

معرفی یک مدل دوفازی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های خاک مسلح با استفاده از نظریه‌ی خمیری تعمیم یافته‌ی اصلاح شده

امین ابرجی* (استادیار)

دانشکده‌ی فنی خوی، دانشگاه ارومیه

اورنگ فزانه (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی، دانشگاه تهران

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۹ (۱۳۹۹)
دردی ۲ - ۳۶، شماره ۱/۱، ص. ۱۰۶-۹۱

در پژوهش حاضر، یک مدل دوفازی برای تحلیل دینامیکی و غیرخطی سازه‌های خاک مسلح ارائه شده است، که از مدل خمیری تعمیم یافته‌ی پاستور-زینکوویچ - چان برای خاک و یک مدل ارتجاعی - خمیری کامل ترسکا برای مسلح‌کننده بهره می‌برد. مدل دوفازی توسعه یافته، یکی از روش‌های همگن سازی است، که بر پایه‌ی روش کار مجازی بنا نهاده شده است. در مدل دوفازی، توده‌ی خاک مسلح از بر هم نهی دو فاز پیوسته‌ی ماتریس (خاک) و مسلح‌کننده (جوشن) تشکیل شده است. مدل خمیری تعمیم یافته، ابتدا اصلاح و سپس برای رفتار فاز ماتریس استفاده شده است. بین فازها از فرض پیوند کامل استفاده شده است. برای صحت‌سنجی مدل توسعه داده شده، تعداد دو سری دیوار خاک مسلح در مقیاس کوچک تحت بارهای دینامیکی میز لرزه شبیه‌سازی شده‌اند. تغییر شکل‌های جانبی و ماندگار پیش‌بینی شده در مدل دوفازی با نتایج آزمون‌های میز لرزه مقایسه شدند. بررسی الگوی تغییر شکل و سطوح گسیختگی بالقوه در مدل دوفازی، حاکی از مود تغییر شکل واژگونی و تشکیل گوه‌ی لغزشی دو خطی در دیوار خاک مسلح است، که با نتایج آزمایشگاهی سازگار است.

واژگان کلیدی: دیوار خاک مسلح، شبیه‌سازی عددی، مدل دوفازی، رفتار دینامیکی، تغییر شکل‌های جانبی.

a. iraji@urmia.ac.ir
ofarzane@ut.ac.ir

۱. مقدمه

مسلح‌کننده‌ها استفاده و رفتار دینامیکی دیوارهای خاک مسلح را با روش المان محدود بررسی کرده‌اند.^[۸] رودی^۲ و میرقاسمی (۲۰۱۰)، نیز با استفاده از روش اجزاء مجزا، دیوارهای خاک مسلح را تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی شبیه‌سازی و مجموعه‌ی خاک و مسلح‌کننده را به تعدادی عضوهای دوزنقه‌ی تبدیل و با تشکیل ماتریس سختی دیوار، نیروها و تغییرشکل‌ها را محاسبه کردند.^[۹] همچنین علیایی و یزدی (۲۰۱۳)، رفتار لرزه‌ی دیوارهای خاک مسلح را به منظور پیشنهاد ضریب شتاب افقی شبه استاتیکی معادل زلزله بررسی کرده و برای این‌کار، نیروی بسیج شده در مسلح‌کننده‌ها را به‌عنوان مینای مقایسه در نظر گرفته‌اند.^[۱۰] لیو و همکاران (۲۰۱۴)، نیز رفتار لرزه‌ی دیوارهای خاک مسلح معمولی و دیوارهای خاک مسلح سه‌بله‌ی را بررسی و برای رفتار خاک پشت نمای دیوار، یک مدل خمیری تعمیم یافته‌ی اصلاح شده با ۱۵ پارامتر را انتخاب کردند.^[۱۱] همچنین کمک پناه و همکاران (۲۰۱۴)، با مدل‌سازی عددی دیوار خاک مسلح تحت بار لرزه‌ی و با در نظر گرفتن مشخصات بارگذاری، مقدار تغییرشکل و مشخصات هندسی دیوار، روش شبه استاتیکی طراحی لرزه‌ی را اصلاح و آن را به‌عنوان تابعی از سطح عملکرد

دیوارهای خاک مسلح، معمولاً عملکرد مطلوبی چه از نظر پایداری و چه از نظر تغییرشکل‌پذیری تحت بارهای زلزله دارند. با این حال، تحت بارهای بزرگ زلزله، تغییرشکل‌های نسبتاً بزرگی در دیوارهای بلند رخ می‌دهد، که می‌تواند بهره‌برداری از آن‌ها را مختل کند. با پیشرفت در کاربرد روش خاک مسلح در ساخت دیوارهای با ارتفاع بلند، دیوارهای باربر و کوله‌پل‌ها، کنترل تغییرشکل‌های حین بهره‌برداری نیز علاوه بر پایداری به یکی از لازمه‌های مهم طراحی در این زمینه تبدیل شده است. پژوهش‌گران مختلفی رفتار سازه‌های خاک مسلح را تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی بررسی کرده‌اند.^[۱۲-۱۷] الامام و بترست (۲۰۰۴)، یک سری دیوار خاک مسلح در مقیاس کوچک را در دستگاه میز لرزه تحت بارگذاری دینامیکی قرار دادند و رفتار آن‌ها را بررسی کردند.^[۷] لینگ و همکاران (۲۰۰۴) از یک مدل رفتاری خمیری تعمیم یافته‌ی اصلاح شده برای خاک و یک مدل رفتاری سطح مرزی برای

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۱۲/۹، اصلاحیه ۱۳۹۷/۳/۱۹، پذیرش ۱۳۹۷/۴/۱۳

DOI:10.24200/J30.2018.50390.2303

لرزه‌یی و شتاب بیشینه معرفی کردند.^[۱۲] اسماعیلی و همکاران (۲۰۱۴)، نیز میزان سختی و میرایی دیوارهای خاک مسلح شده با جوشن‌های فلزی را تحت بار سینوسی با دامنه‌ی $0.1g$ تا $0.8g$ و بسامدهای ۵ و ۸ هرتز در دستگاه میز لرزه بررسی و با استفاده از رگرسیون، یک رابطه‌ی نمایی را برای مدول برشی و میرایی بر حسب چیدمان طول مسلح‌کننده‌ها ارائه کردند.^[۱۳] همچنین فرزانه و ایرجی (۲۰۱۵)، با اصلاح یک مدل رفتاری برای خاک‌های دانه‌یی و اعمال آن در روش دوفازی، تحلیل دینامیکی توده‌ی خاک مسلح را با استفاده از روش مذکور بررسی و اثر در نظر گرفتن پیوند کامل بین خاک و مسلح‌کننده‌ها را تحت بار دینامیکی ارزیابی کردند.^[۱۴] کمک‌پناه و یزداندوست (۲۰۱۵)، نیز اثر پارامترهایی، نظیر: بزرگی، سرعت بیشینه و شتاب بیشینه را در عملکرد لرزه‌یی سازه‌های خاک مسلح به منظور معرفی معیاری مناسب برای انتخاب زلزله‌ی طرح مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی مبتنی بر تاریخچه‌ی زمانی سازه‌های خاک مسلح بررسی کرده‌اند.^[۱۵] همچنین رن^۳ و همکاران (۲۰۱۶)، یک آزمایش میز لرزه بر روی دیوار خاک مسلح با نمای بلوکی و شیب‌دار را با روش اجزاء محدود شبیه‌سازی کردند، به طوری که مدل رفتاری مذکور قادر به در نظر گرفتن ناهمسانی ناشی از تنش، چگالی، و ساختار خاک بود.^[۱۶] ایرجی و فرزانه (۲۰۱۷)، نیز رفتار شیب مسلح را به کمک روش دوفازی شبیه‌سازی و تغییرشکل‌های بزرگ و سطوح بالقوه‌ی گسیختگی را با روش ذکر شده بررسی کردند.^[۱۷]

