صورت دوبعدی مدل‌سازی و با استفاده از المان CPE4R مش بندی شده، دیوار با استفاده از المان CPE4I از نوع کرنش صفحه ای و المان مورد استفاده در مهار متقابل از نوع T2D2 از خانواده truss به صورت ۲ گره ای خطی استفاده شده است. مدل دارای یک گود به عمق ۱۲ متر و عرض ۱۴ متر می‌باشد که از هر طرف گود توده خاک ۱۲۰ متر طول و ۲۶ متر عمق دارد، که شامل ۳ مهار متقابل در عمق‌های ۳، ۶ و ۹ متری با سطح مقطع لوله به مساحت ۰/۰۰۵۹۸ متر مربع که متصل به ۲ دیوار به ضخامت ۰/۴۱ متر و عمق ۱۸ متر است، جنس دیوار و مهار متقابل آلومینیوم می‌باشد، مدل مهار متقابل و دیوار به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. شکل ۳-۴ تصویر، یکی از مدل‌های آزمایش سانتریفیوژ را نشان می‌دهد. پارامترهای دیوار و مهار متقابل در جدول (۳-۴) آمده است.

¹² Jones



شکل ۳-۴ نمونه ای از مدل آزمایشگاهی سانتریفیوژ. (Jones, 2015)

جدول ۳-۴: پارامترهای دیوار و مهار متقابل (Jones, 2015)

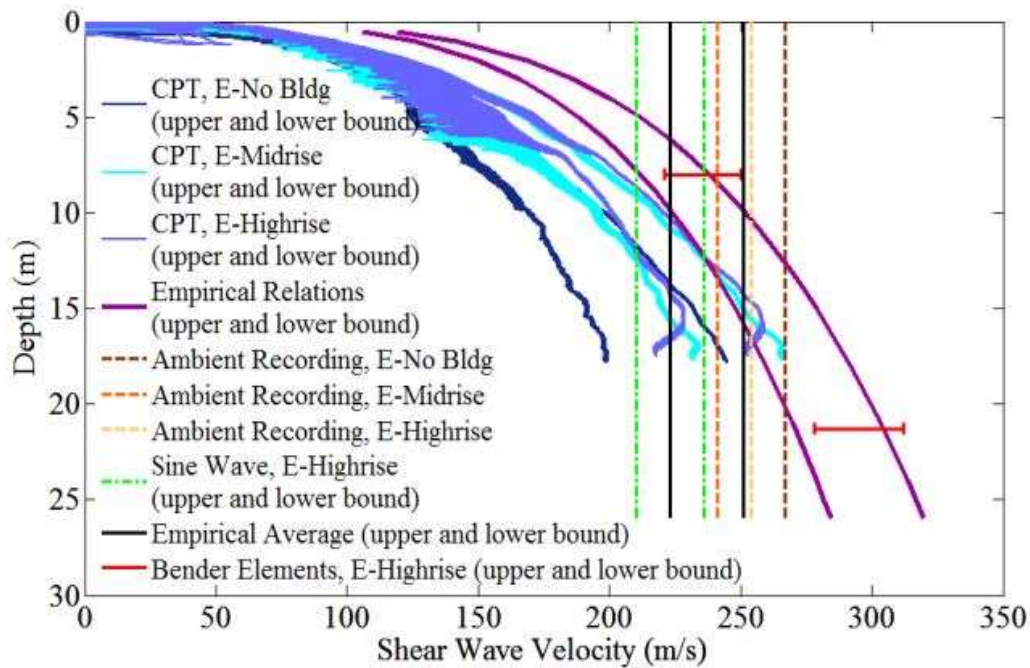
$\rho_{AL} (kg/m^3)$	ν_{AL}	$E_{AL}(Mpa)$
2700	0.33	68900

مشخصات خاک در جدول ۳-۵ آمده است.

جدول ۳-۵: پارامترهای خاک (Jones, 2015)

$E_s(Mpa)$	ν_s	K_0	$\phi(deg)$	$\xi_s(\%)$	$\rho_s(kg/m^3)$
60	0.3	0.5	30	5	1540

k_0 فشار جانبی زمین در حالت سکون می‌باشد. مدول یانگ خاک بر اساس سرعت موج برشی در عمق تغییر می‌کند که بین حد بالا و پایین روابط تجربی (خطوط بنفش رنگ) از نمودار شکل ۳-۵ استخراج می‌شود (Jones, 2015).



شکل ۳-۵: محدوده سرعت موج برشی بر اساس آزمایشات سانتریفیوژ در ۳ گوبرداری مختلف (Jones, 2015).

که با استفاده از روابط ۳-۵ و ۳-۶ به دست آمده است.

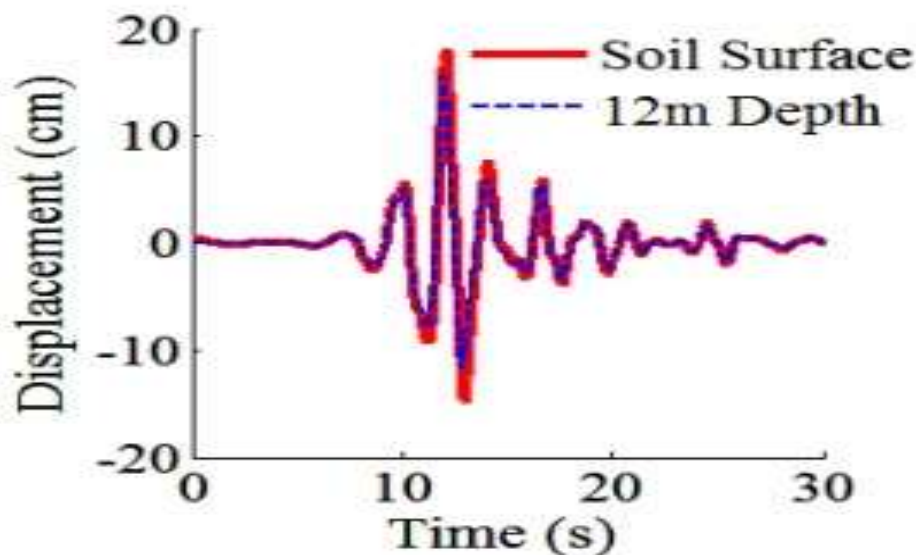
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (۳-۵)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (۳-۶)$$

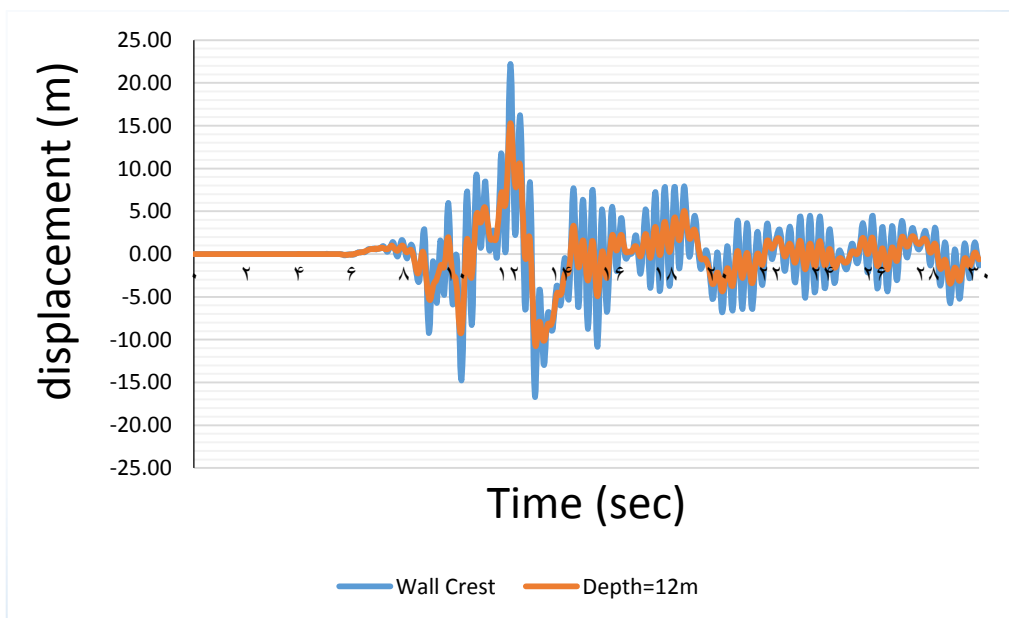
که در آن V_s با سرعت موج برشی و G مدول برشی خاک می‌باشد. میرایی در نظر گرفته شده برای خاک، میرایی رایلی است.

نمودار جابجایی در طول زمان برای ۲ نقطه از دیوار، یک نقطه در بالا و یک نقطه در انتهای گود در طول زمان به دست آمد و اعتبار سنجی انجام گرفت. که جابجایی در ۲ نقطه پیک با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. همانطور که در شکل ۳-۶، ۳-۷ و جدول ۳-۳ مشاهده می‌شود، نتایج حاصل

از صحت‌سنجی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت قابل قبولی داشته و بدین ترتیب صحت سنجی مدل نرم‌افزاری با موفقیت انجام گرفت.



شکل ۳-۶: جابجایی دیوار در راس و عمق گود بر اساس آزمایشات سانتریفیوژ (Jones, 2015)



شکل ۳-۷: جابجایی دیوار در راس و عمق گود بر اساس مدل نرم‌افزاری

جدول ۳-۶: صحت سنجی مدل عددی با مدل آزمایشگاهی

در بالای دیوار		در کف گود		جابجایی (cm) زمان (s)
آزمایشگاهی	مدل عددی	آزمایشگاهی	مدل عددی	
۲۰	۲۲	۱۶	۱۵/۵	۱۲
۱۵	۱۷	۱۲	۱۱	۱۳

فصل چہارم

نتیجہ

۴-۱- مقدمه

برای بررسی نتایج بعد از صحت سنجی مدل دارای گود به مدل سازی سازه در مجاورت گودبرداری پرداخته شده است که برای این منظور از دو تیپ سازه معیار استفاده شده است تا تاثیرات متقابل وجود سازه و گود مورد بررسی قرارگیرد. بنابراین در این پژوهش از سه مدل زیر استفاده شده است:

مدل یک) گود برداری در حالت بدون سازه (بدون وجود سازه)

مدل دو) گودبرداری در حالت وجود سازه شش طبقه در مجاورت گود (با وجود سازه شش طبقه)

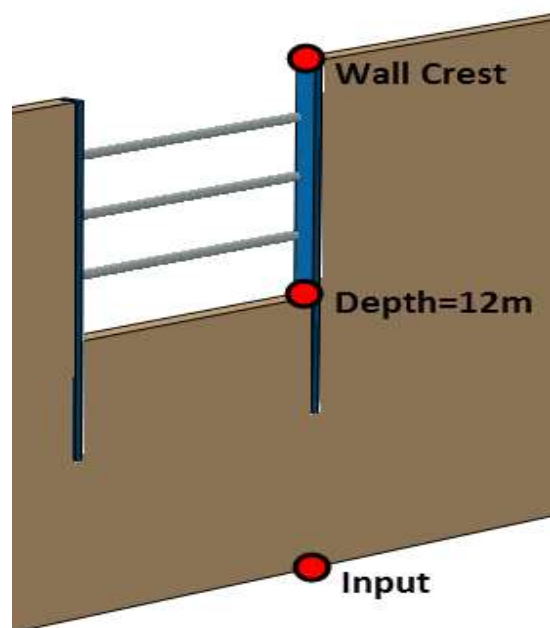
مدل سه) گودبرداری در حالت وجود سازه ۱۲ طبقه در مجاورت گود (با وجود سازه ۱۲ طبقه)

که در ادامه به بررسی شتاب، جابجایی، نیروی درونی استرندها، لنگر خمشی استرندها و همچنین بررسی پروفیل فشار خاک بر دیواره گود پرداخته شده است.

۴-۲- تاریخچه شتاب

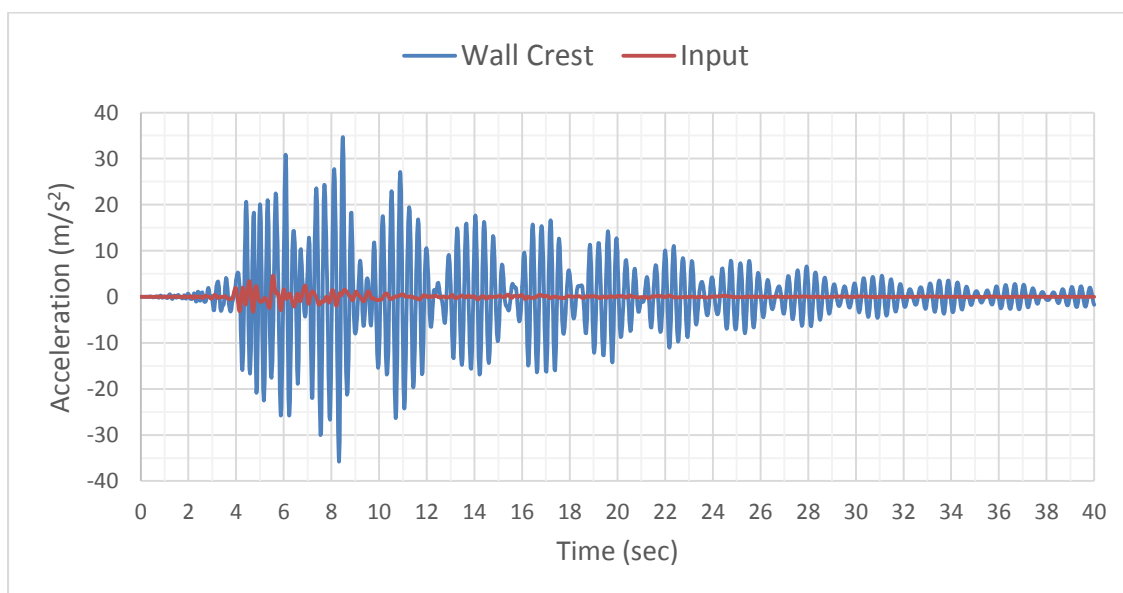
۴-۲-۱- بدون وجود سازه

در شکل ۴-۱ محل نقاط معیار برای استخراج نتایج نشان داده شده است که برای این مدل سه نقطه معیار سنگ بستر، کف گود و سر دیوار انتخاب شده است.



شکل ۴-۱: شماتیک نقاط برداشت تاریخچه شتاب (بدون وجود سازه)

مقدار شتاب در برابر زمان در دو نقطه معیار سنگ بستر و سر دیوار در شکل ۴-۲ نمایش داده شده است که مقادیر حداکثر این شتاب نگاشت‌ها نیز در جدول ۴-۱ بیان شده است.



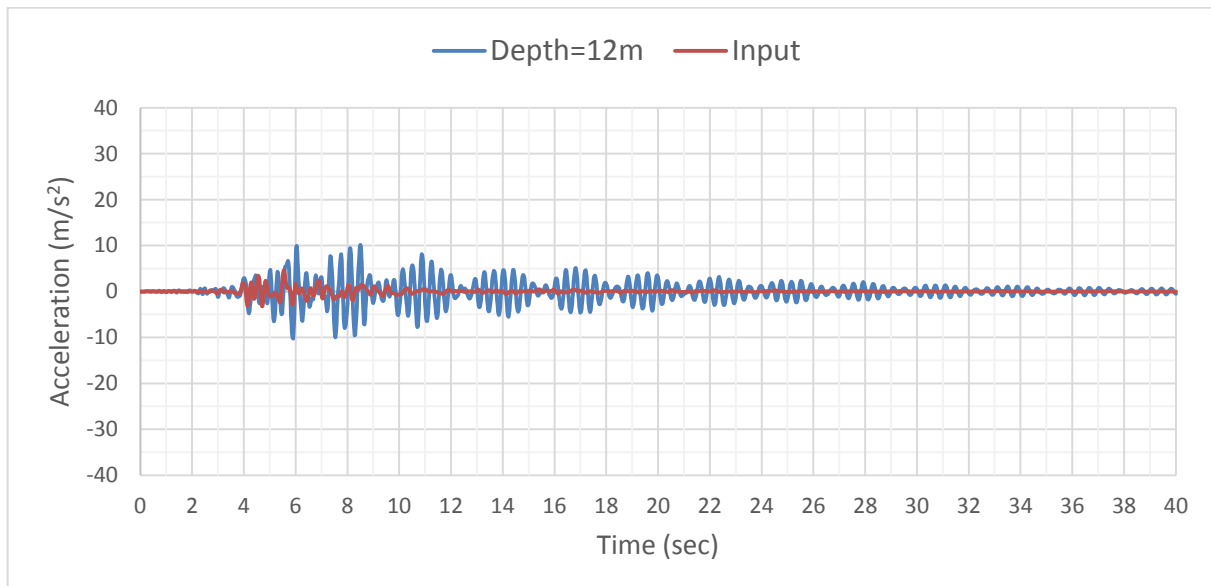
شکل ۴-۲: مقایسه شتاب سنگ بستر با سر دیوار (بدون وجود سازه)

جدول ۱-۴: مقایسه شتاب سنگ بستر با سر دیوار (بدون وجود سازه)

نقطه معیار	حداکثر شتاب (m/sec^2)
سنگ بستر	۴/۶۱
سر دیوار	۳۴/۷۱

با توجه به شکل ۱-۴ و جدول ۱-۴ ملاحظه می‌گردد که مقدار حداکثر شتاب در سنگ بستر ۴/۶۱ متر بر مجذور ثانیه که در بالای دیوار ۳۴/۷۱ متر بر مجذور ثانیه شده است و شتاب بالای دیواره ۷/۵ برابر شتاب در سنگ بستر شده است.

مقدار شتاب در برابر زمان در دو نقطه معیار سنگ بستر و کف گود در شکل ۳-۴ نمایش داده شده است که مقادیر حداکثر این شتاب نگاشت‌ها نیز در جدول ۲-۴ بیان شده است.



شکل ۳-۴: مقایسه شتاب سنگ بستر با کف گود (بدون وجود سازه)

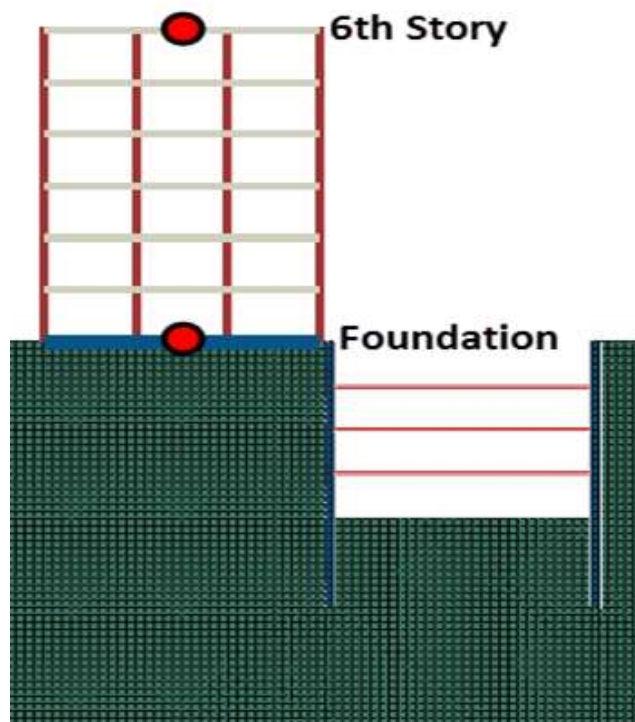
جدول ۴-۲: مقایسه شتاب سنگ بستر با سر دیوار (بدون وجود سازه)

نقطه معیار	حداکثر شتاب (m/sec ²)
سنگ بستر	۴/۶۱
کف گود	۱۰/۱۲

با توجه به شکل ۴-۳ و جدول ۴-۲ مشاهده می‌شود که مقدار حداکثر شتاب در سنگ بستر ۴/۶۱ متر بر مجذور ثانیه و در کف گود ۱۰/۱۲ متر بر مجذور ثانیه شده است و وجود لایه خاک در زیر گود باعث افزایش بیش از دو برابری شتاب در نقطه حداکثر شده است.

