

ارزیابی عوامل مؤثر در دوران و جابه‌جایی لرزه‌ی دیوار حائل وزنی با مدل‌سازی فیزیکی

سعید غفار پور جهرمی* (دانشیار)

احمد یاری (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۸)
دوری ۲ - ۳۵، شماره ۳/۲، ص. ۶۰-۵۱

تحلیل و طراحی دیوارهای حائل وزنی، شامل ارزیابی پایداری استاتیکی و دینامیکی است. در فرایند بررسی پایداری یک دیوار حائل تحت بار دینامیکی و لرزه‌یی، تخمین و برآورد صحیح از میزان دوران و جابه‌جایی دیوار، اهمیت ویژه‌ی دارد که می‌تواند در پایداری و با شرایط بهره‌برداری، دیوار حائل پس از زلزله را تحت تأثیر خود قرار دهد. لذا پیش‌بینی میزان جابه‌جایی و دوران دیوار تحت بار لرزه‌یی همواره مورد بررسی پژوهشگران مختلف قرار داشته است. در پژوهش حاضر، با ساخت و مدل‌سازی فیزیکی یک دیوار حائل و خاکریز پشت آن در مقیاس آزمایشگاهی، تحت بار دینامیکی به صورت هارمونیک قرار گرفته و متعاقب آن با اندازه‌گیری میزان جابه‌جایی و دوران دیوار تلاش شده است که رابطه‌ی مناسبی برای تخمین جابه‌جایی و دوران دیوارهای حائل واقعی ارائه شود. در پژوهش حاضر، اثر متغیرهای مختلف، شامل: ارتفاع و قاعده‌ی دیوار، زبری کف دیوار، بسامد بارگذاری و مشخصات خاکریز بررسی و ارتباط بین نتایج به دست آمده در قالب روابط آماری نیز ارائه شده است. همچنین داده‌های حاصل از پژوهش حاضر با روش بلوک لغزان نیومارک مقایسه و یک رابطه‌ی کاربردی برای تخمین جابه‌جایی و دوران دیوار پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی: دیوار حائل وزنی، مدل‌سازی فیزیکی، طراحی لرزه‌یی، جابه‌جایی دیوار، دوران دیوار، بسامد بارگذاری.

saeed_ghf@srttu.edu
ahmad.yari@gmail.com

۱. مقدمه

اثر آن بستگی دارد. استفاده از تئوری کولمب و رانکین در تحلیل پایداری استاتیکی دیوارهای حائل از گذشته‌های دور، مورد استفاده‌ی بسیاری از مهندسان بوده است. در دو نظریه‌ی کولمب و رانکین، مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک، هندسه‌ی خاکریز، هندسه‌ی دیوار، سربار روی خاکریز در تحلیل و طراحی فاز ژئوتکنیکی و فاز سازه‌یی دیوار حائل دخالت دارند.^[۱] در تحلیل لرزه‌یی، روش مونونوبه - اوکابه که در سال ۱۹۲۹ از توسعه‌ی تئوری و نظریه‌ی کولمب ارائه شده است، همچنان به‌طور گسترده‌یی توسط مهندسان برای تحلیل لرزه‌یی دیوارهای حائل و تعیین فشار جانبی خاک در زمان زلزله استفاده می‌شود. براساس تئوری مونونوبه - اوکابه، فشار جانبی محرک خاک در زمان زلزله در قیاس با قبل از زلزله، تابع شتاب افقی و شتاب قائم زلزله است. از جمله محدودیت‌های روش مونونوبه - اوکابه، عدم ارائه‌ی توزیع فشار جانبی خاک است.^[۲]

نیومارک و همکارانش برای نخستین بار در سال ۱۹۶۵، روش بلوک لغزان را برای محاسبه‌ی تغییرمکان و جابه‌جایی شیب‌های خاکی ارائه دادند. وی با مطرح کردن مفهوم شتاب بحرانی گسیختگی و تسلیم بیان کرد که جابه‌جایی نسبی یک دیوار صلب و توده‌ی خاک زیر آن از لحظه‌یی که شتاب زلزله از شتاب بحرانی گسیختگی

کارایی دیوار حائل پس از زلزله به مقدار زیادی تابع تغییرشکل‌های آن در خلال زلزله است. برخی دیوارها تغییرمکان‌های زیادی را می‌توانند تحمل کنند، اما برخی دیگر ممکن است با تغییرمکان‌های کوچک دچار گسیختگی شوند. محاسبه‌ی فشار جانبی زلزله و نقطه اثر آن، همواره یکی از موضوعات مهم در مهندسی ژئوتکنیک بوده است. عدم توجه به تحلیل و طراحی مناسب دیوارهای حائل وزنی تحت بار زلزله، سبب شده است خسارت‌های بسیاری به آن‌ها در زمان زلزله وارد شود، لذا توجه پژوهشگران به توسعه‌ی روش‌های طراحی لرزه‌یی، اهمیت بسیاری پیدا کرده است. تاکنون روش‌های متعددی توسط پژوهشگران مختلف برای تخمین جابه‌جایی انتقالی و دورانی دیوارهای حائل در برابر بارهای زلزله، پیشنهاد و توسعه داده شده است. مهم‌ترین عامل در طرح و محاسبه‌ی دیوار حائل، شناسایی و برآورد مناسب نیروی ناشی از فشار جانبی خاک بر آن است. کنترل پایداری در برابر واژگونی، لغزش و فشار وارد بر پنجه‌ی دیوار به شناخت دقیق نیروی ناشی از فشار جانبی و محل نقطه

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۶/۲۲، اصلاحیه ۱۳۹۶/۸/۲۲، پذیرش ۱۳۹۶/۱۰/۱۲.

DOI:10.24200/J30.2018.5078.2200

بیشتر شود تا زمانی که سرعت یکسانی داشته باشد، روند افزایشی خواهد داشت.^[۴] المس و ریچاردز (۱۹۷۹) نیز با پی بردن به اثر اینرسی دیوار در طراحی لرزه‌ی دیوارهای حائل وزنی به این نتیجه رسیدند که حتی در حرکت‌های آرام زمین، جابه‌جایی خاکریز پشت دیوار قطعی است.^[۵] بر این اساس، آنها با توسعه‌ی روش نیومارک، روش طراحی بر مبنای تغییر مکان محدود که براساس مفهوم تغییر مکان‌های تدریجی و ماندگار بلوک لغزان نیومارک است، را معرفی کردند.

همچنین ندیم و ویتمن (۱۹۸۳)، روش دیگری را جهت طراحی لرزه‌ی دیوارهای حائل ثقلی معرفی کردند که اساس آن تخمین جابه‌جایی دائم دیوار در حین زلزله با در نظر گرفتن اثر حرکت زمین بود.^[۶] ویتمن و لیاثو (۱۹۸۵) نیز به ارزیابی روش بلوک لغزان معرفی شده توسط ریچاردز و همکارانش پرداختند که نتیجه‌ی آن نشان داد در روش مذکور، خطاها و محدودیت‌هایی وجود دارد که شامل عدم لحاظ کردن پاسخ دینامیکی خاکریزی، عدم توجه به عوامل سینماتیکی، فراموش کردن مکانیسم چرخشی و عدم توجه به مؤلفه‌ی شتاب قائم در بروز جابه‌جایی‌های ماندگار بزرگ بوده است.^[۷]

همچنین استیدمن (۱۹۹۸)، رویکرد جدیدی برای طراحی لرزه‌ی دیوارهای حائل پیشنهاد کرد که در آن رفتار لرزه‌ی و میزان جابه‌جایی دیوارهای حائل حین زلزله نسبت به میزان تنش‌ها و مقادیر نیروها در تحلیل و طراحی دیوار ارجحیت بیشتری داشت؛ اما روش شبه‌استاتیکی وی با رفتار واقعی دیوار و جابه‌جایی‌های دورانی آن در حین زلزله، انطباق خوبی نشان نداد.^[۸]

بینگ‌وی و شامشر (۲۰۰۱) نیز روشی را پیشنهاد دادند که بر مبنای تحلیل تغییر مکان، به طراحی دیوارهای حائل وزنی و صلب تحت بار زلزله پرداختند. روش مذکور در حقیقت توسعه‌ی روش ویتمن و همکارانش در تحلیل جابه‌جایی دیوارهای حائل بود که در آن به روش تحلیلی بر مبنای روابط تعادلی دینامیکی و با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک، جابه‌جایی و دوران دیوار حائل قابل محاسبه بود.^[۹]

