

تحلیل دینامیکی غیرخطی اندرکنش شمع - خاک - روسازه در ساختمان های بلند

علی کمک پناه (دانشیار)

سعید یوسفی* (کارشناس ارشد)

دانشکده ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، (پیاو ۱۳۹۴)
دوروی ۲ - ۳۱، شماره ۱/۱، ص. ۲۷-۳۰

در این نوشتار، پاسخ فونداسیون شمعی و روسازه ی یک ساختمان بلندمرتبه تحت بار لرزه یی و اثرات سینماتیکی و اینرسیال آن، به وسیله ی برنامه ی اجزاء محدود سه بعدی ABAQUS بررسی شده است. اهداف این پژوهش عبارتند از: الف) ایجاد یک مدل اجزاء محدود کاملاً یک پارچه از روسازه ی یک ساختمان بلندمرتبه، فونداسیون شمعی آن و خاک پیرامونی شمع ها؛ ب) انجام تحلیل دینامیکی ضمنی روی مدل ایجاد شده برای ارزیابی اثرات اندرکنش سینماتیکی و اینرسیال؛ ج) ارزیابی اثرات ضخامت کلاهدک گروه شمع در پاسخ سرشمع. برای ارزیابی اثرات اندرکنش سینماتیکی، پاسخ میدان آزاد خاک و پاسخ سرشمع ها حاصل از تحلیل سیستم گروه شمع - خاک با هم مقایسه شده است. برای ارزیابی اثرات اندرکنش اینرسیال، پاسخ روسازه ی حاصل از دو تحلیل کاملاً یک پارچه و تحلیل جداگانه ی روسازه و سیستم شمع - خاک و همچنین اثرات ضخامت کلاهدک گروه شمع، پاسخ سرشمع در ۳ ضخامت مختلف کلاهدک با هم مقایسه و ملاحظه شده است که اندرکنش سینماتیکی، اندکی حرکت سنگ بستر را در مقایسه با میدان آزاد تقویت می کند و اندرکنش اینرسیال اغلب اثر پاسخ روسازه را بر حسب جابجایی نسبی، نیروی برشی، ممان خمشی و دامنه ی فوری کاهش می دهد. همچنین با افزایش ضخامت کلاهدک گروه شمع، اثرات پاسخ سرشمع افزایش می یابد.

واژگان کلیدی: فونداسیون شمعی، اندرکنش سینماتیکی، اندرکنش اینرسیال، ساختمان بلندمرتبه، تحلیل کاملاً یک پارچه.

a-panah@modares.ac.ir
saeed.yoosefi@yahoo.com

۱. مقدمه

بالا یا دست پایین برآورد کند.^[۱] همچنین در تحلیل شمع ها در برابر بار جانبی اثر اینرسیال سازه که تأثیر آن در رفتار شمع - خاک معین نیست، در نظر گرفته نمی شود. از این رو پژوهشگران برای درک و تعیین میزان اثر SSPSI با ارائه ی روش هایی به مطالعه ی عددی اندرکنش شمع - خاک - روسازه که در برگیرنده ی ۴ وجه اصلی آن است، یعنی: اندرکنش سینماتیکی، اندرکنش اینرسیال، اندرکنش فیزیکی و میرایی تابشی پرداخته اند. در این میان ۳ روش کلی در تحلیل اندرکنش شمع - خاک - روسازه ارائه شده است:^[۲] تحلیل عکس العمل بستر (روش p-y که در واقع همان روش تیر و یا صفحه بر روی فنرهای winkler است)، محیط پیوسته ی ارتجاعی، و روش اجزاء محدود. روش p-y هر چند روش مناسبی در تحلیل های مهندسی است، اما به دلیل ضعف های ذاتی، از دید نظری نقص هایی دارد. یکی از ضعف هایش این است که در شبیه سازی خاک از امان های فنر و میراگر استفاده شده است و جرم خاک را در ماتریس جرم سیستم وارد نمی کند.^[۳] لذا در این روش بار زلزله باید از سطح فونداسیون به مدل اعمال شود، که این امر نوعی پیش داوری و خطا را وارد تحلیل سیستم می کند. از این گذشته، در این روش لایه های بر روی هم قرارگرفته ی خاک مستقل از هم فرض شده اند و تأثیری در یکدیگر ندارند، که فرض

خرابی های فاجعه بار ناشی از زلزله های اخیر (مثلاً زلزله ی ایزمیت ترکیه (۱۹۹۹)، زلزله ی یوگسلاوی سابق (۱۹۹۸)، زلزله ی کوبه (۱۹۹۵)، زلزله ی نورتریج (۱۹۹۴) و زلزله ی قاهره (۱۹۹۴)) نگرانی ها درباره ی رویکردها و آیین نامه های موجود مورد استفاده را در طراحی سازه ها و فونداسیون ها افزایش داده است.^[۱] خصوصاً عملکرد سازه های متکی بر شمع، هنگام زلزله های ویرانگر اخیر (به خصوص زلزله ی کوبه) نیاز به افزایش پژوهش ها به منظور تجدیدنظر در آیین نامه های طراحی و مقررات ساختمان برای جلوگیری از زیان های انسانی و اقتصادی احتمالی در آینده را تقویت کرده است. همچنین این خسارات، اهمیت درک SSPSI (اندرکنش روسازه - شمع - خاک) را بر رنگ تر کرده است.^[۲]

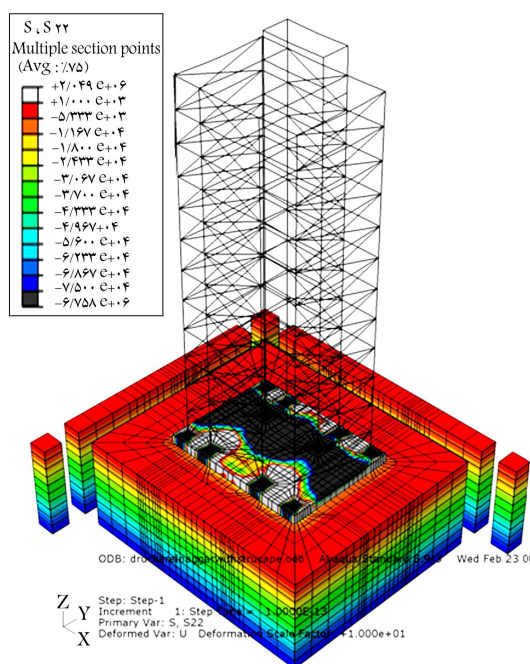
در طراحی های معمول، شتاب، سرعت و جابجایی میدان آزاد به عنوان حرکت ورودی زمین برای طراحی لرزه یی سازه ها بدون در نظر گرفتن اندرکنش سینماتیکی فونداسیون شمعی استفاده می شود، که بسته به پروفیل خاک یا پیکربندی گروه شمع، پاسخ میدان آزاد زمین ممکن است نتایج تحلیل را نسبت به شرایط واقعی دست

* نویسنده مسئول

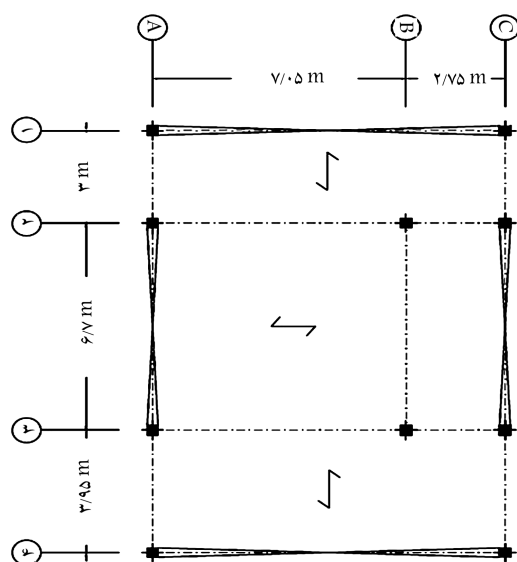
تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۸/۲، اصلاحیه ۱۳۹۲/۱/۳۱، پذیرش ۱۳۹۲/۲/۲۵

پاسخ فونداسیون شمعی را از حرکت سنگ بستر منحرف می‌کند. [۸] در پژوهشی (۲۰۰۲) نیز پاسخ یک ساختمان بلندمرتبه‌ی ۲۰ طبقه با در نظر گرفتن SSPSI با روش زیرسازه‌ها تحلیل و در آن اندرکنش خاک - شمع با استفاده از توابع سهمی در نظر گرفته شد. در واقع با استفاده از توابع سهمی، سختی و میرایی شمع‌ها محاسبه شد. سپس با تحلیل روسازه‌ی ۲۰ طبقه‌یی با نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ نیروی برشی روسازه محاسبه و در تقابل با سختی و میرایی محاسبه‌شده، اندرکنش شمع - خاک - روسازه در نظر گرفته شد، و این نتیجه به‌دست آمد که در زمان در نظر گرفتن ویژگی غیر خطی سیستم خاک - شمع، بسامد طبیعی سازه کاهش و جابجایی‌ها در مقایسه با حالت خطی افزایش پیدا می‌کند. [۹] در پژوهش دیگری در همان سال (۲۰۰۲)، با تمرکز بر روی رفتار لرزه‌یی شمع گروهی، با در نظر گرفتن اندرکنش سینماتیکی، تأثیر فاصله‌ی بین شمع‌ها و تعداد آنها مد نظر قرار داده شد. همین طور مقایسه‌ی بین نتایج مدل اجزاء محدود و مدل Winkler انجام شد، و این نتیجه به‌دست آمد که با کاهش فاصله‌ی بین شمع‌ها و افزایش تعداد آنها، اثر اندرکنش سینماتیکی افزایش پیدا می‌کند. همچنین مدل Winkler در حالت شمع منفرد نتایج قابل اعتمادتری نسبت به شمع گروهی با تعداد زیاد به دست می‌دهد. [۱۰] در سال ۲۰۰۳، نیز آزمایش میز لرزان بر روی ۴ جرم متمرکز متکی بر شمع منفرد، که در دانشگاه برکلی انجام شده بود، انجام و با مدل Winkler شبیه‌سازی شد و تطابق مناسبی بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج تحلیلی به‌دست آمد. [۱۱] همچنین در مطالعه‌ی در سال ۲۰۰۴، با روش اجزاء محدود، اندرکنش شمع - خاک - روسازه با استفاده از گروه شمع ۲ × ۲ مورد تحلیل قرار گرفت. در این مطالعه، برای روسازه از مدل چهار ستونی بتنی استفاده و اندرکنش اینرسیال با روش زیرسازه‌ها تحلیل شد و این نتیجه به‌دست آمد که اثر اینرسیال، اندکی پاسخ روسازه را کاهش می‌دهد. [۱۲] پژوهشگران دیگری نیز در سال ۲۰۰۸، گروه شمع مایل تحت بارهای جانبی ناشی از زلزله را با استفاده از روش اجزاء محدود مورد مطالعه قرار دادند. آنها که روسازه را در مدل خویش در نظر نگرفته بودند، به بررسی اثر زاویه‌ی تمایل شمع، اثر نسبت لاغری و نسبت فواصل شمع‌ها در پاسخ گروه شمع پرداختند، و نتیجه گرفتند که با افزایش زاویه‌ی تمایل گروه شمع، جابجایی‌های افقی گروه شمع کاهش می‌یابد. همین‌طور با کاهش نسبت لاغری، مقداری تنش‌های محوری و همچنین لنگرهای خمشی در محل اتصال شمع و کلاهک کم می‌شود. [۱۳]

در پژوهش دیگری (۲۰۰۹) هم با انجام آزمایش میز لرزان روی یک سازه‌ی یک طبقه‌ی قرارگرفته روی ۴ شمع مدفون در ماسه، به بررسی اندرکنش اینرسیال و نیز به شبیه‌سازی آزمایش میز لرزان با روش عددی و نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ پرداخته شد. لذا نمونه‌ی آنها در معرض بارهای سینوسی با دامنه‌ها و بسامدهای مختلف و همین‌طور شتاب‌نگاشت زلزله‌ی (۱۹۴۰) El Centro قرار گرفت، و این نتیجه به‌دست آمد که برای بارهای سینوسی با دامنه‌ی بیش از ۰/۰۵ g، شتاب پاسخ سرشمع ۳ برابر شتاب پاسخ سازه خواهد بود. علاوه بر آن، زمانی که دامنه‌ی شتاب برابر یا بیشتر از ۰/۱۱۶ g شود، کرنش سنج‌ها نشان می‌دهند که نزدیک سطح فونداسیون، می‌تواند در شمع‌ها ترک‌خوردگی به‌وجود آید. این ترک‌خوردگی به‌طور واضح ناشی از نیروی بزرگ اینرسیال است، که به دلیل ضربات متقابل بین شمع و خاک توسط فونداسیون تحمل می‌شود، و همچنین خرابی‌های شدید شمع معمولاً در غیاب روان‌گرایی اتفاق می‌افتد. [۱۴] همچنین در پژوهشی در سال ۲۰۱۳، یک سیستم چند المانی برای در نظر گرفتن اندرکنش شمع - خاک - روسازه در خاک‌های روان‌گرا بر مبنای روش p-y ارائه شد، که در آن کارکرد صحیح سیستم چند المانی‌شان با مطابقت با داده‌های آزمایش‌های انفجار و سانتریفوژ در یک سیستم شمع - خاک - روسازه در خاک‌های دانه‌یی اشباع اثبات شد. [۱۴]



شکل ۱. وضعیت تنش‌های ژئواستاتیکی افقی در جهت Y در مرزهای انتهایی مدل خاک.