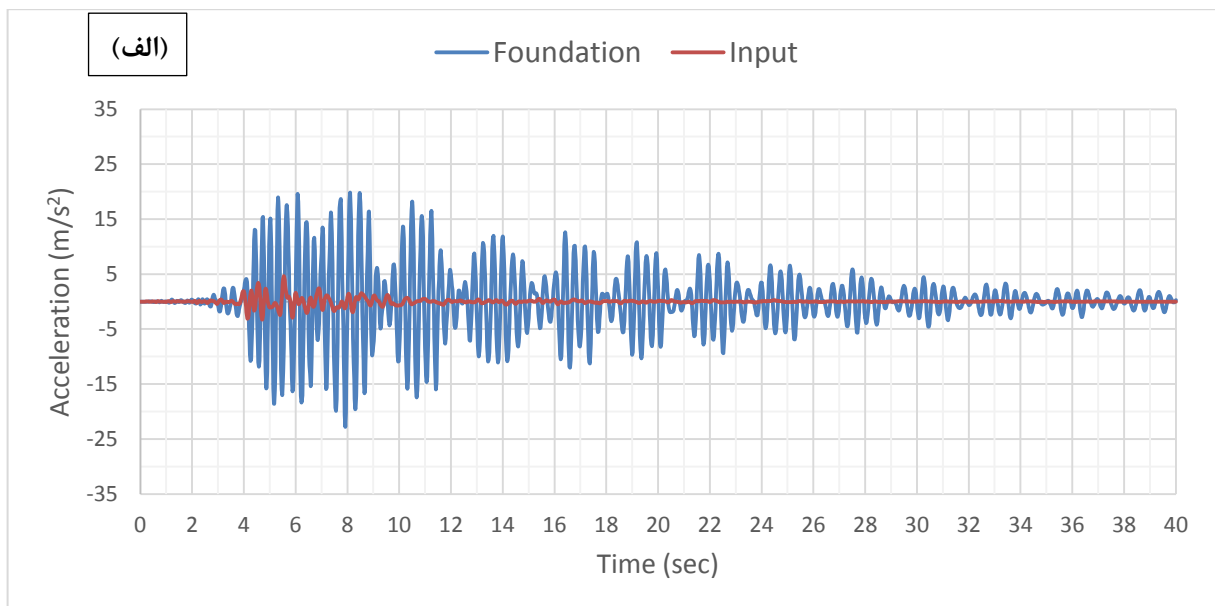
۴-۲-۲- حالت سازه شش طبقه در کنار گود

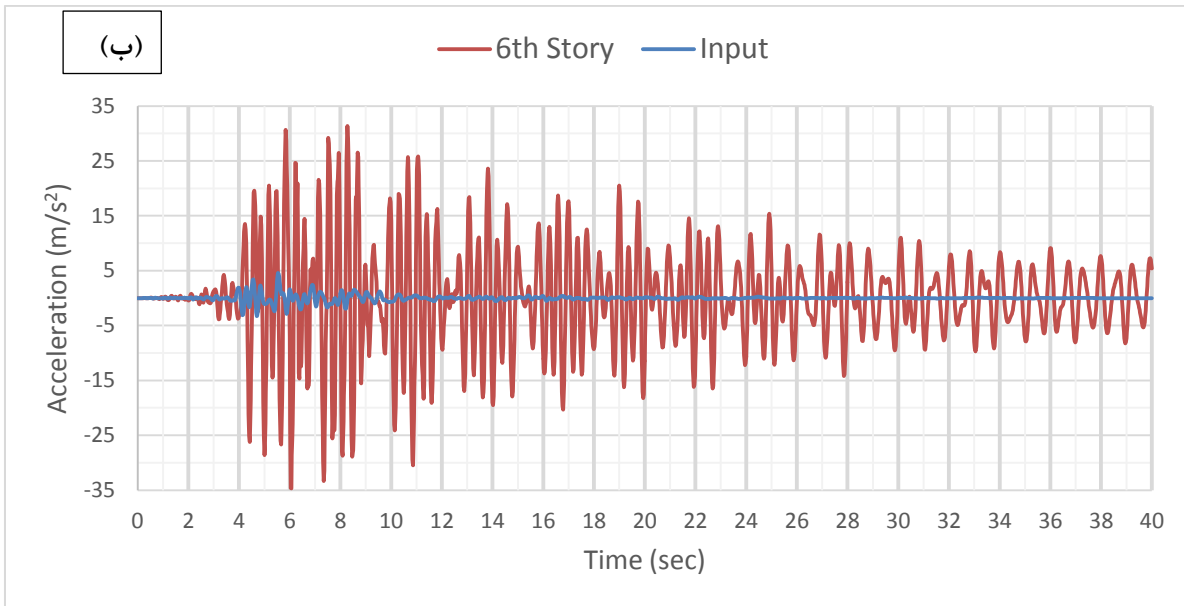
در شکل ۴-۴ محل نقاط معیار برای استخراج نتایج نشان داده شده است که برای این مدل چهار نقطه معیار سنگ بستر، کف گود، فوندانسیون و طبقه ششم انتخاب شده است.



شکل ۴-۴: شماتیک نقاط برداشت تاریخچه شتاب (با وجود سازه شش طبقه)

مقدار شتاب در برابر زمان در نقاط معیار در شکل ۴-۵ نمایش داده شده است که مقادیر حداکثر این شتاب نگاشت‌ها نیز در جدول ۴-۳ بیان شده است.

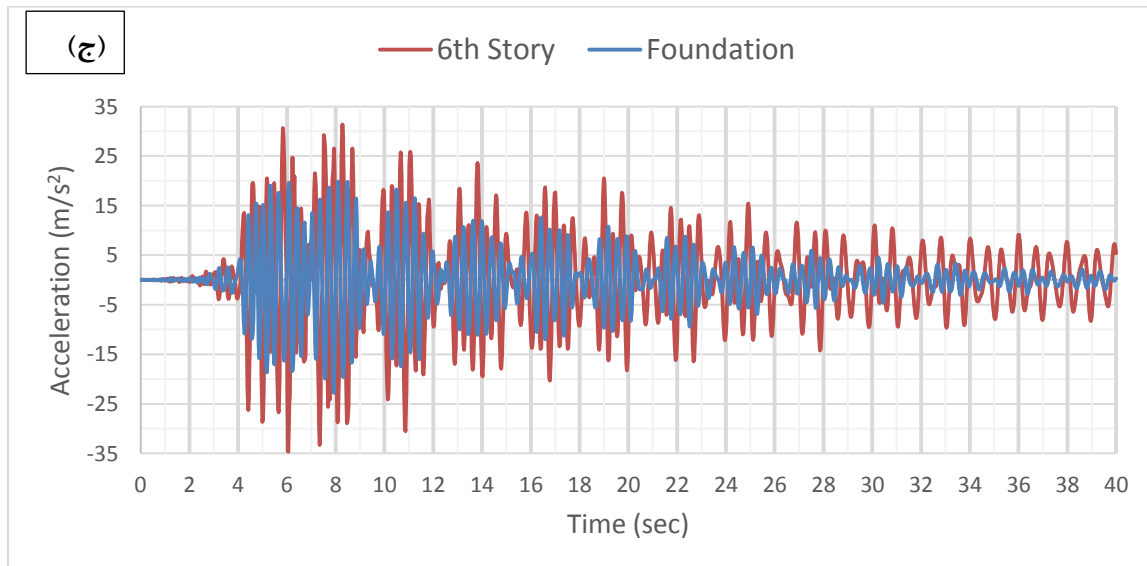


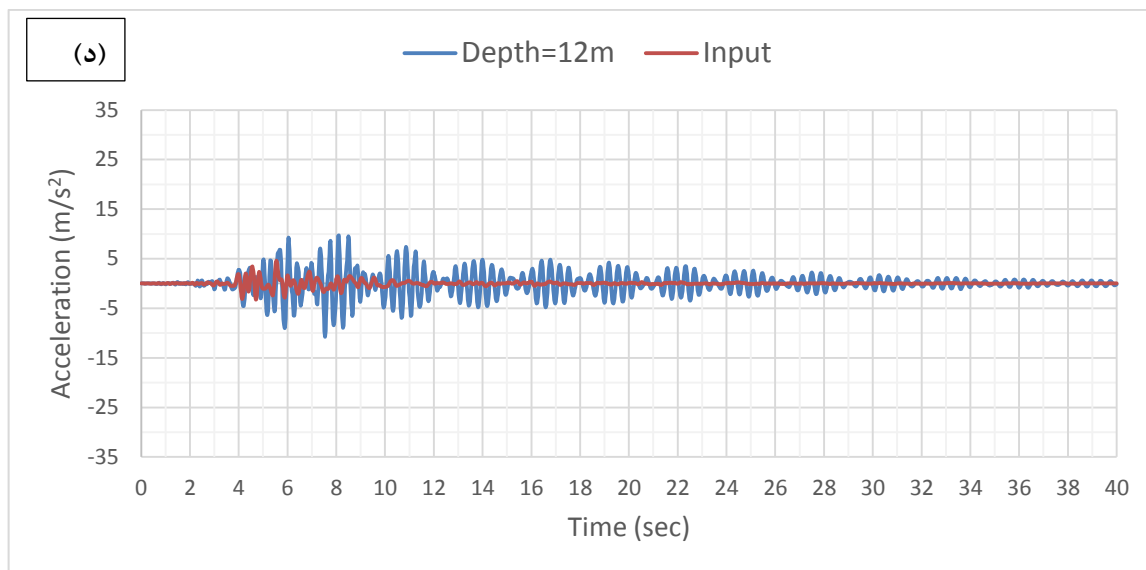


شکل ۴-۵: مقایسه شتاب در نقاط معیار (با وجود سازه شش طبقه):

الف) سنگ بستر با فوندانسیون (ب) سنگ بستر با طبقه شش (ج) فوندانسیون با طبقه شش (د) سنگ بستر

با کف گود





شکل ۴-۵: (ادامه)

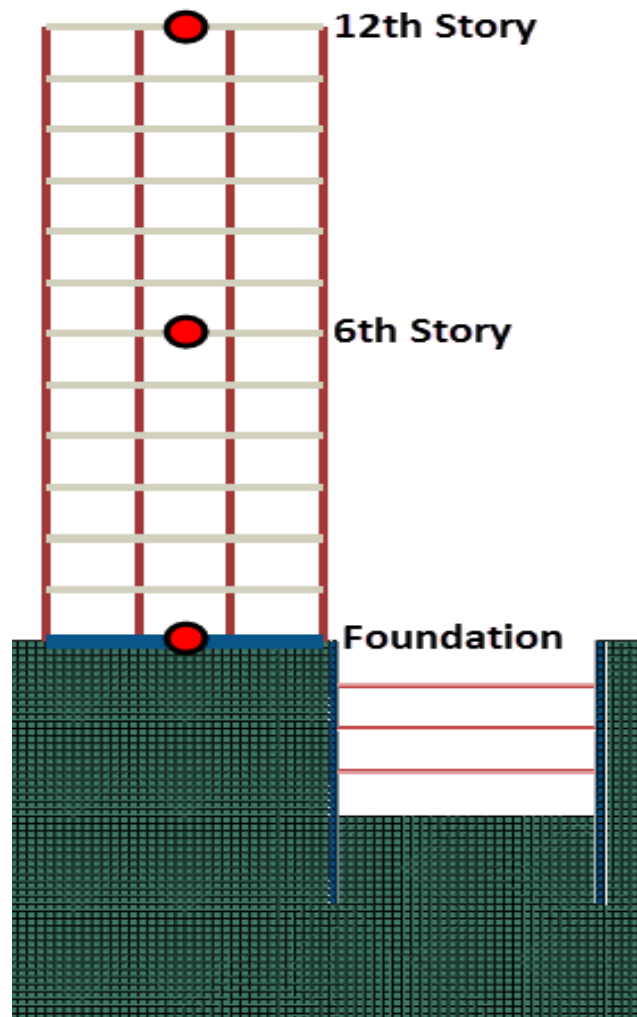
جدول ۴-۳: مقادیر شتاب حداکثر در نقاط معیار (با وجود سازه شش طبقه)

نقطه معیار	حداکثر شتاب (m/sec ²)
سنگ بستر	۴/۶۱
کف گود	۹/۷۳
فونداسیون	۱۹/۸۶
طبقه شش	۳۱/۳۵

مطابق با شکل ۴-۵ و جدول ۴-۳ مشاهده می گردد که مقدار حداکثر شتاب در سنگ بستر ۴/۶۱، در کف گود ۱۰/۲۱، فونداسیون ۱۹/۸۶، طبقه ششم ۳۱/۳۵ متر بر مجذور ثانیه شده است. همچنین شتاب حداکثر در کف گود دو برابر، فونداسیون چهار برابر و طبقه ششم حدود هفت برابر شتاب حداکثر در سنگ بستر شده است.

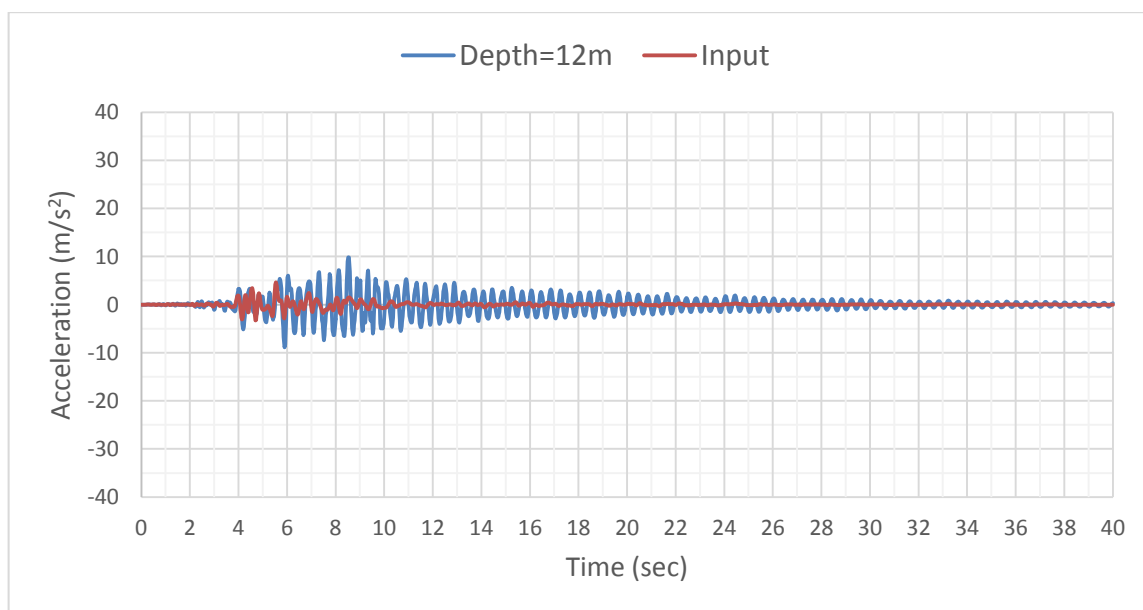
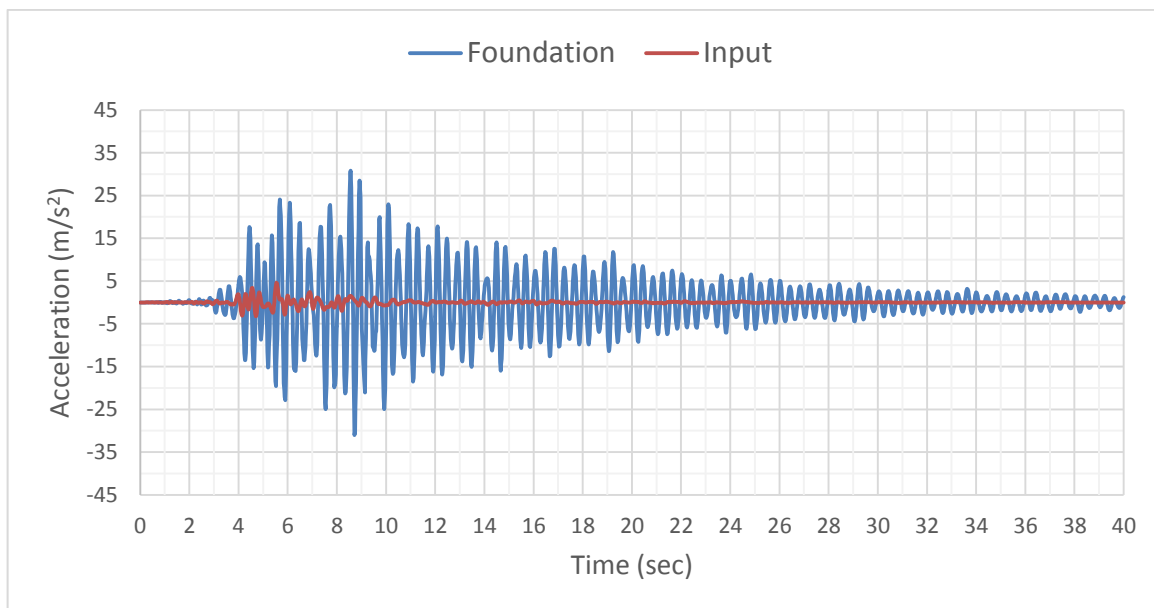
۴-۲-۳- حالت سازه ۱۲ طبقه در کنار گود

در شکل ۴-۶ محل نقاط معیار برای استخراج نتایج نشان داده شده است که برای این مدل پنج نقطه معیار سنگ بستر، کف گود، فونداسیون، طبقه ششم و طبقه ۱۲ انتخاب شده است.