همچنین چودهاری و نیمالکار (۲۰۰۸) یک روش شبه‌دینامیکی برای محاسبه‌ی فشار فعال خاک در شرایط زلزله با لحاظ کردن آثار دینامیکی ارائه کردند.^[۱۰] و به روش شبه‌دینامیکی از روش تحلیلی استیدمن و همکارانش نیز استفاده کردند. در روش مذکور به ارزیابی دوران و جابه‌جایی دیوار توجه کافی نشده است. با زیار و رابطی مقدم، نیز به منظور مطالعه‌ی رفتار لرزه‌ی دیوارهای حائل وزنی، دو نمونه دیوار حائل را در مقیاس آزمایشگاهی با آزمایش سانتریفیوژ بررسی و نتیجه‌ی حاصل را به روش عددی در نرم‌افزار المان محدود FLAC۳D، مدل‌سازی کردند.^[۱۱] و نتایج آنها نشان داد که تغییر مکان ماندگار دیوارهای حائل، شامل: لغزش، دوران، نشست کف دیوار و نشست خاکریز با به‌کار بردن مدل رفتاری مناسب، انطباق قابل قبولی با شبیه‌سازی سانتریفیوژ دارد. همچنین اروپا و پاونو (۲۰۱۱) با استفاده از روش بلوک لغزشی نیومارک، نتایج حاصل از روش اشاره شده را در پیش‌بینی جابه‌جایی ۳۸ دیوار حائل وزنی (به‌صورت مطالعه‌ی موردی) در زمان زلزله محاسبه و با مقادیر اندازه‌گیری شده پس از زلزله مقایسه کردند.^[۱۲] و نتیجه‌ی آن توسعه‌ی بلوک لغزشی نیومارک و ارائه‌ی یک رابطه‌ی تجربی برای دیوارهای حائل وزنی براساس مشخصات هندسی دیوار و مشخصات زلزله بود.

مداح و همکارانش نیز با توسعه‌ی روش بلوک لغزشی نیومارک، به معرفی یک عامل منحصر به فرد در طراحی دیوار پرداختند که برای ارزیابی جابه‌جایی بالا و پایین دیوار در روش‌های عددی مناسب است.^[۱۳] در پژوهش اشاره شده، تأثیر ارتفاع دیوار در میزان دوران لرزه‌ی یک دیوار حائل وزنی در خاک ماسه‌ی بسیار محسوس گزارش شد، به طوری که با افزایش ارتفاع دیوار، دوران کاهش می‌یابد. همچنین کمال محمد (۲۰۱۴) با شبیه‌سازی بار لرزه‌ی در نرم‌افزار اجزاء محدود پلکسیس^۱، از

یک تحلیل عددی در شرایط کرنش صفحه‌ی استفاده کردند تا در آن، جابه‌جایی دیوار در مرزهای پایین با خاک ارزیابی شود.^[۱۴] با در نظر گرفتن آثار انعکاس امواج و استفاده از معیار موهر - کولمب به‌صورت کشسان خمیری برای خاک و به‌صورت کشسان و صلب برای دیوار، تحلیل عددی دینامیکی غیرخطی و همچنین روش شبه‌استاتیکی انجام شد و نتایج بررسی اخیر نشان داد که سختی خاک (ضریب یانگ) نیز در میزان جابه‌جایی لرزه‌ی تاج دیوار تأثیر به‌سزایی دارد، به طوری که با افزایش ضریب یانگ خاک، جابه‌جایی تاج دیوار کاهش می‌یابد.

شی و همکارانش (۲۰۱۶) نیز در ارزیابی دوران دیوارهای حائل وزنی در زمان زلزله، در مورد تأثیر فشار آب حفره‌ی اضافی ایجاد شده در خاکریز تحقیق و پژوهش کردند.^[۱۵] و سپس با توسعه‌ی بلوک لغزشی نیومارک بر مبنای تنش مؤثر و با لحاظ فشار آب حفره‌ی، جابه‌جایی و دوران دیوار حائل وزنی در زمان زلزله بررسی شد و نتایج آن نشان داد که اثر فشار آب حفره‌ی اضافی ایجاد شده در خاک‌های اشباع بسیار محسوس است و نمی‌توان از اثر آن‌ها صرف‌نظر کرد. همچنین پاین و همکارانش (۲۰۱۶) در مطالعه و بررسی دوران ناشی از زلزله در دیوارهای حائل وزنی به روش شبه‌دینامیکی بر روی خاکریزهای خشک نشان دادند که مشخصات زلزله‌ی ورودی، تأثیر بیشتری در دوران لرزه‌ی در مقایسه با مشخصات هندسی و مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاکریز دارند.^[۱۶]

ایادورو همکارش (۲۰۱۷)، نیز توزیع فشار دینامیکی دیوارهای حائل را با روش شبه‌استاتیکی اصلاح شده بررسی کردند و نتیجه گرفتند که نسبت میرایی خاک، نقش مهمی در میزان و نحوه‌ی توزیع فشار دینامیکی خاک بر دیوار حائل دارد که متناسب با آن میزان جابه‌جایی دیوار نیز تحت تأثیر میرایی خاک قرار می‌گیرد.^[۱۷] همچنین هان و همکارانش (۲۰۱۷)، در بررسی تأثیر اشباع بودن خاکریز و فشار آب منفذی در جابه‌جایی لرزه‌ی دیوارهای حائل، نتیجه‌گیری کردند که فشار آب حفره‌ی در طول زلزله متناسب با شتاب افقی و شتاب قائم زلزله افزایش می‌یابد و باعث تأثیر محسوس در جابه‌جایی و دوران دیوار می‌شود.^[۱۸] جمع‌بندی مطالعات اخیر نشان می‌دهد طراحی لرزه‌ی دیوارهای حائل براساس عملکرد و توجه به میزان جابه‌جایی و دوران آن‌ها در طول زلزله، یکی از موضوعات پژوهشی پژوهشگران مختلف بوده است. در این راستا، روابط تحلیلی و عددی مختلفی ارائه شده است که هر یک محدودیت‌هایی در برآورد مقادیر جابه‌جایی لرزه‌ی دارند و تأثیر تمامی عوامل را در تحلیل و طراحی لحاظ نمی‌کنند. لذا در پژوهش حاضر، با ساخت یک مدل فیزیکی و در مقیاس آزمایشگاهی، رفتار دیوارهای حائل صلب بتنی تحت بار سیکلی به‌صورت هارمونیک بررسی شده است، تا ارتباط بین میزان جابه‌جایی و دوران دیوار ناشی از بارگذاری دینامیکی به‌صورت تجربی بررسی و تأثیر عوامل مختلف، شامل: بسامد بارگذاری، هندسه‌ی دیوار و مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک ارزیابی شود.

۲. شبیه‌سازی رفتار دینامیکی دیوار و خاکریز با مدل

فیزیکی در مقیاس آزمایشگاهی

در پژوهش حاضر، رفتار لرزه‌ی دیوار حائل با ساخت یک دیوار حائل و شبیه‌سازی آن در مقیاس آزمایشگاهی بررسی و مطالعه شده است. در این راستا، دیوار حائل ساخته شده درون یک محفظه‌ی بزرگ مستقر و پشت آن خاکریز اجرا شده است. در ادامه، مجموعه‌ی دیوار و خاکریز درون محفظه‌ی تحت بار هارمونیک سیکلی با شتاب و بسامدهای مختلف قرار گرفتند تا میزان جابه‌جایی و دوران دیوار ارزیابی

به رنگ زرد مایل به طلایی است که تمیز و با درصد ریزدانه‌ی حدود ۱٪ است. مشخصات فیزیکی و مکانیکی ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه در جدول ۳ ارائه شده است. ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه، کاملاً یکنواخت نیست و آزمایش تراکم برای آن قابل انجام است؛ اما دامنه و محدوده‌ی درصد رطوبت در آزمایش تراکم نباید زیاد انتخاب شود. شروع رطوبت از ۱۰٪ بود و گام افزایش رطوبت در آزمایش ۰/۵٪ انتخاب شد. اجرای خاکریز در شرایط کاملاً خشک در لایه‌های با ضخامت تقریبی ۵ سانتی‌متر و طی اعمال ۱۵ ضربه (با انرژی ثابت) انجام شد که تراکم نسبی بیش از ۰/۶٪ حاصل شود. این معیار کاملاً تجربی است و به شدت نیازمند نظارت دقیق در اعمال انرژی ثابت و یکنواخت در تراکم خاکریز است. هر چند روش بارش شرایط یکنواختی بر خاکریز ماسه می‌تواند اعمال کند، اما معمولاً تراکم نسبی ممکن است کمتر از ۰/۵٪ باشد. با استفاده از روابط وزنی - حجمی و معلوم بودن مقادیر تخلخل کمیته و بیشینه‌ی ماسه، حجم خاک موردنیاز در پشت دیوار محاسبه و مطابق با لایه‌بندی اشاره شده، خاکریز اجرا می‌شود. لذا تلاش شد سطح خاکریز پشت دیوار کاملاً افقی و تراز باشد، تا آثار فشار جانبی ناشی از شیب خاکریز بر نتایج حذف شود.