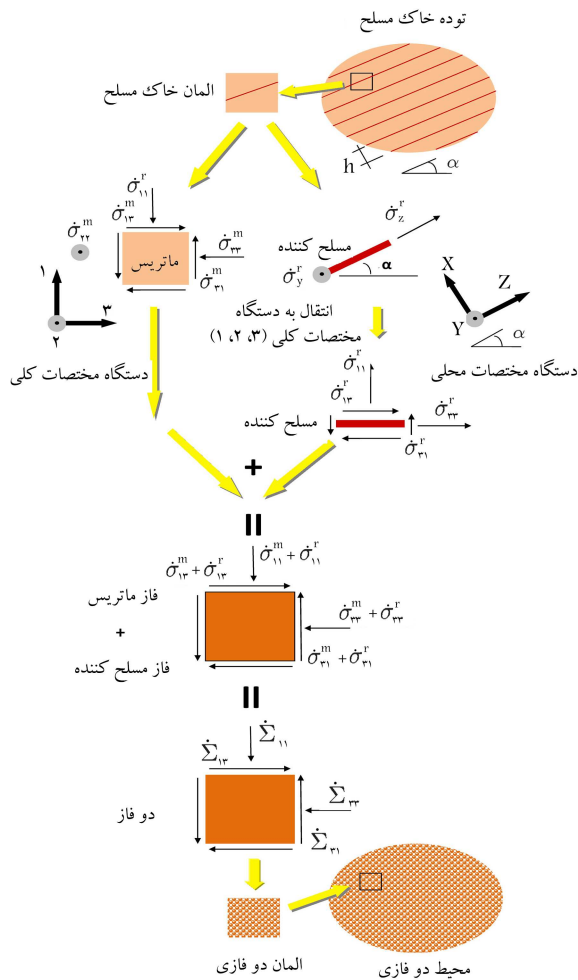
دو روش برای شبیه‌سازی عددی دیوارهای خاک مسلح موجود است. در روش اول، که به روش لایه‌یی موسوم است، تک تک المان‌های خاک و مسلح‌کننده‌ها در توده‌ی خاک مسلح مدل می‌شوند. ساخت چنین مدل لایه‌لایه‌یی وقت زیادی می‌طلبد. همچنین روش مذکور، انعطاف‌پذیری پایینی در مقابل تغییرات هندسه‌ی مسئله برای رسیدن به یک طرح بهینه دارد. در روش دوم، که به روش همگن‌سازی موسوم است، یک محیط ناهمگن با لایه‌بندی منظم با یک محیط معادل همگن ولی ناهمسان جایگزین می‌شود. رامستاد^۴ (۱۹۷۶ a, b)، جرارد^۵ (۱۹۸۲) و میخالوفسکی^۶ (۱۹۹۷) از روش‌های همگن‌سازی برای تحلیل استاتیکی سازه‌های کامپوزیت استفاده کرده‌اند.^[۱۸-۲۱] همچنین میخالوفسکی و ژانو (۱۹۹۵) از ترکیب روش‌های تحلیل حدی و همگن‌سازی برای آنالیز پایداری دیوارهای خاک مسلح استفاده کرده‌اند.^[۲۲] انسان^۷ و شهرور (۲۰۰۳)، نیز روش همگن‌سازی را برای تحلیل پایداری و تغییرشکل دیوار خاک مسلح تحت اثر وزن به کار برده‌اند.^[۲۳] باید خاطر نشان کرد که در صورت پیچیده شدن هندسه و آرایش مسلح‌کننده‌ها در توده‌ی خاک مسلح، استفاده از روش همگن‌سازی نیز محدودیت‌هایی خواهد داشت، که جزء معایب روش‌های ذکر شده می‌توان به آن اشاره کرد. لذا هدف نوشتار حاضر، ارائه‌ی یک نتیجه‌ی کلی در خصوص رد یا تأیید کلی هر کدام از روش‌های ذکر شده نیست. دوبرهان و سودره^۸ (۱۹۹۹) یک مدل چندفازی را معرفی کردند، که یک روش توسعه‌یافته‌ی همگن‌سازی بوده و بر پایه‌ی اصل کار مجازی بنا نهاده شده است.^[۲۴] مدل مذکور، یک توصیف ماکروسکوپی از توده‌ی خاک مسلح است، که از برهم‌نهی فضای دو فاز ماتریس (خاک) و مسلح‌کننده (جوشن) تشکیل شده است. فرض شده است که فازهای ماتریس و مسلح‌کننده به لحاظ هندسی در تمام نقاط توده‌ی خاک مسلح حاضر هستند و با همدیگر اندرکنش مکانیکی دارند. برای هر فاز، مدل رفتاری مشخصی در نظر گرفته شده و رفتار کلی ماده‌ی کامپوزیت با اعمال شرط سازگاری کرنش‌ها میان فازها، برآیندی از رفتار دو فاز بوده است. در پژوهش اخیر از مسلح‌کننده‌هایی استفاده شده است که فقط قادر به تحمل بارهای محوری بودند. همچنین ایشان برای هر دو فاز ماتریس و مسلح‌کننده از قانون رفتاری ارتجاعی خطی - خمیری کامل و برای سطح مشترک بین آن‌ها، از پیوند کامل

استفاده کرده‌اند.^[۲۴] پژوهش‌گران مختلفی از مدل چندفازی برای تحلیل سازه‌های خاکی مسلح شده به بولت، شمع و ژئوستتیک استفاده کرده‌اند.^[۲۵-۲۷] حسن و دوبرهان (۲۰۰۶)، نشست یک گروه شمع را تحت بارهای قائم و افقی با روش دوفازی پیش‌بینی کردند، که در آن مسلح‌کننده‌ها قادر به تحمل بارهای محوری، برشی و خمشی بودند. لذا برای هر دو فاز ماتریس و مسلح‌کننده از رفتار خطی ارتجاعی - خمیری کامل استفاده کرده‌اند.^[۲۸] سیدی و فرزانه (۲۰۰۹)، نیز یک مدل دوفازی برای تحلیل استاتیکی دیوارهای خاک مسلح ارائه کردند، که در آن از یک مدل رفتاری سطح مرزی با سطح تسلیم موهر - کولمب برای رفتار فاز ماتریس استفاده شده است.^[۲۹]

در پژوهش حاضر، مدل رفتاری دوفازی به منظور تحلیل دینامیکی غیرخطی دیوارهای خاک مسلح توسعه داده شده است. لازم به یادآوری است که ایرجی و فرزانه (۲۰۱۷) چند آزمایش المانی را توسط مدل دوفازی شبیه‌سازی و قابلیت پیش‌بینی رفتار استاتیکی آن را ارزیابی و صحت‌سنجی کرده‌اند.^[۱۷] مدل دوفازی ارائه شده به‌عنوان یک روش توسعه‌یافته‌ی همگن‌سازی، ابزار ساده‌تری را نسبت به روش معمول مدل‌سازی لایه‌یی فراهم می‌کند. به طوری که تغییر آرایش مسلح‌کننده‌ها در توده‌ی خاک مسلح در مدل دوفازی بسیار ساده‌تر از روش معمول لایه‌یی است و جنبه‌ی کاربردی روش ذکر شده را نمایان می‌سازد. مدل‌سازی سازه‌های خاک مسلح به منظور تعیین تغییرشکل‌های آن، معمولاً کاری زمان‌بر است و مهندسان طراح در پروژه‌های عملی در بعضی مواقع ترجیح می‌دهند تا از روش‌های بسیار ساده‌تر و غیردقیق استفاده کنند. این موضوع زمانی بغرنج‌تر می‌شود که مدل‌سازی مذکور به منظور تعیین تغییرشکل‌ها، تحت بارهای لرزه‌یی باشد. مدل دوفازی ارائه شده، یک روش کاربردی را برای تحلیل ساده‌تر و در عین حال دقیق سازه‌های خاک مسلح تحت بارهای لرزه‌یی معرفی می‌کند.

مدل رفتاری پاستور - زینکوویچ - چان (PZC)^۹، که قبلاً توسط پاستور و همکاران (۱۹۹۰) توسعه داده شده است، در مدل ارائه شده در پژوهش حاضر برای خاک‌های دانه‌یی استفاده شده است.^[۳۰] مهم‌ترین مزیت مدل PZC، حالت نموی رابطه‌ی بین تنش و کرنش است، که قادر است به آسانی رفتار خاک دانه‌یی را تحت بارگذاری‌های پیچیده‌ی دینامیکی شبیه‌سازی کند. همچنین در مدل PZC، از سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری استفاده نمی‌شود و به جای آن‌ها از گرادیان‌های سطح تسلیم و پتانسیل خمیری استفاده می‌شود. گرادیان‌های اخیر در رابطه‌ی بین نمو تنش و نمو کرنش وارد می‌شوند. نظریه‌ی خمیری، چهارچوب نسبتاً ساده‌یی را برای پیش‌بینی رفتار خاک در شرایط مختلف بارگذاری ارائه می‌کند.^[۳۱] پژوهش‌های مختلفی توانایی مدل PZC را در شبیه‌سازی دینامیکی سازه‌های خاکی در حالت زهکشی شده نشان داده‌اند.^[۳۱-۳۴]

کرنش‌های خمیری جمع‌شونده و پیش‌رونده در توده‌ی خاک تحت بارگذاری دینامیکی نسبتاً بزرگ رج‌تینگ^{۱۰} نامیده می‌شود. در جریان پژوهش حاضر مشخص شد که تغییرشکل‌های به وجود آمده ناشی از پدیده‌ی رج‌تینگ در بارگذاری دینامیکی دیوار خاک مسلح عموماً بیش از تغییرشکل‌های مشاهده شده در آزمایشگاه است. دو راه حل برای کاهش تغییرشکل‌های ماندگار اضافی پیشنهاد شد. راه حل اول، اعمال میرایی رایلی است، که قبلاً توسط پژوهش‌گران دیگر به‌کار برده شده است. از ضریب میرایی ۵٪ برای خاک و مصالح نما استفاده شده است. استفاده از میرایی رایلی به‌طور قابل توجهی منجر به کاهش گام زمانی و در نتیجه افزایش زمان تحلیل شده است. به طوری که برای تحلیل یک دیوار خاک مسلح تحت بارگذاری دینامیکی با زمان ۵ ثانیه به ۵ ساعت زمان نیاز بود. مهم‌تر از ازدیاد زمان تحلیل، این بود که میرایی رایلی اثر چندانی در کاهش تغییرشکل‌های ماندگار نداشت. راه حل دوم، که



شکل ۱. نمایش گرافیکی الگوریتم محاسبه‌ی تانسور تنش محیط دوفازی.