شکل ۴-۶: شماتیک نقاط برداشت تاریخچه شتاب (با وجود سازه ۱۲ طبقه)

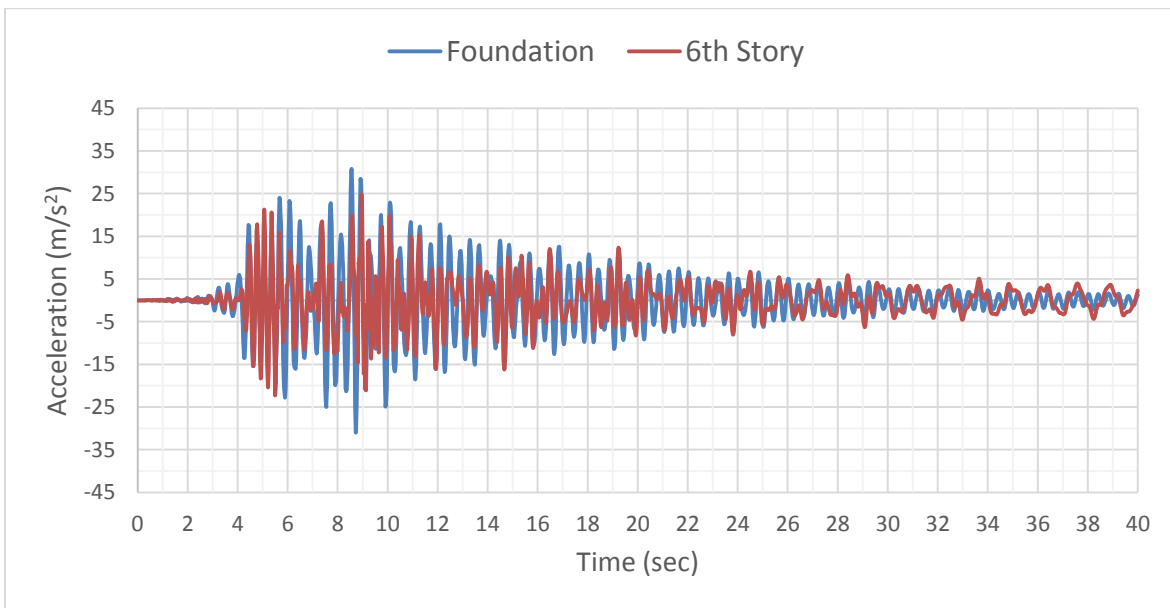
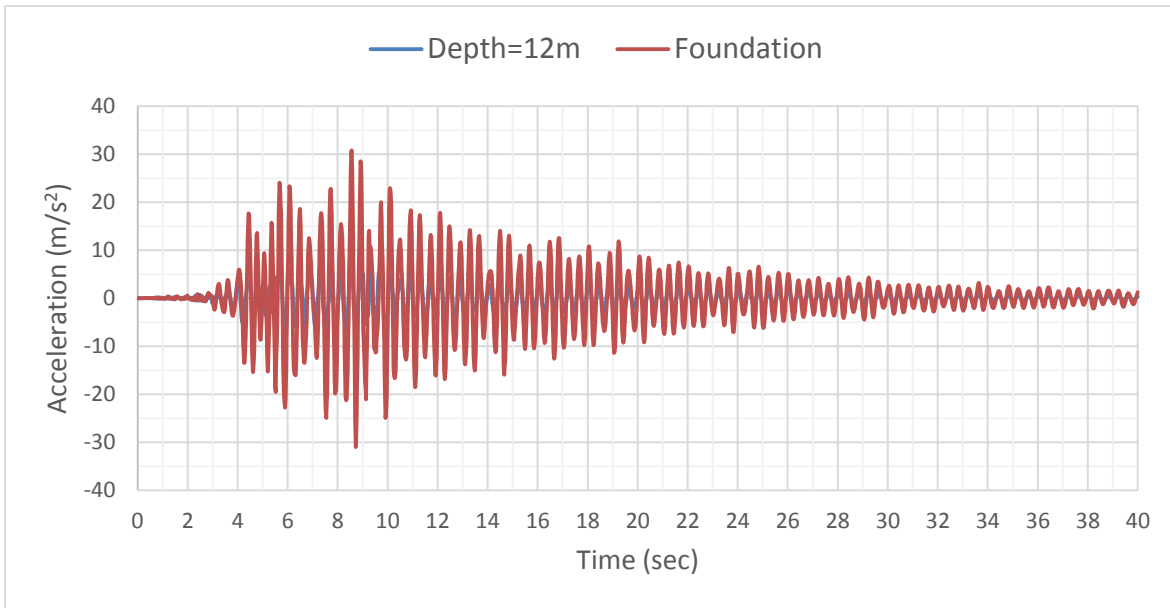
مقدار شتاب در برابر زمان در نقاط معیار در شکل ۴-۷ نمایش داده شده است که مقادیر حداکثر این شتاب نگاشت‌ها نیز در جدول ۴-۴ بیان شده است.



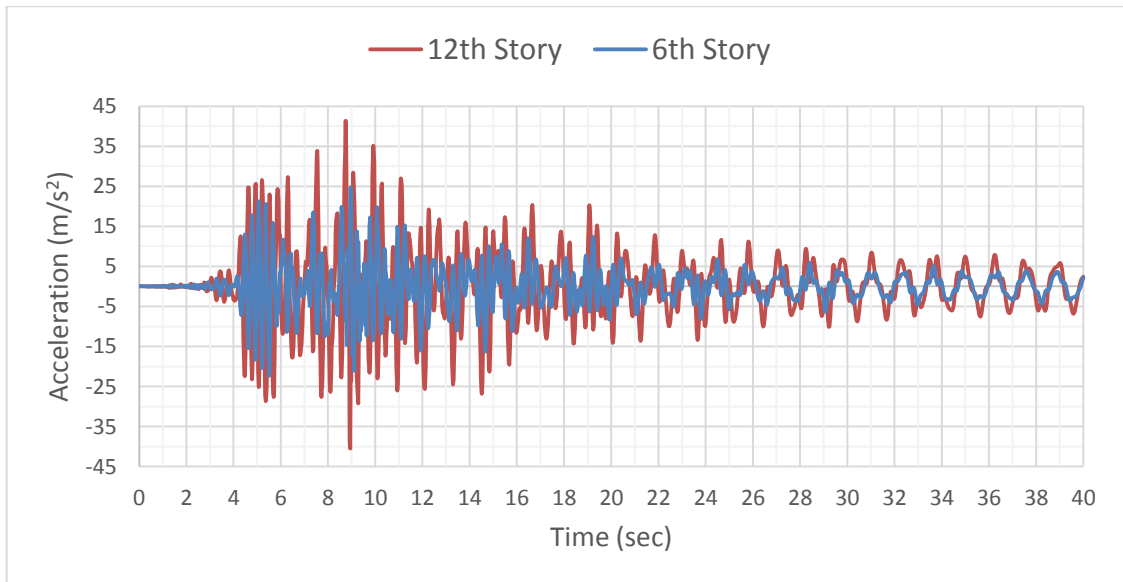
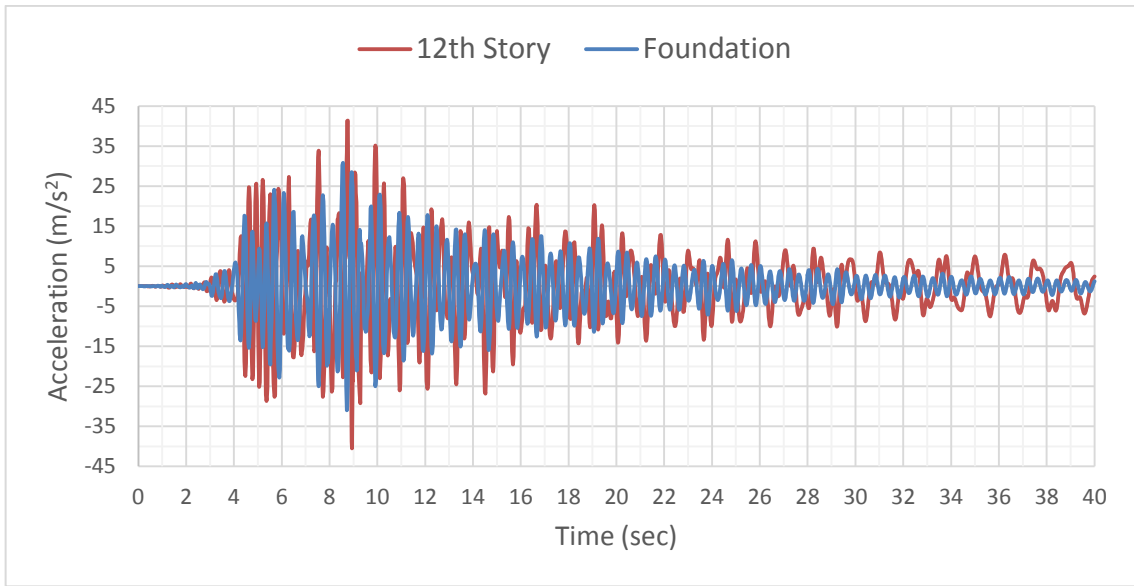
شکل ۴-۷: مقایسه شتاب در نقاط معیار (با وجود سازه ۱۲ طبقه)؛

الف) سنگ بستر با فوندانسیون ب) کف گود با فوندانسیون ج) سنگ بستر با فوندانسیون د) فوندانسیون

با طبقه شش ه) فوندانسیون با طبقه ۱۲ و) طبقه شش با طبقه ۱۲



شکل ۴-۷: (ادامه)



شکل ۴-۷: (ادامه)

جدول ۴-۴: مقادیر شتاب حداکثر در نقاط معیار (با وجود سازه ۱۲ طبقه)

نقطه معیار	حداکثر شتاب (m/sec ²)
سنگ بستر	۴/۶۱
کف گود	۹/۸۲
فونداسیون	۳۰/۷۸
طبقه شش	۲۴/۷۷
طبقه ۱۲	۴۱/۳۳

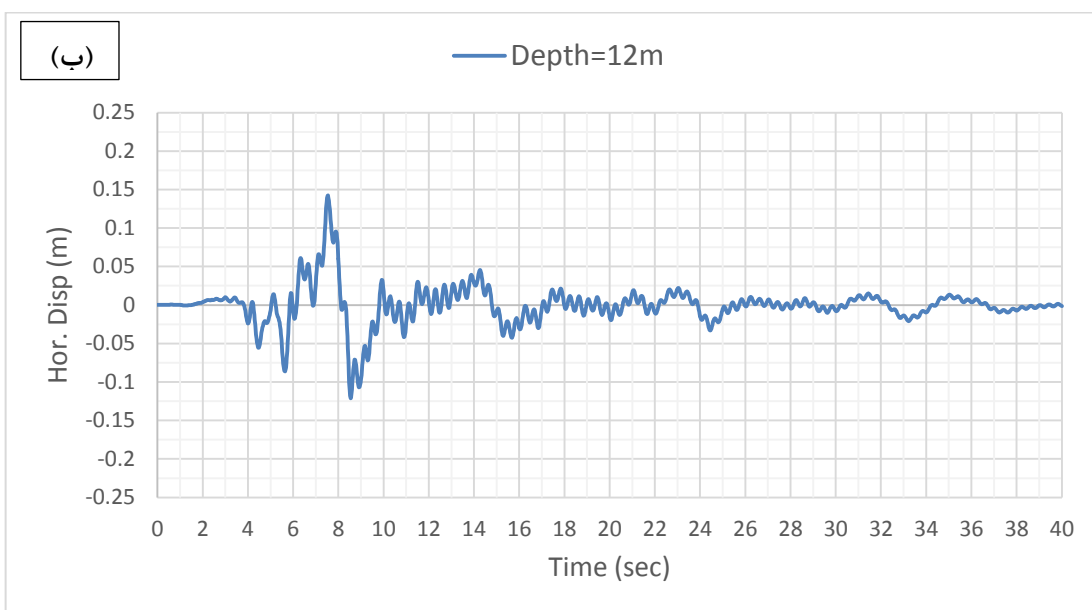
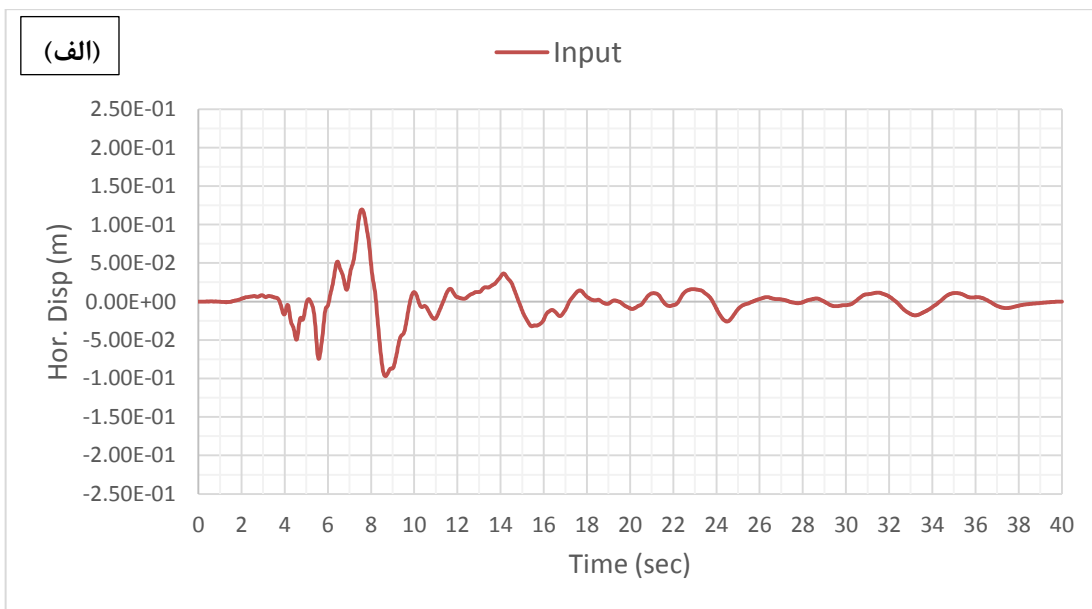
همانطور که در شکل ۴-۷ و جدول ۴-۴ مشاهده می‌شود، مقدار حداکثر شتاب در سنگ بستر ۴/۶۱، در کف گود ۹/۸۲، فونداسیون ۳۰/۷۸، طبقه ششم ۲۴/۷۶، طبقه ۱۲ ۴۱/۳۳ متر بر مجذور ثابیه بدست آمده است. شتاب حداکثر در کف گود دو برابر، فونداسیون حدود هفت برابر، طبقه ششم حدود شش برابر و طبقه ۱۲ حدود نه برابر شتاب سنگ حداکثر در سنگ بستر بدست آمده است.

۴-۳- جابجایی افقی در حالت دینامیکی

برای بررسی پایداری گود نیاز به مطالعه مقدار جابجایی در سر دیوار و نقاط معیار می باشد تا مقادیر را بتوان در مطالعات تفسیر نمود. برای این منظور در این بخش به بررسی جابجایی افقی در نقاط معیار پرداخته شده است.

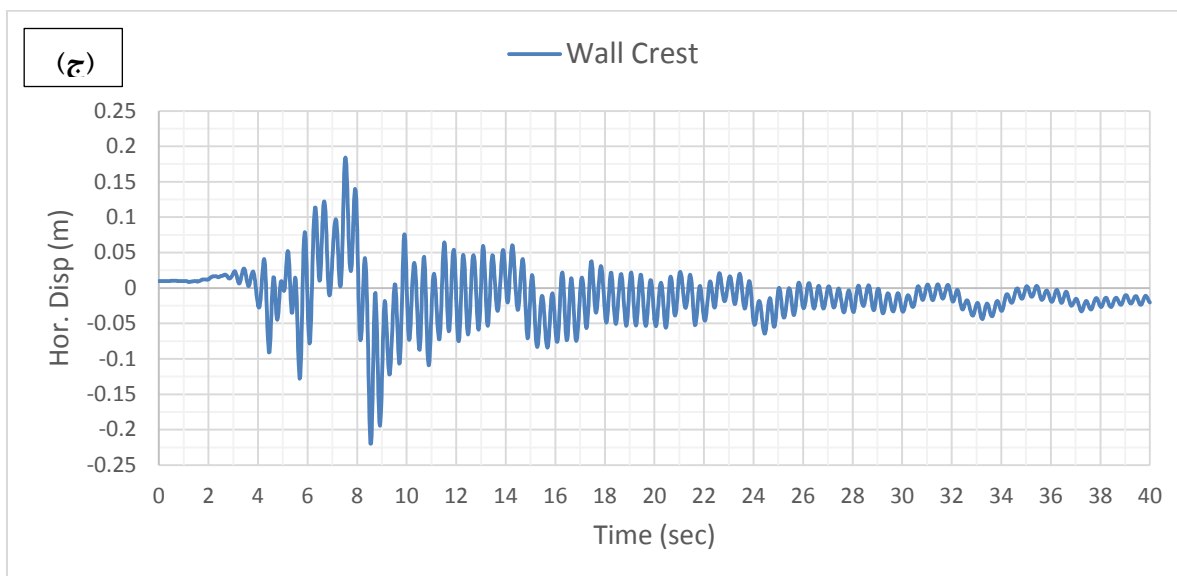
۴-۳-۱- بدون وجود سازه

برای نقاط معیار مشخص شده در شکل ۴-۱ به استخراج جابجایی افقی در بازه اعمال زلزله پرداخته شده است. براساس شکل ۴-۸، مقادیر جابجایی افقی در برابر زمان در هر لحظه در نقاط معیار ثبت گردیده است. همچنین مقادیر حداکثر جابجایی افقی در بازه اعمال زلزله نیز در جدول ۴-۵ بیان شده است.



شکل ۴-۸: نمودار جابجایی افقی در نقاط معیار (بدون وجود سازه): الف) سنگ بستر ب) کف گود ج) سر

دیوار



شکل ۴-۸: (ادامه)

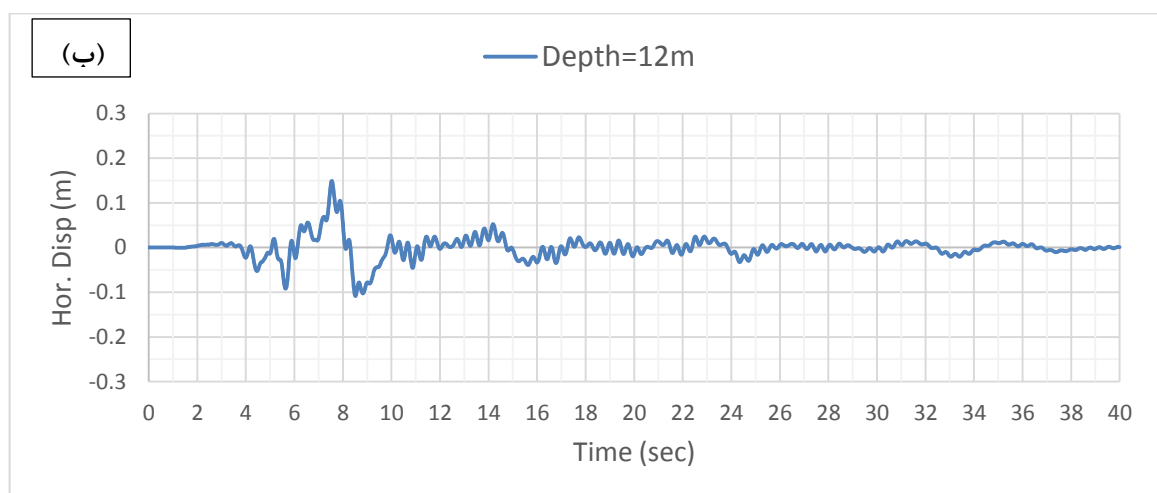
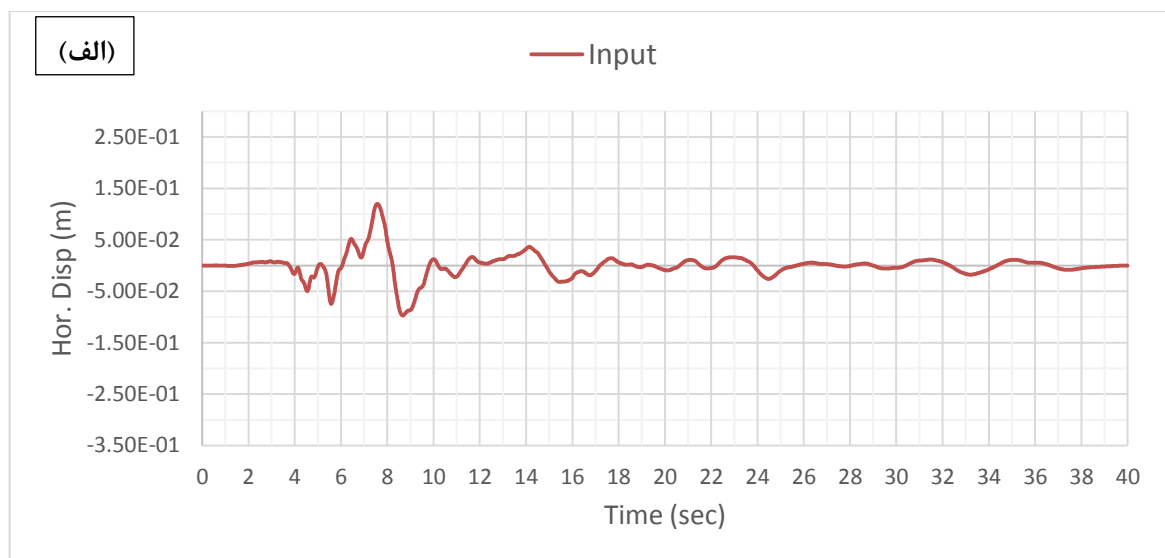
جدول ۴-۵: مقادیر جابجایی افقی در نقاط معیار (بدون وجود سازه)

نقطه معیار	حداکثر جابجایی افقی (m)
سنگ بستر	۰/۱۲
کف گود	۰/۱۴
سر دیوار	۰/۱۸

همانطور که در شکل ۴-۸ و جدول ۴-۵ مشاهده می‌گردد، مقادیر حداکثر جابجایی افقی در سنگ بستر ۱۲ سانتی متر، کف گود ۱۴ سانتی متر و سر دیوار ۱۸ سانتی متر بدست آمده است. همچنین جابجایی نسبی سر دیوار نسبت به کف گود چهار سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است. روند تغییرات در هر سه نمودار شکل ۴-۸ یکسان بدست آمده است و جابجایی حداکثر در سه نقطه معیار در یک زمان اتفاق افتاده است.