۳.۲. مشخصات محفظه و قاب شاسی فولادی

محفظه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر، ابعادی برابر با طول ۲۰۰، عرض ۴۵ و ارتفاع ۸۰ سانتی‌متر دارد که اسکلت قاب و شاسی آن از پروفیل فولادی مقاوم و با اتصال جوش ساخته شده است. بدنه‌ی محفظه‌ی ذکر شده از ورق پلکسیس شفاف به ضخامت ۸ میلی‌متر است که به شاسی و قاب پروفیل فولادی پیچ شده است (شکل ۱). به منظور کاهش و جلوگیری از تغییر شکل‌های جانبی جداره‌ی محفظه که از جنس ورق پلکسیس است، از تسمه و قیدهای جانبی استفاده شد تا تأثیر آن‌ها در توزیع فشار جانبی خاکریز به میزان کمیته باشد. کف محفظه از تخته‌ی پلی‌وود سه‌لایه با ضخامت ۳۶ میلی‌متر (شامل ۲ تخته‌ی سه‌لایه به ضخامت ۱۸ میلی‌متر) استفاده شده است، که نقش عرشه را ایفا می‌کند و باید صلبیت مناسب داشته باشد تا بتواند حرکت‌های نوسانی را به مجموعه‌ی خاکریز و دیوار منتقل کند. پس از استقرار دیوار حائل در طرفین دیوار و مجاور ورق پلکسیس، از لایه‌ی فوم

شود. مشخصات هر یک از قسمت‌ها همراه با مواد و مصالح مورد استفاده در ادامه‌ی نوشتار حاضر تشریح شده است.

۱.۲. مشخصات دیوار حائل

در پژوهش حاضر، نمونه‌های ساخته شده به‌عنوان دیوارهای حائل وزنی از جنس بتن مسلح جهت تأمین رفتار کاملاً صلب ساخته شده‌اند. هندسه‌ی دیوار شامل ارتفاع و قاعده‌ی آن، با مقیاس مناسب و متناسب با ابعاد متداول دیوارهای حائل انتخاب شده است که ابعادی متفاوت مطابق جدول ۱ دارند. نظر به اینکه ارتفاع دیوار حائل وزنی معمولاً کمتر از ۸ متر است، در پژوهش حاضر از ضریب مقیاس ۲۰ در مدل‌سازی فیزیکی استفاده شده است. براساس قوانین و معادلات ابعادی ارائه شده در ادبیات فنی، نسبت و ضرایب مدل‌سازی فیزیکی و محاسبات در جدول ۲ ارائه شده است.^[۱۹] می‌توان نتایج پژوهش حاضر را با اعمال ضرایب اشاره شده در جدول ۲، نسبت به پیش‌بینی رفتار و محاسبه‌ی پاسخ دیوار مشابه با هندسه‌ی متفاوت ارزیابی کرد. لازم به ذکر است که داده‌های پژوهش حاضر در شرایط دینامیکی اندازه‌گیری شده‌اند و مشخصات مصالح فقط در تحلیل استاتیکی دیوار محاسبه شده است.

۲.۲. مشخصات خاک و خاکریز

خاکریز ایجاد شده در پشت دیوار، شامل نوعی خاک ماسه معروف به ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه است، که کاربرد زیادی در صنعت و همچنین مطالعات پژوهشی کشور ما به دلیل پایداری در تولید دارد. ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه، ماسه‌ی شکسته‌ی سیلیسی

جدول ۱. ابعاد دیوار حائل مورد مطالعه در پژوهش حاضر.

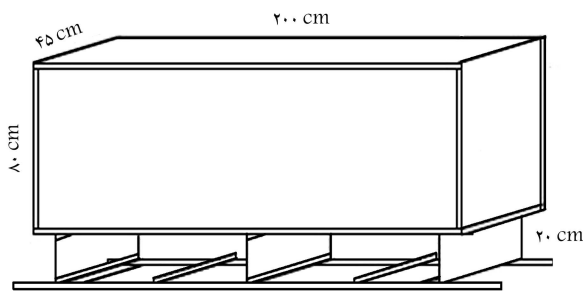
ارتفاع (cm)	H	۲۵	۴۰	۶۰
قاعده‌ی کف (cm)	B _۱	۱۵	۲۰	۲۵
قاعده‌ی بالا (cm)	B _۲	۴	۵	۶
طول (cm)	L	۴۰	۴۰	۴۰

جدول ۲. نسبت تشابه و ضرایب مقیاس در مدل‌سازی فیزیکی.

مشخصه	کمیت	نسبت تشابه	ضریب
مشخصات هندسی	طول	L_r	$\frac{1}{20}$
مان اینرسی	I	$I_r = L_r^4$	$\frac{1}{160000}$
چگالی	ρ	$\rho_r = \frac{E_r}{L_r a_r}$	۱
مدول کشسانی	E	E_r	$\frac{1}{10}$
مشخصات سختی خمشی	EI	$(EI)_r = E_r L_r^4$	$\frac{1}{160000}$
سختی محوری	EA	$(EA)_r = E_r L_r^2$	$\frac{1}{8000}$
شتاب ثقل	g	g_r	۱
جرم	m	$m_r = r_r l_r^3$	$\frac{1}{18000}$
نیرو	F	$S_F = r_r L_r^2 a_r$	$\frac{1}{8000}$
مشخصات فرکانس	ω	$r = \frac{1}{t_r}$	$\sqrt{40}$
مشخصات شتاب	A	a_r	۲
دینامیکی زمان	t	$t_r = \sqrt{\frac{L_r}{a_r}}$	$\sqrt{\frac{1}{40}}$
کرنش دینامیکی	ε	$\varepsilon_r = \frac{L_r a_r \rho_r}{E_r}$	۱

جدول ۳. مشخصات فیزیکی و مکانیکی ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه.

e_{max}	۰/۹۴۳	γ_d	$۱/۵۶ \text{ kN/m}^3$
e_{min}	۰/۶۰۳	ω_{opt}	٪۱۲/۶
D_{50}	۰/۲۵ mm	ϕ	۳۲°
C_u	۲/۵۸	C	°
C_c	۰/۹۷	G_s	۲/۶۵



شکل ۱. شماتیک محفظه و قاب شاسی فولادی.

مستقر بر شاسی قاب (A3) استفاده شده است، که بیانگر شتاب وارد بر بستر محفظه و مجموعه‌ی خاک و دیوار است. خروجی شتاب‌سنج‌های A1 و A2 بیانگر شتاب بستر نیستند و تحت تأثیر میرایی خاک، نتایج شتاب‌سنج‌های هارمونیک اعمال شده به مجموعه را نشان نمی‌دهند. لذا داده‌های دو شتاب‌سنج A1 و A2، اندازه‌گیری و ثبت نشده است (شکل ۳). لازم به ذکر است که دیتالاگر استفاده شده در پژوهش حاضر، چند کانال دارد که امکان ثبت ۲۵ داده در هر ثانیه را دارد.

۴.۲. نحوه‌ی اعمال بار هارمونیک

بارگذاری اعمال شده بر محفظه و مجموعه‌ی دیوار و خاک به صورت سیکلی و دینامیکی و در قالب یک بار هارمونیک سینوسی یک‌نواخت بوده است. برای اعمال بار هارمونیک، در کف تختانی محفظه و بر روی قاب فولادی، چند تیغه‌ی فولادی انعطاف‌پذیر مطابق شکل ۱ نصب شد تا با اعمال بار افقی به صورت دستی، شرایط اعمال بار هارمونیک فراهم باشد. تیغه‌ی انعطاف‌پذیر متشکل از ۳ ورق فلزی روغنی (ورق استیل CKV۵ KOROP) به ابعاد ۲۰۰×۴۰۰ و ضخامت $۱/۵$ میلی‌متر بوده است. هر یک از ورق‌های فلزی توسط ۴ نبشی ساندویچ شده است. تیغه‌های انعطاف‌پذیر ذکر شده علاوه بر تکیه‌گاه، نقش ایجاد حرکت هارمونیک را نیز بر عهده دارند. در این راستا، تکرار و تجربه بسیار کارگشا بوده است، به طوری که در چند سیکل اول، داده‌های ثبت شده توسط دیتالاگر نشان داد که شرایط بار هارمونیک با چند بار سعی و خطا تأمین می‌شود.

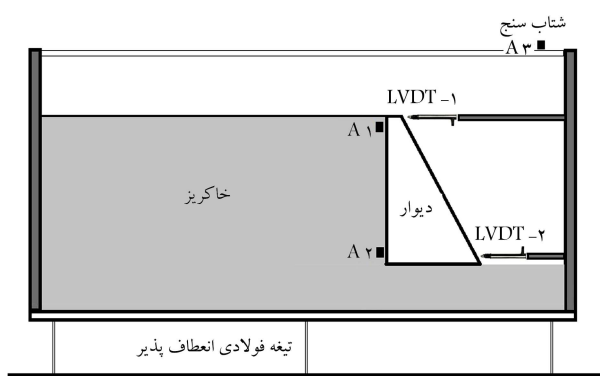
اپراتور با اعمال بار رفت و برگشتی، باعث ایجاد شتاب بر محفظه و مجموعه‌ی دیوار و خاکریز می‌شود که متعاقب آن شتاب‌سنج به خوبی مقدار شتاب را ثبت کرده و توسط مانیتور قابل مشاهده بوده است. جهت ثابت ماندن شتاب وارد، باید حرکات توسط اپراتور کنترل شود. دقت کنترل شتاب توسط اپراتور همان‌گونه که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، بیش از ۹۵٪ است. در فرآیند ذکر شده، با اعمال شتاب هارمونیک طی چند سیکل اول، شتاب وارد به مقدار شتاب موردنظر خواهد رسید.