شکل ۲. پلان تیرریزی، مهاربندها و جهت تیرچه‌های سقف روسازه.

نتیجتاً افزایش فشار آب حفره‌یی ناشی از بار زلزله و روان‌گرایی ملاحظه نشده است. اندرکنش‌های سینماتیکی و اینرسیال نیز به طور دقیق در نظر گرفته شده است.

۱.۲. خصوصیات روسازه

شکل ۲ پلان تیرریزی، مهاربندها و جهت تیرچه‌های سقف‌های سازی شبیه‌سازی شده در مدل تحلیلی را نشان می‌دهد و شکل ۳، نشان‌دهنده‌ی مدل روسازه در نرم‌افزار Abaqus ۶/۹-۳ است. المان‌های روسازه از نوع beam و از مرتبه‌ی سوم (۴ گره‌یی) هستند. طول هر گره با ۶ درجه‌ی آزادی، برابر ۱ متر و تعداد آن‌ها ۲۲۱۲ است. مقاطع استفاده‌شده برای ستون‌ها، جعبه‌یی‌شکل و مقاطع استفاده‌شده برای

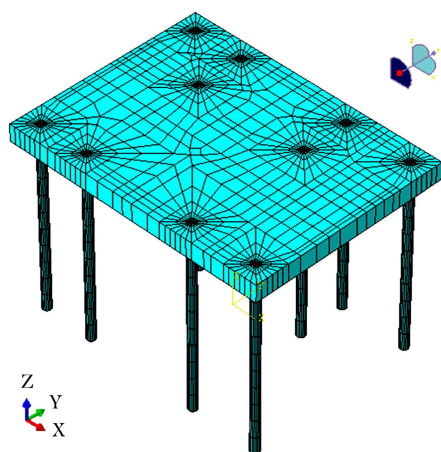
از آنجا که سازه‌های بیش از ۳۵ متر و کمتر از ۱۰۰ یا ۱۵۰ متر (با ۱۲ تا ۳۹ طبقه) بلندمرتبه محسوب می‌شوند،^[۱۵] در این پژوهش، مدل کامل شمع - خاک - روسازه که در آن روسازه، یک ساختمان ۱۲ طبقه با ارتفاع ۳۷/۲ متر (بدون احتساب ارتفاع خرپشته) است، مدنظر قرار داده شده است. این ساختمان با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه‌ی مهاربند هم‌محور فولادی، براساس مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه‌ی ۲۸۰ طراحی شده است. وجوه تمایز و نوآوری‌های این پژوهش نسبت به مطالعات انجام‌شده را علاوه بر اهداف و نتایج متفاوت این پژوهش، می‌توان در ۴ بخش کلی بیان کرد:

۱. در پژوهش‌های گذشته، مدل کامل و سه بعدی روسازه U که به صورت یک پارچه با سیستم خاک - شمع تحلیل شده باشد، شبیه‌سازی نشده است. چنانچه اگر در بعضی از پژوهش‌ها روسازه به صورت یک پارچه تحلیل شده باشد، لکن به صورت جرم متمرکز مدل شده است، و همین‌طور چنانچه در برخی دیگر روسازه به طور کامل و سه بعدی شبیه‌سازی شده باشد، تحلیل به روش یک پارچه صورت نگرفته و با روش زیرسازه‌ها انجام شده است.
۲. در تمام پژوهش‌های پیشین، غیرخطی بودن مصالح روسازه در نظر گرفته نشده است، حال آنکه در این پژوهش این مسئله به خوبی در نظر گرفته شده است.
۳. در تمام پژوهش‌های پیشین، اندرکنش بین کلاهک و خاک در نظر گرفته نشده است، حال آنکه این ویژگی در این مدل در نظر گرفته شده است.
۴. استفاده از ایده‌ی مرزهای میدان آزاد در تحلیل SSPSI تازگی دارد. زیرا اغلب پژوهش‌هایی که از ایده‌ی مرزهای آزاد استفاده کرده‌اند، با نرم‌افزار FLAC انجام شده‌اند، که معمولاً در آنها روسازه در نظر گرفته نشده یا حداکثر به صورت جرم متمرکز شبیه‌سازی شده است.

۲. مدل سه بعدی اجزاء محدود

مدل یک پارچه‌ی شمع - خاک - روسازه در شکل ۱ نشان داده شده است. مدل یک پارچه‌ی پیشنهادی یک مدل سه بعدی غیرخطی اجزاء محدود است، که به درستی روسازه، شمع‌ها و خاک پیرامونی را شبیه‌سازی می‌کند. بار زلزله به پایین شبکه‌ی اجزاء محدود به عنوان سنگ بستر مفروض در دو جهت X و Y اعمال شده است. شتاب قائم به دلیل اینکه ضرایب اطمینان بارهای قائم استاتیکی معمولاً مقاومت لازم در برابر بارهای قائم دینامیکی را تأمین می‌کنند، در نظر گرفته نشده است. چنانچه در پژوهشی در سال ۲۰۰۵، با تحلیل یک مدل سه بعدی ارتجاعی، این نتیجه به دست آمد که هنگام زلزله، تغییرشکل‌ها در جهت قائم در مقایسه با تغییرشکل‌ها در جهت افقی ناچیز هستند.^[۱۵]

در تحلیل اجزاء محدود مطالعه‌ی پیش رو، غیرخطی بودن خاک و جداسدگی سطح مشترک شمع و خاک، که در رس‌ها باعث به وجود آمدن پدیده «Gap» و در ماسه‌ها باعث به وجود آمدن پدیده «Cave in» می‌شود، ملاحظه شده است. در واقع گره‌های سطوح شمع و خاک با معادلاتی به هم مرتبط شده‌اند، و هنگامی که نیروهای بین گره‌های شمع و گره‌های خاک به حالت نیروی‌های کششی در می‌آیند، گره‌های خاک از قید گره‌های شمع خارج و جداسدگی سطح مشترک شمع و خاک ایجاد می‌شود. در این حالت چنانچه خاک دارای چسبندگی باشد، پدیده «Gap» و چنانچه خاک فاقد چسبندگی باشد، پدیده «Cave in» به وجود می‌آید. میرایی تابشی نیز با ایده‌ی مرزهای میدان آزاد،^[۱۶] مدل شده است. وضعیت تنش و پارامترهای مقاومتی خاک در شرایط غیراشباع و زهکشی شده شبیه‌سازی شده و



شکل ۴. فونداسیون شمعی استفاده شده در مدل.

جدول ۲. مشخصات بتن مسلح در فونداسیون شمعی.

جرم مخصوص	مدول ارتجاعی	ضریب پواسون
2300 kg/m^3	20 GPa	0.3

در نظر گرفته نشده است. خصوصیات بتن مسلح به کاررفته در تحلیل در جدول ۲ ارائه شده است.

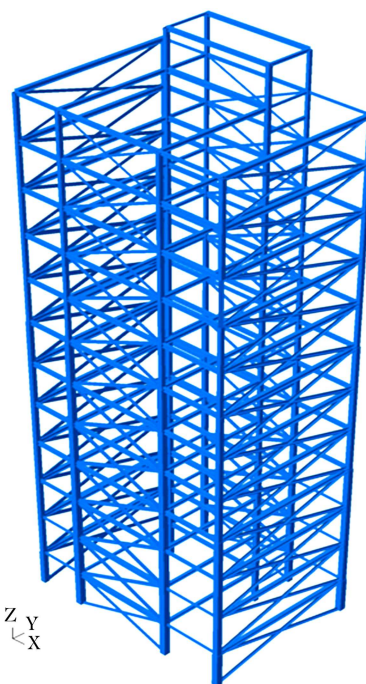
کلاهی که مدل شده که دارای عمقی برابر ۱ متر، عرضی برابر ۱۱/۸ متر (در جهت Y) و طولی برابر ۱۵/۶۵ متر (در جهت X) است، از المان‌های Continuum (Solid) از مرتبه‌ی اول تشکیل شده است. تعداد المان‌های کلاهی ۱۱۴۵ عدد است، که تعداد ۹۰۵ عدد از آن‌ها که با خاک در تماس است، المان ۶ وجهی ۸ گرهی و تعداد ۲۴۰ عدد از آن‌ها که به شمع‌ها متصل شده‌اند، المان گوهی‌ی شکل ۶ گرهی هستند. هر شمع دارای ارتفاعی برابر ۱۰/۰ متر (در جهت Z) و قطری برابر ۰/۵ متر است. شمع‌ها از المان‌های Continuum (Solid) از مرتبه‌ی اول تشکیل شده‌اند. المان‌های شمع‌ها، گوهی‌ی شکل ۶ گرهی و تعداد آن‌ها ۲۴۰ عدد است. به دلیل شکل‌گیری درست مقطع دایره‌ی شکل آنها، از ۲۴ المان در هر سطح استفاده شده است.

۳.۲. خصوصیات خاک

برای در نظر گرفتن حالت خمیری خاک، خاک به صورت یک لایه‌ی همگن کشسان خمیری کامل با معیار تسلیم دراگر-پراگر شبیه‌سازی شده است. همین‌طور همه‌ی المان‌های محیط خاکی از نوع Continuum (Solid) از مرتبه‌ی اول، که ۶ وجهی و ۸ گرهی هستند، تشکیل شده است. همچنین، بسامد طبیعی لایه‌ی خاک با روش اجزاء محدود، ۲/۵ هرتز محاسبه شده است. نسبت میرایی مادی خاک (ξ) برابر ۵٪ در نظر گرفته شده است. معادله‌ی حاکم بر سیستم به صورت رابطه‌ی ۱ است:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (1)$$

که در آن، $\{\ddot{u}\}$ ، $\{\dot{u}\}$ و $\{u\}$ به ترتیب بردارهای شتاب، سرعت و جابجایی است؛ همین‌طور $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های کلی جرم، میرایی، و سختی هستند. $F(t)$ نیز تابع نیرو است. از ماتریس میرایی رایلی که برابر $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$ است و در آن $\alpha = \xi/\omega$ ، $\beta = \xi/\omega$ ، بسامد طبیعی سیستم با یکای رادیان بر ثانیه است، استفاده شده است.



شکل ۳. شمایی از روسازی مدل شده در نرم‌افزار ۶/۹-۳ Abaqus.

جدول ۱. مشخصات فولاد St ۳۷ با رفتار کشسان خمیری.