به ترتیب مرتبط با فازهای ماتریس و مسلح‌کننده هستند. این فرض باعث سادگی محاسبات می‌شود و نیازی به محاسبه‌ی تغییر شکل فازها در هر نقطه از توده‌ی خاک مسلح نیست.

با عنایت به قانون تعادل استاتیکی در محیط دوفازی و نتیجه‌ی اصل کار مجازی، تانسور تنش کلی محیط دوفازی، از جمع دو عبارت تانسور تنش فاز ماتریس و تانسور تنش فاز مسلح‌کننده به دست می‌آید (رابطه‌ی ۲):^[۲۱]

$$\Sigma = \sigma^r + \sigma^m = D^r \varepsilon^r + D^m \varepsilon^m = (D^r + D^m) \quad (2)$$

که در آن، Σ تانسور کلی تنش مرتبه‌ی دوم در محیط دوفازی، D^m و D^r به ترتیب ماتریس سختی کشتان فاز مسلح‌کننده و ماتریس سختی کشتان خمیری فاز ماتریس و σ^m و σ^r تانسورهای تنش در فازهای مسلح‌کننده و ماتریس هستند. شکل ۱، نحوه‌ی محاسبه‌ی تانسور تنش در محیط دوفازی را به صورت گرافیکی نشان می‌دهد. در ادامه، به جزئیات مدل رفتاری فازها و نحوه‌ی وارد کردن آن‌ها در قالب مدل دوفازی اشاره شده است.

۱.۲. فاز مسلح‌کننده

همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، لایه‌های مسلح‌کننده در فواصل مساوی h از یکدیگر، با زاویه‌ی α نسبت به محور شماره‌ی ۳ (محور افقی) دستگانه مختصات

در پژوهش حاضر نیز به‌کار رفته است، اعمال یک اصلاح ساده برای مدل PZC است، که به دنبال آن دو پارامتر دیگر به تعداد پارامترهای موجود اضافه می‌شوند. روش اخیر، موجب بهبود پیش‌بینی پدیده‌ی رجتینگ می‌شود و زمان تحلیل را نیز به ۲۶ دقیقه کاهش می‌دهد. این تذکر لازم است که راه‌حل اخیر، قسمتی از نتایج پژوهش حاضر است.

مدل دوفازی با شبیه‌سازی آزمایش‌های دیوارهای خاک مسلح با مقیاس کوچک تحت اثر بارگذاری میزلازه صحت‌سنجی شده است. تغییرشکل‌های ماندگار جانبی نمای دیوارها در طول بارگذاری دینامیکی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند. علاوه بر این، الگوهای تغییرشکل و سطوح گسیختگی بالقوه در توده‌ی خاک مسلح ارزیابی و با نتایج متناظر در آزمایش مقایسه شدند. تمام تحلیل‌های پژوهش حاضر در شرایط زهکشی شده انجام شده‌اند.

۲. مدل دوفازی پیشنهادی

در بخش حاضر به معرفی یک مدل دوفازی برای شبیه‌سازی دینامیکی توده‌ی خاک مسلح در فضای دوبعدی پرداخته شده است. اصول اساسی مدل دوفازی با جزئیات آن توسط دوبوهان و سودره (۱۹۹۹، ۲۰۰۰ و ۲۰۰۱)،^[۲۴-۲۶] سیدی و فرزانه (۲۰۰۹)^[۲۹] و فرزانه و ایرجی (۲۰۱۵)،^[۱۴] تشریح شده است. مدل دوفازی ارائه شده در فضای دوبعدی توسعه داده شده و به صورت یک تابع در نرم‌افزار ۲D FLAC وارد شده است. مدل رفتاری PZC برای فاز ماتریس و رفتار ارتجاعی خطی - خمیری ایده‌آل با معیار ترسکا^{۱۱} برای فاز مسلح‌کننده در نظر گرفته شده است.

از فرض پیوند کامل بین فازهای ماتریس و مسلح‌کننده استفاده شده است. از تحلیل‌های عددی، که به شبیه‌سازی دینامیکی دیوار خاک مسلح پرداخته‌اند و در آن‌ها از فرض مذکور استفاده شده است، می‌توان به کارهای لینگ و همکاران (۲۰۰۵) و زرنانی و همکاران (۲۰۱۱) اشاره کرد.^[۳۵،۳۳] ایشان در مطالعات‌شان نتایج قابل قبولی را با فرض پیوند کامل بین خاک و مسلح‌کننده‌ها گزارش کرده‌اند. حاتمی و بترست (۲۰۰۶ و ۲۰۰۵)، نیز آزمون‌های خود بر روی مدل‌های آزمایشگاهی دیوار خاک مسلح را تحت اثر بار بهره‌برداری و سربار و با فرض پیوند کامل بین خاک و مسلح‌کننده شبیه‌سازی کرده‌اند.^[۳۷،۳۶] مطالعات اخیر نشان داده‌اند که عدم فرض لغزش در سطح مشترک بین خاک و مسلح‌کننده‌ها، اثر چندانی در تغییرشکل‌های توده‌ی خاک مسلح ندارد. در واقع، لغزش‌هایی که در سازه‌های مذکور رخ می‌دهند، به صورت موضعی و جزئی هستند؛ به طوری که در دو انتهای نقطه‌ی وقوع لغزش، لغزشی رخ نمی‌دهد و این موضوع در رفتار کلی توده‌ی خاک مسلح اثر چندانی ندارد. لغزش واقعی زمانی رخ خواهد داد که مسلح‌کننده در طول قابل توجهی نسبت به خاک حرکت کند و این پدیده زمانی اتفاق می‌افتد که تغییرشکل‌ها در سازه قابل توجه بوده و مقادیر آن قبلاً از محدوده‌های مجاز فراتر رفته باشند. در حالی که مسئله‌ی پژوهش حاضر و مسائل مشابه آن در مکانیک خاک، در تغییرشکل‌هایی کمتر از محدوده‌های ذکر شده بررسی شده‌اند.

فرض پیوند کامل بین فازها در مدل دوفازی منجر به تشکیل میدان‌های کرنش مساوی برای فاز ماتریس و مسلح‌کننده می‌شود (رابطه‌ی ۱):

$$\varepsilon^m = \varepsilon^r = \varepsilon \quad (1)$$

که در آن، ε و ε به ترتیب تانسور کرنش ماده‌ی کامپوزیت و فازها و m و r

کلی (۱، ۲، ۳) امتداد یافته‌اند. محور شماره ۲ عمود بر صفحه فرض می‌شود. یک دستگاه مختصات محلی (x,y,z) نیز در نظر گرفته می‌شود، که محور z در آن موازی با امتداد لایه‌های مسلح‌کننده و محور y عمود بر صفحه فرض می‌شود.

لایه‌ی مسلح‌کننده به صورت یک المان دوبعدی در نظر گرفته می‌شود، که رفتار آن ارتجاعی خطی - خمیری کامل است و از معیار تسلیم ترسکا تبعیت می‌کند. المان ذکر شده فقط قادر به تحمل کشش است، که در مدل عددی مثبت فرض می‌شود.

پارامترهای ماکروسکوپییک فاز مسلح‌کننده در مدل دوفازی بر اساس فرض پایه‌ی روش دوفازی با در نظر گرفتن حضور مسلح‌کننده (با رفتار جهت‌دار) در تمام نقاط محیط خاک مسلح با استفاده از ضریب نسبت حجمی مسلح‌کننده (χ) محاسبه می‌شوند. ضریب (χ) برابر با نسبت حجم مسلح‌کننده (V_{inc}) به حجم خاک (V_s) است، که در یک لایه‌ی تناوبی خاک به صورت رابطه‌ی ۳ تعریف می‌شود: [۲۹]

$$\chi = \frac{V^{inc}}{V_s} = \frac{t}{h} \quad (3)$$

که در آن، t ضخامت لایه‌ی مسلح‌کننده و h فاصله‌ی میان لایه‌های مسلح‌کننده را مشخص می‌کند. پارامترهای ماکروسکوپییک از روابط ۴ الی ۶ به دست می‌آیند:

$$E^r = \chi E^{inc} \quad (4)$$

$$\nu^r = \nu^{inc} \quad (5)$$

$$\sigma_u^r = \chi \sigma_u^{inc} \quad (6)$$

که در آن‌ها، E^r مدول یانگ فاز مسلح‌کننده در مدل دوفازی، E^{inc} مدول یانگ واقعی مسلح‌کننده، ν^r ضریب پواسون فاز مسلح‌کننده در مدل دوفازی، ν^{inc} ضریب پواسون واقعی مسلح‌کننده، σ_u^r مقاومت کششی فاز مسلح‌کننده در مدل دوفازی و σ_u^{inc} مقاومت کششی واقعی مسلح‌کننده هستند.