۵.۲. نحوه‌ی اندازه‌گیری شتاب و بسامد نوسان

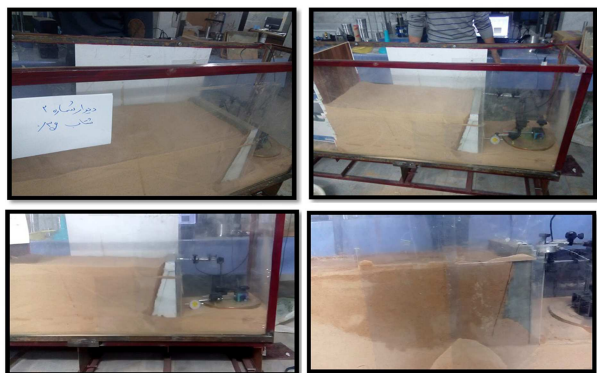
در مطالعه‌ی حاضر، برای اندازه‌گیری شتاب و بسامد بارگذاری از شتاب‌سنج استفاده شده است. شتاب‌سنج‌ها بر روی قاب فلزی محفظه و همچنین در پشت دیوار و خاکریز در تراز بالا و پایین نصب شده‌اند که موقعیت آن‌ها در شکل ۳ مشاهده می‌شود. دقت شتاب‌سنج‌های استفاده شده در پژوهش حاضر، $۰/۱$ شتاب ثقل می‌باشد (۰/۱g) و بیشینه‌ی شتاب قابل اندازه‌گیری آن $۱/۷g$ است که نتایج آن‌ها توسط دیتالاگر ثبت و ارزیابی شده است. در عمل فقط داده‌های خروجی شتاب‌سنج

۶.۲. نحوه‌ی اندازه‌گیری جابه‌جایی و محاسبه‌ی دوران دیوار

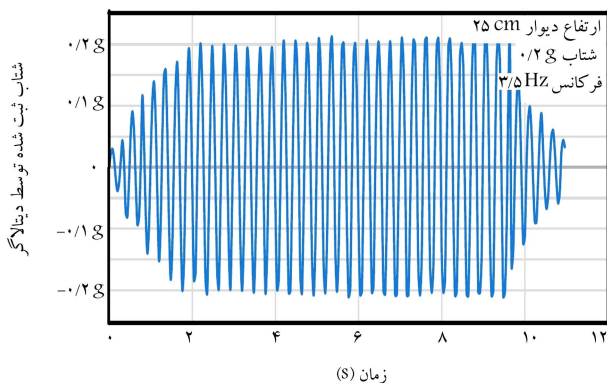
اندازه‌گیری جابه‌جایی و دوران دیوار در پژوهش حاضر، اهمیت بسیار دارد. در این راستا و به منظور اندازه‌گیری دقیق، در طول فرآیند بارگذاری دینامیکی و به خصوص اندازه‌گیری جابه‌جایی ماندگار دیوار، از جابه‌جایی‌سنج دیجیتال پتانسیومتری با طول گام ۱۰ سانتی‌متر و دقت $۰/۱$ میلی‌متر در بالا و پایین دیوار (در موقعیت مرکزی جبهه‌ی دیوار) استفاده شده است تا به صورت مستقل بتوان جابه‌جایی آن را توسط دیتالاگر ثبت کرد (شکل ۳). جابه‌جایی دیوار زمانی آغاز می‌شود که شتاب وارد بتواند گوه‌ی گسیختگی در پشت دیوار را فعال کند. به عبارتی، شتاب وارد باید از شتاب آستانه‌ی گسیختگی مطابق با روابط نیومارک بیشتر باشد. با شروع جابه‌جایی دیوار، تغییرشکل هر سیکل بارگذاری به تغییرشکل‌های قبلی افزوده می‌شود و در نتیجه، تغییرمکان ماندگار دیوار فزونی خواهد یافت (شکل ۴). آزمایش زمانی متوقف خواهد شد که جابه‌جایی از ۱۵% ارتفاع دیوار فراتر رود، چرا که در این شرایط، گسیختگی زیادی در خاکریز پشت دیوار اتفاق افتاده است. در واقع هر آزمایش بسته به هندسه و شتاب وارد بین ۱۵ تا ۸۵ ثانیه پس از رسیدن به شتاب موردنظر ادامه



شکل ۳. شماتیک دیوار حائل و خاکریز و تنظیم تجهیزات آزمایش.



شکل ۴. شماتیک دیوار حائل و خاکریز.



شکل ۲. نمونه‌ی تغییرات شتاب ثبت شده توسط دیتالاگر.

جدول ۴. متغیرهای مورد بررسی در مطالعه‌ی آزمایشگاهی حاضر.

متغیر مورد بررسی	واحد	بازه‌ی متغیر
ارتفاع دیوار	سانتی‌متر	۲۵، ۴۰ و ۶۰
قاعده‌ی دیوار	سانتی‌متر	۱۵، ۲۰ و ۲۵
شتاب بارگذاری	بر حسب g	۰٫۱۵، ۰٫۲۰، ۰٫۲۵ و ۰٫۳
فرکانس بارگذاری	هرتز	۲٫۱ و ۳٫۵
زبری کف دیوار	درجه	۲۰ و ۳۰

آن‌ها در جدول ۴ ارائه شده است. میزان جابه‌جایی لرزه‌ی دیوار با زاویه‌ی امتداد دیوار، زاویه‌ی سطح خاکریز، زبری کف دیوار و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک نیز ارتباط دارد که در پژوهش حاضر برخی از پارامترهای مذکور ثابت در نظر گرفته شدند؛ چرا که در تمامی آزمایش‌ها، امتداد دیوار قائم، سطح خاکریز افقی و مشخصات خاک، شامل زاویه‌ی اصطکاک داخلی نیز یکسان است.

بررسی تأثیر زبری کف دیوار با دو مقدار ۲۰ و ۳۰ درجه انجام شد. بدین ترتیب، زمانی که قاعده‌ی دیوار مستقیماً بر روی خاکریز قرار می‌گرفت، مقدار زاویه‌ی اصطکاک داخلی معادل دو سوم زاویه‌ی اصطکاک داخلی یعنی ۲۰ درجه لحاظ می‌شود. این موضوع با انجام آزمایش لغزش کف دیوار روی خاکریز نیز همین مقدار به دست آمد. برای افزایش اصطکاک کف دیوار، قبل از استقرار دیوار بر روی خاکریز، ابتدا کف دیوار به چسب مایع مخصوص آغشته و سپس دیوار بر روی خاکریز مستقر می‌شود. چسب سبب خواهد شد یک لایه‌ی نازک از خاک در کف دیوار که بر روی لایه‌ی زیرین خود که خاکریز است و اصطکاک‌ی برابر با زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک و حدود ۳۰ درجه دارد، ایجاد شود. لازم به ذکر است انجام آزمایش لغزش بلوک دیوار نیز نتیجه‌ی ذکر شده را اثبات کرد.

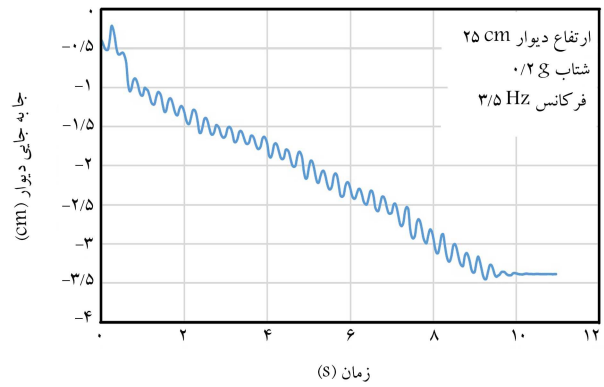
۴. بسامد طبیعی دیوار حائل

برای محاسبه‌ی بسامد ارتعاش آزاد یک سیستم ارتعاشی به روش تحلیلی، نیاز به حل معادلات دیفرانسیل جزئی حاکم بر ارتعاش سیستم مذکور است. روش رایلی، راهکاری ساده برای تخمین بسامد طبیعی سیستم، بدون نیاز به حل مستقیم معادله‌ی دیفرانسیل جزئی حاکم بر ارتعاش است. روش رایلی بر پایه‌ی گسسته‌سازی سیستم پیوسته به کمک محاسبات و ریشال (فرضیه‌ی تغییرات) بر روی معادله‌ی دیفرانسیل مقدار ویژه استوار است. بر این اساس، کمترین مقدار ویژه برابر با کمینه‌ی مقداری است که متغیر خارج قسمت رایلی، با ملحوظ ساختن یک تابع، شکل مناسب می‌تواند اختیار کند که در واقع همان بسامد ارتعاش آزاد سیستم است. رابطه‌ی رایلی را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۲ بیان کرد: [۲۰]