جرم مخصوص	7800 kg/cm^3
مدول ارتجاعی	$2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
ضریب پواسون	0.3
ضریب میرایی	0.05
تنش تسلیم	2400 kg/cm^2
ضریب سخت‌شدگی مجدد	62000 kg/cm^2
تنش نهایی	3700 kg/cm^2
کرنش خمیری پیش از سخت‌شدگی مجدد	$15\epsilon_y$

تیرها I شکل است. برای مقاطع مهاربندها نیز از دابل نبشی‌های بدون فاصله استفاده شده است.

روسازه از فولاد St ۳۷، که غیرخطی و با سخت‌شوندگی مجدد است، تشکیل شده و مشخصات آن در جدول ۱ آمده است. بارگذاری بارهای مرده و زنده براساس مقررات ملی ساختمان و با توجه به سهم هر تیر در تحمل بار سقف مجاور به هر تیر اعمال شده و با کمک روش اجزاء محدود، بسامد طبیعی سازه در جهت محور X (بعد بزرگ‌تر)، 0.67836 هرتز و در جهت محور Y (بعد کوچک‌تر)، 0.49275 هرتز محاسبه شده است. طبیعی است در تحلیل مدل سازه ضرایب میرایی رایلی بر مبنای همین مقادیر، محاسبه و به مدل اعمال شده‌اند.

۲.۲. خصوصیات فونداسیون و شمع‌ها

مدل فونداسیون شمعی در شکل ۴ نشان داده شده است. مدل رفتاری فونداسیون و شمع‌ها کشسان است و مدول ارتجاعی آن برابر مدول ارتجاعی بتن مسلح ترک‌خورده قرار داده شده است. با توجه به اینکه ارتعاش مستقل فونداسیون و شمع‌ها از خاک به دلیل مدفون بودن شمع‌ها در خاک کمتر از روسازه است، میرایی این قسمت از مدل

اما باید توجه داشت انتخاب بسیار کوچک این مقدار می تواند تداخل گره های آلمان ها را به قدری زیاد کند که در نتایج به دست آمده خطاهای غیر قابل قبولی ایجاد شود. یکی از راه هایی که می توان به درستی انتخاب این کمینه ی سختی قائم اعتماد کرد، درستی سنجی استاتیکی و دینامیکی مدل است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۰، سختی قائم برابر سرعت موج برشی خاک پیرامونی فرض شده است.^[۱۷] در این مطالعه سختی قائم، برابر ۰/۱ گیگا پاسکال در نظر گرفته شده است، که همان طور که اشاره شده است، بهترین دلیل برای منطقی در نظر گرفتن آن فرایند درستی سنجی است.

۳. شرایط مرزی

شرایط مرزی در مدل خاک این پژوهش، به شرایط مرزی جانبی مدل و شرایط مرزی پایینی مدل تقسیم شده است. از آنجا که فرض مسئله این است که لایه ی خاکی ۱۰ متری بر روی بستر سنگی قرار گرفته است، تمام گره های سطح پایینی مدل خاک در جهت قائم گیردار و تکیه گاه زیرین لایه ی خاکی، صلب فرض شده است. این مورد در بارگذاری ثقلی در گام استاتیکی تحلیل اثرگذار است و سبب می شود نشست ها نسبت به حالتی که تکیه گاه زیرین لایه ی خاکی در جهت قائم انعطاف پذیر باشد، کاهش پیدا کنند. اما از آنجایی که این پژوهش در بارگذاری جانبی زلزله متمرکز و به دنبال نتایج قیاسی است، مورد مذکور در نتایج تأثیر قابل توجهی نمی گذارد. خصوصاً اینکه صلب یا انعطاف پذیر بودن تکیه گاه زیرین لایه ی خاکی در جهت قائم، تأثیری در پارامترهای سیستم در جهت افقی از قبیل: سختی افقی سیستم و یا بسامد طبیعی ارتعاش افقی لایه ی خاکی نمی گذارد. اما مسئله ی مهم تر شرایط مرزی جانبی است. اصولاً در شرایط دینامیکی برای از بین بردن اثر جعبه ای، ۳ نوع شرایط مرزی برای مرزهای جانبی به کار می رود:^[۲۱] آلمان های کلون، آلمان های نیمه متناهی و مرزهای میدان آزاد. آلمان های کلون از آلمان های موازی فنر و میراگر تشکیل می شود. مقادیر پیشنهادی در پژوهشی در سال ۱۹۸۸، برای سختی فنر و نسبت میرایی آلمان های آن، که از جدیدترین ضرایب آن به شمار می رود، به طور گسترده در تحلیل های سه بعدی اجزاء محدود به کار رفته است. اما از نقاط ضعف آن همان فرضیات به کار رفته در گسترش این روش است. از این فرضیات می توان به هارمونیک بودن تحریک، یکسان بودن جابجایی در طول شمع و پیوستگی بین شمع و خاک اشاره کرد.^[۲۲] آلمان های نامتناهی نیز اگرچه برای مرزهای مدل های دینامیکی گسترش یافته اند، اما به نظر می رسد در حل مسائل شوک، ضربه و انفجار کارایی بیشتری داشته باشد. یک روند جانشین، وادار کردن مدل به حرکتی مانند حرکت میدان آزاد است؛ به گونه ای که مرزهای مدل، منعکس کننده ی امواج نباشند. در حقیقت، امواج ناشی از سازه را به خوبی جذب کند. این رویکرد، در برنامه ی تفاضل محدود پیوسته ی NESSI در پژوهشی در سال ۱۹۸۰ استفاده شد. یک شیوه از این نوع، در نرم افزار FLAC3D گسترش پیدا کرد، که شامل محاسبات میدان آزاد به طور موازی با مدل اصلی تحلیل است.^[۱۶]

مرزهای جانبی مدل اصلی به وسیله ی میراگرهای لزج به مدل میدان آزاد متصل شده و یک مرز ساکن را شبیه سازی کرده است و امواجی را که با امواج لایه ی خاکی متفاوت بوده است، مستهلک می کنند. با این روش، انتشار صفحه ای امواج به طرف بالا، در مرز دچار اغتشاش نمی شود، زیرا گره های میدان آزاد شرایط یکسان با مدل نامتناهی را ایجاد می کند.^[۱۶]

در شکل ۵، شمایی از مرزهای میدان آزاد به کار رفته در مدل این پژوهش نشان داده شده است. در این شکل، گره های مرزهای جانبی مدل اصلی و مدل های میدان

اگرچه نسبت میرایی رایلی استفاده شده در مدل لایه ی خاکی در محدوده ی ارتجاعی با سطح کرنش تغییر نمی کند، اما باید توجه داشت هنگام وارد شدن آلمان های لایه ی خاکی به محدوده ی غیر ارتجاعی اتلاف انرژی مضاعفی به وجود می آید، که ناشی از نسبت میرایی رایلی ثابت استفاده شده در نرم افزار نیست. به همین جهت نمی توان گفت میرایی خاک در حین اعمال نیروی زلزله ثابت باقی می ماند. خصوصیات خاک استفاده شده در این پژوهش، خصوصیات ماسه ی متراکم استفاده شده در منبع^[۱۷] است، که در جدول ۳ آمده است.

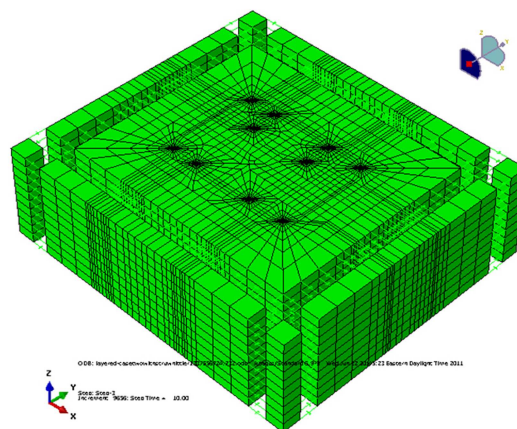
همان طور که در پژوهشی در سال ۱۹۸۸ اشاره شده است، مدل کردن فصل مشترک شمع - خاک به دلیل اثر قابل توجه آن در پاسخ شمع ها در بارگذاری جانبی بسیار حساس است.^[۱۸] لذا سطوح فونداسیون شمعی و خاک با شرایط تماسی اصطکاکی به هم متصل شده اند. سطوح تماس فونداسیون و شمع ها به علت سختی بیشتر اصلی و سطوح تماس خاک فرعی در نظر گرفته شده اند. یک حد تغییرات بسیار کوچک برای جلوگیری از نفوذ گره های آلمان های فونداسیون شمعی و خاک در یکدیگر در نظر گرفته شده است. اصطکاک کولمبی بین جدارهای فونداسیون شمعی و خاک در تمام سطوح مشترک برقرار شده است، که براساس توصیه های به کار رفته در منابع^{[۱۹]، [۲۰]}، ضریب اصطکاک فوق برای شمع - خاک برابر ۰/۷ و براساس توصیه ی EC ۷ برای فونداسیون - خاک نیز برابر ۰/۷ در نظر گرفته شده است. روش تابع پانالتی برای سختی قائم سطح تماسی در نظر گرفته شده است. باید توجه داشت که بر خلاف رفتار مماسی، که برگرفته از رفتار واقعی در جداری شمع است، رفتار قائم فقط بدین جهت در نظر گرفته می شود که گره های خاک و شمع در هم تداخل نکنند و توجیح آن، برطرف کردن مشکلات حل عددی است. به طور ایده آل سختی در رفتار قائم، بی نهایت است یعنی در فصل مشترک دو سطح متفاوت نباید هیچ گره ای از گره ی دیگر عبور و به آلمان دیگر تجاوز کند. اما باید توجه داشت که دادن عدد بی نهایت به ماشین های محاسبه گر ممکن نیست، لذا باید عددی بسیار بزرگ در نظر گرفت. در نظر گرفتن یک عدد بسیار بزرگ نیز در تحلیل های دینامیکی باعث می شود که گره های مجاور از خاک و شمع در دامنه ی بسیار کوچکی به رفت و برگشت از کنار یکدیگر واداشته شوند، که این مسئله منجر به عدم هم گرایی تحلیل عددی می شود. لذا ممکن است برای این سختی، مقادیر کمینه یی پیشنهاد شود. طبیعی است که هر چقدر مقدار این سختی بیشتر در نظر گرفته شود، تداخل گره ها در هم کمتر و تحلیل واقع گرایانه تر می شود. هر چند انتخاب یک سختی برای رفتار قائم در میزان کرنش خمیری خاک پیرامونی تأثیرگذار نیست،

جدول ۳. ویژگی های ماسه ی متراکم تحلیل شده در این پژوهش.