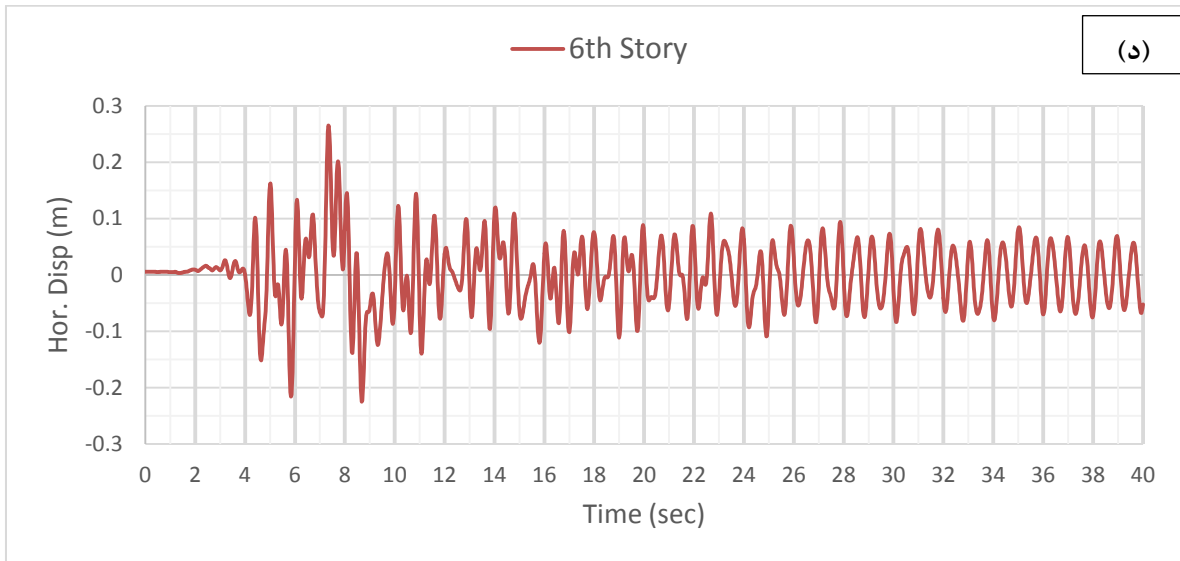
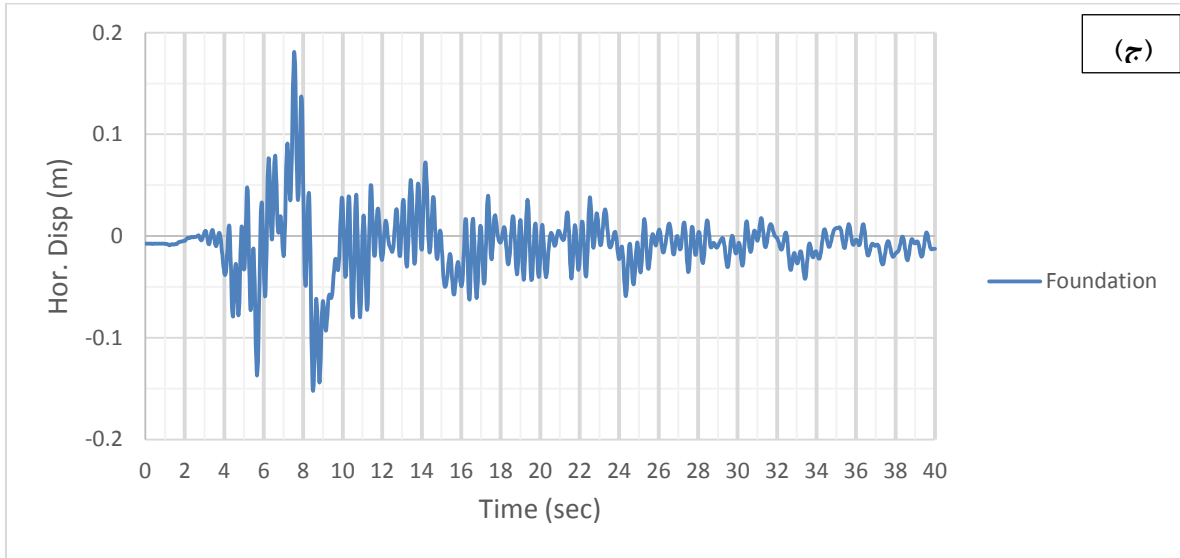
۴-۳-۲- حالت سازه شش طبقه در کنار گود

برای نقاط معیار مشخص شده در شکل ۴-۴ به استخراج جابجایی افقی در بازه اعمال زلزله پرداخته شده است. براساس شکل ۴-۹ مقادیر جابجایی افقی در برابر زمان در هر لحظه در نقاط معیار ثبت گردیده است. همچنین مقادیر حداکثر جابجایی افقی در بازه اعمال زلزله نیز در جدول ۴-۶ بیان شده است.



شکل ۴-۹: نمودار جابجایی افقی در نقاط معیار (با وجود سازه شش طبقه)؛

الف) سنگ بستر ب) کف گود ج) فوندانسیون د) طبقه شش



شکل ۴-۹: (ادامه)

جدول ۴-۶: مقادیر حداکثر جابجایی افقی در نقاط معیار (با وجود سازه شش طبقه)

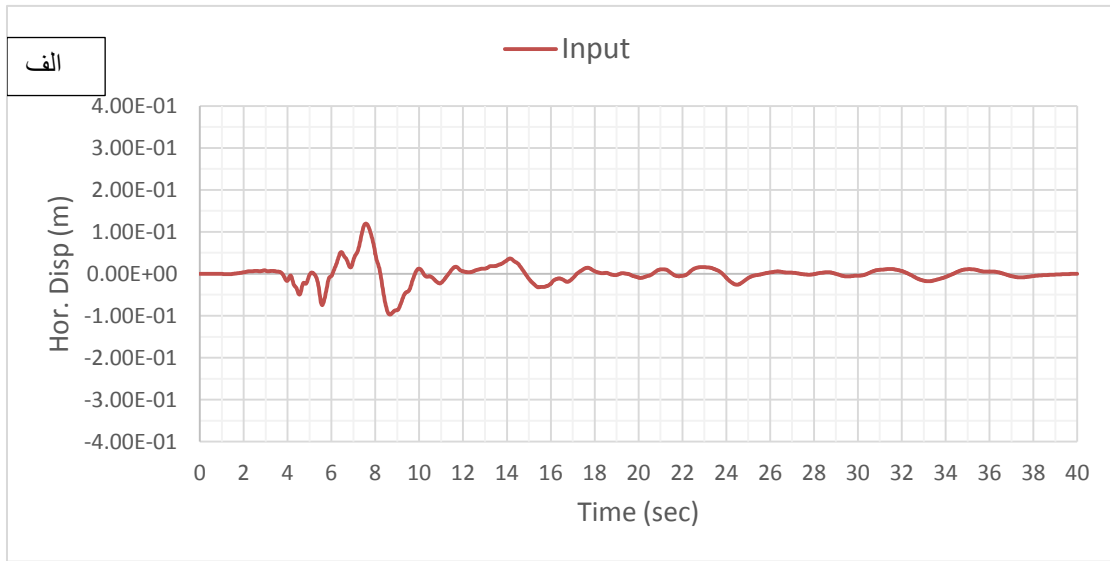
نقطه معیار	حداکثر جابجایی افقی (m)
سنگ بستر	۰/۱۲
کف گود	۰/۱۵
فونداسیون	۰/۱۸
طبقه شش	۰/۲۷

مطابق با شکل ۴-۹ و جدول ۴-۶ مشاهده می‌شود که مقادیر حداکثر جابجایی افقی در سنگ بستر ۱۲ سانتی متر، کف گود ۱۵ سانتی متر، فونداسیون ۱۸ سانتی متر و طبقه ششم ۲۷ سانتی متر بدست آمده است. همچنین جابجایی نسبی فونداسیون نسبت به کف گود سه سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است و جابجایی نسبی طبقه ششم نسبت به فونداسیون نه سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است. روند تغییرات در هر سه نمودار شکل یکسان بدست آمده است و جابجایی حداکثر در نقاط معیار در یک زمان اتفاق افتاده است.

۴-۳-۳- حالت سازه ۱۲ طبقه در کنار گود

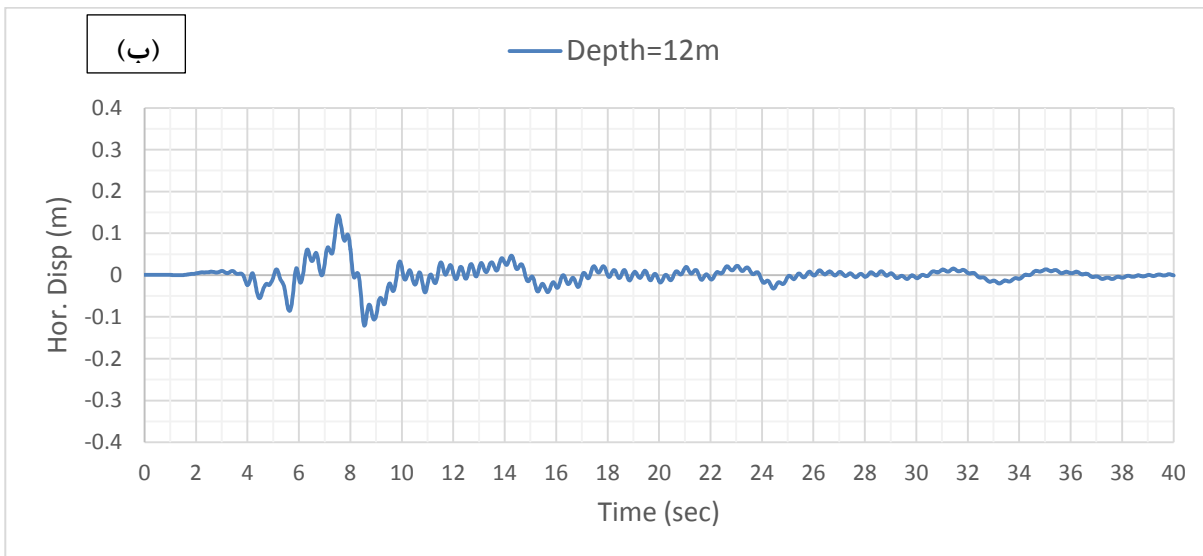
برای نقاط معیار مشخص شده در شکل ۴-۶ به استخراج جابجایی افقی در بازه اعمال زلزله پرداخته شده است. براساس شکل ۴-۱۰ مقادیر جابجایی افقی در برابر زمان در هر لحظه در نقاط معیار ثبت گردیده است. همچنین مقادیر حداکثر جابجایی افقی در بازه اعمال زلزله نیز در جدول ۴-۷ بیان شده

است.

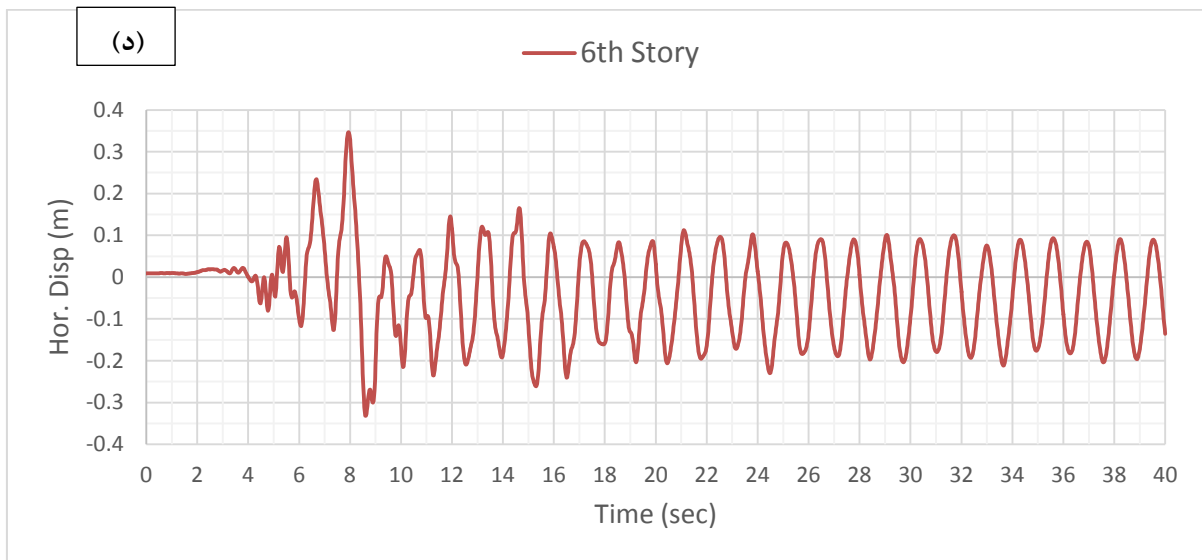
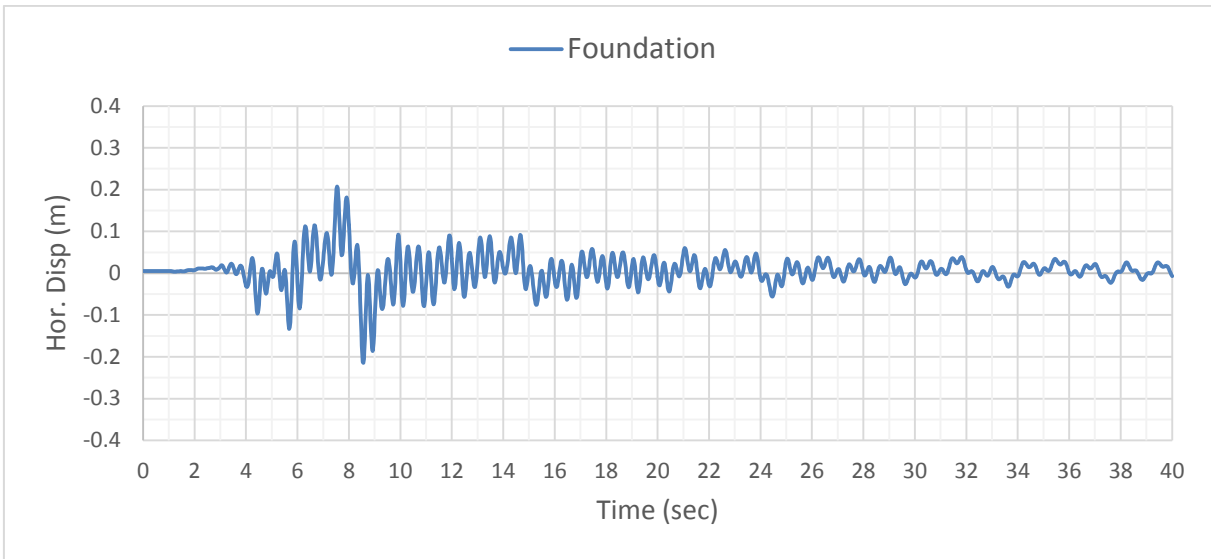


شکل ۴-۱۰: نمودار جابجایی افقی در نقاط معیار (با وجود سازه ۱۲ طبقه)؛

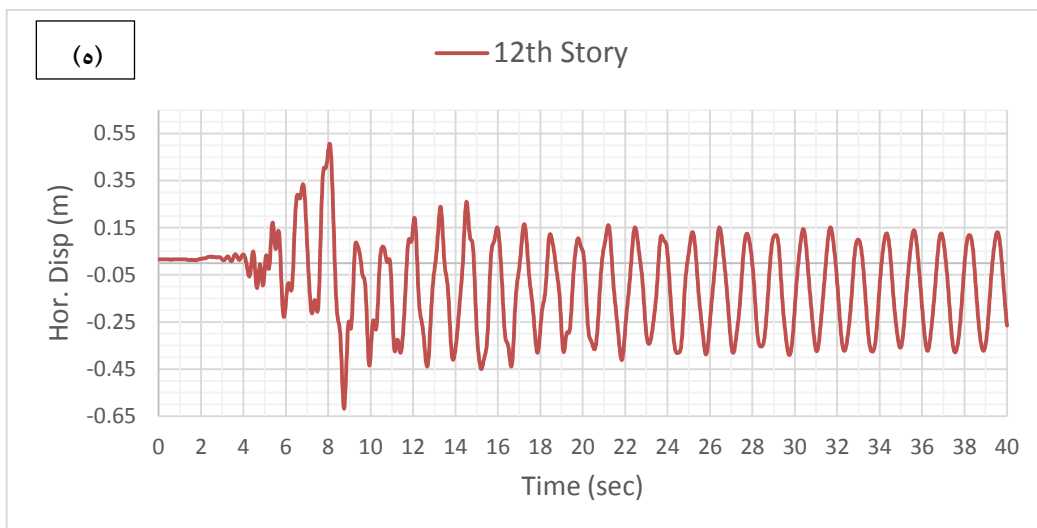
الف) سنگ بستر ب (کف گود ج) فوندانسیون د) طبقه شش ه) طبقه ۱۲



ج)



شکل ۴-۱۰: (ادامه)



شکل ۴-۱۰: (ادامه)

جدول ۴-۷: مقادیر حداکثر جابجایی افقی در نقاط معیار (با وجود سازه ۱۲ طبقه)