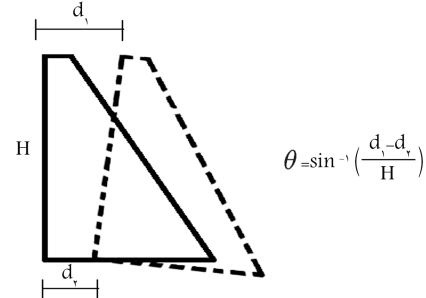
$$\lambda l = \omega^2 = \min(R(Y(x))) = \frac{V_{max}}{T_{ref}} \quad (2)$$

که در آن، ω بسامد دورانی طبیعی سیستم در مد اول ارتعاش، $Y(x)$ تابع شکل و V_{max} انرژی پتانسیل و T_{ref} انرژی جنبشی سیستم است. با ملحوظ ساختن ارتعاش یک دیوار حائل ساده و یکنواخت همانند یک تیر ساده تحت ارتعاش جانبی، رسم دیاگرام آزاد نیروها و لنگرها برای یک عضو از آن و نوشتن معادلات تعادل استاتیکی، معادله‌ی حاکم بر مسئله‌ی بسامد طبیعی دیوار حائل به شکل رابطه‌ی ۳ است: [۲۱]

$$\omega = \frac{(2n-1)\pi}{2} \sqrt{\frac{EI}{\rho Al^3}} \quad (3)$$



شکل ۵. جابه‌جایی تجمعی دیوار در سیکل بارگذاری هارمونیک.



شکل ۶. محاسبه‌ی دوران دیوار حائل پس از پایان آزمایش.

پیدا می‌کند. در شکل ۵، نمونه‌ی جابه‌جایی ثبت شده در هر سیکل بارگذاری مشاهده می‌شود که مطابق آن در هر سیکل بارگذاری، بخشی از جابه‌جایی برگشت پذیر است؛ اما به دلیل اینرسی متفاوت دیوار و خاکریز، برگشت پذیری کامل تحت بار هارمونیک نخواهد بود. جابه‌جایی تجمعی دیوار در پایان هر آزمایش به عنوان نتیجه‌ی نهایی گزارش می‌شود.

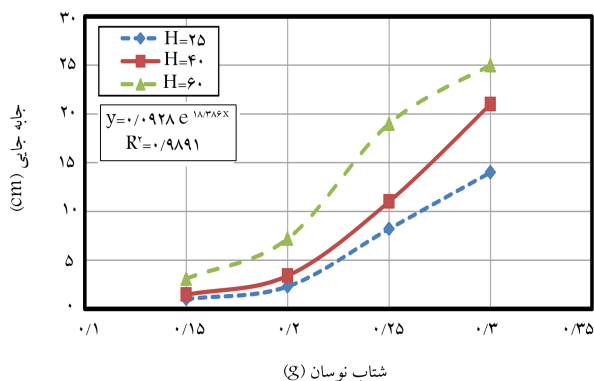
میزان جابه‌جایی دیوار حائل در زمان زلزله به شرایط بهره‌برداری آن بعد از زلزله وابسته است و در مراجع مختلف از جمله نشریه‌ی ۳۰۸ یا FHWA اشاره‌ی صریح به این موضوع نشده است. ویتمن (۱۹۸۵) این مقدار را برای دیوار حائل وزنی ۴ اینچ پیشنهاد کرده است. [۶] آنچه مسلم است، مقدار مجاز باید براساس قضاوت مهندسی تعیین شود. در پژوهش حاضر، جابه‌جایی متناظر با ۱۵٪ ارتفاع دیوار به عنوان معیار گسیختگی خاکریز تلقی شده است.

با معلوم بودن ارتفاع دیوار و همچنین مشخص شدن میزان جابه‌جایی ماندگار پایین و بالای دیوار، می‌توان دوران دیوار در پایان بارگذاری لرزه‌ی را با استفاده از رابطه‌ی ۱ مطابق شکل ۶ تعیین کرد:

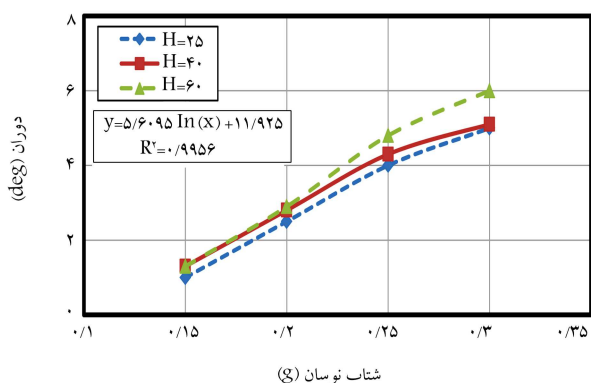
$$\text{= زاویه‌ی دوران دیوار (بر حسب درجه)} \\ \sin^{-1} \frac{\text{اختلاف جابه‌جایی پایین و بالای دیوار}}{\text{ارتفاع دیوار}} \quad (1)$$

۳. متغیرهای مورد بررسی در پژوهش حاضر

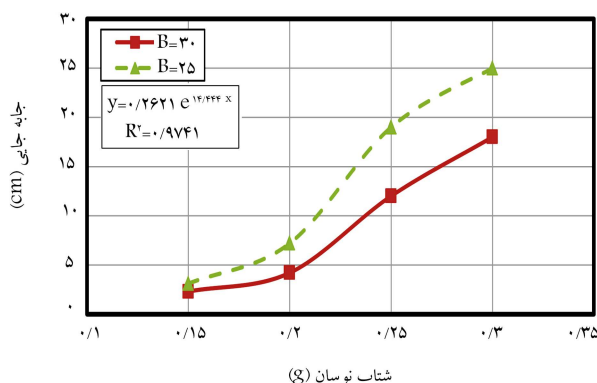
در پژوهش حاضر، متغیرهای مختلفی که در دوران و جابه‌جایی لرزه‌ی دیوار حائل تأثیرگذار هستند، بررسی شده‌اند. متغیرهای مذکور، شامل: ارتفاع دیوار، مشخصات خاکریز، شتاب بارگذاری و بسامد بارگذاری، مشخصات خاکریز هستند که مقادیر



شکل ۷. مقایسه‌ی تأثیر ارتفاع دیوار در میزان جابه‌جایی.



شکل ۸. مقایسه‌ی تأثیر ارتفاع دیوار در میزان دوران.



شکل ۹. مقایسه‌ی تأثیر قاعده‌ی کف دیوار در میزان جابه‌جایی.

۲.۵. تأثیر قاعده‌ی کف دیوار در جابه‌جایی و دوران

یکی دیگر از عوامل مؤثر در میزان جابه‌جایی و به خصوص دوران لرزه‌ی دیوارهای حائل، ابعاد قاعده‌ی کف دیوار، و نسبت آن با ارتفاع است. شکل‌های ۹ و ۱۰، نتایج ارزیابی تأثیر قاعده‌ی دیوار تحت شتاب نوسانی مختلف را نشان می‌دهند. این بررسی برای دیوارهای با ارتفاع ۴۰ سانتی‌متر، اما با ابعاد قاعده‌ی متفاوت انجام شده است. آزمایش‌ها با بسامد ارتعاش ۳/۵ هرتز، زبری کف ۲۰ درجه انجام شدند. مقادیر جابه‌جایی و دوران در ۲۰ سیکل اول به عنوان نتیجه‌ی نهایی ثبت شدند. شکل ۹ نشان می‌دهد با افزایش شتاب نوسان، میزان جابه‌جایی لرزه‌ی دیوار متناسب با افزایش قاعده‌ی دیوار روند کاهشی دارند، به طوری که با افزایش قاعده‌ی دیوار از ۲۵ به ۳۰ سانتی‌متر، جابه‌جایی تا حدود ۲۵٪ کاهش می‌یابد. افزایش قاعده‌ی

که در آن، E مدول کشسانی مصالح دیوار، I گشتاور لختی دیوار، A سطح مقطع دیوار، ρ چگالی دیوار، l ارتفاع دیوار و n عدد بسامد طبیعی است. در پژوهش حاضر، بسامد در مود اول ارتعاش به عنوان بسامد طبیعی هر دیوار انتخاب می‌شود. چرا که ارتعاش در بسامد طبیعی همواره بیشترین جابه‌جایی را باعث خواهد شد. یکی از معروف‌ترین روابط در تعیین بسامد طبیعی، رابطه‌ی ۳ است که تأثیر عوامل آن در بسامد طبیعی مشهود است. به عنوان نمونه، سختی خمش با بسامد طبیعی، رابطه‌ی مستقیم و با مجذور ارتفاع دیوار، رابطه‌ی عکس دارد.