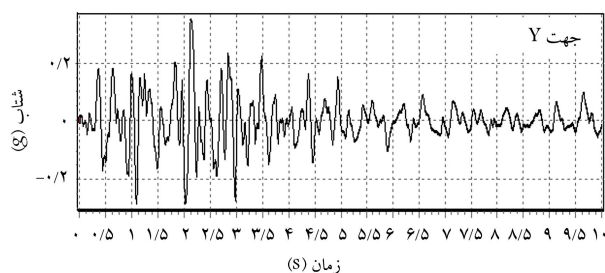
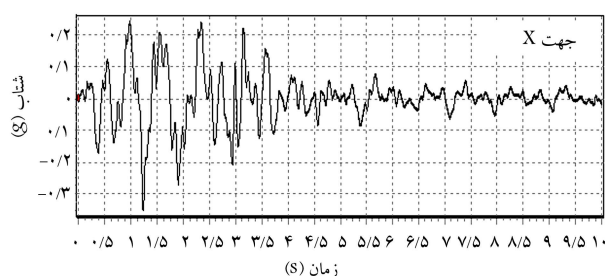
جرم مخصوص خشک (ρ_d)	۱۹۶۲ kg/m ^۳
نسبت تخلخل (e)	۰/۴
مدول ارتجاعی (E)	۵۰ MPa
ضریب پواسون (ν)	۰/۳
سرعت موج برشی (V_s)	۱۰۰ m/s
زاویه ی اصطکاک داخلی (φ)	۳۵°
چسبندگی (c)	۰
نسبت تنش جانبی (K_0)	۰/۵
نسبت میرایی (ξ)	۰/۰۵

۳.۴. بارگذاری دینامیکی

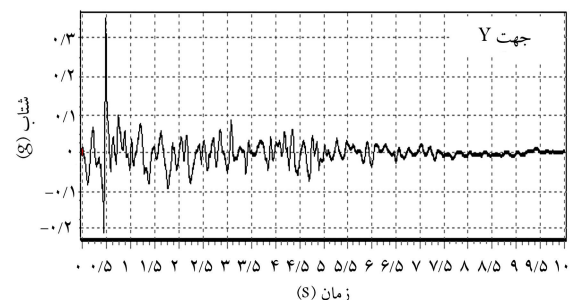
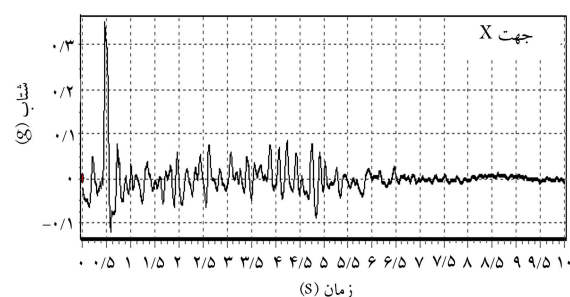
جفت شتاب نگاشت های افقی ۳ زلزله‌ی Mendocino، Whittier Narrows و Northridge که در شکل های ۶ الی ۸ نشان داده شده‌اند، به مدل اجزاء محدود این مطالعه اعمال شده‌اند. فواصل زمانی این شتاب نگاشت ها ۰/۲ ثانیه است و هر ۳ جفت شتاب نگاشت با شتاب بیشینه‌ی ۰/۳۵ g مقیاس شده‌اند. همین‌طور تصحیح خط مبنا در هر ۳ جفت شتاب نگاشت صورت گرفته و چون زمان مؤثر آن ها کمتر از ۱۰ ثانیه بوده است، در طول ۱۰ ثانیه‌یی که شامل زمان مؤثر آن ها نیز باشد، به پایین شبکه‌ی اجزاء محدود خاک به عنوان سنگ بستر مفروض اعمال شده‌اند. لایه‌ی خاکی بر سنگ بستر قرار گرفته است، لذا شتاب نگاشت های مذکور به منظور واقع گرایانه تر شدن شبیه سازی، از ایستگاه هایی گرفته شده‌اند که شتاب نگار بر سنگ بستر قرار داشته است.



شکل ۵. مدل خاک همراه مرزهای میدان آزاد.



شکل ۶. شتاب نگاشت Whittier Narrows در دو جهت X و Y.



شکل ۷. شتاب نگاشت Cape Mendocino در دو جهت X و Y.

آزاد در جهت قائم گیردار شده‌اند و مدل اصلی و مدل های میدان آزاد با میراگرهایی با ضرایب پیشنهادی Lysmer و Kuhlemeyer، به هم متصل شده‌اند. این ضرایب عبارت‌اند از (رابطه های ۲ و ۳):^[۱۶]

$$C_p = A\rho V_p \quad (۲)$$

$$C_s = A\rho V_s \quad (۳)$$

که در آن ها، C_p و C_s به ترتیب، ضریب میرایی هم سو با جهت ارتعاش موج فشاری و موج برشی، V_s و V_p به ترتیب سرعت موج فشاری و سرعت موج برشی، ρ جرم مخصوص خشک خاک و A سطح مؤثر گره های دو انتهای یک میراگر است. باید توجه داشت هرگونه تحریک یا گیرداری که به گره های پایینی مدل اصلی اعمال می شود، باید به گره های پایینی مدل های میدان آزاد نیز اعمال شود. در این مدل به دلیل اینکه شتاب قائم زلزله اعمال نمی شود، لذا میراگرهای قائم در نظر گرفته نمی شوند، همین‌طور چون لایه‌ی خاک بر بستر سنگی قرار می گیرد، میراگرهایی که در شکل ۵ باید به گره های پایینی مدل اصلی و مدل های میدان آزاد متصل شوند، لحاظ نمی شوند.

۴. شرایط بارگذاری

۴.۱. بارگذاری اولیه

وضعیت تنش در خاک در شرایط اولیه‌ی محل به عنوان بارگذاری اولیه پیش از هر بارگذاری استاتیکی و دینامیکی اعمال می شود. این تنش های ژئواستاتیکی به صورت اعمال تنش قائم و تنش های افقی متناظر با آن با ضریب فشار جانبی زمین، که برابر ۰/۵ در نظر گرفته شده است، شبیه سازی می شوند. در مرزهای جانبی، این فشار جانبی با ضریب فوق مستقیماً به مدل اعمال شده است.

۴.۲. بارگذاری استاتیکی

همه‌ی بارهای استاتیکی شامل وزن همه‌ی مصالح به کاررفته در مدل (فولاد، بتن، و خود خاک) و همچنین بارهای مرده و زنده‌ی طبقات، که بر تیرهای سازه‌ی ساختمان وارد می شوند، در این دسته قرار می گیرند.

جدول ۴. ویژگی های رس نرم استفاده شده در صحت سنجی.

جرم مخصوص خشک (ρ_d)	1180 kg/m^3
نسبت تخلخل (e)	$1/2$
مدول ارتجاعی (E)	20 MPa
ضریب پواسون (ν)	0.45
سرعت موج برشی (V_s)	75 m/s
زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)	16.5°
چسبندگی (c)	34 KPa
نسبت تنش جانبی (K_0)	0.65
نسبت میرایی (ξ)	0.05

Y به طور منظم از بالا به پایین زیاد شده و فاقد آشفتگی است. این ویژگی برای تنش های ژئواستاتیکی در دو جهت دیگر نیز ایجاد شده است.

چون این تحلیل روی بارهای جانبی زلزله متمرکز است، ابتدا صحت سنجی بار جانبی استاتیکی بر روی شمع ها انجام شده است. از این رو مقادیر جابجایی افقی ناشی از اعمال بارهای جانبی ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو نیوتن به یک سرشمع موجود در این مدل (رس نرم شرح داده شده در جدول ۴ در مدل صحت سنجی استفاده شده است)، با مقادیر متناظرش در مدل های به کاررفته در منابع [۱۸]، برای حالت های رفتار کشسان خاک بدون اجازه جدایی بین شمع و خاک (شکل ۹ الف)، رفتار کشسان خاک با اجازه جدایی بین شمع و خاک (شکل ۹ ب) و رفتار کشسان خمیری خاک با معیار تسلیم دراکر - پراگر با اجازه جدایی بین شمع و خاک (شکل ۹ ج) مقایسه شده است.

چون شکل المان ها، در این مدل و مدل به کاررفته در منبع [۱] شبیه تر بوده است، نتایج نزدیک تری با مدل مذکور دارد.

۲.۵. صحت سنجی بار دینامیکی

گام بعدی، صحت سنجی دینامیکی مدل است. در این مرحله، پاسخ میدان آزاد لایه ی خاک ناشی از بارهای هارمونیک وارد شده بر سطح پایینی مدل و ضریب بزرگ نمایی حاصل مورد بررسی قرار گرفته است. ضریب بزرگ نمایی، نسبت جابجایی افقی سطح بالای لایه ی خاکی نمونه ی رس نرم به سطح پایینی لایه ی خاکی در اثر اعمال شتاب سینوسی با بسامد دورانی معین است.

در شکل ۱۰، ضریب بزرگ نمایی به دست آمده برای ۶ بسامد تحریک متفاوت به وسیله ی روش اجزاء محدود و ضریب بزرگ نمایی حاصل از حل یک بعدی Gazetas به صورت منحنی رسم شده است. Gazetas ضریب بزرگ نمایی را به صورت رابطه ی ۵ پیشنهاد داده است: [۲۴]

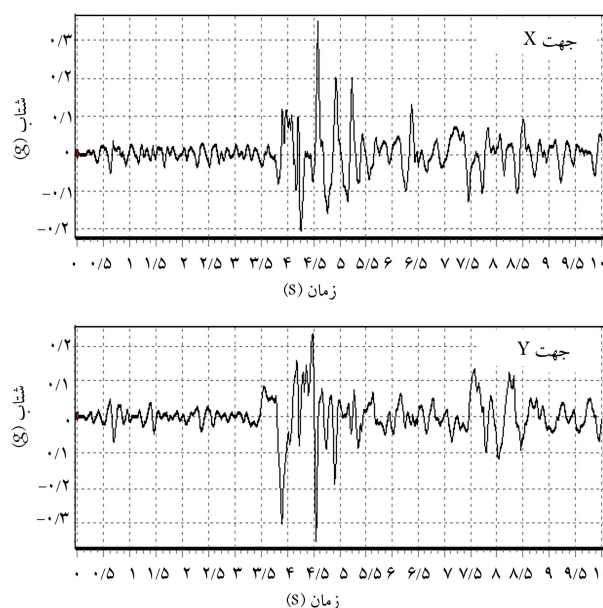
$$\frac{U_g}{U_0} = \frac{1}{\cos(qL)} \quad (5)$$

که در آن q به صورت رابطه ی ۶ تعریف می شود:

$$q = \frac{2\pi f}{V_s \sqrt{(1 + 2iD)}} \quad (6)$$

U_g بیشینه ی جابجایی در سطح بالایی لایه، U_0 بیشینه ی جابجایی در سطح پایینی لایه، L ارتفاع لایه ی خاک، f بسامد تحریک، V_s سرعت موج برشی در خاک، D نسبت میرایی خاک و i نیز برابر $\sqrt{-1}$ است.

همان طور که در شکل ۱۰ مشخص است، ضریب بزرگ نمایی حاصل از روش اجزاء محدود و حاصل از حل یک بعدی Gazetas اگرچه روند مشابهی با منحنی



شکل ۸. شتاب نگاشت Northridge در دو جهت X و Y.

۵. صحت سنجی مدل اجزاء محدود

اندازه ی المان ها در شبکه ی اجزاء محدود، اساساً از شرایط بارگذاری (استاتیکی یا دینامیکی) و هندسه ی شمع پیروی می کند. مش بندی خاک در نزدیکی شمع به دلیل بیشتر بودن تنش و ایجاد کرنش های خمیری باید نسبت به مناطق دورتر در جهات X و Y ریزتر در نظر گرفته شود.

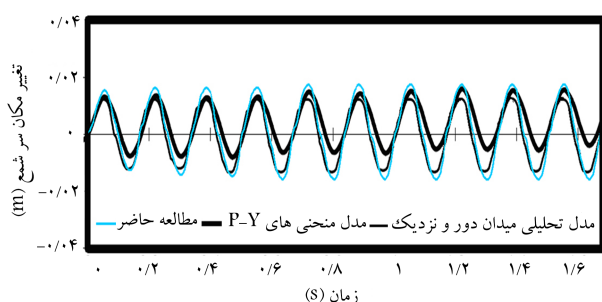
در جهت Z نیز اندازه ی مش بندی به دلیل شرایط یکسان انتشار امواج برشی در جهت قائم خاک یکسان لحاظ می شود. در مسائلی که در آن انتشار امواج برشی وجود دارد، باید توجه داشت که بعد المان در جهت انتشار امواج باید کمتر از یک پنجم تا یک هشتم طول موج باشد، یعنی رابطه ی ۴ برقرار باشد: [۲۳]

$$E_s < (1/5 - 1/8)\lambda \quad (4)$$

که در آن، E_s بعد المان در جهت انتشار موج و λ طول موج برشی است، اما λ برابر V_s/f است، که در آن V_s سرعت موج برشی و f بسامد تحریک است. در مدل خاک این پژوهش از آنجا که V_s برابر 75 m/s است، برای محتوای بسامدی کمتر از 20 Hz ، λ برابر 5 m خواهد بود و بیشینه ی بعد المان که برابر $\lambda/5$ است، 1 m متر خواهد شد. لذا بعد المان های خاک در جهت قائم بیشینه ی 1 m متر لحاظ شده است. از آنجا که سرعت موج برشی در بتن و فولاد به دلیل سختی بیشترشان از خاک بیشتر است، بعد 1 m برای المان های روسازه و فونداسیون شمعی نیز قطعاً شرط فوق را محقق می سازد.