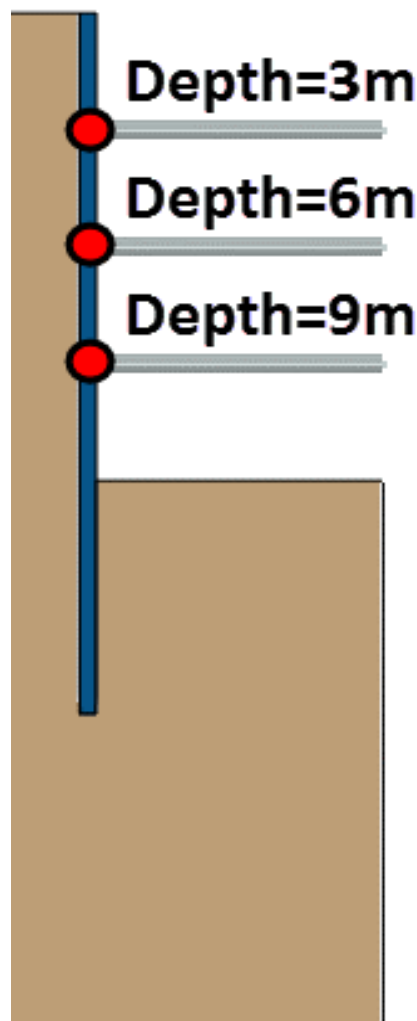
نقطه معیار	حداکثر جابجایی افقی (m)
سنگ بستر	۰/۱۲
کف گود	۰/۱۴
فونداسیون	۰/۲۱
طبقه شش	۰/۳۵
طبقه ۱۲	۰/۵۱

همانطور که در شکل ۴-۱۰ و جدول ۴-۷ مشاهده می‌شود مقادیر حداکثر جابجایی افقی در سنگ بستر ۱۲ سانتی متر، کف گود ۱۴ سانتی متر، فونداسیون ۲۱ سانتی متر، طبقه ششم ۳۵ سانتی متر و طبقه ۱۲ ۵۱ سانتی متر بدست آمده است و جابجایی نسبی فونداسیون نسبت به کف گود هفت سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است. همچنین جابجایی نسبی طبقه ششم نسبت به فونداسیون ۱۴ سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است. جابجایی نسبی طبقه ۱۲ نسبت به فونداسیون ۳۰ سانتی متر و نسبت به طبقه شش ۱۶ سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست

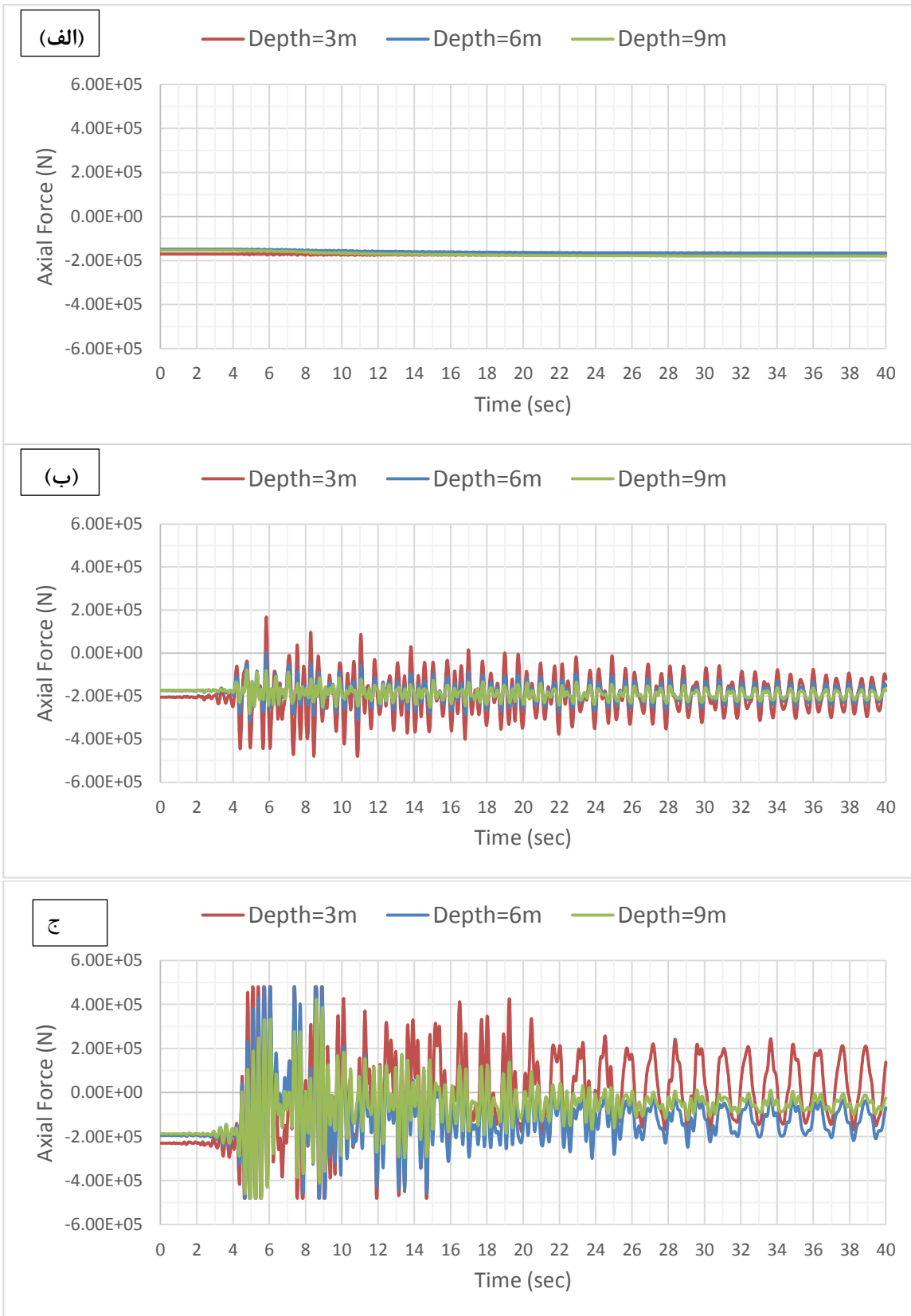
آمده است. روند تغییرات در هر سه نمودار شکل یکسان بدست آمده است و جابجایی حداکثر در نقاط معیار در یک زمان اتفاق افتاده است.

۴-۴- نیروی محوری تیرهای مهاری

برای بررسی تنش‌ها و نیروها و تاب آوری مهار متقابلها نیاز است که نیروی محوری مهار متقابلها مورد بررسی قرار گیرد. در هر سه مدل انجام شده مقادیر نیروی محوری در نقاط معیار مطابق شکل ۴-۱۱ استخراج شده و در شکل ۴-۱۲ بیان شده است.



شکل ۴-۱۱: شماتیک نقاط برداشت نیروهای داخلی



شکل ۴-۱۲: نمودار نیروی محوری مهار متقابل‌ها در نقاط معیار؛

الف) مدل بدون سازه ب) مدل با وجود سازه شش طبقه ج) مدل با وجود سازه ۱۲ طبقه

نقطه معیار	بدون وجود سازه	با وجود سازه شش طبقه	با وجود سازه ۱۲ طبقه
عمق سه متری	1.75e+05	2.04e+05	4.80e+05
عمق شش متری	1.48e+05	1.74e+05	4.80e+05
عمق نه متری	1.53e+05	1.73e+05	4.23e+05

جدول ۴-۸: مقادیر حداکثر نیروی داخلی در نقاط معیار تیرهای مهار (N)

همانطور که در شکل ۴-۱۲ و جدول ۴-۸ نشان داده شده است، در مدل بدون سازه نیروی محوری در سه عمق استخراج شده تقریباً یکسان و دامنه تغییرات نیروی محوری در بازه زمانی یکسان بدست آمده است. همچنین با افزایش تعداد طبقات مقادیر حداکثر نیروی محوری در مهار متقابلها افزایش یافته و همچنین دامنه تغییرات در هر عمق افزایش زیادی داشته است. روند تغییرات در هر سه عمق برای هر سه مدل یکسان بوده است.

پس از بررسی نیروی محوری موجود در مهار متقابلها به بررسی مقاومت آنها در برابر جاری شدن و کمانش پرداخته شد که نتایج نشان میداد سطح مقطع انتخابی با ضریب اطمینان قابل قبولی نه جاری شدند و نه کمانش کردند با توجه به سطح مقطع انتخابی برای درک بهتر میتوان از IPE16 نیز استفاده کرد.

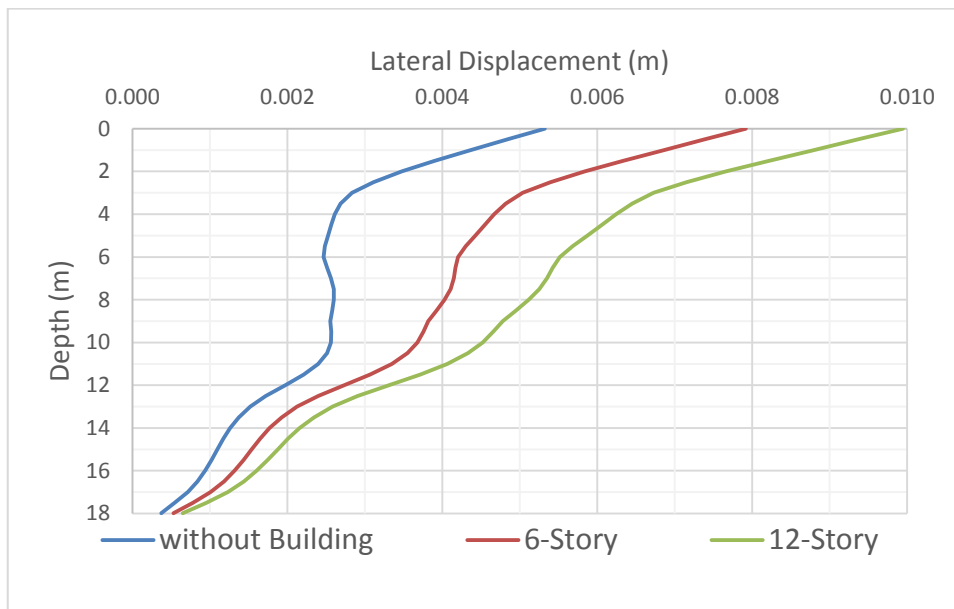
۴-۵- جابجایی افقی دیوار گود

در بررسی پایداری دیواره گودبرداریها یکی از معیارها جابجایی دیواره گود در حالت‌های مختلف می‌باشد. هدف از اجرای سازه نگهبان در پروژه‌ها کاهش این جابجاییها و جلوگیری از ناپایداری گود

است. برای این منظور مقادیر جابجایی افقی دیوار گود در عمق‌های متفاوت در هر سه مدل در دو حالت استاتیکی و دینامیکی مورد مطالعه قرار گرفته است.

۴-۵-۱- استاتیکی

در مدل‌های ساخته شده در ابتدا مقادیر جابجایی افقی دیوار در عمق گود برداشت شده است که در شکل ۴-۱۳ نشان داده شده است. همچنین مقادیر حداکثر جابجایی سر دیوار نیز در جدول ۴-۹ بیان شده است.



شکل ۴-۱۳: نمودار جابجایی افقی دیوار گود در حالت استاتیکی

جدول ۴-۹: مقادیر جابجایی افقی سر دیوار (m)

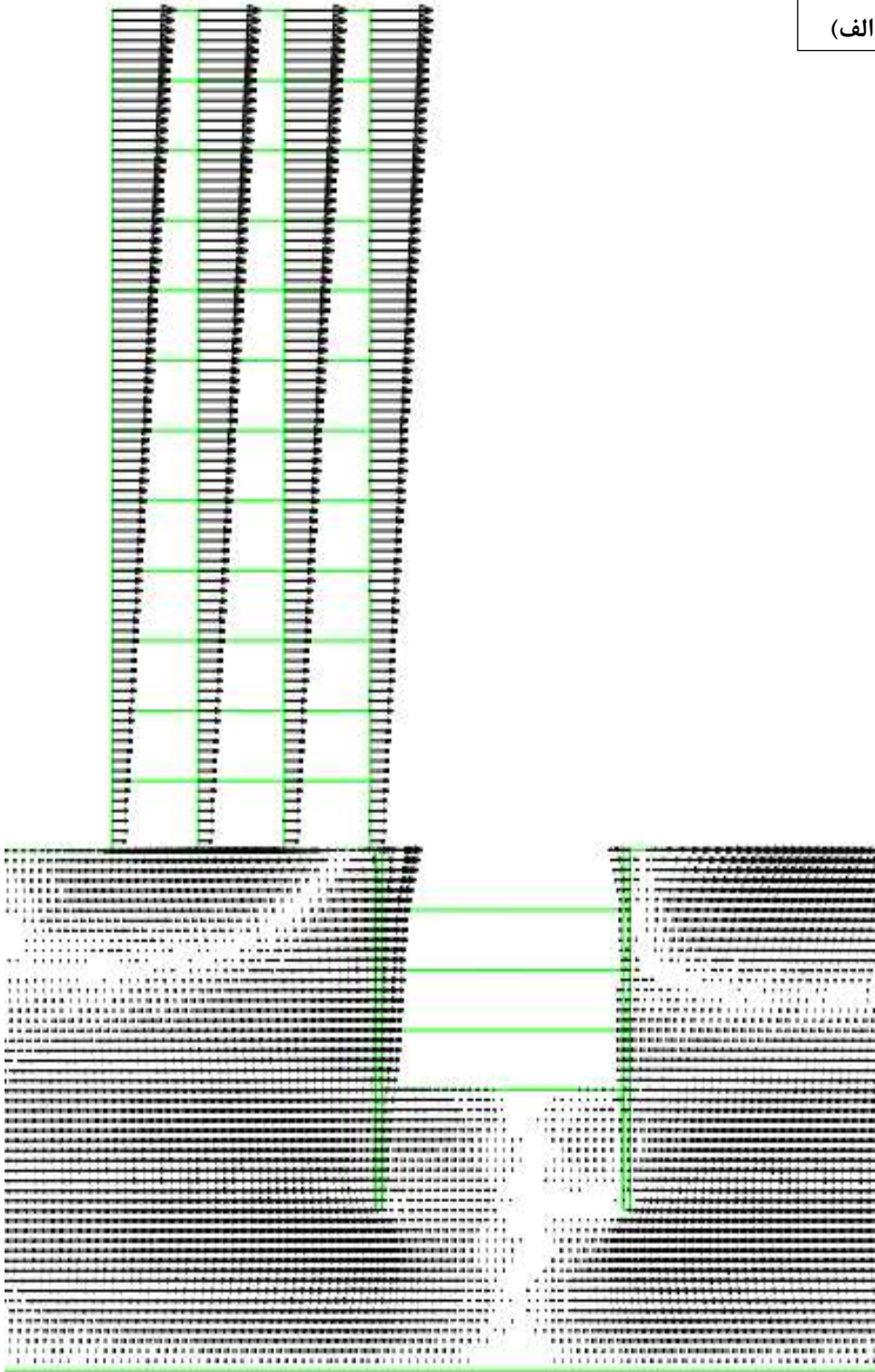
جابجایی سر دیوار	مدل
5.33e-3	بدون وجود سازه
7.92e-3	وجود سازه شش طبقه
9.95e-3	وجود سازه ۱۲ طبقه

در شکل ۴-۱۳ و جدول ۴-۹ مشاهده می‌شود که مقدار جابجایی حداکثر که در سر دیوار اتفاق افتاده است برای مدل بدون سازه ۰/۵۳ سانتی متر، برای مدل با سازه شش طبقه ۰/۷۹ سانتی متر و برای مدل یا سازه ۱۲ طبقه ۰/۹۹ سانتی متر بوده است. همچنین در مدل سازه شش طبقه جابجایی افقی در سر دیوار ۱/۵ برابر و در مدل سازه ۱۲ طبقه این جابجایی ۱/۸ برابر شده است و مد تغییرات افقی دیوار در هر سه مدل در عمق گود یکسان بوده است.

۴-۵-۲- دینامیکی

مقادیر جابجایی افقی در بازه زمان اعمال زلزله به مدل در هر عمق از گود متغیر می‌باشد برای این منظور در ابتدا مقدار جابجایی سازه ۱۲ طبقه را استخراج شده است که مطابق شکل ۴-۷ می‌باشد سپس برای نقاط حداکثر نمودار مقدار جابجایی مطابق شکل ۴-۱۴ شده است که مقادیر جابجایی در زمان‌های حداکثر در عمق مطابق شکل ۴-۱۵ نشان داده شده است. همچنین جهت مقایسه سه مدل مقادیر جابجایی افقی برای دیوار گود در هر سه مدل مطابق شکل ۴-۱۶ می‌باشد.

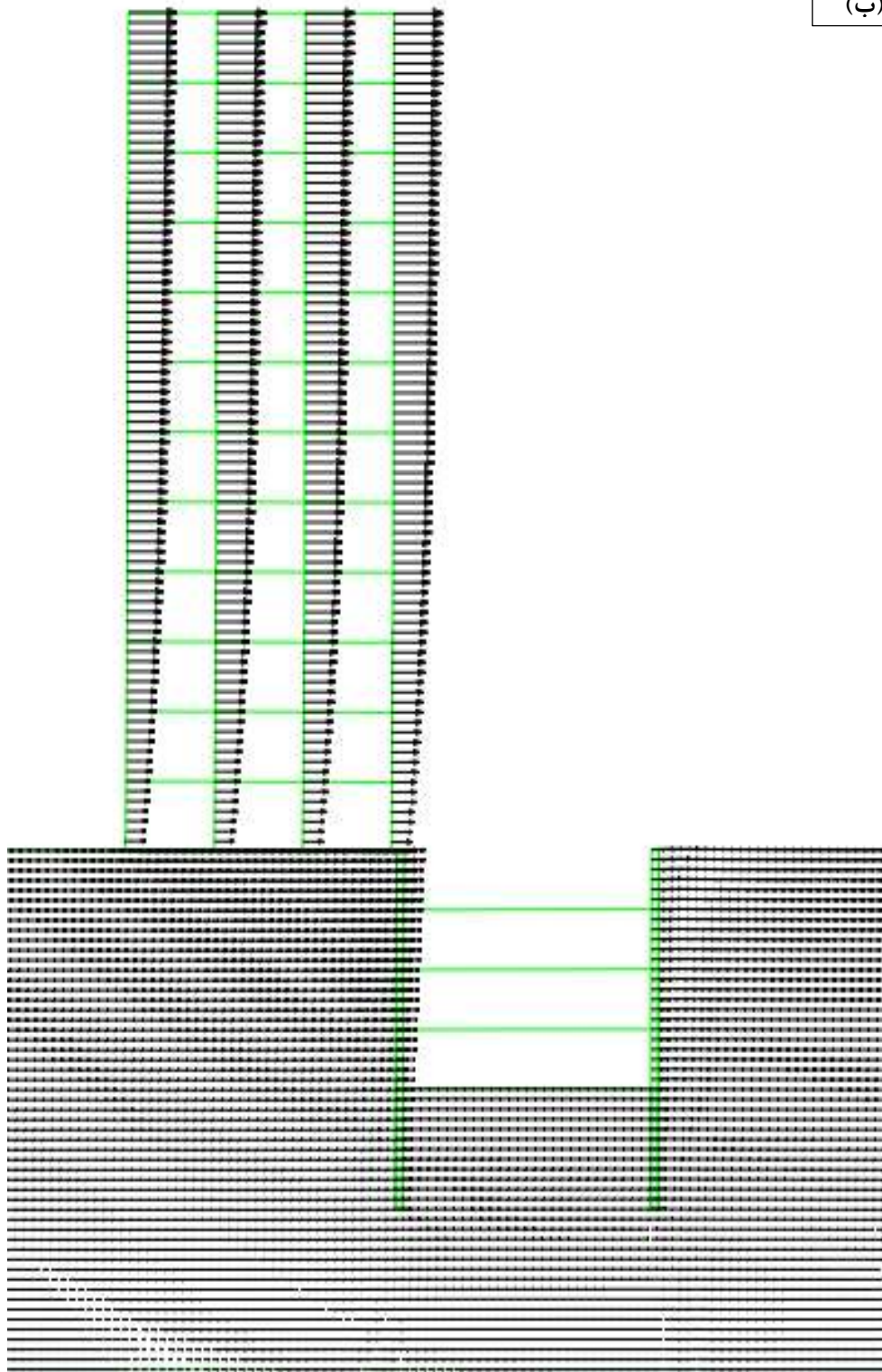
(الف)