رابطه‌ی ۷، نیز رابطه‌ی کلی بین نمو تنش و نمو کرنش در فاز مسلح‌کننده را نشان می‌دهد: [۲۴]

$$\dot{\sigma}^r = \mathbf{D}^r \dot{\epsilon}^r \quad (7)$$

که در آن، \mathbf{D}^r ماتریس سختی فاز مسلح‌کننده و $\dot{\sigma}^r$ و $\dot{\epsilon}^r$ نیز تانسورهای نمو تنش و کرنش فاز مسلح‌کننده هستند. در دیوارهای خاک مسلح، لایه‌های مسلح‌کننده به صورت صفحه‌ی هستند و کارکردشان نیز در امتدادهای مختلف صفحه است. بنابراین صفحه‌ی موردنظر یک شیت ۱۲ تحت شرایط تنش صفحه‌ی ۱۳ فرض می‌شود و مؤلفه‌ی $\dot{\sigma}_x^r$ در نظر گرفته نمی‌شود. رابطه‌ی نمو تنش - کرنش برای یک المان دوبعدی فاز مسلح‌کننده بر اساس تئوری کشسانی به صورت رابطه‌ی ۸ تعریف می‌شود:

$$\begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{yy}^r \\ \dot{\sigma}_{zz}^r \end{Bmatrix} = \frac{E^r}{1-\nu^{r2}} \begin{bmatrix} 1 & \nu^r \\ \nu^r & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{yy}^r \\ \dot{\epsilon}_{zz}^r \end{Bmatrix} \quad (8)$$

که در آن، ν^r ضریب پواسون مسلح‌کننده، $\dot{\sigma}_{yy}^r$ و $\dot{\sigma}_{zz}^r$ نمو‌های تنش صفحه‌ی و $\dot{\epsilon}_{yy}^r$ و $\dot{\epsilon}_{zz}^r$ نمو‌های کرنش صفحه‌ی هستند.

در شرایط هندسی کرنش مسطح، مشابه آنچه که در دیوارهای خاک مسلح وجود دارد، مقدار تغییرشکل در جهت محور y صفر $\dot{\epsilon}_{yy}^r = 0$ فرض می‌شود.

بنابراین رابطه‌ی ۸ برای فاز مسلح‌کننده به صورت رابطه‌ی ۹ در می‌آید:

$$\dot{\sigma}_{yy}^r = \frac{\nu^r E^r}{1-\nu^{r2}} \dot{\epsilon}_{zz}^r, \quad \dot{\sigma}_{zz}^r = \frac{E^r}{1-\nu^{r2}} \dot{\epsilon}_{zz}^r \quad (9)$$

مقاومت کششی نهایی فاز مسلح‌کننده بر اساس فرض ساده‌کننده‌ی رایج، برابر با مقاومت کششی به دست آمده در آزمایش کشش یک بعدی مسلح‌کننده در آزمایشگاه در نظر گرفته می‌شود. از سوی دیگر، لایه‌ی مسلح‌کننده در واقع یک المان سه‌بعدی است که در جهت عمود بر صفحه‌ی آن، تنش σ_{xx}^r اعمال شده است، که مقدار کمیته را در بین تنش‌ها دارد. در واقع، مقدار σ_{xx}^r در مقایسه با تنش‌های σ_{yy}^r و σ_{zz}^r بسیار کمتر است. به طوری که می‌توان مقدار آن را در تابع تسلیم، صفر در نظر گرفت. این فرض به طور کلی در المان‌هایی که یکی از ابعاد آن‌ها در مقایسه با دو بعد دیگر آن‌ها کوچک باشد، مانند مسلح‌کننده‌های صفحه‌ی و نواری شکل، صادق است. σ_{zz}^r مقدار بیشینه را دارد. بنابراین تابع تسلیم بر اساس معیار خمیری ترسکا به شکل رابطه‌ی ۱۰ در می‌آید: [۴۴]

$$F = \sigma_{zz}^r - \sigma_{xx}^r - \sigma_u^r \sigma_{zz}^r \gg \sigma_{xx}^r \Rightarrow F = \sigma_{zz}^r - \sigma_u^r \quad (10)$$

که در آن، σ_u^r مقاومت کششی نهایی مسلح‌کننده است. هنگامی که در لایه‌ی مسلح‌کننده، کرنش خمیری رخ می‌دهد، رابطه‌ی ۹ به صورت رابطه‌ی ۱۱ در می‌آید:

$$\dot{\sigma}_{yy}^r = \frac{\nu^r E^r}{1-\nu^{r2}} (\dot{\epsilon}_{zz}^r - \dot{\epsilon}_{zzp}^r), \quad \dot{\sigma}_{zz}^r = \frac{E^r}{1-\nu^{r2}} (\dot{\epsilon}_{zz}^r - \dot{\epsilon}_{zzp}^r) \quad (11)$$

که در آن، $\dot{\epsilon}_{zzp}^r$ نمو کرنش خمیری فاز مسلح‌کننده است و بر اساس نظریه‌ی خمیری به صورت رابطه‌ی ۱۲ تعریف می‌شود: [۴۴]

$$\dot{\epsilon}_{zzp}^r = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial \dot{\sigma}_{zz}^r} = \dot{\lambda} \frac{\partial F}{\partial \dot{\sigma}_{zz}^r} = \dot{\lambda} \quad (12)$$

که در آن، $\dot{\lambda}$ شاخص خمیری است. G و F نیز به ترتیب سطح پتانسیل خمیری و سطح تسلیم هستند. این دو سطح در فاز مسلح‌کننده یکسان هستند. بنابراین ضریب $\dot{\lambda}$ بر اساس نظریه‌ی خمیری به صورت رابطه‌ی ۱۳ محاسبه می‌شود: [۴۴]

$$\dot{\lambda} = \frac{\frac{\partial F}{\partial \dot{\sigma}_{zz}^r} \mathbf{D}^r \dot{\epsilon}^r}{H + \frac{\partial F}{\partial \dot{\sigma}_{zz}^r} \mathbf{D}^r \frac{\partial G}{\partial \dot{\sigma}_{zz}^r}} = \frac{\frac{\partial F}{\partial \dot{\sigma}_{zz}^r} \mathbf{D}^r \dot{\epsilon}^r}{H + \frac{\partial F}{\partial \dot{\sigma}_{zz}^r} \mathbf{D}^r \frac{\partial G}{\partial \dot{\sigma}_{zz}^r}} = \dot{\epsilon}^r = \dot{\epsilon}_{zz}^r \quad (13)$$

که در آن، H ضریب سختی خمیری مسلح‌کننده است، که برای رفتار خمیری کامل صفر خواهد بود. فازهای ماتریس و مسلح‌کننده در دو دستگاه مختصات جداگانه تعریف شده‌اند (فاز ماتریس در دستگاه مختصات کلی (۱،۲،۳) و فاز مسلح‌کننده در دستگاه محلی (x,y,z)). برای فرمول‌بندی محیط دوفازی و بیان اندرکنش دو فاز با یکدیگر لازم است تا هر دو فاز در دستگاه مختصات کلی تعریف شوند. بنابراین تانسور نمو تنش فاز مسلح‌کننده باید در دستگاه (۳،۲،۱) تعریف شود تا قابلیت جای‌گذاری در معادله‌ی ۲ را پیدا کند. به همین علت، در رابطه‌ی ۹ نیز باید در دستگاه مختصات کلی (۳،۲،۱) تعریف شود تا تانسور نمو تنش فاز مسلح‌کننده در دستگاه مذکور قابل تعریف باشد. اگر T_{ij} یک تانسور مرتبه‌ی دوم در فضای (i, j, k) باشد که باید به فضای (p, q, θ) منتقل شود، انتقال تانسور با رابطه‌ی

می‌شود:

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_{11}^m \\ \dot{\sigma}_{22}^m \\ \dot{\sigma}_{33}^m \\ \dot{\sigma}_{12}^m \\ \dot{\sigma}_{21}^m \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & \alpha_2 & 0 & 0 \\ \alpha_2 & \alpha_1 & \alpha_2 & 0 & 0 \\ \alpha_2 & \alpha_2 & \alpha_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G^m & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G^m \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_{11}^m \\ \dot{\epsilon}_{22}^m \\ \dot{\epsilon}_{33}^m \\ \dot{\epsilon}_{12}^m \\ \dot{\epsilon}_{21}^m \end{pmatrix} \quad (19)$$