۱.۵. صحت سنجی بار استاتیکی

صحت سنجی استاتیکی از دو جنبه قابل بررسی است: ۱. بررسی مرزهای جانبی مدل پس از اعمال بار استاتیکی؛ ۲. صحت سنجی بار جانبی اعمال شده به شمع ها. پس از انجام تحلیل استاتیکی نباید به خاطر اعمال بارهای استاتیکی در مرزهای مدل آشفتگی تنش ایجاد شود. این مسئله در شکل ۱ به خوبی مشخص است. چنانچه مشاهده می شود در مرزهای انتهایی خاک تنش های ژئواستاتیکی در جهت



شکل ۱۱. مقایسه‌ی پاسخ سرشمع حاصل از مدل تحلیلی میدان دور و نزدیک به‌کاررفته در منبع [۱]، مدل منحنی‌های P-Y و این مطالعه.

مذکور دارد، اما در نقطه‌ی اوج مقدار بزرگ‌تری را نشان می‌دهد. دلیل فوق صحت نتایج را تأیید می‌کند، زیرا در پژوهشی در سال ۲۰۰۴، با بیشتر به دست آوردن ضریب بزرگ‌نمایی در حل یک بعدی نسبت به حل سه بعدی بیان کردند که علت اینکه ضریب بزرگ‌نمایی حاصل از حل یک بعدی Gazetas مقدار بیشتری از مقادیر متناظر حاصل‌شده از تحلیل‌های سه بعدی را نشان می‌دهد، این است که در مدل‌های سه بعدی برخلاف حالت یک بعدی Gazetas، امواج فرصت انتشار در دو بعد دیگر را پیدا می‌کنند. در نتیجه اتلاف انرژی در دو بعد دیگر نیز ایجاد می‌شود، پس میرایی کل از حالت یک بعدی بیشتر خواهد شد و ضریب بزرگ‌نمایی کمتری در نقطه‌ی اوج خواهند داشت. [۲] علاوه بر این در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۰، با مقایسه‌ی تاریخچه‌ی شتاب پاسخ میدان آزاد برای دو حالت یک بعدی و سه بعدی نشان داده شد که پاسخ در نقطه‌ی اوج در حالت یک بعدی ۱/۶ برابر پاسخ در نقطه‌ی اوج در حالت سه بعدی است. [۱]

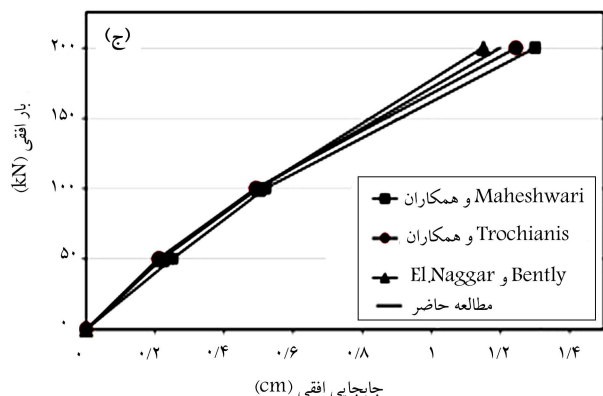
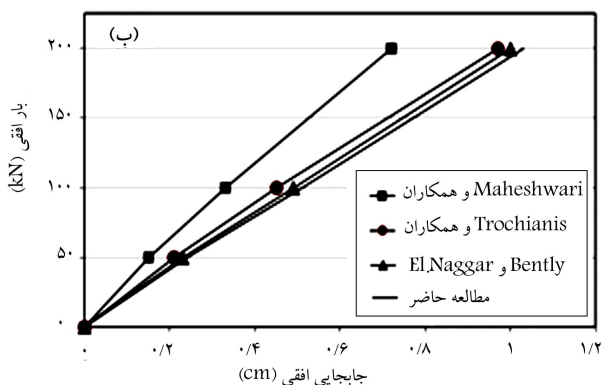
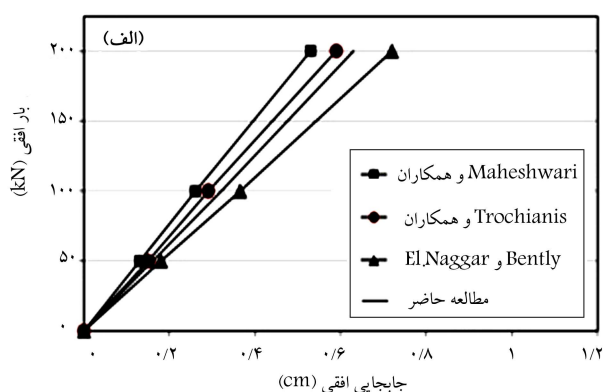
برای صحت‌سنجی رفتار خاک - شمع در حالت دینامیکی، یک سیستم خاک - شمع با مشخصات سیستم مورد استفاده در منبع [۱]، با روش اجزاء محدود در این پژوهش مدل شد. مشخصات سیستم مذکور به این شرح است: [۲۵] خاک موردنظر از نوع رس نرم با وزن واحد حجم ۱۵ کیلو نیوتن بر متر مکعب، چسبندگی ۲۰ کیلو نیوتن بر متر مکعب، نسبت تخلخل ۱/۱ و ضریب پواسون ۰/۴۵ است. شمع مورد نظر به طول ۱۵ متر، از جنس فولاد است و دارای مقطع دایروی توخالی به قطر ۵۰ سانتی‌متر و ضخامت ۲/۵ سانتی‌متر است. نوک شمع‌ها در سیستم موردنظر بر روی سنگ بستر قرار گرفته است. یک بار هارمونیک با دامنه‌ی ۱۰۰ کیلو نیوتن و بسامد ۶ هرتز به قسمت سرشمع اعمال شده است.

سیستم موردنظر با نرم‌افزار اجزاء محدود مدل‌سازی و مورد تحلیل غیرخطی قرار گرفته است. در مطالعه‌ی انجام‌شده‌ی در سال ۲۰۰۰، [۱] سیستم مذکور یک‌بار با روش مدل تحلیلی میدان دور و نزدیک، و یک‌بار نیز به روش منحنی‌های P-Y با نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی و تحلیل شده است. [۲۵]

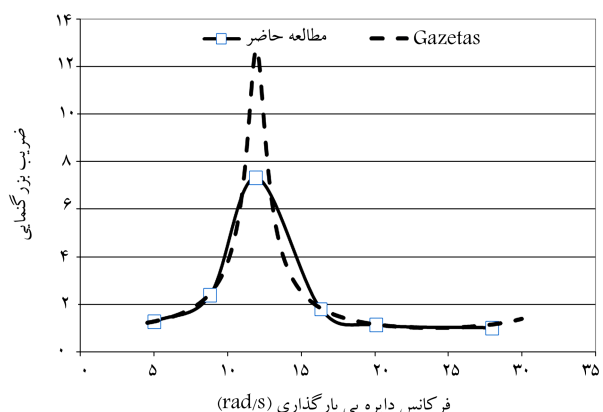
تغییر مکان به‌دست‌آمده برای سرشمع، حاصل از سه مدل مذکور در شکل ۱۱ نشان داده شده است. این شکل، بیانگر تطابق نسبتاً خوب نتایج حاصل از نرم‌افزار اجزاء محدود این مطالعه با نتایج به‌دست‌آمده در منبع [۱] است.

۶. زمان و روش محاسبه

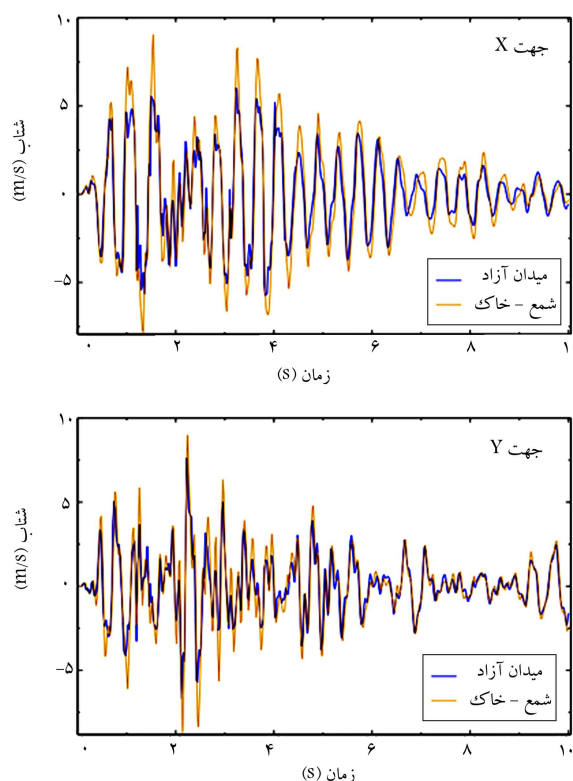
مدل‌های مورد استفاده در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ۳-۶/۹ Abaqus تحلیل شده‌اند. تحلیل‌های انجام‌شده به‌صورت دینامیکی غیرخطی است و از انتگرال‌گیری ضمنی برای محاسبه‌ی پاسخ دینامیکی گذرای یک سیستم



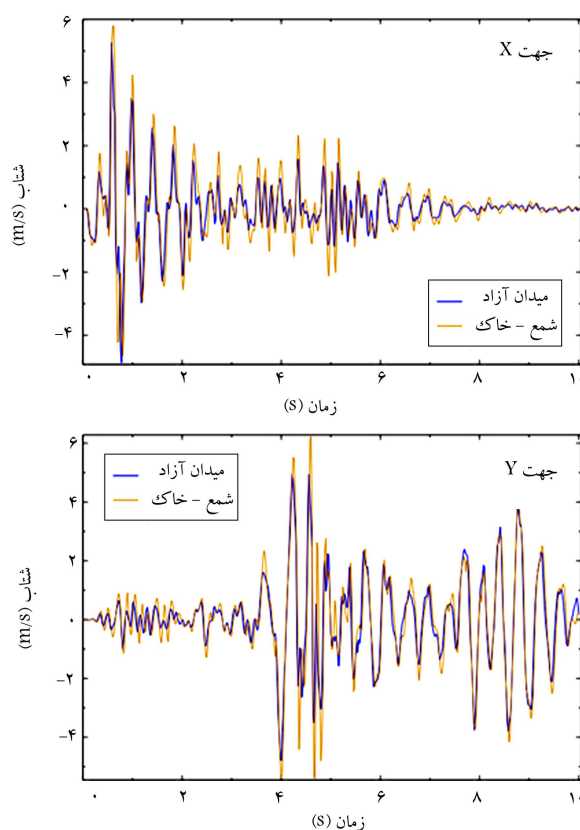
شکل ۹. نتایج صحت‌سنجی استاتیکی.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی ضریب بزرگ‌نمایی به‌دست‌آمده از روش اجزاء محدود این مطالعه و حل یک بعدی Gazetas.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی پاسخ سینماتیکی و میدان آزاد ناشی از شتاب‌نگاشت Whittier Narrows.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی پاسخ سینماتیکی و میدان آزاد ناشی از شتاب‌نگاشت Cape Mendocino.

استفاده می‌کند. همچنین به خاطر غیرخطی بودن و شبیه‌سازی جدایی بین سطوح در تحلیل، باید تحلیل‌ها در دامنه‌ی زمانی انجام شود.^[۱] پاسخ سیستم در فواصل ۰/۰۵ ثانیه‌ی محاسبه شده است.