شکل ۴-۱۴: نمودار جابجایی افقی در زمان معیار؛

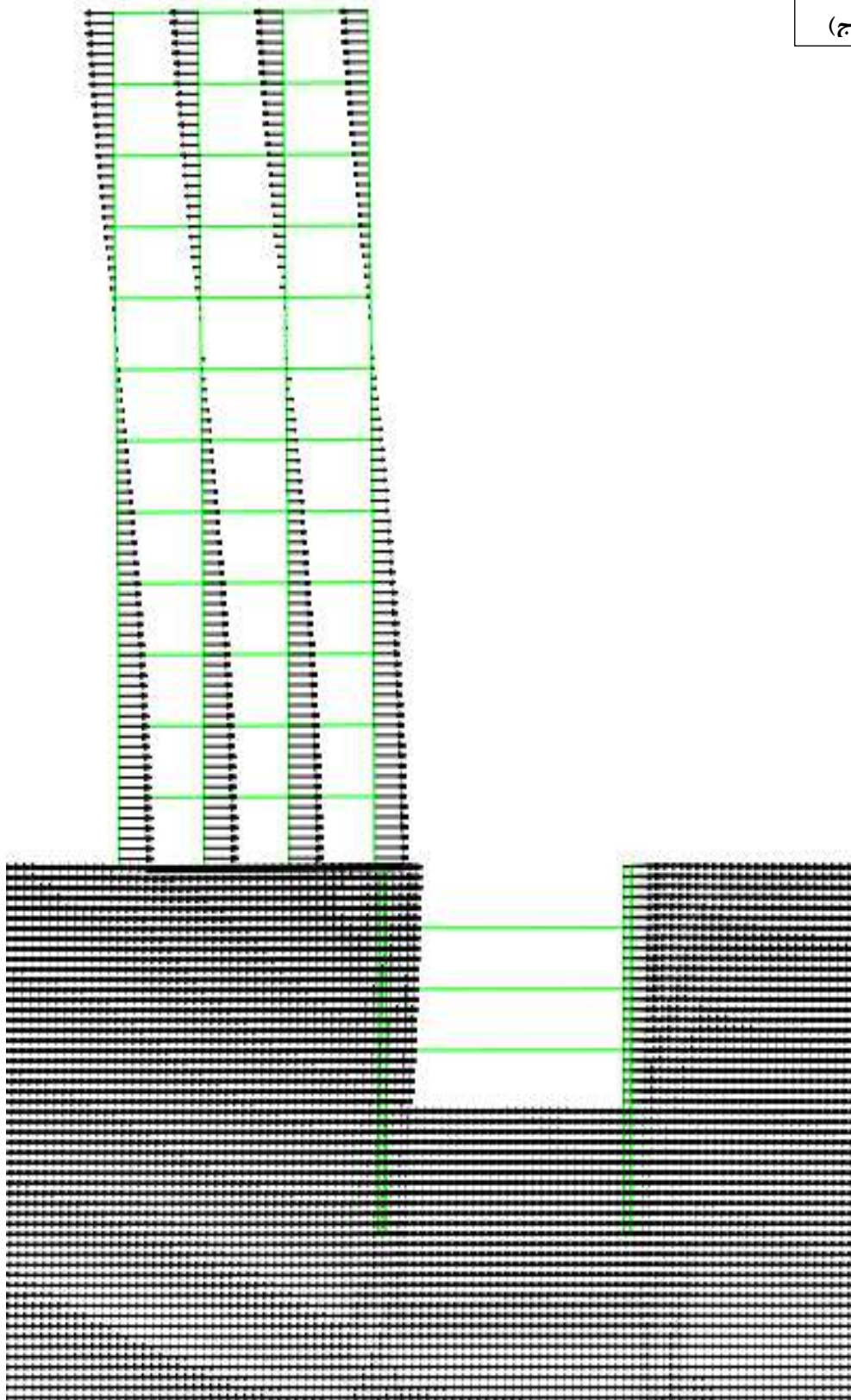
(الف) ثانیه صفر ب) ثانیه ۶/۶۸ ج) ثانیه ۷/۵۴ د) ثانیه ۸/۵۶

(ب)



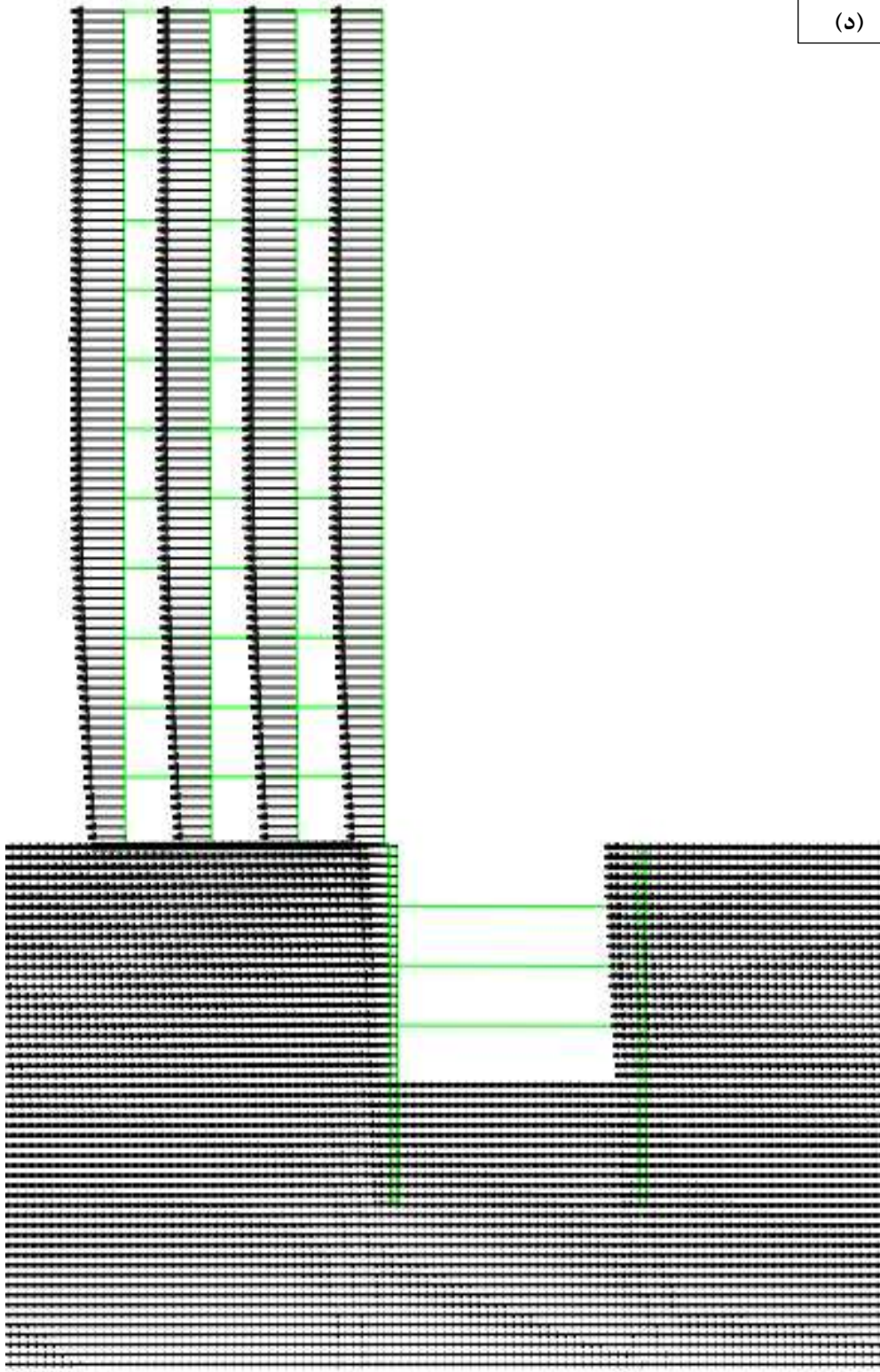
شکل ۴-۱۴: (ادامه)

(ج)

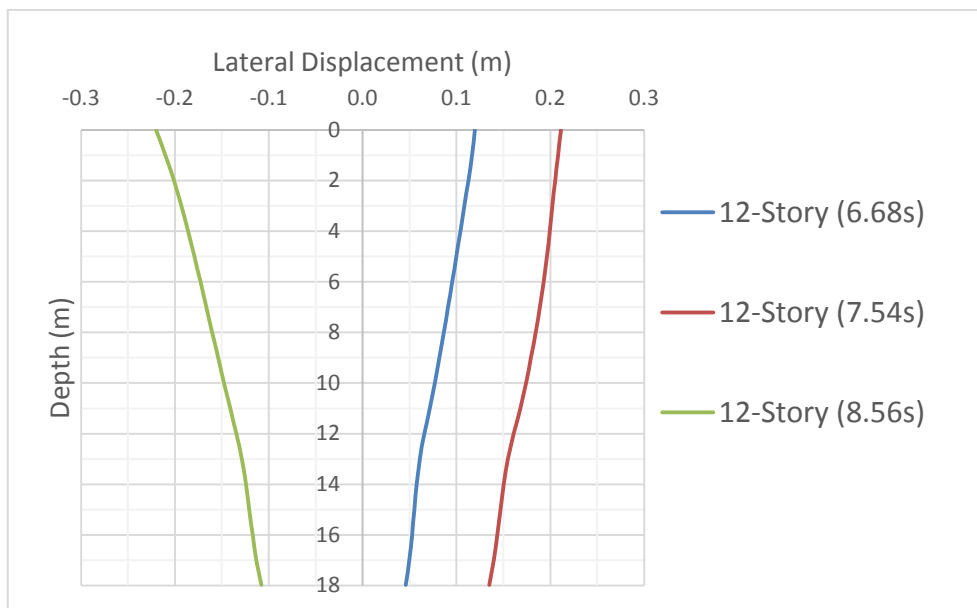


شکل ۴-۱۴: (ادامه)

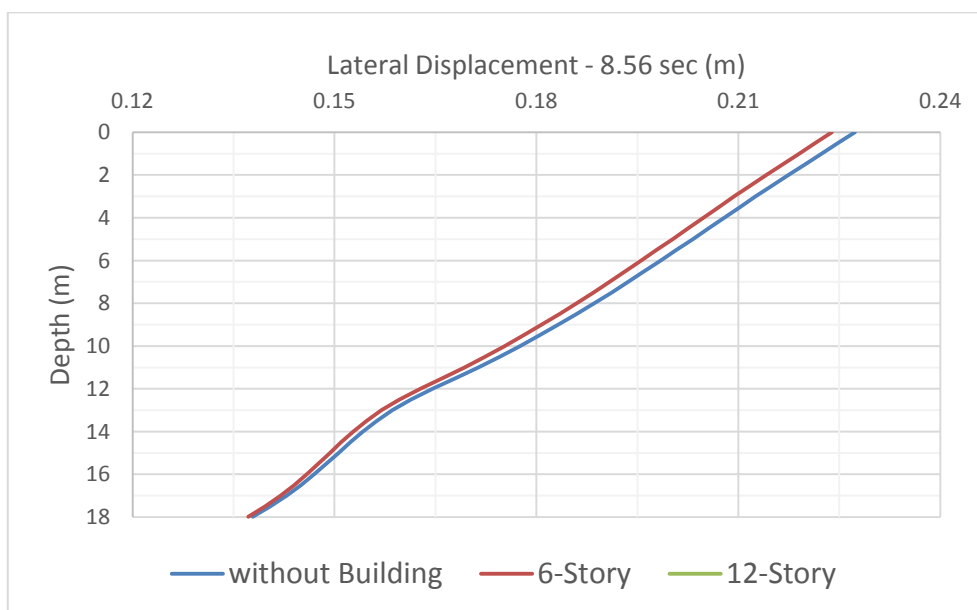
(۵)



شکل ۴-۱۴: (ادامه)



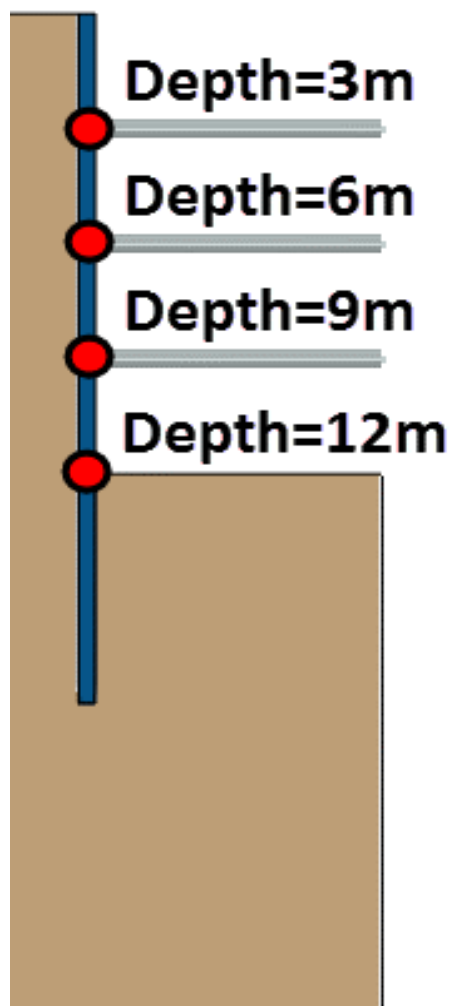
شکل ۴-۱۵: نمودار جابجایی افقی دیوار گود در زمان معیار



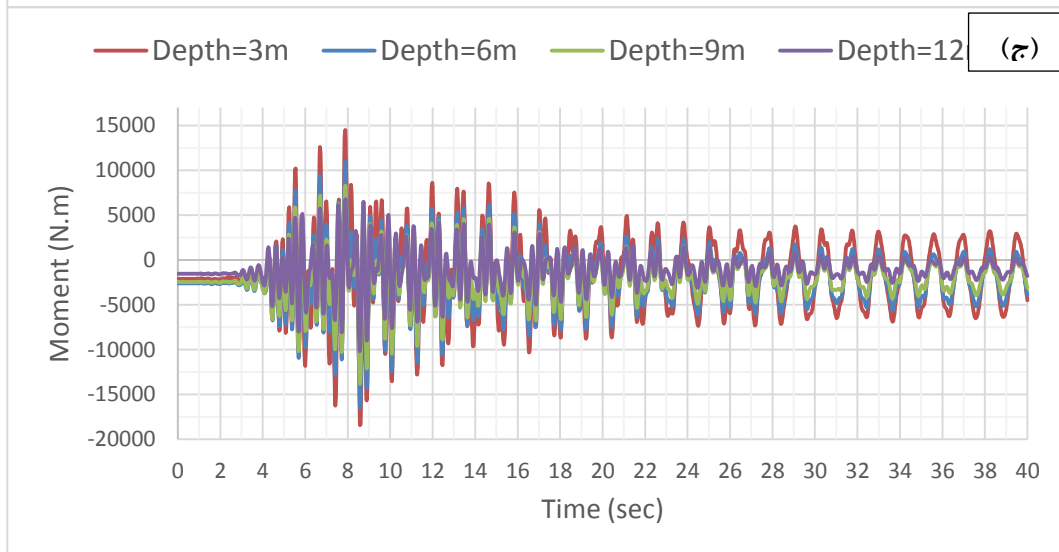
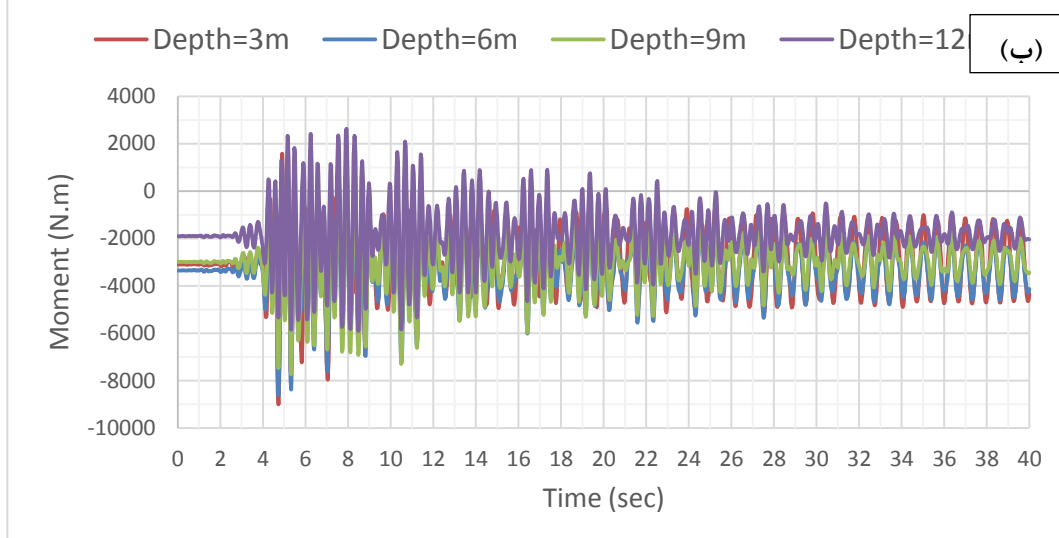
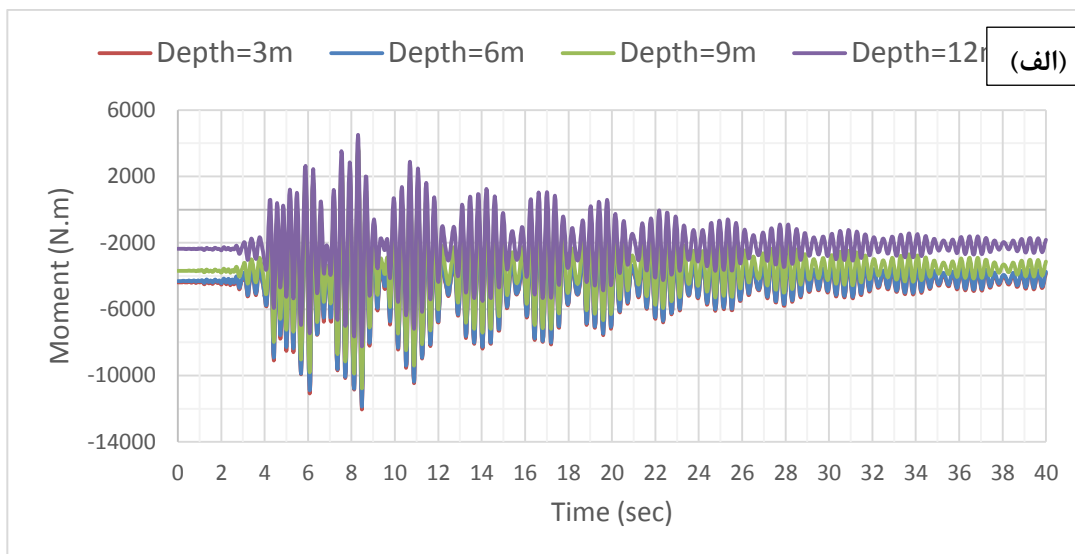
شکل ۴-۱۶: نمودار جابجایی افقی دیوار گود در ثانیه ۸/۵۶ در سه مدل

۴-۶- لنگر خمشی در دیوار

جهت بررسی پایداری دیوار گود و همچنین المان‌های ستونی در دیوار گود نیاز به بررسی لنگرهای خمشی ایجاد شده در دیواره گود می‌باشد. برای این منظور چهار نقطه معیار مطابق شکل ۴-۱۷ انتخاب شده است که مقادیر لنگرهای خمشی ایجاد شده برای هر نقطه در بازه زمانی اعمال زلزله در هر سه مدل در شکل ۴-۱۸ نمایش داده شده است که مقادیر حداکثر در هر مدل و هر نقطه نیز در جدول ۴-۱۰ بیان شده است.