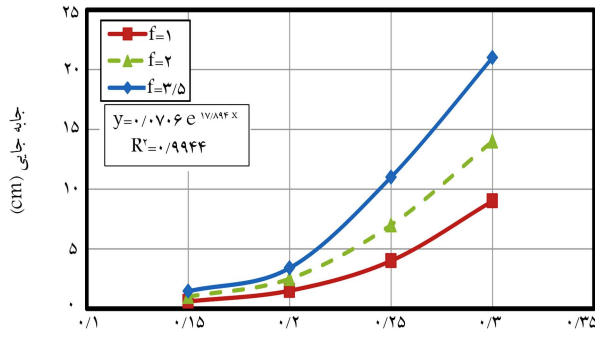
لازم به ذکر است که برای دوری کردن از پدیده‌ی تشدید، باید نسبت بسامد ارتعاش و بسامد طبیعی سیستم، دست‌کم دو برابر بزرگ‌تر یا کوچک‌تر باشد. در پژوهش حاضر، به دلیل اعمال بار هارمونیک به صورت دستی، امکان اعمال بسامدهای کمتر از ۱، به دلیل تأخیرهای نوسان فراهم نشد.

۵. ارزیابی و تحلیل نتایج

تاکنون روابط تجربی متعددی برای تخمین میزان جابه‌جایی و دوران دیوارهای حائل ارائه شده است که می‌توان به روابط معرفی شده توسط ریچارد و ویتمن اشاره کرد.^[۵۴] بررسی روابط مذکور نشان می‌دهد که تخمین میزان جابه‌جایی لرزه‌ی دیوار بسیار پیچیده است و به عوامل متعددی، مانند: مشخصات زلزله، هندسه‌ی دیوار و مشخصات خاکریز وابسته است. همواره مقایسه‌ی روش‌ها و روابط مختلف، نتایج یکسان و منطقی ارائه نمی‌دهند. در روش‌های ذکر شده، مشخصات زلزله، شامل شدت و مدت زلزله (a_{max} و v_{max}) و همچنین شتاب لازم برای گسیختگی لرزه‌ی دیوار، اهمیت ویژه‌ی دارند. به عبارتی، شدت زلزله باید به حدی باشد که بتواند گوه‌ی گسیختگی پشت دیوار را فعال کرد، تا جابه‌جایی آن را باعث شود. در ادامه، نتایج بررسی آزمایشگاهی ارائه شده است. همچنین به منظور تفسیر و برداشت صحیح تأثیر عوامل مختلف، نتایج حاصل از انجام آزمایش روی مدل فیزیکی در قالب نمودارهایی ارائه شده است که در آن برخی متغیرها ثابت در نظر گرفته شده و تأثیر یک متغیر بررسی شده است. مقدار جابه‌جایی و دوران دیوار در نمودارهای اشاره شده، برای تعداد ۲۰ سیکل اول مقایسه شده‌اند.

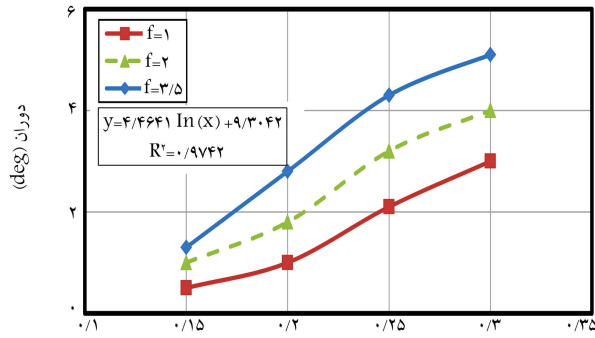
۱.۵. تأثیر ارتفاع دیوار در جابه‌جایی و دوران

در شکل‌های ۷ و ۸، نتایج بررسی و ارزیابی تأثیر ارتفاع دیوار در میزان جابه‌جایی و دوران تحت شتاب نوسان‌های مختلف نشان داده شده است. در بررسی انجام شده، فقط ارتفاع دیوار به عنوان متغیر انتخاب و تمامی آزمایش‌ها با بسامد ارتعاش ۳/۵ هرتز، زبری کف ۲۰ درجه و قاعده‌ی دیوار برابر با نصف ارتفاع انجام و مقادیر جابه‌جایی و دوران در ۲۰ سیکل اول به عنوان نتیجه‌ی نهایی ثبت شدند. شکل ۶ نشان می‌دهد که با افزایش شتاب نوسان، میزان جابه‌جایی دیوار متناسب با ارتفاع دیوار، روند افزایشی دارد. این نتایج نشان می‌دهند مقدار جابه‌جایی با شتاب نوسان، رابطه‌ی نمایی با دقت بالا دارد. پارامترهای رابطه‌ی ذکر شده، تابع قاعده‌ی کف، بسامد ارتعاش، زبری کف، و مشخصات خاک است. همچنین در شکل ۷، تغییرات دوران لرزه‌ی دیوار نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع دیوار، میزان دوران نیز متناسب با ارتفاع دیوار افزایش می‌یابد. روند تغییرات نشان می‌دهند که دوران لرزه‌ی در هر ۳ دیوار نسبتاً یکسان و فقط تابع شتاب نوسان بوده است.



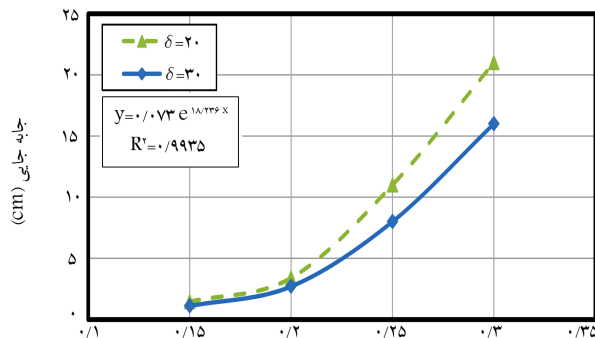
شتاب نوسان (g)

شکل ۱۱. مقایسه‌ی تأثیر بسامد ارتعاش در میزان جابه‌جایی.



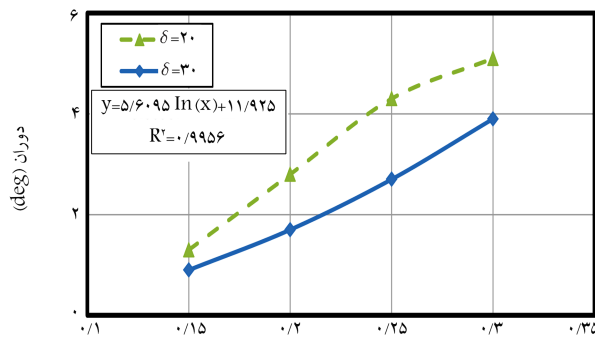
شتاب نوسان (g)

شکل ۱۲. مقایسه‌ی تأثیر بسامد ارتعاش در میزان دوران.



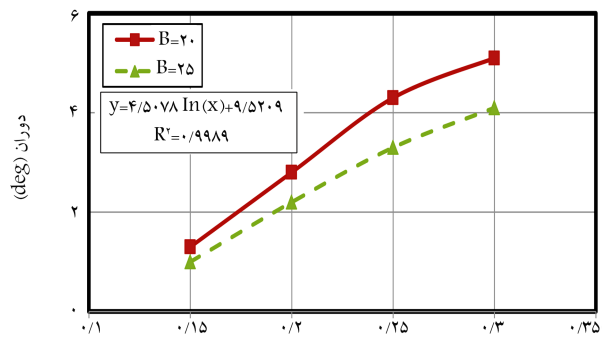
شتاب نوسان (g)

شکل ۱۳. مقایسه‌ی تأثیر زبری کف دیوار در میزان جابه‌جایی.



شتاب نوسان (g)

شکل ۱۴. مقایسه‌ی تأثیر زبری کف دیوار در میزان دوران.



شتاب نوسان (g)

شکل ۱۵. مقایسه‌ی تأثیر قاعده‌ی کف دیوار در میزان دوران.

دیوار تأثیر محسوسی در کاهش دوران دیوار دارد، به طوری که در شکل ۱۰ نشان داده شده است، افزایش نسبت قاعده‌ی دیوار به میزان ۱۰٪ باعث می‌شود دوران تا ۳۵٪ کاهش یابد.