که در آن، $\dot{\sigma}_{ij}^m$ نمو تنش فاز ماتریس، $\dot{\epsilon}_{ij}^m$ نمو کرنش ارتجاعی فاز ماتریس در غیاب تغییرشکل خمیری، $\alpha_1 = K^m - \frac{2G^m}{3}$ ، $\alpha_2 = K^m - \frac{2G^m}{3}$ ، K^m و G^m به ترتیب مدول حجمی و مدول برشی فاز ماتریس هستند. در شرایط کرنش صفحه‌یی برابر با صفر فرض می‌شود. در نظریه خمیری تعمیم‌یافته، تغییرشکل خمیری از ابتدای بارگذاری اتفاق می‌افتد. مطابق نظریه خمیری عمومی، تانسور نمو کرنش خمیری فاز ماتریس به صورت رابطه ۲۰ است: [۲۴]

$$\dot{\epsilon}_p^m = \{ \dot{\epsilon}_{11p}^m, \dot{\epsilon}_{22p}^m, \dot{\epsilon}_{33p}^m, \dot{\epsilon}_{12p}^m, \dot{\epsilon}_{21p}^m \}^T = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma} = \dot{\lambda} \mathbf{n}_g \quad (20)$$

که در آن، $\dot{\epsilon}_{ijp}^m$ نمو کرنش خمیری فاز ماتریس، $\dot{\lambda}$ شاخص خمیری، \mathbf{n}_g بردار جهت جریان خمیری و g سطح پتانسیل خمیری است. شاخص خمیری $\dot{\lambda}$ بر اساس تئوری خمیری عمومی به صورت رابطه ۲۱ تعریف می‌شود: [۲۴]

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{H_{L/U}} \mathbf{n} \dot{\sigma}^m = \frac{\mathbf{n} \mathbf{D}^m \dot{\epsilon}^m}{H_{L/U} + \mathbf{n} \mathbf{D}^m \mathbf{n}_g} \quad (21)$$

که در آن، \mathbf{n} بردار جهت بارگذاری و $H_{L/U}$ مدول خمیری برای بارگذاری (با اندیس L) و باربرداری (با اندیس U) است. بردار \mathbf{n} همانند \mathbf{n}_g تعریف می‌شود، با این تفاوت که به جای d_g و M_g به ترتیب d_f و M_f جایگذاری می‌شوند. M_g شیب خط حالت بحرانی در مدل رفتاری پاستور-زینکوویچ - چان در فضای (p, q, θ) و M_f ثابت مدل هستند. برای بیان اتساع خاک به‌کار برده می‌شود و به صورت $d_g = (1 + \alpha)(M_g - \eta)$ محاسبه می‌شود. α یک پارامتر ثابت مدل رفتاری و η برابر نسبت تنش انحرافی به تنش همه‌جانبه است. d_f نیز پارامتر متناظر d_g است، که به صورت $d_f = (1 + \alpha)(M_f - \eta)$ قابل محاسبه است. [۲۴] رابطه‌ی نموی تنش - کرنش فاز ماتریس با اعمال کرنش خمیری به صورت رابطه ۲۲ در می‌آید: [۲۴]

$$\dot{\sigma}^m = \mathbf{D}^m (\dot{\epsilon}^m - \dot{\epsilon}_p^m) = \mathbf{D}^m (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_p^m) \quad (22)$$

که در آن، $\dot{\epsilon}^m$ تانسور نمو کرنش کل فاز ماتریس، $\dot{\epsilon}_p^m$ تانسور نمو کرنش خمیری فاز ماتریس و $\dot{\epsilon}$ تانسور نمو کرنش کل محیط دوفازی است. مطابق فرض پیوند کامل (رابطه ۱) $\dot{\epsilon}^m$ با $\dot{\epsilon}$ جایگزین می‌شود. خاطرنشان می‌سازد که نمو کرنش خمیری فازها به علت مدل‌های رفتاری متفاوت و جنس متفاوت با همدیگر تفاوت دارند. به همین خاطر از $\dot{\epsilon}$ به جای $\dot{\epsilon}^m$ در بخش خمیری استفاده نشده است.

$$\begin{aligned} \mathbf{T}'_{pq} &= Q_{ip} Q_{jq} \mathbf{T}_{ij} \\ Q_{ip} &= \cos \beta, \quad Q_{jq} = \cos \gamma \end{aligned} \quad (14)$$

که در آن، Q_{ip} و Q_{jq} کسینوس‌های هادی و β و γ به ترتیب زوایای بین محورهای i, p, j و q, z هستند.

$\dot{\epsilon}_{zz}^r$ در دستگاه (۳،۲،۱) به صورت رابطه ۱۵ تعریف می‌شود:

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_{zz}^r &= \sin^2 \alpha \dot{\epsilon}_{11}^r + \cos^2 \alpha \dot{\epsilon}_{22}^r + \sin \alpha \cos \alpha \dot{\epsilon}_{12}^r \\ &+ \sin \alpha \cos \alpha \dot{\epsilon}_{21}^r \end{aligned} \quad (15)$$

که در آن، $\dot{\epsilon}_{ij}^r$ نمو کرنش فاز مسلح‌کننده در دستگاه مختصات (۳،۲،۱) است. بر اساس فرض پیوند کامل میان فازها، نمو کرنش ماده‌ی دوفازی ($\dot{\epsilon}$) جایگزین $\dot{\epsilon}_{ij}^r$ در رابطه ۱۵ می‌شود و از رابطه ۱۶ به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_{zz}^r &= \sin^2 \alpha \dot{\epsilon}_{11}^r + \cos^2 \alpha \dot{\epsilon}_{22}^r + \sin \alpha \cos \alpha \dot{\epsilon}_{12}^r \\ &+ \sin \alpha \cos \alpha \dot{\epsilon}_{21}^r \end{aligned} \quad (16)$$

مؤلفه‌های تانسور نمو تنش فاز مسلح‌کننده ($\dot{\sigma}_{zz}^r$ و $\dot{\sigma}_{yy}^r$)، ابتدا در دستگاه مختصات (x, y, z) محاسبه و سپس به دستگاه مختصات (۳،۲،۱) به صورت رابطه ۱۷ منتقل می‌شوند:

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}_{11}^r &= \sin^2 \alpha \dot{\sigma}_{zz}^r, \quad \dot{\sigma}_{22}^r = \dot{\sigma}_{yy}^r, \quad \dot{\sigma}_{33}^r = \cos^2 \alpha \dot{\sigma}_{zz}^r \\ \dot{\sigma}_{12}^r &= \dot{\sigma}_{21}^r = \sin \alpha \cos \alpha \dot{\sigma}_{zz}^r \end{aligned} \quad (17)$$

که در آن، α برابر با زاویه‌ی لایه‌ی مسلح‌کننده نسبت به افق (محور ۳) است.

۲.۲. فاز ماتریس

برای رفتار فاز ماتریس (خاک) مدل رفتاری غیرخطی PZC در نظر گرفته شده است. این مدل بر پایه‌ی نظریه‌ی خمیری عمومی [۱۴] توسعه یافته و قادر به پیش‌بینی رفتار استاتیکی و دینامیکی خاک‌های دانه‌یی بوده است. مروز و زینکوویچ [۱۵] (۱۹۸۴)، [۲۰،۲۱] برای اولین بار نظریه‌ی خمیری عمومی را ارائه کردند. در مدل PZC از سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری استفاده نمی‌شود و به جای آن‌ها از گرادیان‌های سطح تسلیم و پتانسیل خمیری استفاده می‌شود. پژوهش‌گران دیگر، اصلاحات مختلفی را برای این مدل معرفی کرده‌اند. [۲۱،۲۳-۲۴] مدل دوفازی اساساً در فضای دکارتی معرفی و فرموله شده است. در حالی که مدل PZC در فضای (p, q, θ) توسعه یافته است. بنابراین لازم است مدل PZC از فضای (p, q, θ) به فضای دکارتی منتقل شود. [۲۴] رابطه‌ی کلی بین نمو تنش و نمو کرنش فاز ماتریس به صورت رابطه ۱۸ است: [۲۴]

$$\dot{\sigma}^m = \mathbf{D}^m \dot{\epsilon}^m \quad (18)$$

که در آن، $\dot{\sigma}^m$ تانسور نمو تنش فاز ماتریس، \mathbf{D}^m ماتریس سختی ارتجاعی و $\dot{\epsilon}^m$ تانسور نمو کرنش فاز ماتریس است. مطابق قانون کشسانی هوک، رابطه‌ی نموی تنش - کرنش فاز ماتریس در فضای (۳،۲،۱) به صورت رابطه ۱۹ تعریف

۳.۲. تانسور نمو تنش کلی محیط دوفازی

مطابق نتیجه‌ی که از کاربرد اصل کار مجازی در مدل دوفازی به دست می‌آید، تانسور نمو تنش کلی محیط دوفازی برابر با مجموع تانسورهای نمو تنش فاز ماتریس ($\dot{\sigma}^m$) و نمو تنش فاز مسلح‌کننده ($\dot{\sigma}^r$) است (رابطه‌ی ۲۳):^[۲۴]

$$\dot{\Sigma} = \dot{\sigma}^r + \dot{\sigma}^m \quad (23)$$

عناصر تانسورهای نمو تنش فازهای مسلح‌کننده و ماتریس از روابط ۱۷ و ۲۲ به دست می‌آیند.