شکل ۴-۱۷: شماتیک نقاط برداشت لنگر خمشی در دیوار



شکل ۴-۱۸: نمودار لنگر خمشی دیوار در نقاط معیار؛

الف) مدل بدون سازه ب) مدل با وجود سازه شش طبقه ج) مدل با وجود سازه ۱۲ طبقه

جدول ۴-۱۰: مقادیر لنگر خمشی دیوار در نقاط معیار (N.m)

نقطه معیار	بدون وجود سازه	با وجود سازه ۶ طبقه	با وجود سازه ۱۲ طبقه
عمق سه متری	4.39e+03	3.11e+03	1.45e+04
عمق شش متری	4.30e+03	3.35e+03	1.10e+04
عمق نه متری	3.87e+03	2.99e+03	8.28e+03
عمق ۱۲ متری	4.51e+03	2.64e+03	6.79e+03

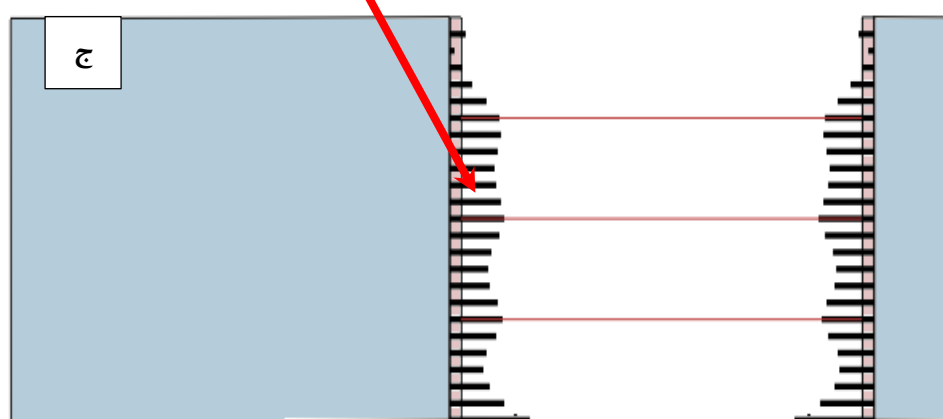
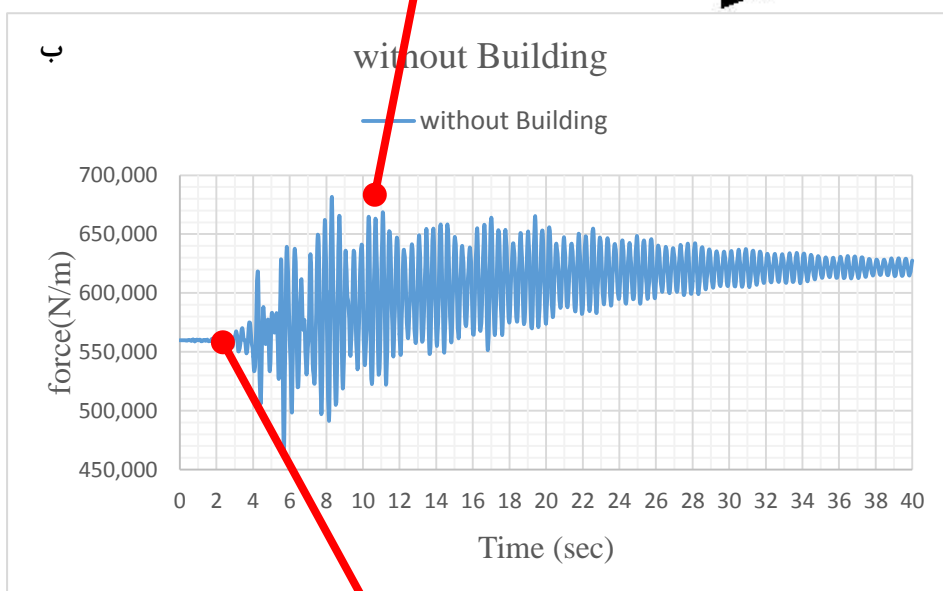
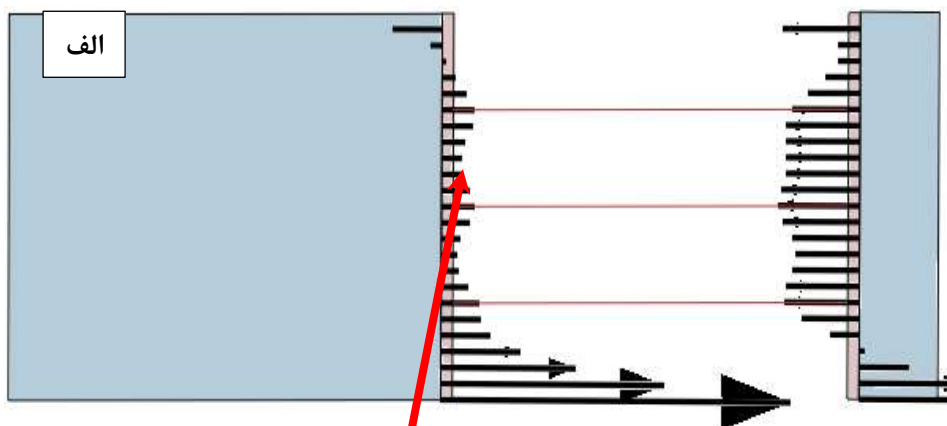
مطابق با شکل ۴-۱۸ و جدول ۴-۱۰ مشاهده می‌شود که روند تغییرات در بازه زمانی برای مدل‌های یکسان بوده است. همچنین مقادیر حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در هر تراز از مقدار تاب آوری دیوار کمتر بوده است.

۴-۷- فشار جانبی

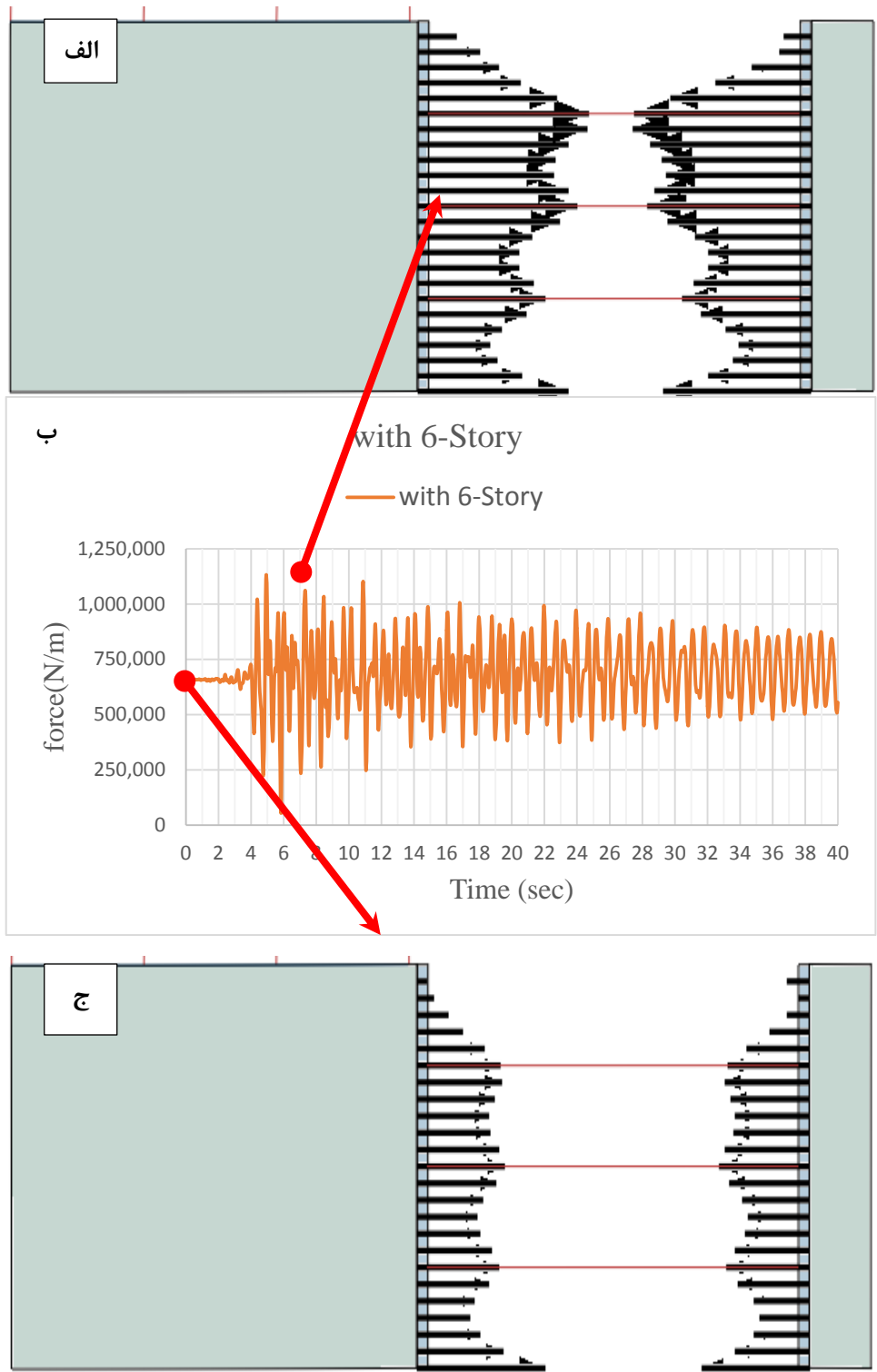
فشار جانبی خاک بر روی دیوار برای هر ۳ حالت بدون سازه، همراه با سازه ۶ طبقه و سازه ۱۲ طبقه در حالت استاتیکی و دینامیکی مورد بررسی قرار گرفت و نتایج آن‌ها به صورت دیاگرام و نمودار در شکل‌های ۴-۱۹، ۴-۲۰ و ۴-۲۱ ارائه شده است. مقادیر برآیند فشار جانبی در حالت استاتیکی و بیشینه حالت دینامیکی برای هر ۳ حالت بارگزاری در جدول ۴-۱۱ ارائه شده است.

جدول ۴-۱۱: مقادیر برآیند فشار جانبی (N/m)

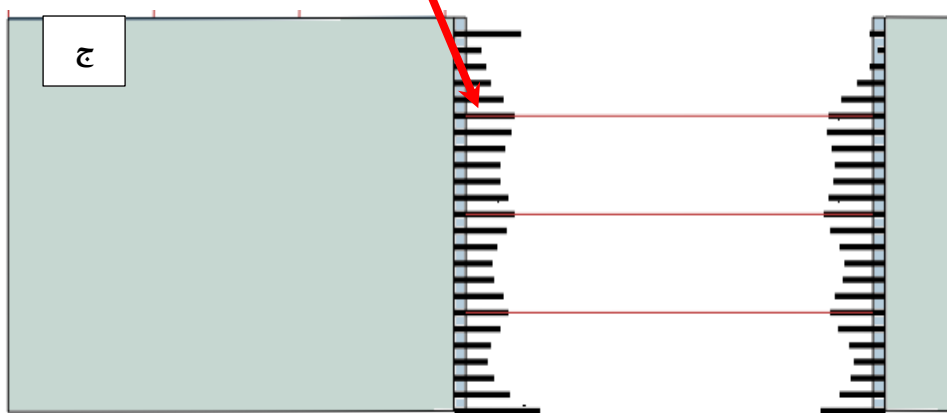
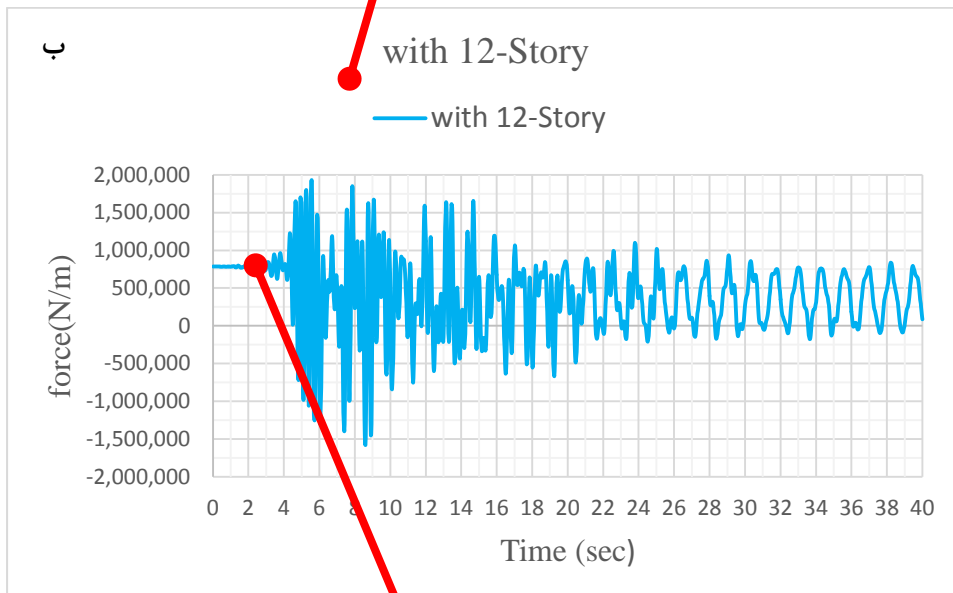
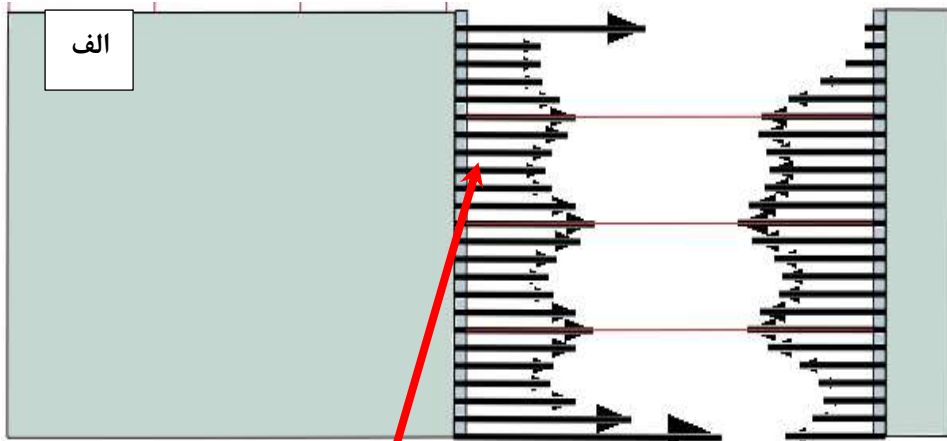
نوع بارگزاری	بدون وجود سازه	با وجود سازه ۶ طبقه	با وجود سازه ۱۲ طبقه
استاتیکی	5.60E+05	6.58E+05	7.84E+05
دینامیکی	6.82E+05	1.13E+06	1.93E+06



شکل ۴-۱۹: توزیع فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی و دینامیکی در حالت بدون سازه:
 الف) دیاگرام در زمان حداکثر برآیند فشار جانبی (ب) برآیند فشار جانبی روی دیوار در طول زمان
 ج) دیاگرام در زمان صفر (حالت استاتیکی)



شکل ۴-۲۰: توزیع فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی و دینامیکی در حالت با سازه ۶ طبقه؛
 الف) دیاگرام در زمان حداکثر برآیند فشار جانبی (ب) برآیند فشار جانبی روی دیوار در طول زمان
 ج) دیاگرام در زمان صفر (حالت استاتیکی)



شکل ۴-۲۱: توزیع فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی و دینامیکی در حالت با سازه ۱۲ طبقه؛
 الف) دیاگرام در زمان حداکثر برآیند فشار جانبی (ب) برآیند فشار جانبی روی دیوار در طول زمان
 ج) دیاگرام در زمان صفر (حالت استاتیکی)

همانطور که در شکل‌های ۴-۱۹ تا ۴-۲۱ مشاهده می‌شود دیاگرام فشارهای جانبی خاک برای هر ۳ حالت بارگزاری در شرایط استاتیکی با نمودارهای پیشنهادی *peck* و *Tschebotarioff* که در شکل ۲-۱۲ به آن اشاره شد، تقریباً تطابق دارد که در جدول ۴-۱۲ نتایج تئوری‌های کلاسیک برای حالت بدون سازه در شرایط استاتیکی با توجه به جداول ۲-۱ و ۳-۴ محاسبه شده و با نتایجی که از تحلیل نرم‌افزار اجزا محدود *Abaqus* به دست آمده مقایسه شده است.

جدول ۴-۱۲: مقایسه نتایج برآیند فشار جانبی روی دیوار

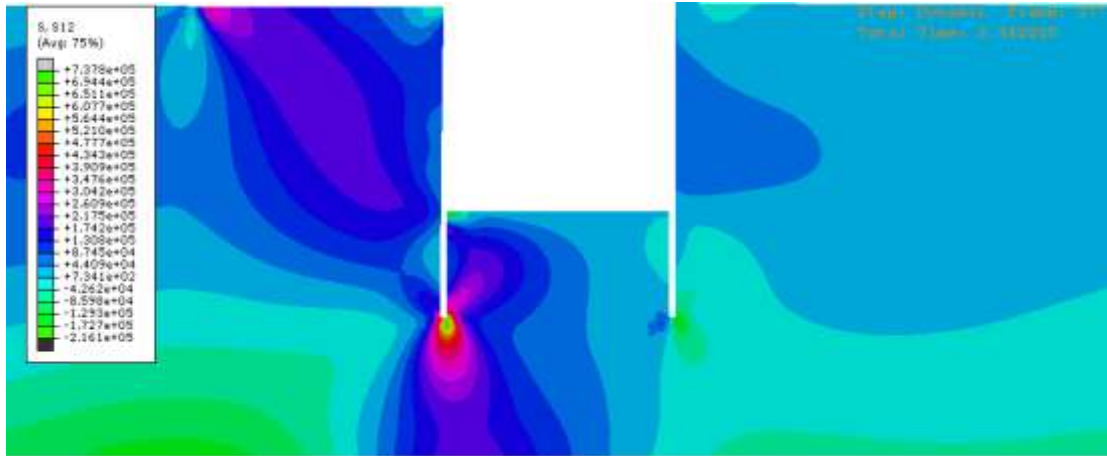
روش	<i>peck</i>	<i>Tschebotarioff</i>	<i>Abaqus</i>
مقدار (N/m)	4.8E+05	4.71E+05	5.6E+05

همانطور که در جدول ۴-۱۲ مشاهده می‌شود روش‌های کلاسیک مقادیر کمتری نسبت به روش اجزا محدود نشان می‌دهند.