برای انجام تحلیل‌ها از انتگرال‌گیری زمانی Hilber-Hughes-Taylor استفاده شده است، که گسترشی از روش β ارائه‌شده‌ی Newmark است.^[۲۶] انتگرال‌گیری زمانی به صورت ضمنی است، به این معنا که ماتریس اپراتور باید معکوس شود و مجموعه‌ی از معادلات تعادل دینامیکی غیرخطی به طور هم‌زمان در هر نمو زمانی حل شوند. این حل به صورت مکرر با روش Newton انجام می‌شود. پارامترهای α ، β و γ در روش Hilber-Hughes-Taylor به ترتیب ۰/۰۵، ۰/۲۷۵۶۲۵ و ۰/۵۵ در نظر گرفته شده است.^[۲۷] فرایند حل استاتیکی در زمانی کمتر از ۳۰ دقیقه صورت گرفته است، در حالی که فرایند حل دینامیکی بسیار وقت‌گیر بود. در هر تحلیل غیرخطی با در نظر گرفتن جدایی بین سطوح برای اعمال شتاب‌نگاشت ۱۰ ثانیه‌ی فواصل ثبت‌شده‌ی ۰/۰۲ ثانیه‌ی یک رایانه‌ی Core I ۷ با سرعت پردازش هر هسته به میزان ۳/۰ (GHz) و حافظه‌ی RAM معادل ۶ (GB) در ۶ زمانی در حدود ۸۴ ساعت نیاز داشت.

۷. مطالعه‌ی عددی اندرکنش شمع - خاک - روسازه

۱.۷. بررسی اندرکنش سینماتیکی

هدف این تحلیل، بررسی اثر اندرکنش سینماتیکی گروه شمع و خاک در پاسخ دریافتی در سطح زمین است. برای این منظور، پاسخ دریافتی در تراز سطح زمین به صورت تاریخیچه و بیشینه‌ی شتاب در دو این حالت بررسی می‌شود:

۱. پاسخ دریافتی در سطح زمین با اعمال شتاب‌نگاشت به سنگ بستر در مدل میدان آزاد لایه‌ی خاک بدون حضور گروه شمع به دست می‌آید. بدیهی است در این حالت اگرچه ویژگی‌های پروفیل خاک در پاسخ دریافتی لحاظ شده است، اما اندرکنش سینماتیکی و اثر متقابل گروه شمع و خاک در نظر گرفته نشده است.

۲. پاسخ دریافتی در گره‌ی بالایی یکی از شمع‌ها با اعمال شتاب‌نگاشت به سنگ بستر در مدل گروه شمع - خاک به دست می‌آید. در این حالت علاوه بر ویژگی‌های پروفیل خاک، اندرکنش سینماتیکی و اثر متقابل گروه شمع و خاک در پاسخ مؤثر خواهد بود.

از آنجا که برای به دست آوردن پاسخ سازه می‌توان پاسخ‌های به دست آمده در تراز سطح زمین در دو حالت مذکور را بر پایه‌ی سازه اعمال کرد، لذا مقایسه‌ی این دو پاسخ، تصویری روشن از تأثیر اندرکنش سینماتیکی بین گروه شمع و خاک پیرامونی مدل ایجاد شده در حین اعمال نیروی زلزله در پاسخ سازه ارائه خواهد داد. شکل‌های ۱۲ الی ۱۴ مقایسه‌ی تاریخیچه‌ی شتاب در دو حالت مذکور را به ترتیب برای زلزله‌های Whittier Narrows، Cape Mendocino و Northridge نشان می‌دهند. همان‌طور که در شکل مذکور مشخص است، اندرکنش سینماتیکی اندکی باعث تقویت انتقال امواج برشی زلزله می‌شود. این پدیده می‌تواند به دلیل بیشتر بودن جرم سیستم خاک - شمع نسبت به سیستم خاک در حالت تحریک میدان آزاد باشد. زیرا هنگام تحریک زلزله، اجسام با جرم‌های بیشتر، نیروی بیشتری جذب و شتاب بیشتری پیدا می‌کنند.

شکل ۱۵، نشان دهنده‌ی میزان افزایش یا کاهش بیشینه‌ی شتاب دریافتی در گره‌ی بالایی یکی از شمع‌ها در تحلیل مدل گروه شمع - خاک نسبت به شتاب

از شتاب‌نگاشت Whittier Narrows در ۶ ثانیه از ۱۰ ثانیه دامنه‌ی ارتعاش بیش از ۳ متر بر ثانیه است. در نتیجه، افزایش بیشینه‌ی شتاب تحت اثر اندرکنش سینماتیکی به ۵۰٪ رسیده است. برعکس مطلب ذکر شده در مؤلفه‌ی X پاسخ میدان آزاد ناشی از شتاب‌نگاشت Cape Mendocino صدق می‌کند.

۲.۷. بررسی اندرکنش اینرسیال

در این قسمت اثر اندرکنش اینرسیال بین سازه و سیستم شمع - خاک در پاسخ روسازه بررسی می‌شود. از همین رو پاسخ در ۲ حالت مقایسه می‌شود:

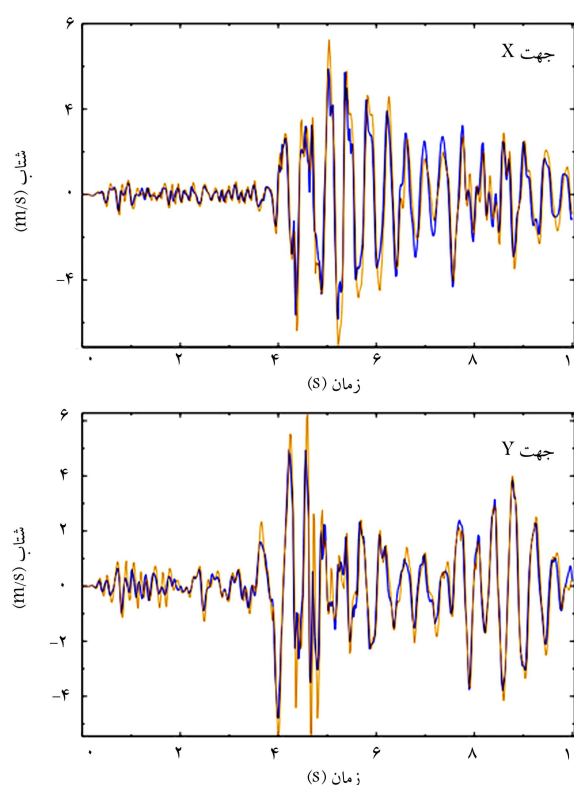
۱. پاسخ دریافتی در سرشمع با اعمال شتاب‌نگاشت به سنگ بستر در مدل شمع - خاک به دست می‌آید. سپس این پاسخ به صورت تاریخچه‌ی زمانی بر پایه‌ی سازه اعمال و پاسخ سازه حساب می‌شود. بدیهی است در این حالت اگرچه ویژگی‌های پروفیل خاک، اندرکنش سینماتیکی شمع - خاک و حتی ویژگی‌های خود سازه در پاسخ سازه لحاظ شده است، اما اندرکنش اینرسیال و بازخورد متقابل سازه و سیستم شمع - خاک در محاسبات در نظر گرفته نشده است.

۲. پاسخ دریافتی در سطح زمین با اعمال شتاب‌نگاشت به سنگ بستر در مدل یک پارچه‌ی شمع - خاک - سازه به دست می‌آید. در این حالت علاوه بر ویژگی‌های پروفیل خاک، اندرکنش سینماتیکی و اثر متقابل شمع - خاک، اندرکنش اینرسیال و بازخورد متقابل سازه و سیستم شمع - خاک نیز در محاسبات ملاحظه می‌شود.

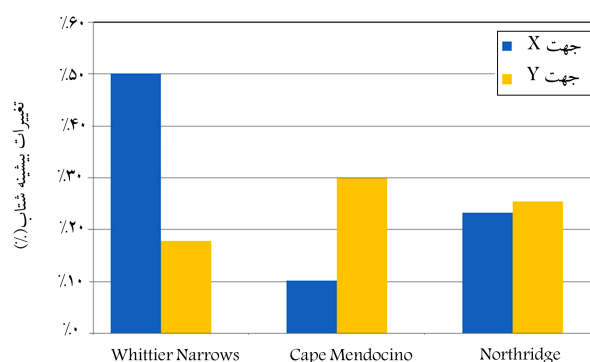
با مقایسه‌ی پاسخ در دو حالت ذکر شده، تصویر روشنی از تأثیر اندرکنش اینرسیال ایجاد شده بین سازه و سیستم شمع - خاک در حین اعمال نیروی زلزله در پاسخ سازه ایجاد می‌شود. برای درک بهتر تأثیر اندرکنش اینرسیال در حرکت روسازه در دامنه‌ی بسامدی، ابتدا به مقایسه‌ی طیف فوریه‌ی منتج از تاریخچه‌ی شتاب تراز بام سازه در دو حالت ذکر شده پرداخته می‌شود. شکل‌های ۱۶ الی ۱۸ به ترتیب مقایسه‌ی طیف فوریه‌ی پاسخ یک سرستون روسازه در تراز بام ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت‌های Whittier Narrows، Cape Mendocino و Northridge بر لایه‌ی ماسه‌ی متراکم در دو تحلیل جداگانه‌ی روسازه و تحلیل یک پارچه‌ی شمع - خاک - سازه را نمایش می‌دهد. این شکل‌ها به طور کامل کاهش محتوای بسامدی، در نقطه‌ی بسامد طبیعی خاک و در نتیجه تحریک کمتر روسازه در تحلیل یک پارچه را نسبت به تحلیل جداگانه سیستم شمع - خاک و روسازه نشان می‌دهند. دلیل این پدیده، اثر تقابلی روسازه و لایه‌ی خاکی به علت اختلاف در بسامد طبیعی آنها و تفاوت در مودهای تغییر شکل آنهاست. همین طور باید توجه داشت زمانی که لایه‌ی خاکی به تنهایی به ارتعاش واداشته می‌شود، افزایش در محتوای بسامد طبیعی آن نسبت به زمانی که با روسازه یک پارچه است، مشهودتر خواهد بود. به طور طبیعی پدیده‌ی فوق در مورد نیروی برشی و ممان خمشی پایه‌ی روسازه و جابجایی نسبی طبقات روسازه نیز تعمیم پیدا می‌کند، که در ادامه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در شکل ۱۹، مقایسه‌ی بیشینه‌ی نیروی برشی و ممان خمشی پایه‌ی روسازه و همین‌طور بیشینه‌ی جابجایی تراز بام نسبت به تراز پایه‌ی روسازه در دو تحلیل یک پارچه و تحلیل جداگانه‌ی روسازه نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل ۱۹ مشهود است، با تحلیل یکپارچه‌ی شمع - خاک - روسازه، مقادیر بیشینه‌ی نیروی برشی و لنگر خمشی کاهش معنی‌داری نسبت به تحلیل جداگانه‌ی روسازه و فونداسیون شمع به دست می‌دهد. این کاهش در برش از ۱۶ تا ۴۴ درصد و در خمش از ۱۷ تا ۵۲ درصد است، و در جابجایی نسبی روسازه در تراز بام نیز وجود دارد، اما مقدار آن از ۳۲٪ تجاوز نمی‌کند. این