۳. مدل PZC و اصلاح پیشنهادی

مدل PZC قابلیت خوبی برای شبیه‌سازی رفتار دینامیکی خاک دارد. با این حال، مدل PZC در بارگذاری‌های متناوب، تغییرشکل‌های خمیری بیشتری را نسبت به نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. به عبارت دیگر، در حالتی که تحت بارگذاری متناوب، کرنش‌های خمیری پیش‌رونده وجود داشته باشد (پدیده‌ی موسوم به رچتینگ)^{۱۴} اندازه‌ی واقعی کرنش‌های مذکور بسیار کمتر از مقداری است که از مدل PZC به دست می‌آید.^[۲۵] از این رو باید اصلاحاتی در مدل PZC اعمال شود، که مقدار کرنش خمیری به خصوص در سیکل‌های اولیه‌ی بارگذاری کاهش یابد. در ادامه، به خلاصه‌ی از مدل رفتاری به همراه اصلاح انجام شده اشاره شده است. در حالت کلی، رابطه‌ی بین نمو تنش و نمو کرنش برای مدل PZC به صورت رابطه‌ی ۲۴ است:

$$\dot{\sigma} = D^{ep} \dot{\varepsilon} \quad (24)$$

که در آن، D^{ep} تانسور سختی کشسان خمیری است، که به صورت رابطه‌ی ۲۵ تعریف می‌شود:

$$D^{ep} = D^e - \frac{D^e : \mathbf{n}_{gL/U} : \mathbf{n}^T : D^e}{H_{L/U} + \mathbf{n}^T : D^e : \mathbf{n}_{gL/U}} \quad (25)$$

که در آن، $\mathbf{n}_{gL/U}$ بردار جهت جریان خمیری تحت شرایط بارگذاری یا باربرداری است. رفتار ارتجاعی توسط ضرایب برشی و حجمی ارتجاعی تعریف می‌شوند، که هر دو تابع سطح تنش هستند. مدول برشی به صورت رابطه‌ی ۲۶ تعریف می‌شود:

$$G = G_0 \left(\frac{P}{P_a} \right) \quad (26)$$

که در آن، P تنش مؤثر میانگین و P_a فشار اتمسفر هستند. مقدار $P_a = 101.325 \text{ kPa}$ لحاظ می‌شود. G_0 مدول برشی پایه است. ضریب پواسون برای تنش‌های میانگین مختلف ثابت در نظر گرفته می‌شود. بنابراین مدول حجمی به صورت رابطه‌ی ۲۷ تعریف می‌شود:

$$K = K_0 \left(\frac{P}{P_a} \right) \quad (27)$$

که در آن، K_0 مدول برشی حجمی پایه است. M_g با زاویه‌ی اصطکاک داخلی در حالت بحرانی ϕ_c و زاویه‌ی $Lode$ ، θ ، رابطه‌های ۲۸ و ۲۹ را دارند:

$$M_g = \frac{6 \sin \phi_c}{3 - \sin \phi_c \sin 3\theta} \quad (28)$$

$$\sin 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_r}{\sqrt{J_r^2}} \quad (29)$$

که در آن‌ها، J_r و J_2 نامغیرهای تانسور تنش هستند. بردار \mathbf{n}_{gL} (جهت جریان خمیری) در دستگاه تنش‌های سه‌محوری به صورت رابطه‌ی ۳۰ تعریف می‌شود:

$$\mathbf{n}_{gL} = \left(\frac{d_g}{\sqrt{1 + d_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + d_g^2}} \right)^T \quad (30)$$

در مدل PZC از قانون جریان غیروابسته استفاده شده است، یعنی جهت بردار بارگذاری (و باربرداری) و جهت بردار جریان خمیری یکسان نیستند. به عبارت دیگر، سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری یکسان نیستند. بنابراین جهت بردار بارگذاری به صورت رابطه‌ی ۳۱ تعریف می‌شود، که با بردار جریان خمیری متفاوت است:

$$\mathbf{n} = \left(\frac{d_f}{\sqrt{1 + d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}} \right)^T \quad (31)$$

پارامترهای d_f و d_g در بخش‌های قبلی تشریح شده‌اند. ضریب خمیری در مدل PZC در شرایط بارگذاری اولیه به صورت رابطه‌ی ۳۲ تعریف می‌شود:^[۲۴]

$$H_L = H_0 p H_f \{H_v + H_s\} \quad (32)$$

که در آن، H_0 ضریب خمیری اولیه و H_v ، H_f و H_s ضرایب خمیری هستند که از روابط ۳۳، ۳۵ و ۳۶ به دست می‌آیند:^[۲۴]

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f} \right)^2 \quad (33)$$

که در آن، η_f از رابطه‌ی ۳۴ به دست می‌آید:

$$\eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha} \right) M_f \quad (34)$$

$$H_v = 1 - \frac{\eta}{M_g} \quad (35)$$

$$H_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \quad (36)$$

همچنین، η_f پارامتر نسبت تنش است. β_0 و β_1 پارامترهای ثابت مدل هستند. همچنین ξ کرنش انحرافی خمیری تجمعی است: $\xi = \int |\dot{\varepsilon}_s^p|$ ، ξ نمو کرنش انحرافی خمیری است. ضریب خمیری مدل در باربرداری به صورت روابط ۳۷ و ۳۸ تعریف شده است:

$$\text{for } \left| \frac{M_g}{\eta_U} \right| > 1 \quad H_U = H_{U0} \left(\frac{M_g}{\eta_U} \right)^{\gamma_U} \quad (37)$$

$$\text{for } \left| \frac{M_g}{\eta_U} \right| \leq 1 \quad H_U = H_{U0} \quad (38)$$

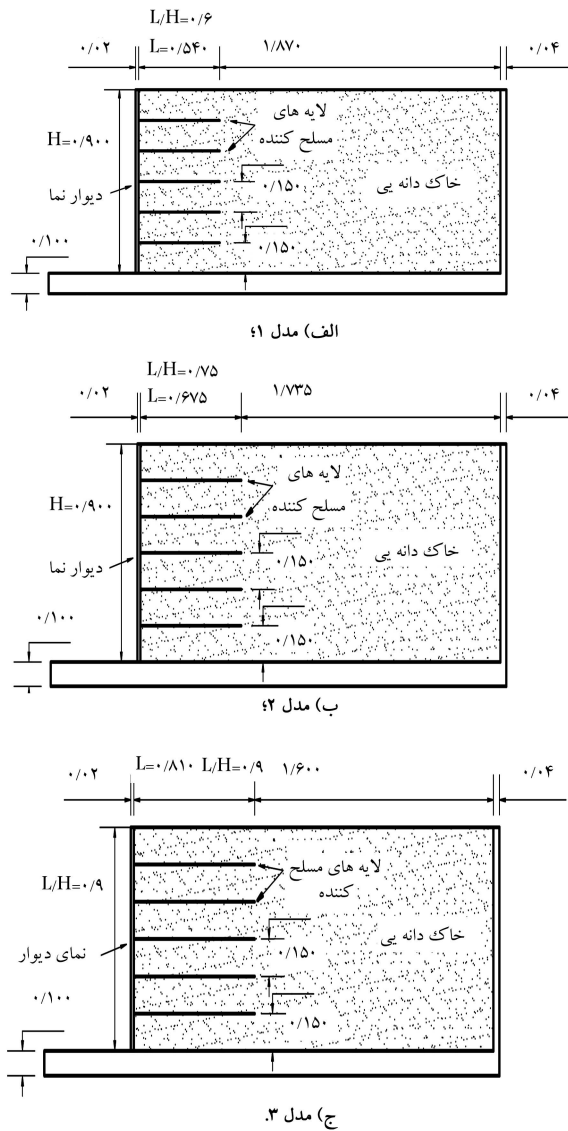
که در آن‌ها، H_{U0} ضریب خمیری باربرداری اولیه است، که جزء پارامترهای مدل است. η_U نیز نسبت تنش در نقطه‌ی است که از آن‌جا باربرداری شروع می‌شود. γ_U یک پارامتر ثابت مدل است. اندیس U حالت باربرداری را نشان می‌دهند. ضریب خمیری برای بارگذاری مجدد به صورت رابطه‌ی ۳۹ تعریف می‌شود:^[۲۴]

$$H_L = H_0 p H_f \{H_v + H_s\} H_{DM} \quad (39)$$

که در آن، H_{DM} به منظور در نظر گرفتن تاریخچه‌ی تنش معرفی شده است و به صورت روابط ۴۰ و ۴۱ تعریف می‌شود:^[۲۶،۲۴]

$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{\max}}{\zeta} \right)^{\gamma' \left(1 - \frac{M_f}{M_g} \right)} \quad (40)$$

$$\zeta = p \left(1 - \frac{\alpha}{1 + \alpha} \frac{\eta}{M_f} \right)^{-1/\alpha} \quad (41)$$



شکل ۲. هندسه و مشخصات مدل‌های دیوار خاک مسلح.