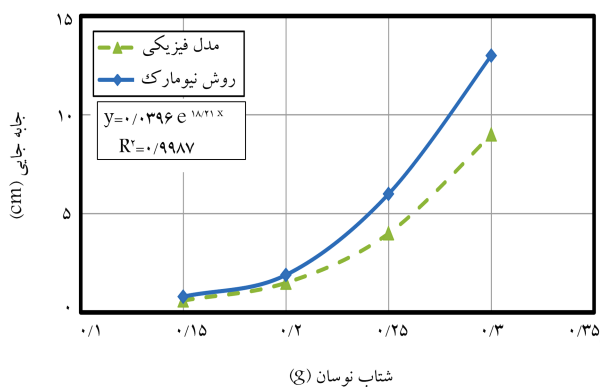
با افزایش ابعاد قاعده‌ی کف دیوار، ممان اینرسی محور مارژ برکف و متعاقب آن سختی خمشی افزایش و متناظر با آن فشار وارد از کف دیوار به خاک زیرین کاهش می‌یابد. در نتیجه انتظار می‌رود میزان جابه‌جایی، نشست و تراکم خاک در سیکل بارگذاری کاهش یابد. همچنین در شکل‌های ۹ و ۱۰، برای پیش‌بینی جابه‌جایی و دوران لرزه‌یی، روابط ریاضی ارائه شده است که دقت مناسبی دارند و پارامترهای آن‌ها، تابع ارتفاع دیوار، بسامد ارتعاش، زبری کف و مشخصات خاک هستند.

۳.۵. تأثیر بسامد ارتعاش در جابه‌جایی و دوران

میزان جابه‌جایی و دوران لرزه‌یی دیوارهای حائل تحت تأثیر بسامد ارتعاش است، به طوری که بیشترین جابه‌جایی و دوران زمانی اتفاق می‌افتد که ارتعاش تحت بسامد طبیعی سیستم خاک - دیوار حائل انجام شود. شکل‌های ۱۱ و ۱۲، نتایج ارزیابی تأثیر بسامد ارتعاش تحت شتاب نوسانی مختلف را نشان می‌دهند. این بررسی برای دیوارهای با ارتفاع ۴۰ و قاعده‌ی ۲۰ سانتی‌متر و همچنین زبری کف ۲۰ درجه انجام شده و مقادیر جابه‌جایی و دوران در ۲۰ سیکل اول به‌عنوان نتیجه‌ی نهایی ثبت شده است. شکل ۱۱، نشان می‌دهد با افزایش بسامد ارتعاش از ۱ هرتز به ۳/۵ هرتز، میزان جابه‌جایی لرزه‌یی دیوار افزایش می‌یابد، به طوری که افزایش رخ داده تحت تأثیر شتاب نوسان نیز است. بسامد طبیعی سیستم، کمتر از ۰/۷۵ هرتز است. نتایج شکل ۱۲ نشان می‌دهند که دوران دیوار تحت تأثیر بسامد ارتعاش قرار دارد، اما روند رو به رشد آن با افزایش شتاب ارتعاش کاهش می‌یابد. همانند بررسی‌های قبلی، روابط ارائه شده برای پیش‌بینی جابه‌جایی و دوران لرزه‌یی، دقت مناسبی دارند، به طوری که پارامترهای آن‌ها، تابع مشخصات هندسی دیوار و مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک هستند.

۴.۵. تأثیر اصطکاک کف دیوار در جابه‌جایی و دوران

پژوهش‌های مختلف نشان می‌دهند اصطکاک و زبری کف دیوار در جابه‌جایی و دوران لرزه‌یی دیوارهای حائل تأثیر بسیار محسوسی دارند، به طوری که در بیشتر روابط تجربی، عامل اصطکاک و زبری کف دیوار مستقیماً منظور شده است. شکل‌های ۱۳ و ۱۴، نتایج ارزیابی تأثیر زبری کف دیوار تحت شتاب‌های نوسانی مختلف را نشان می‌دهند. این بررسی برای دیوارهای با ارتفاع ۴۰ و قاعده‌ی ۲۰



شکل ۱۵. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی فیزیکی دیوار حائل با روش بلوک لغزان نیومارک.

در طراحی سدهای خاکی و مارکوس (۱۹۸۱) ضریب بین ۰/۵-۰/۳۳ را پیشنهاد کرده‌اند.^[۲۲]

در پژوهش حاضر، میزان جابه‌جایی حاصل از تحلیل به روش شبه‌استاتیکی بلوک لغزان نیومارک با مقادیر اندازه‌گیری‌شده حاصل از مدل‌سازی فیزیکی مقایسه شده است، تا میزان دقت و یا اختلاف نتایج در دو روش ذکر شده، بررسی و ارزیابی شود. در شکل ۱۵، مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده در شتاب‌های لرزه‌ی مختلف مشاهده می‌شود. دیوار مورد بررسی در مقایسه‌ی انجام شده، به ارتفاع ۴۰ و قاعده‌ی ۲۰ سانتی‌متر، زبری کف ۲۰ درجه و در بسامد ۱ هرتز بوده است. بررسی مقایسه‌ی صورت‌گرفته نشان می‌دهد که روش نیومارک همواره مقادیر بزرگ‌تری را در مقایسه با داده‌های مدل‌سازی فیزیکی نشان می‌دهد، که اختلاف مشاهده‌شده متأثر از بسامد ارتعاش است. به عبارتی نتایج روش نیومارک در شرایط تحت بسامد طبیعی حاصل می‌شود، در حالی که مدل‌سازی فیزیکی به‌دور از بسامد طبیعی است.

در پژوهش حاضر، از طریق تحلیل آماری، رابطه‌ی ۴ برای تخمین a_y و تعیین جابه‌جایی لرزه‌ی دیوارهای حائل وزنی به روش بلوک لغزان نیومارک پیشنهاد شده است:

$$\begin{cases} k_h = 0.97 \frac{a_{max}}{g} & a_{max} \leq 0.2g \\ k_h = 0.33 \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{0.33} & a_{max} > 0.2g \end{cases} \quad (4)$$

۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از مدل‌سازی فیزیکی، جابه‌جایی و دوران لرزه‌ی دیوارهای حائل وزنی تحت شتاب‌های ارتعاشی متفاوت بررسی شده است، تا تأثیر عوامل مختلفی، مانند: هندسه‌ی دیوار شامل ارتفاع و قاعده‌ی کف، اصطکاک کف دیوار، بسامد ارتعاش و مدت نوسان مطالعه شود. در بررسی صورت‌گرفته، نتایج به‌دست‌آمده با روش بلوک لغزان نیومارک مقایسه شده است. مهم‌ترین دستاوردهای پژوهش حاضر را می‌توان به‌این صورت خلاصه و جمع‌بندی کرد:

- جابه‌جایی و دوران لرزه‌ی دیوار حائل ارتباط مستقیم با شتاب دینامیکی وارده دارد، به طوری که با افزایش شتاب، روند تغییر شکل و جابه‌جایی دیوار به شکل یک تابع نمایی افزایش خواهد یافت که این نتیجه با نظریه‌ی نیومارک نیز هم‌راستا است.
- شدت و مدت نوسان تأثیر محسوسی در جابه‌جایی دیوار دارد، به طوری که در

سانتی‌متر و همچنین بسامد ارتعاش ۳/۵ هرتز انجام و مقادیر جابه‌جایی و دوران در ۲۰ سیکل اول به‌عنوان نتیجه‌ی نهایی ثبت شده‌اند. همان‌گونه که قبلاً اشاره شده است، برای افزایش زبری کف دیوار، یک لایه‌ی خاک با استفاده از چسب مخصوص بر روی کف دیوار ایجاد شده است. شکل ۱۳ نشان می‌دهد با افزایش اصطکاک کف دیوار از ۲۰ به ۳۰ درجه، جابه‌جایی تا ۲۵٪ کاهش می‌یابد. مطابق شکل ۱۴، تأثیر زبری کف دیوار در کاهش دوران لرزه‌ی، حدود ۳۳٪ و کمی بیشتر است. روابط ارائه شده برای پیش‌بینی جابه‌جایی و دوران لرزه‌ی مطابق با اطلاعات ذکر شده، دقت مناسبی دارند و پارامترهای آن‌ها، تابع مشخصات هندسی دیوار و مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک هستند.

۶. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی فیزیکی با نظریه‌ی نیومارک

روش معمول در طراحی لرزه‌ی دیوارهای حائل شامل دو مرحله است که در ابتدا پایداری لرزه‌ی دیوار حائل و در مرحله‌ی بعد، جابه‌جایی و دوران لرزه‌ی آن و تناسب آن با نیاز شرایط بهره‌برداری بررسی شده است. کارایی دیوارهای حائل بعد از زلزله به مقدار زیادی به تغییر شکل‌های آن در خلال زلزله بستگی دارد. در برخی دیوارها، تغییر شکل‌های بزرگ ممکن است قابل قبول باشد و در بعضی دیگر ممکن است در برابر بعضی تغییر شکل‌های بسیار کوچک‌تر، دیوارها دچار گسیختگی شوند. لذت تحلیل و طراحی مبتنی بر تغییر شکل‌های دائمی دیوار (مبتنی بر عملکرد) ممکن است شاخص مفیدتری برای طراحی باشد. از آنجا که بارگذاری و نیروهای وارد شده به دیوار در خلال زلزله بسیار پیچیده و نامشخص است، معمولاً مهندسان از روش‌های ساده شده‌ی برای تحلیل و طراحی دیوار استفاده می‌کنند.