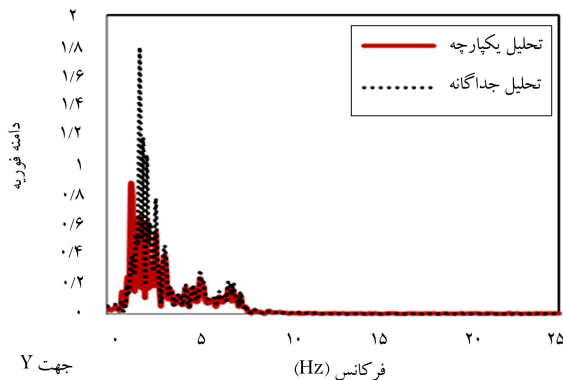
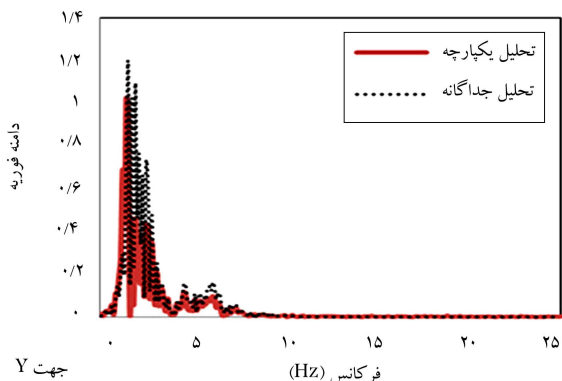
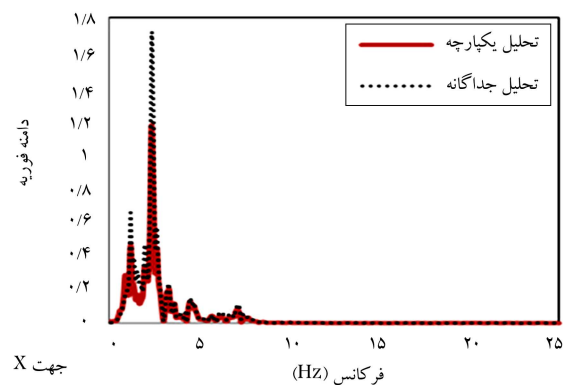
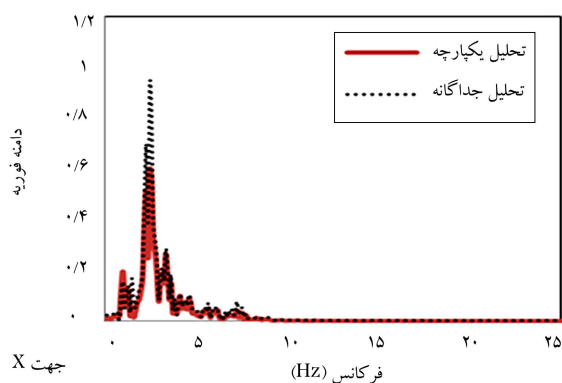
شکل ۱۴. مقایسه‌ی پاسخ سینماتیکی و میدان آزاد ناشی از شتاب‌نگاشت Northridge.



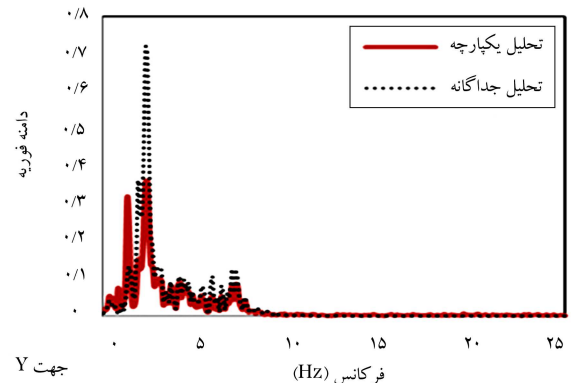
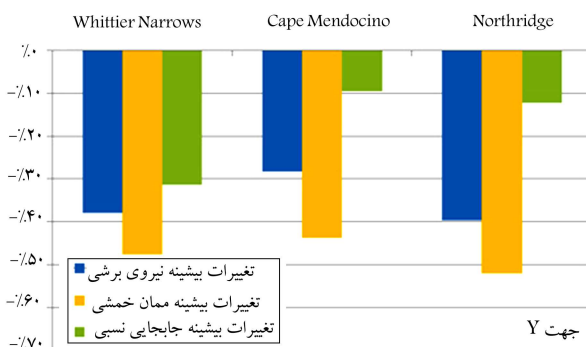
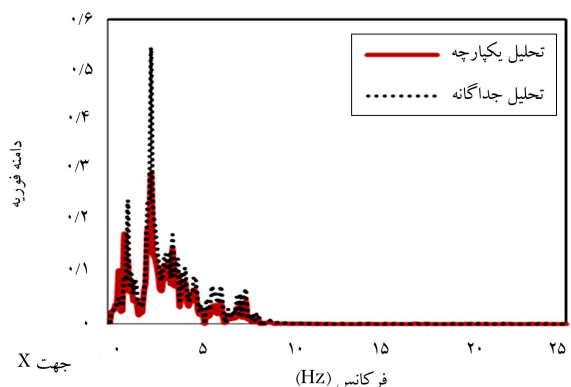
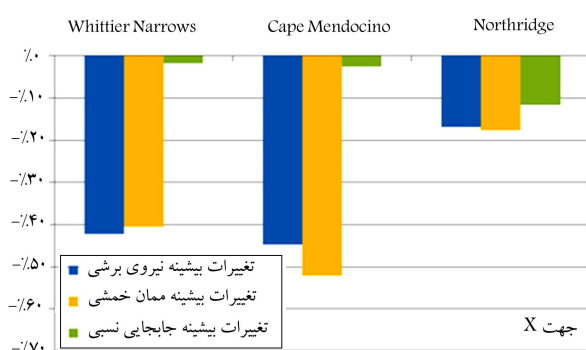
شکل ۱۵. تغییرات بیشینه شتاب گره میانی سرشمع در تحلیل شمع - خاک نسبت به بیشینه‌ی شتاب سطح زمین در تحلیل میدان آزاد.

دریافتی در سطح زمین در تحلیل میدان آزاد بر حسب درصد است. این شکل به خوبی تصویری کمی از تأثیر اندرکنش سینماتیکی گروه شمع و خاک ارائه می‌دهد. مطابق شکل ۱۵، در ماسه‌ی متراکم تحلیل شده، وجود فونداسیون شمع همواره باعث افزایش پاسخ در تراز سطح زمین می‌شود. این افزایش از کمینه‌ی ۱۰٪ تا بیشینه‌ی ۵۰٪ متغیر است.

اگر در پاسخ میدان آزاد ناشی از شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده دقت شود، مشاهده می‌شود که افزایش پاسخ تحت اثر اندرکنش سینماتیکی در مدل‌های خاک - شمع با شتاب‌نگاشت‌هایی بیشتر است که مدت ارتعاش میدان آزاد ناشی از آنها با دامنه‌ی اوج و نزدیک به اوج به طور نسبی بیشتر است. به طور مثال با مراجعه به شکل ۱۲ می‌توان دریافت که در مؤلفه‌ی X پاسخ میدان آزاد ناشی



شکل ۱۶. مقایسه‌ی طیف فوریه‌ی پاسخ یک سرستون روسازه در تراز بام ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت‌های Whittier Narrows در دو تحلیل. شکل ۱۸. مقایسه‌ی طیف فوریه‌ی پاسخ یک سرستون روسازه در تراز بام ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت‌های Northridge در دو تحلیل.

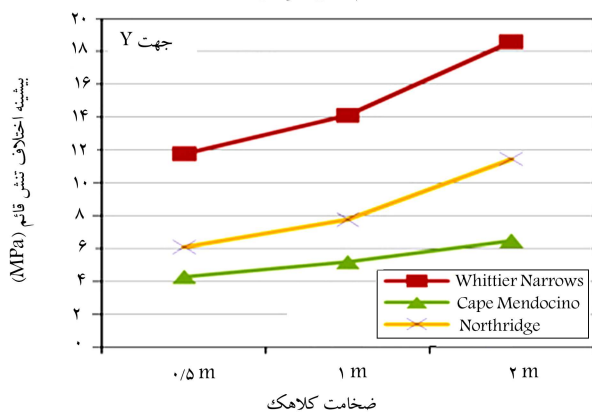
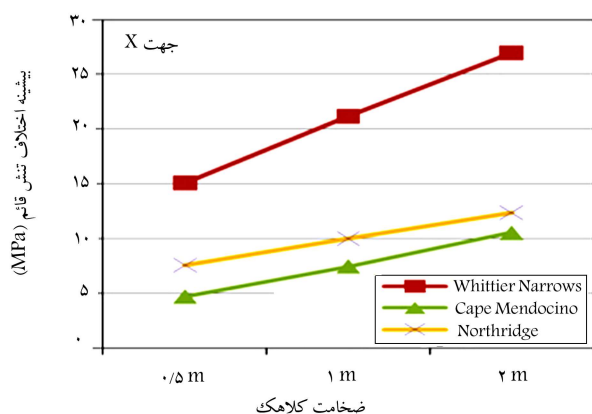


شکل ۱۷. مقایسه‌ی طیف فوریه‌ی پاسخ یک سرستون روسازه در تراز بام ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت‌های Cape Mendocino در دو تحلیل. شکل ۱۹. تغییرات بیشینه‌ی نیروی برشی و ممان خمشی پایه‌ی جابجایی نسبی تراز بام به دست آمده از تحلیل یکپارچه نسبت به تحلیل جداگانه‌ی روسازه و سیستم شمع - خاک.

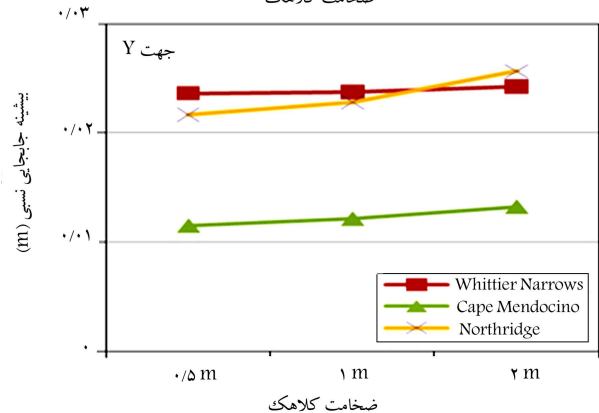
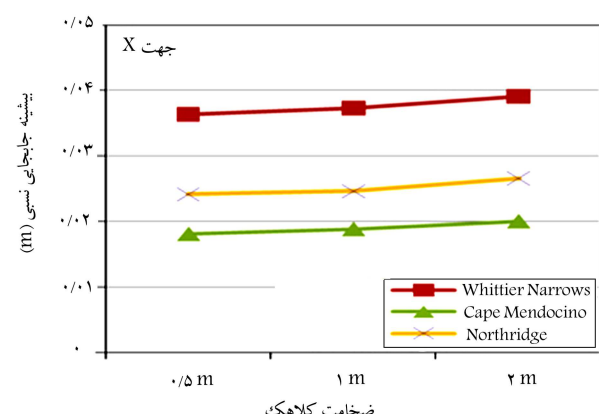
نتایج نشان می‌دهند که در نظر گرفتن اندرکنش اینرسیال در نمونه‌ی ماسه‌ی متراکم این پژوهش می‌تواند به اقتصادی‌تر شدن طرح بیانجامد.