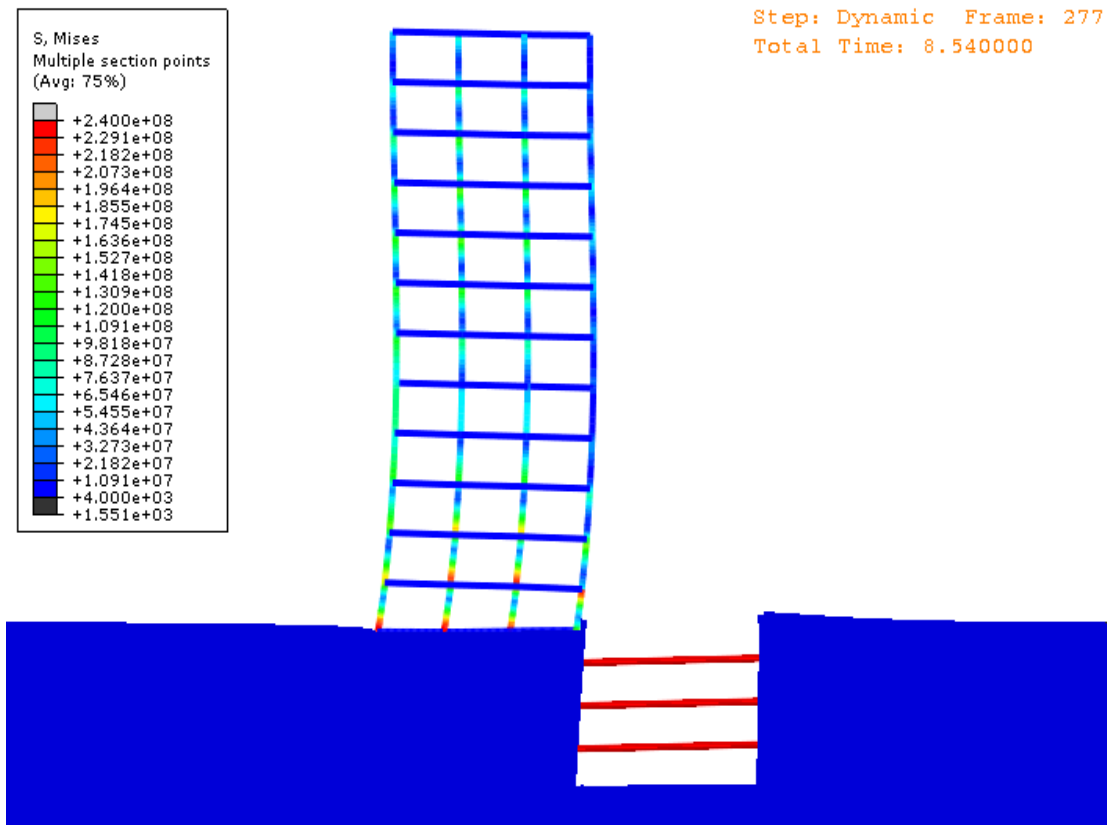
دیاگرام‌های فشار جانبی در حالت دینامیکی با دیاگرام‌های پیشنهادی روش‌های کلاسیک تطابق مطلوبی ندارند که این مورد بیشتر در مورد حالت بدون سازه شکل ۴-۱۹ الف کاملاً مشهود است. روند کلی برای هر ۳ حالت بارگزاری در شرایط دینامیکی نشان می‌دهد که فشار جانبی بیشتر شده است.

۴-۸- کانتورهای تنش و تغییر شکل

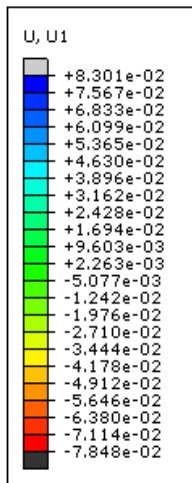
برای درک بهتر تغییرات تنش و جابجایی ۳ فریم در شکل‌های ۴-۲۲ تا ۴-۲۵ ارائه شده است. در شکل‌های ۴-۲۳ و ۴-۲۵ برای درک بهتر تغییرات ۲۰ برابر شده است.



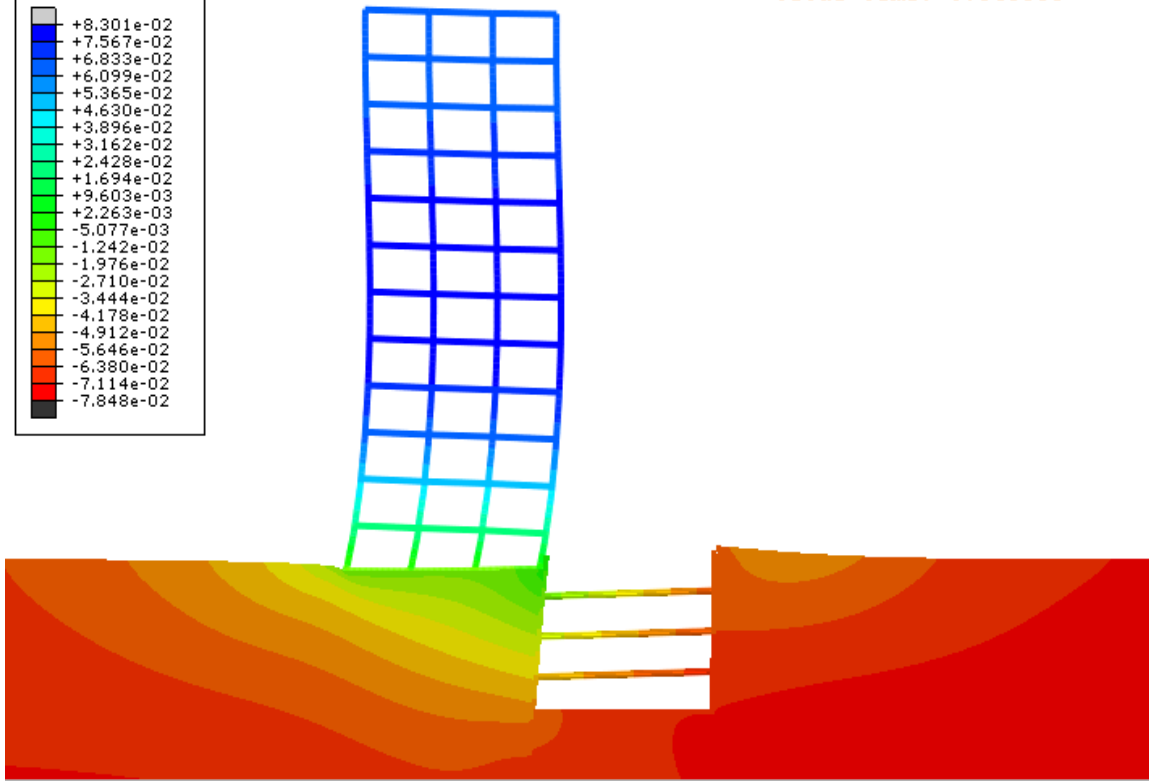
شکل ۴-۲۲: کانتور تنش برشی در خاک



شکل ۴-۲۳: کانتور تنش کلی در سازه، استرات و خاک



Step: Dynamic Frame: 277
 Total Time: 8.540000



شکل ۴-۲۵: کانتور جابجایی کل سیستم

فصل پنجم

نتیجه گیری و جمع بندی

۵-۱- مقدمه

در این مطالعه تاثیر زلزله بر رفتار دیوار حائل انعطاف‌پذیر همراه با مهار متقابل در گودبرداری‌های عمیق شهری مورد بررسی قرار گرفت. تاثیر ۲ سازه ۶ طبقه و ۱۲ طبقه در نزدیکی این گود با حالت بدون سازه مقایسه شد. در ادامه خلاصه‌ای از کار انجام شده و نتیجه گیری کلی مطالعه بیان شده است.

۵-۲- نتیجه گیری

در ابتدا با مدل کردن یک گود به همراه ۳ مهار متقابل و اعمال بار دینامیکی زلزله Northridge 1994 به این سیستم و بررسی نتایج خروجی از آن با آزمایش سانتریفیوژ جونز (۲۰۱۵) صحت سنجی انجام گرفت و سپس یک سازه ۶ طبقه و در ادامه یک سازه ۱۲ طبقه در کنار گود قرار گرفت و نتایج ذیل بدست آمد:

- در مدل‌های ساخته شده در ابتدا با تحلیل استاتیکی مقادیر جابجایی افقی دیوار در عمق گود و سر دیوار برداشت شده است.
- مقدار جابجایی حداکثر که در سر دیوار اتفاق افتاده است برای مدل با سازه ۱۲ طبقه ۲ برابر و برای مدل با سازه ۶ طبقه ۱/۵ برابر مدل بدون سازه می‌باشد.
- در مدل سازه شش طبقه جابجایی افقی در سر دیوار ۱/۵ برابر و در مدل سازه ۱۲ طبقه این جابجایی ۱/۸ برابر شده است.
- در تحلیل دینامیکی مقادیر جابجایی افقی حداکثر در سر دیوار برای مدل بدون سازه ۲۲/۷ سانتی‌متر، برای مدل با سازه ۶ طبقه ۱/۴ درصد و برای مدل با سازه ۱۲ طبقه ۳ درصد نسبت به حالت بدون سازه کمتر بوده است. علت کم شدن میزان جابجایی در حالت با سازه به این خاطر می‌باشد که سازه در هنگام ماکزیمم شتاب زلزله در خلاف جهت جابجایی دیوار حرکت می‌کند.

در مدل بدون سازه نیروی محوری در سه عمق استخراج شده تقریباً یکسان و دامنه تغییرات نیروی محوری در بازه زمانی یکسان بدست آمده است. با افزایش تعداد طبقات مقادیر حداکثر نیروی محوری در مهارهای متقابل افزایش یافته و همچنین دامنه تغییرات در هر عمق افزایش زیادی داشته است. روند تغییرات در هر سه عمق برای هر سه مدل یکسان بوده است.

مقدار شتاب در برابر زمان برای سازه و دیوار بررسی شده که نتایج زیر را داشته است:

در حالت بدون سازه:

- شتاب سر دیواره ۷/۵ برابر شتاب در سنگ بستر شده است.
- مقدار حداکثر شتاب در سنگ بستر $4/61 \text{ m/s}^2$ بود که در کف گود تقریباً ۲ برابر شده است.
- وجود لایه خاک در زیر گود باعث افزایش بیش از دو برابری شتاب در نقطه حداکثر شده است.

سازه ۶ طبقه:

- شتاب حداکثر در کف گود دو برابر، فوندانسیون چهار برابر و طبقه ششم حدود هفت برابر شتاب حداکثر در سنگ بستر شده است.

سازه ۱۲ طبقه:

- شتاب حداکثر در کف گود دو برابر، فوندانسیون حدود هفت برابر، طبقه ششم حدود شش برابر و طبقه ۱۲ حدود نه برابر شتاب سنگ حداکثر در سنگ بستر بدست آمده است.

مقدار جابجایی افقی در برابر زمان برای سازه و دیوار بررسی شده که نتایج زیر را داشته است:

بدون سازه:

- مقادیر حداکثر جابجایی افقی در سنگ بستر ۱۲ سانتی متر بود که در کف گود $16/66$ درصد و در سر دیوار ۵۰ درصد نسبت به سنگ بستر افزایش داشت.

- جابجایی نسبی سر دیوار نسبت به کف گود چهار سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است.

سازه ۶ طبقه:

- مقادیر حداکثر جابجایی افقی در سنگ بستر ۱۲ سانتی متر بدست آمد که کف گود ۲۵ درصد، فوندانسیون ۵۰ درصد و طبقه ششم ۱۲۵ درصد افزایش نسبت به سنگ بستر را نشان می‌داد.
- جابجایی نسبی فونداسیون نسبت به کف گود سه سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است.
- جابجایی نسبی طبقه ششم نسبت به فوندانسیون نه سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است.
- جابجایی نسبی فونداسیون نسبت به کف گود هفت سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است.

سازه ۱۲ طبقه:

- مقادیر حداکثر جابجایی افقی در سنگ بستر ۱۲ سانتی متر بدست آمد، که کف گود ۱۶/۶ درصد، فوندانسیون ۷۵ درصد، طبقه ششم ۱۹۱ درصد و طبقه دوازدهم ۳۲۵ درصد افزایش نسبت به سنگ بستر را نشان می‌داد.
- جابجایی نسبی طبقه ششم نسبت به فوندانسیون ۱۴ سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است.
- جابجایی نسبی طبقه ۱۲ نسبت به فوندانسیون ۳۰ سانتی متر و نسبت به طبقه شش ۱۶ سانتی متر در حداکثر مقدار خود بدست آمده است.
- در مورد لنگر ایجاد شده روی دیوار همگی در تمام حالت‌ها روندی یکسان، و با افزایش طبقات سازه روند افزایشی داشتند و بحرانی ترین مربوط به قسمت‌های بالایی دیوار می‌باشد.

دیاگرام‌های فشار جانبی در حالت دینامیکی با دیاگرام‌های پیشنهادی روش‌های کلاسیک تطابق مطلوبی ندارند که این مورد بیشتر در مورد حالت بدون سازه شکل ۴-۱۹ الف کاملاً مشهود است. مقایسه نتایج تحلیل اجزا محدود با روش‌های کلاسیک در بحث فشار جانبی نشان داد که تحلیل‌های کلاسیک مقادیر کمتری نسبت به تحلیل عددی داشتند به طوری که تئوری Tschebotarioff ۱۶ درصد و تئوری peck ۱۴ درصد کمتر از مقدار نتایج تحلیل Abaqus در حالت بدون سازه و در شرایط استاتیکی را نشان داد.

با توجه به مقادیر جابجایی انجام شده در هنگام زلزله لزوم بررسی دقیق‌تر این سازه‌های نگهبان در هنگام طراحی مشهود است اگرچه این سازه در حالت استاتیکی عملکرد خوبی داشته و می‌توان از آن به عنوان جایگزینی برای سیستم‌های پر چالش، از حیث مشکلات قانونی مانند نیلینگ و انکرینگ استفاده کرد.

منبع

-اسدبیگی م، (۱۳۸۴)، پایان نامه ارشد: "ارزیابی عملکرد دیوارهای حائل دیافراگمی داخل خاک با توجه به شرایط مهارهای عرضی"، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

-رهایبی ع، (۱۳۹۳) "اصول مهندسی پی" چاپ هفتم، انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ص ۵۳۷-۵۴۱ و ۲۷۱-۲۷۶.

-ژاک ماتیوا و ایو فنو، (۱۳۸۹) "روشهای کلی اجرای پی‌ها" جلد دوم، دکتر ابوالحسن بهنیا، نشر دانشگاه تهران، ص ۴۶.

-سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۳۰۸ "راهنمای طراحی دیوارهای حائل"

-صباح، (۱۳۶۲)، "بررسی رفتار غیرخطی جداره‌های مهارشده تحت شرایط بارگذاری های مختلف و ساخت مدل آزمایشگاهی مناسب"، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران.

-ABAQUS Documentation, version 6.14-2.

-Abraham, K. (2007) "Three dimensional behavior of retaining wall systems", PhD Thesis, Louisiana State University. Agricultural and Mechanical College.

-Balendra, S. (2005) "Numerical Modeling of Dynamic Soil-Pile-Structure Interaction", Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University.

-Bentley, K.J., Naggar, M.H.E., Numerical Analysis of Kinematic Response of SinglePiles. Canadian Geotechnical Journal, 2000. 37(6): p. 1368–1382.

-Bowels, J.E. (2001). "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill.

-Callisto, L. & Soccodato, F. M. (2010). "Seismic design of flexible cantilevered retaining walls. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, ASCE 136(2), pp 344-354.

-Chowdhury, S. S., Deb, K., & Sengupta, A. (2015). "Behavior of underground strutted retaining structure under seismic condition". Earthquakes and Structures, 8(5), pp 1147-1170.

- Clough, G.W. and O'Rourke, T.D. (1990) "Construction Induced Movements of Insitu Walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures". ASCE Special Geotechnical Publication, No 25, ed. Lambe and Hansen, pp. 439-470.
- Conti, R., Madabhushi, G. S. P., & Viggiani, G. M. B. (2012). "On the behaviour of flexible retaining walls under seismic actions". *Géotechnique*, 62(12), pp 1081.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2013). "Principles of geotechnical engineering". Cengage learning.
- Eurocode-8, (1999), "Part 5 - Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- Hashash, Y.M.A., Park, D. (2002). "Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, pp 611–624.
- Jones, C.L. (2015) "Interpretation of Centrifuge Test Results of the Seismic Response of Temporary Braced Excavations near Tall Buildings" Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado.
- Kuhlemeyer RL, Lysmer J. (1973) "Finite element method accuracy for wave propagation problems". *J Soil Mech Found Div ASCE*, 99 (SM5), pp 421–7.
- Mylonakis, G., Gazetas, G. (2000). "Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?" *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), pp 277-301.
- Park, D., Hashash, Y.M.A., (2004). "Soil Damping Formulation in Nonlinear Time Domain Site Response Analysis". *Journal of Earthquake Engineering*, 2004. 8(2), pp 249-274.
- PEER, Strongmotiondatabase.Pacific Earthquake Engineering Research Centre; 1963. (<http://www.peer.berkeley.edu>).
- Rayleigh, J.W.S., Lindsay, R.B., (1945). "The Theory of Sound", New York, Dover Publications.

-Schweiger, H.F. (2007) "Modelling issues for numerical analysis of deep excavations". 1st National Symposium on Soil Structure Interaction in Theory and Practice. Istanbul, Turkey.

-Siddiquee, M.S. and Alam, M.J. (2005) "Effect of stiffness of reinforcing tendon on the behavior of anchored earth wall supporting soft backfill". Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 5, pp. 829-844.

-Zervos, S. (2016). "Seismic performance of single-propped retaining walls"
MSc thesis, Massachusetts Institute of Technology.

Abstract

The increase of construction density in urban environments has greatly highlighted the importance of protection of excavations and adjacent structures and selection of an appropriate retaining system to protect excavations. This research discussed the system of a propped diaphragm retaining wall. Such systems are highly considered, because nailing and anchoring systems have many legal problems in our country in terms of entering the neighboring ground. A diaphragm retaining wall is of the flexible walls, which is considered for deep excavations due to ease of implementation and cost-effectiveness; however, classical analytical methods are not effective for these types of combined retaining systems and they fail to predict their behavior correctly. With the development of numerical methods including the finite element method (FEM), it is now possible to have a further accurate prediction of the behavior of such retaining structures. This research used *Abaqus finite element* program for modeling soil behavior, wall, and propped wall and examined a propped flexible retaining wall in static and dynamic conditions for two 6- and 12-storey structures beside excavations. The comparison of the results obtained from finite element analysis (FEA) and classic methods, concerning lateral pressure, indicated lower values for classical methods than numerical analysis. For instance, Tschebotarioff theory and Peck theory showed 16% and 14% lower values than Abaqus analysis in static conditions and in case of lack of structure respectively. Moreover, it was specified that because of excessive displacement during earthquake, this system lacks the required efficiency and it is better to be used as a temporary system for retaining structures.

Keywords: Propped Retaining System, Dynamic Analysis, Seismic Performance
ABAQUS



Shahrood University
of Technology

Kharazmi International Campus

M.Sc. Thesis in Geotechnical Engineering

Seismic Performance of Retaining Wall with Cross-lot Struts in Urban Deep Excavations Considering Soil-wall Interaction

By: Farhad Zanjani Mohammad Abad

Supervisor:

Dr. Amir Bazrafshan Moghaddam

January 2019