جدول ۱. پارامترهای مکانیکی مسلح‌کننده در آزمایش‌های میز لرزه [۴۸]

مقدار	پارامترهای مدل
۲۲۰/۰	سختی J^r (kN/m)
۲۹/۲	مقاومت کششی نهایی T^u (kN/m)
۰/۰	زاویه‌ی لایه‌ی مسلح‌کننده نسبت به افق α (°)

است. $1466/7 \text{ kN/m}^2$ مقاومت کششی نهایی فاز مسلح‌کننده نیز برابر با $194/7 \text{ kN/m}^2 = \frac{29/2}{0.001} \times 0/0066 = \sigma_{u}^r$ است. ضخامت و ضریب پواسون مسلح‌کننده‌ها در مرجع اصلی گزارش نشده است. برای دو کمیت ذکر شده، به ترتیب مقادیر ۱ mm و ۰/۱ فرض شده است.

۳.۱.۴. خاک

نوع خاک مورداستفاده در دیوارهای خاک مسلح، ماسه‌ی خشک Albany است، که با روش ارتعاش متراکم شده است. چگالی نسبی (D_r) ، چگالی ذرات جامد، مقدار D_{50} ، نسبت تخلخل بیشینه (e_{max}) و نسبت تخلخل کمینه (e_{min}) به

که در آن، γ' یک پارامتر ثابت مدل است. پارامتر H_r برای اعمال اصلاح رچتینگ در مدل PZC معرفی می‌شود. پارامتر مذکور به پارامترهای H_L و H_U به ترتیب در مرحله‌ی بارگذاری مجدد و باربرداری ضرب می‌شود. مقدار H_r طوری تعریف می‌شود که تابع کرنش انحرافی خمیری تجمعی $(\xi = \int \dot{\epsilon}_s^p)$ باشد:

$$H_r = \beta_2 \exp(-\beta_2 \xi) + \gamma' \quad (42)$$

که در آن، β_2 و β_2 پارامترهای جدید مدل رفتاری PZC هستند. ضرایب خمیری بارگذاری مجدد و باربرداری در مدل رفتاری PZC به صورت رابطه‌ی ۴۳ الی ۴۵ بازتعریف می‌شوند:

$$H_L = H_r H_v p H_f \{H_v + H_s\} H_{DM} \quad (43)$$

$$\text{for } \left| \frac{M_g}{\eta U} \right| > 1 \quad H_U = H_r H_U \left(\frac{M_g}{\eta U} \right)^{\gamma U} \quad (44)$$

$$\text{for } \left| \frac{M_g}{\eta U} \right| \leq 1 \quad H_U = H_r H_U \quad (45)$$

در سیکل‌های اولیه‌ی بارگذاری و تغییرات کم تنش، مقدار کرنش خمیری انحرافی تجمعی بسیار پایین است، بنابراین H_r و در نتیجه مقادیر H_L و H_U بالا خواهد بود و تغییرشکل‌های برگشت‌ناپذیر نیز کوچک خواهند بود. با ادامه‌ی سیکل‌های بارگذاری، مقدار ξ افزایش و در نتیجه مقدار H_r کاهش پیدا می‌کند و نزدیک عدد ۱ می‌شود. خاطرنشان می‌سازد که جزئیات مدل PZC، اصلاح و صحت‌سنجی آن در دو پژوهش دیگر، [۴۷، ۴۶] به تفصیل بیان شده است.

الگوریتم دوفازی معرفی شده برای تحلیل استاتیکی و دینامیکی خاک مسلح تشریح و در ادامه، شبیه‌سازی‌های دینامیکی دیوارهای خاک مسلح توسط الگوریتم مذکور معرفی شده‌اند.

۴. شبیه‌سازی دینامیکی دیوارهای خاک مسلح با مدل

دوفازی

۴.۱.۴. شبیه‌سازی آزمایش‌های جکسون

جکسون (۲۰۱۰) تعدادی آزمایش میز لرزه را برای دیوارهای خاک مسلح در مقیاس کوچک انجام داده است. [۴۸] مقیاس آزمایش‌ها $\frac{1}{8}$ بوده و سه مدل از مدل‌های دیوار خاک مسلح (مدل‌های ۱، ۲ و ۳) برای صحت‌سنجی مدل دوفازی برگزیده شده‌اند. مدل PZC اصلاح شده برای رفتار فاز ماتریس در هر سه مدل اعمال شده است. تغییرشکل‌های جانبی دیوارها در مدل دوفازی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه و منحنی‌های همتراز کرنش برشی خمیری جمع‌شونده‌ی مدل ۳ بررسی و ارزیابی شده‌اند.

۴.۱.۴.۱. هندسه‌ی دیوارهای خاک مسلح

شکل ۲، ویژگی‌ها و هندسه‌ی مدل‌های ۱ تا ۳ را نشان می‌دهد. ارتفاع تمام مدل‌ها (mm) ۹۰۰ و همگی با ۵ لایه‌ی ژئوگرید پلی‌استر مسلح شده‌اند.

۴.۱.۴.۲. مسلح‌کننده‌ها

پارامترهای مکانیکی مسلح‌کننده‌ها در جدول ۱ ارائه شده‌اند. نوع مسلح‌کننده‌ها، ژئوگرید است. پارامترهای مکانیکی مسلح‌کننده باید به پارامترهای مکانیکی فاز مسلح‌کننده در مدل دوفازی تبدیل شوند. فاصله‌ی بین لایه‌های مسلح‌کننده، ۱۵ cm است.

نسبت حجمی مسلح‌کننده برابر با $\chi = 1/150 = 0/0066$ است. بنابراین مدل کشسانی فاز مسلح‌کننده برابر با $E_r = \frac{220}{0.001} \times 0/0066 =$

جدول ۲. پارامترهای مدل PZC اصلاح شده برای ماسه‌ی Albany (مدل‌های ۱ تا ۳).

مقدار	پارامترهای مدل
$4/5 \times 10^4$	مدول حجمی پایه K (kPa)
$5/5 \times 10^4$	مدول برشی پایه G (kPa)
۰٫۷	پارامتر ثابت مدل M_f
۱٫۳	شیب خط حالت بحرانی M_g
$1/5 \times 10^4$	ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0
$4/0 \times 10^4$	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}
$4/0$	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ'
۱۵٫۰	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U
۴٫۲	پارامتر ثابت مدل β_0
۰٫۲	پارامتر ثابت مدل β_1
$5/0 \times 10^2$	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_2
۰٫۵	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_3

روش اخیر را برای کاهش زمان تحلیل دینامیکی دیوارهای خاک مسلح به کار بردند و مشاهده کردند که کاهش سختی ارتجاعی دیوار نما در تغییرشکل‌های جانبی و رفتار دیوار در طول بارگذاری دینامیکی تأثیری ندارد. [۲۵] علت عدم تأثیر کاهش سختی دیوار در تغییرشکل‌ها آن است که سختی ارتجاعی مصالح دیوار نسبت به سختی ارتجاعی خاک، عدد بسیار بزرگی است. دیوار نما با خاک پشت آن، مانند دو فنر با سختی‌های بسیار متفاوت هستند، که به صورت سری به همدیگر وصل شده‌اند. چنانچه سختی فنر معادل دیوار به اندازه‌ی ۱۰ برابر کاهش پیدا کند، سختی کل سیستم دیوار و خاک پشت آن تغییر چندانی نمی‌کند. لذا می‌توان سختی دیوار را تا ۱۰ برابر کاهش داد و در محاسبات از آن استفاده کرد.

با توجه به این‌که ضخامت دیوار نما ۵ mm است، در مدل عددی ضخامت مش‌های دیوار نیز ۵ mm انتخاب شده است. ضخامت کم مش‌ها در قسمت مذکور، منجر به بالا رفتن بسیار زیاد زمان تحلیل شد. برای حل مشکل، ضخامت دیوار در مدل به ۲۰ mm افزایش و در مقابل، وزن مخصوص آن به $833/0 \text{ kg/m}^3$ کاهش داده شده است، تا وزن دیوار ثابت بماند. مقایسه‌ی نتایج حاصل از دو مدل با ضخامت‌های مختلف دیوار نما و سختی‌های واقعی و کاهش یافته نشان داد که افزایش ضخامت دیوار نما و کاهش سختی آن در مدل عددی، تأثیری در رفتار دیوار ندارد.

از آن‌جا که در ساخت مدل‌های آزمایشگاهی، دانه‌های ماسه با استفاده از چسب مخصوص به طور یکنواخت به کف جعبه‌ی آزمایش چسبانده شده‌اند تا در سطح مشترک ایجاد شده، اصطکاک لازم در طول بارگذاری دینامیکی وجود داشته باشد، بنابراین زاویه‌ی اصطکاک بین ماسه و کف برابر با 33° فرض شده است. از سوی دیگر، زاویه‌ی اصطکاک در سطوح مشترک بین توده‌ی ماسه و دیوارهای نما و انتهایی برابر با $24^\circ = \tan^{-1}(2/3 \tan \varphi_{peak})$ در نظر گرفته شده است. در تمام شبیه‌سازی‌های انجام شده در پژوهش حاضر، نحوه‌ی اتصال دیوار نما به خاک پشت آن، توسط المان‌های کابلی تعبیه شده در نرم‌افزار FLAC و در چند نقطه در ارتفاع دیوار بوده است. همچنین در آزمایش‌های انجام شده، در انتهای غیرمسلح دیوار از مصالح جاذب استفاده نشده است. لذا در مدل عددی نیز از مرزهای جاذب انرژی استفاده نشده است. در سری آزمایش‌های بعدی نیز به علت عدم استفاده از مصالح جاذب در آزمایش، از مرز جاذب در مدل عددی استفاده نشده است.