تا قبل از سال ۱۹۷۵، طراحی دینامیکی دیوارهای حائل براساس روش طراحی پیشنهادی سید و ویتمن که همان روش شبه‌استاتیکی مونونوبه - اکابه‌ی اصلاح شده بود، انجام می‌شد؛ تا اینکه در سال ۱۹۷۹ ریچارد و الماس بیان کرد که روش مذکور ممکن است برای دیوارهای حائل وزنی، گمراه‌کننده و غیرمحافظة‌کارانه باشد، لذا طراحی دیوار را به طراحی دیوار حائل وزنی برای یک میزان تغییر مکان محدود شده تغییر دادند.^[۲۵]

یکی از روش‌های بسیار رایج و مرسوم در تخمین جابه‌جایی دیوار، استفاده از روش بلوک لغزان نیومارک است،^[۲۱] که در آن ابتدا لازم است شتاب لرزه‌ی متناظر با شروع حرکت گوه‌ی گسیختگی خاک و متعاقب آن شروع جابه‌جایی دیوار تعیین شود (a_y). در شتاب لرزه‌ی اشاره شده، ضریب اطمینان برابر ۱ فرض می‌شود. تاکنون پژوهشگران مختلف روابط و اعداد متفاوتی برای شتاب لرزه‌ی اخیر پیشنهاد داده‌اند که اغلب مبتنی بر روش‌های شبه‌استاتیکی هستند، و به میزان بسیار زیادی به مقدار ضریب زلزله (k_h) بستگی دارند. انتخاب یک ضریب مناسب، همواره مهم‌ترین و مشکل‌ترین موضوع در تحلیل پایداری به روش شبه‌استاتیکی است، چرا که ضریب شتاب لرزه‌ی اشاره شده، کنترل‌کننده‌ی نیروی شبه‌استاتیکی بر روی توده‌ی لغزشی پشت دیوار است و به نیروی اینرسی وابسته است و همواره نمی‌تواند این شتاب برابر شتاب بیشینه‌ی زلزله‌ی طرح باشد، زیرا شتاب ذکر شده فقط در مدت زمان کوتاهی وجود دارد. تزاقی (۱۹۵۰) برای زلزله با شدت‌های مختلف درخصوص تعیین k_h ، مقدار ضریب ۰/۱ را برای زلزله‌ی شدید، ضریب ۰/۲ برای زلزله‌ی مخرب و ضریب ۰/۵ را برای زلزله‌ی فاجعه‌آمیز پیشنهاد کرده است. سید و همکارانش (۱۹۷۹)، نیز مقدار ضریب ۰/۲۳

در سیکل اول، ابتدا دیوار و گوه از توده‌ی خاک دور می‌شوند، اما در ادامه با برعکس شدن جهت حرکت نوسانی، به دلیل وجود خاک در پشت دیوار، بازگشت و حرکت دیوار به راحتی امکان‌پذیر نیست و فقط بخشی از آن قابل برگشت است و تغییرشکل ماندگار به صورت تجمعی را باعث می‌شود.

- تغییرشکل ماندگار در هر سیکل علاوه بر مشخصات بارگذاری دینامیکی، تابعی از مشخصات دیوار و مشخصات خاکریز نیز است.

- مقدار دوران دیوار حائل به توزیع فشار دینامیکی وارد بر دیوار وابسته است، به طوری که در دیوارهای صلب، نقطه اثر فشار دینامیکی، پایین‌تر از نصف ارتفاع دیوار است؛ لذا همچنان که نتایج نشان می‌دهند، میزان دوران دیوار کوچک خواهد بود.

- از نتایج مدل‌سازی فیزیکی می‌توان به پیش‌بینی واقع‌بینانه‌تری جهت تعیین جابه‌جایی لرزه‌یی دیوارهای حائل با استناد به روش بلوک لغزان نیومارک دست یافت.

شتاب‌های کمتر از a_y ، میزان جابه‌جایی و دوران بسیار ناچیز است؛ اما با افزایش مدت ارتعاش، تغییرشکل و جابه‌جایی تجمعی افزایش خواهد یافت.

- میزان جابه‌جایی لرزه‌یی دیوارهای حائل وزنی به عواملی، نظیر: ارتفاع، بسامد ارتعاش، شتاب و مدت زمان نوسان ارتباط مستقیم دارد، اما با ابعاد قاعده‌ی کف دیوار و همچنین زبری کف نسبت معکوس دارد. نتیجه‌ی مشابه در نظریه‌ی نیومارک نیز قابل مشاهده است.

- با افزایش ارتفاع دیوار، هندسه و وزن گوه‌ی گسیختگی پشت دیوار بزرگ شده است که متعاقب آن فشار دینامیکی و نیروی اینرسی وارد بر دیوار نیز افزایش یافته است.

- در هر سیکل بارگذاری به صورت نوسانی، سرعت حرکت دیوار و گوه‌ی خاک ممکن است یکسان یا متفاوت باشند، لذا فشار ایجاد شده نیز ممکن است ثابت بماند، افزایش و یا کاهش یابد.

- دو پدیده در بروز تغییرشکل‌ها قابل تفکیک هستند. با اعمال حرکت‌های نوسانی

پانویس

1. Plaxis

منابع (References)

- Macquorn Rankine, W.J. "On the stability of loose earth", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, **147**, pp. 9-27 (1857).
- Coulomb, C.A. "Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture", *Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants*, **7**, pp.343-382 (1776).
- Mononobe, N. and Matsuo H. "On the determination of earth pressure during earthquake", *Proceedings: World Engineering Congress, Tokyo, IX, Part 1*, pp. 177-185 (1929).
- Newmark, N.M. "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, **15**(20), pp. 139-160 (1965).
- Elms, D.G. and Richards, R. "Seismic design of gravity retaining walls", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **12**(3), pp. 114-121 (1979).
- Nadim, F. and Whitman, R. "Seismically induced movement of retaining walls", *Journal of Geotechniq Engineering*, **109**(7), pp. 915-931 (1983).
- Whitman, R.V. and Liao, S. "Seismic design of retaining walls", Misc. Paper GL-85-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi (1985).
- Steedman, R.S. "Seismic design of cellular cofferdams", *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, University of Missouri-Rolla (1998).
- Yingwei, W. and Shamsher, P. "Seismic displacements of rigid retaining walls", *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Missouri University of Science and Technology (2011).
- Choudhury, D. and Nimbalkar, S.S. "Seismic rotational displacement of gravity walls by pseudodynamic method", *International Journal of Geomechanics*, **8**(3), pp. 169-175 (2008).
- Baziar M.H. and Rabetimoghaddam M. "Numerical evaluation of seismic permanent deformation of retaining walls-case study", *4th International Conference of Geotechnical Engineering and Soil Mechanics*, Tehran, Iran (In Persian) (2010).
- Paolo, C. and Paolo, P. "Equivalent loading for seismic response analysis of Newmark's block", *Associazione Geotecnica Italiana*, **32**(3), pp. 33-45 (2011).
- Madah, M., Taherian, H., Nik khah, M. and et al. "Estimating the seismic rotation of retaining walls in sand soil", *1st National Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Shahid Rajaei Teacher Training University, Tehran, Iran (In Persian) (2013).
- Kamal, M.H.I.I. "Seismic displacement of gravity retaining walls", *HBRC Journal*, **11**(2), pp. 224-230 (2015).
- Shi, H., Jinxin, G. and Yanqing, Zh. "Seismic rotational displacements of gravity quay walls considering excess pore pressure in backfill soils", *Journal of Earthquake Engineering*, **4**(2), pp. 1-16 (2016).
- Anindya Pain, A., Choudhury, D. and Bhattacharyya, S.K. "Seismic rotational displacement of retaining walls:

- A pseudo-dynamic approach”, *Innovative Infrastructure Solutions*, **1**(22), pp. 1-8 (2016).
17. R. and Prishati, R. “Seismic active earth pressure on Obaidur, bilinear retaining walls using a modified pseudo-dynamic method”, *International Journal of Geo-Engineering*, **8**(6), 24 p. (2017).
 18. Han, Sh., Gong, J. and Zhang, Y. “Seismic rotational displacements of gravity quay walls considering excess pore pressure in backfill soils”, *Journal of Earthquake Engineering*, **21**(6), pp. 985-1009 (2017).
 19. Moncarz, P.D. and Krawinkler, H. “Theory and application of experimental model analysis in earthquake engineering”, Stanford University, 50 (1981).
 20. Rao, S.S. “Vibration of continuous systems”, New Jersey, John Wiley & Sons (2007).
 21. Meirovitch, L. “Fundamentals of vibrations”, Singapore, McGraw-Hill (2001).
 22. Kramer, S.L. “Geotechnical earthquake engineering”, Prentice Hall, New Jersey (1996).