۳.۷. بررسی تأثیر تغییر ضخامت کلاهک

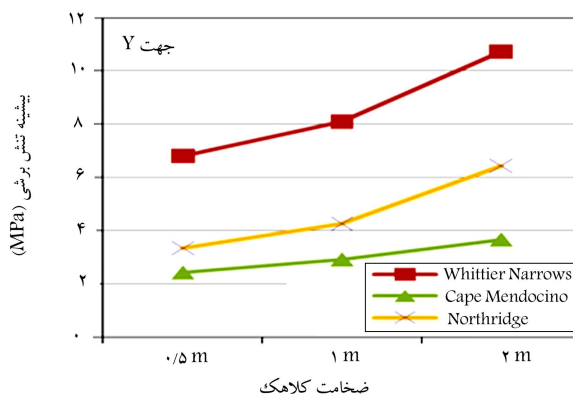
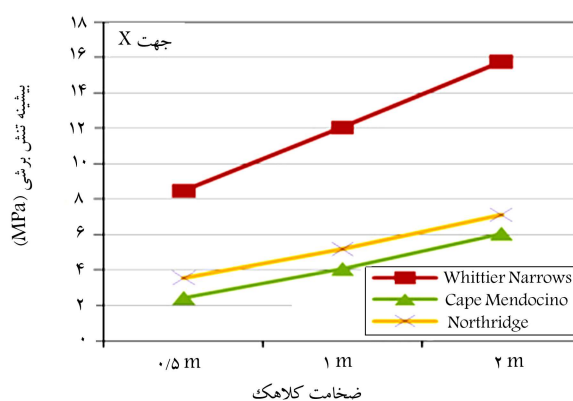
با افزایش ضخامت کلاهک گروه شمع، سختی و جرم کلاهک افزایش پیدا می‌کند. با افزایش سختی کلاهک گروه شمع به‌طور نظری می‌توان انتظار داشت که جابجایی‌ها در جهت جانبی کم شوند و نیروهای که اعضای متصل به کلاهک جذب می‌کنند، بیشتر شود. این امر در پژوهش‌های پیشین نیز تصدیق شده است.^[۴] اما با افزایش جرم کلاهک گروه شمع، نیروهای اینرسی افزایش پیدا می‌کنند. پس به‌طور قطع نمی‌توان پیش‌دوری کرد که این افزایش نیروی اینرسیال عکس‌العمل اعضای متصل به کلاهک را به کدام سو هدایت می‌کند. هر چند در این زمینه مطالعاتی شده است، اما وجود هر چند تناقض‌های جزئی ما را به پژوهش مجدد با روشی دقیق‌تر ترغیب می‌کند. چون عملاً هنگام افزایش ضخامت کلاهک گروه شمع، سختی و جرم کلاهک با هم افزایش پیدا می‌کند؛ لذا در این پژوهش نیز این دو پارامتر با هم بررسی شده است. برای این بخش از مدل تحلیل شده که از ماسه‌ی متراکم استفاده شده است، دو تیپ مدل دیگر یکی با ضخامت فونداسیون ۰/۵ متر و دیگری با ضخامت فونداسیون ۲ متر به مدل‌ها اضافه شده و تحت بار زلزله‌های استفاده شده در پژوهش قرار گرفته است. در شکل‌های ۲۰ الی ۲۲، تأثیر افزایش ضخامت در رفتار متقابل شمع - خاک ارائه شده است. شکل ۲۰، تغییرات بیشینه‌ی نیروی برشی در گره میانی یک سرشمع انتخابی از گروه شمع را نشان می‌دهد. با توجه به این شکل می‌توان دریافت که با افزایش ضخامت کلاهک گروه شمع، تنش برشی سرشمع نیز افزایش پیدا می‌کند. این افزایش عمومیت دارد و می‌توان گفت در نمونه‌ی خاک حاضر افزایش ضخامت، برش سرشمع



شکل ۲۱. تغییرات بیشینه‌ی اختلاف تنش نرمال دو حد مقطع.



شکل ۲۲. نمودار تغییرات بیشینه‌ی جابجایی گره‌ی میانی شمع.



شکل ۲۰. نمودار تغییرات بیشینه‌ی تنش برشی گره‌ی میانی شمع.

محدود گسترش پیدا کرده است. روسازه در این سیستم، یک ساختمان ۱۲ طبقه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه‌ی مهاربند هم‌محور فولادی که براساس مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ طراحی شده است، در نظر گرفته شده است. این مدل به منظور بررسی اندرکنش سینماتیکی، اندرکنش اینرسیال و تأثیر تغییر ضخامت کلاهایک گروه شمع تحت بار لرزه‌یی با روش ضمنی به صورت دینامیکی تحلیل شده است. در این مدل غیرخطی بودن خاک و فولاد، لغزش و جداسازی خاک و فونداسیون شمعی، اتلاف انرژی به صورت میرایی مادی و تابشی لحاظ شده است. پس از انجام تحلیل، این نتایج در مورد سیستم شمع - خاک - روسازه، که محدود به پارامترهای ورودی در نظر گرفته شده در مورد خاک، سازه و رکوردهای زلزله در مطالعه‌ی حاضر است، به این شرح به دست آمده است:

۱. اندرکنش سینماتیکی باعث افزایش اندک دامنه‌ی تاریخچه‌ی شتاب دریافتی در سطح زمین می‌شود، همچنین باعث افزایش بیشینه‌ی این دامنه در سطح زمین از ۱۰ تا ۵۰ درصد می‌شود.
۲. اندرکنش اینرسیال سبب کاهش دامنه‌ی فوریه‌ی تراز بام روسازه می‌شود، این کاهش در نقطه‌ی اوج طیف فوریه کاملاً مشهود و معنی‌دار است.
۳. اندرکنش اینرسیال سبب کاهش محسوس بیشینه‌ی نیروی برشی پایه‌ی سازه از ۱۶ تا ۴۴ درصد، بیشینه‌ی ممان خمشی پایه‌ی روسازه از ۱۷ تا ۵۲ درصد و بیشینه‌ی جابجایی نسبی تراز بام نسبت به تراز پایه از ۲ تا ۳۱ درصد می‌شود.
۴. افزایش ضخامت کلاهایک گروه شمع، همیشه باعث افزایش بیشینه‌ی نیروی برشی، ممان خمشی و جابجایی نقطه‌ی اتصال شمع به کلاهایک نسبت به نقطه‌ی اتکاء آن بر بستر زمین می‌شود. این افزایش در مورد نیروی برشی و ممان خمشی کاملاً مشهود و در مورد جابجایی نسبی شمع اندک است.

را زیاد می‌کند. دلیل این پدیده این است که با افزایش ضخامت کلاهایک، جرم کلاهایک بیشتر می‌شود، که باعث افزایش بیشتر نیروی اینرسیال سیستم می‌شود. به عبارت دیگر، با افزایش جرم، سیستم شمع - خاک - روسازه هنگام زلزله نیروی بیشتری جذب می‌کند. این علت باعث افزایش تنش برشی در نقطه‌ی اتصال شمع‌ها و کلاهایک می‌شود. شکل ۲۱، نیز به خوبی نشان دهنده‌ی افزایش بیشینه‌ی اختلاف تنش نرمال در تار بالایی و پایینی سرشمع فوق (که مین لنگر خمشی است) با افزایش ضخامت کلاهایک گروه شمع است. همان‌طور که در شکل مشخص است، این افزایش روندی مشابه با افزایش تنش برشی دارد. علت این است که با افزایش ضخامت کلاهایک، علاوه بر افزایش جرم کلاهایک، سختی خمشی کلاهایک نیز افزایش پیدا می‌کند و کلاهایک نیروی خمشی بیشتری تحمل می‌کند.

شکل ۲۲، نیز نشان دهنده‌ی تغییرات جابجایی نسبی سرشمع با افزایش ضخامت کلاهایک گروه شمع است. همان‌طور که مشخص است، تغییرات سرشمع در این قسمت بسیار کوچک است و مقدار قابل توجهی ندارد. دلیل این پدیده آن است که دو نتیجه‌یی که در پی افزایش ضخامت کلاهایک حاصل می‌شوند، اثر یکدیگر را خنثی می‌کنند. از یک طرف افزایش ضخامت کلاهایک و نتیجتاً افزایش جرم آن، باعث بیشتر شدن نیروهای اینرسی می‌شود و از طرف دیگر افزایش ضخامت کلاهایک و در نتیجه افزایش سختی آن باعث کاهش جابجایی‌ها می‌شود. البته باید توجه داشت با افزایش ضخامت و در نتیجه جرم کلاهایک، نیروی اصطکاک بین کلاهایک و خاک نیز افزایش پیدا می‌کند و خود سبب کاهش جابجایی‌ها می‌شود.

۸. نتیجه‌گیری

در این پژوهش یک مدل سه بعدی از سیستم شمع - خاک - روسازه با روش اجزاء

منابع (References)

1. Bently, K.J. and El Naggar, M.H. "Numerical analysis of kinematic response of single piles", *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(6), pp. 1368-1382 (2000).
2. Maheshwari, B.K., Truman, K.Z., El Naggar, M.H. and Gould, P.L. "Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, **24**(4), pp. 343-356 (2004).
3. Elmi, F. "Investigation of lateral capacity of piles", Ministry of Road & Transportation, Research and Training Center, Tehran (1998).
4. Movahedkhah, M. "Dynamic analysis of soil-pile-structure interaction and investigation about the effects of pile cap flexibility on the system response", M.Sc. Dissertation, Tarbiat Modares University, Tehran (2008).
5. Wu, G. and Finn, W.D.L. "Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain", *Canadian Geotechnical Journal*, **34**(1), pp. 44-52 (1997).
6. Wilson, D.W. "Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay", Ph.D. Dissertation, University of California, Davis (1998).
7. Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W. and Abghari, A. "Seismic soil-pile-superstructure interaction experiments and analyses", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **125**, pp. 750-759 (1999).
8. Cai, Y.X., Gould, P.L. and Desai, C.S. "Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil-pile-structure systems and application", *Engineering Structures*, Elsevier, **22**(2), pp. 191-199 (2000).
9. Han Y.C. "Seismic response of tall building considering soil-pile-superstructure interaction", *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **1**(1), pp. 57-64 (2002).
10. Khoshnoudian, F. "Kinematic interaction effect on seismic behavior pile group", 1St Conference on Seismic Retrofitting of Structures, Amirkabir University of Technology, Tehran (2002).
11. Moghaddas Tafreshi, S.N. and Mirzaee, R. "Nonlinear dynamic analysis of soil-pile-superstructure interaction

- in clay medium", 6St International Conference on Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan (2003).
12. Sheikhabaei, A. and Halabian, A.M. "Dynamic study of batter pile groups under seismic excitations through finite element method", 4St National Congress on Civil Engineering, University of Tehran, Tehran (2008).
13. Chau, K.T., Shen, C.Y. and Guo, X. "Nonlinear seismic soil-pile-structure interactions: Shaking table tests and FEM analyses", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier*, **29**(2), pp. 300-310 (2009).
14. Varun, R., Assimaki, D. and Shafieezadeh, A. "Soil-pile-structure interaction simulation in liquefiable soils via dynamic macroelements: Formulation and validation", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Elsevier*, **47**, pp. 92-107 (2013).
15. Data Standards: High-Rise Building (ESN 18727), Emporis Standards (Accessed on line 16 October 2009).
16. Itasca, *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions - FLAC3D*, Ver. 3.0, Itasca Consulting Group, Inc, from www.itascacg.com (2005).
17. Lee, C.J., Bolton, M.D. and Al-Tabbaa, A. "Numerical modelling of group effects on the distribution of dragloads in pile foundations", *Geotechnique*, **52**(5), pp. 325-335 (2002).
18. Trochianis, A., Bielak, J. and Christiano, P., *A Three-Dimensional Nonlinear Study of Piles Leading to the Development of a Simplified Model*, Rpt. R-88-176, Dept. of Civil Eng., Carnegie Inst. of Technology (1988).
19. Tomlinson, M.J., *Pile Design and Construction Practice*, Fourth Edition, E & FN Spon, an Imprint of Chapman & Hall, London, U.K. (1994).
20. Tomlinson, M.J., *Foundation Design and Construction*, Seventh Edition, Prentice Hall, U.K. (2001).
21. Mir Mohammad Rezaei, S. "The effect of soil mechanical properties and underground water level changes on soil-pile behavior under earthquake loading", M.Sc. Dissertation, Tarbiat Modares University, Tehran (2009).
22. Novak, M. and Mitwally, H. "Transmitting boundary for axisymmetrical dilation problems", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, **114**(1), pp. 181-187 (1988).
23. Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice- Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. (1996).
24. Gazetas, G. "Seismic response of end-bearing single piles", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **3**(2), pp. 82-93 (1984).
25. El Nagger, M.H. and Bently, K.J. "Dynamic analysis for laterally loaded piles and dynamic p-y curves", *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(6), pp. 1166-1183 (2000).
26. Hilber, H.M., Hughes, T.J.R. and Taylor, R.L. "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **5**(3), pp. 283-292 (1977).
27. Czekanski, A., El-Abbasi, N. and Meguid, S.A. "Optimal time integration parameters for elastodynamic contact problems", *Communications in Numerical Methods in Engineering*, **17**(6), pp. 379-384 (2001).