۵.۱.۴. بارگذاری متناوب

شکل ۳، بارگذاری سینوسی اعمال شده به میز لرزه را نشان می‌دهد. طول مدت زمان بارگذاری در مدل ۱، ۵۰ ثانیه؛ در مدل ۲، ۶۰ ثانیه و در مدل ۳، ۷۰ ثانیه بوده است. دامنه‌ی شتاب از $g/1$ شروع و در پایان هر ۱۰ ثانیه بر مقدار آن به صورت پله‌یی به اندازه‌ی $g/1$ افزوده شده است. بسامد بارگذاری‌ها ۵ هرتز بوده است.

۶.۱.۴. مدل عددی

شبیه‌سازی عددی با نرم‌افزار ۴/۰ FLAC ۲D Version انجام شده است. مدل دوفازی تدوین شده به عنوان مدل تعریف شده توسط کاربر^{۱۷} در نرم‌افزار FLAC وارد شده است. برای انتگراسیون^{۱۸} مدل رفتاری، روش اولری ساده^{۱۹} استفاده شده است. تعداد المان‌های مدل عددی، ۸۲۴ بوده است. ساخت مدل دیوار قبل از اعمال بار دینامیکی، همانند آزمایش به صورت مرحله‌یی بوده است. در مدل عددی حاضر از فرمولاسیون کرنش‌های جزئی (مهندسی) استفاده شده است.

۷.۱.۴. تغییرشکل جانبی ماندگار دیوارها

شکل ۴، تغییرشکل جانبی ماندگار تاج دیوار در برابر دامنه‌ی شتاب‌های افزایشی را برای مدل‌های ۱، ۲ و ۳ نشان می‌دهد. نرخ افزایش تغییرشکل جانبی ماندگار

ترتیب برابر با 0.9% ، $2/65 \text{ t/m}^2$ ، 0.3 mm ، 0.83 و 0.51 گزارش شده است. همچنین زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیشینه (φ_p) و زاویه‌ی اصطکاک حالت بحرانی (φ_c) به ترتیب برابر با 33° و 31° گزارش شده است. وزن مخصوص خاک برای مدل‌های ۱ و ۳ برابر با 17 kN/m^3 و برای مدل ۲ برابر با $17/38 \text{ kN/m}^3$ اندازه‌گیری شده است. هیچ آزمایش المانی بر روی خاک گزارش نشده است. بنابراین پارامترهای مدل اصلاح‌شده‌ی PZC با استفاده از اطلاعات مربوط به زاویه‌ی اصطکاک داخلی، چگالی نسبی خاک و بر اساس نتایج آزمایشگاهی مدل ۱ کالیبره شده است. به عنوان مثال، M_g تابع زاویه‌ی اصطکاک حالت بحرانی خاک است. در مورد خصوصیات ارتجاعی خاک مورد استفاده در آزمایش هیچ اشاره‌ی نشده است. بنابراین پارامترهای ارتجاعی مدل رفتاری (G_0 و k_0) بر اساس موارد موجود مشابه در ادبیات فنی انتخاب شده‌اند. برای تعیین ضریب خمیری اولیه‌ی بارگذاری مدل (H_0)، اطلاعاتی در آزمایش‌ها داده نشده است. بنابراین مقدار آن بر اساس توصیه‌های قبلی در مورد مدل اخیر برای خاک‌های متراکم فرض شده است. سایر پارامترها نیز بر اساس تغییرشکل‌های جانبی مدل ۱ در آزمایشگاه کالیبره شده‌اند. در جدول ۲، نیز پارامترهای مدل PZC اصلاح شده برای مدل‌های ۱، ۲ و ۳ ارائه شده است.

۴.۱.۴. شرایط مرزی پاشنه‌ی دیوارها، دیوار نما و سطوح مشترک

شرایط مرزی پاشنه برای هر سه دیوار به صورت لغزشی است. دیوار نما از جنس آلومینیوم با ابعاد $5(\text{mm}) \times 800 \times 960$ است که با نبشی‌های فلزی در جهت عمودی و افقی مقاوم‌سازی شده است. وزن دیوار نما 3 کیلوگرم بوده و توری ساخته شده است که کمترین اثر را در رفتار دیوار داشته باشد و صلبیت آن در طول آماده‌سازی دیوار و آزمایش حفظ شود.

در ابتدا، برای دیوار نمای فلزی، مقادیر واقعی ضرایب ارتجاعی فرض و مشاهده شد که فرض مقادیر واقعی، زمان تحلیل دیوار را به صورت قابل ملاحظه‌یی افزایش می‌دهد. مقادیر واقعی مدول برشی و مدول حجمی دیوار فلزی به ترتیب برابر با $2/6 \times 10^7 \text{ (kPa)}$ و $6/76 \times 10^7 \text{ (kPa)}$ گزارش شده است. برای غلبه بر مسئله‌ی افزایش قابل ملاحظه‌ی زمان تحلیل، مقادیر مدول برشی و مدول حجمی دیوار به ترتیب به مقادیر $2/6 \times 10^6 \text{ (kPa)}$ و $6/76 \times 10^6 \text{ (kPa)}$ کاهش داده شد. البته کاهش ذکر شده‌ی ضرایب ارتجاعی دیوار فلزی اثر محسوسی در رفتار دیوار در طول بارگذاری دینامیکی نداشت. زرنانی و همکاران (۲۰۱۱) در تحلیل‌هایشان

در مدل‌های ۱ و ۲ به ترتیب از شتاب $g/4$ و $g/5$ به بعد به طور محسوسی افزایش یافته است. این شتاب مرزی در ادبیات فنی به عنوان «شتاب بحرانی»^[۲] شناخته می‌شود. شتاب بحرانی اندازه‌گیری شده در مدل‌های ۱ و ۲ به ترتیب $g/4$ و $g/5$ است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدل دوفازی، مقادیر شتاب اندازه‌گیری شده را به خوبی پیش‌بینی کرده است. شتاب بحرانی پیش‌بینی شده توسط مدل دوفازی برای دیوار ۳، مقدار $g/52$ است. در حالی که شتاب بحرانی اندازه‌گیری شده در دیوار ۳ در نقطه‌ی مشخصی رخ نداده است، ولی در هر حال بین $g/5$ و $g/6$ قرار دارد. مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که به طور کلی بین نتایج مدل دوفازی و آزمایشگاهی تطابق خوبی وجود دارد. افزایش ناگهانی در نرخ تغییرشکل‌های جانبی دیوارها در سایر مطالعات مشابه دیوار خاک مسلح بر روی دستگاه میز لرزه نیز مشاهده شده است.^[۲۹-۵۱] شایان ذکر است که در مدل عددی ارائه شده از کرنش‌های جزئی در محاسبات استفاده شده است. لذا مدل حاضر قادر به پیش‌بینی دقیق تغییرشکل‌های بزرگ نیست. تغییرشکل‌های رخ داده در دیوارهای مورد آزمایش در شتاب‌های بزرگ‌تر از شتاب بحرانی در بازه‌ی تغییرشکل‌های بزرگ قرار دارند و تغییرشکل‌های پیش‌بینی شده توسط مدل حاضر در بازه‌ی مذکور از شتاب‌ها، دقیق و قابل اتکا نیستند.

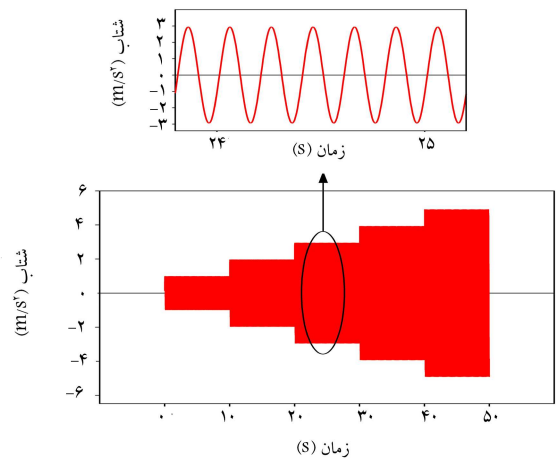
۸.۱.۴. الگوی تغییرشکل

شکل ۵ - الف، منحنی‌های همتراز کرنش برشی خمیری جمع‌شونده حاصل از شبیه‌سازی دوفازی برای مدل ۳ در دامنه‌ی شتاب $g/5$ را نشان می‌دهد. شکل ۵ - ب، نیز شکل اصلی مدل به همراه منحنی تغییرشکل یافته و سطوح گسیختگی بالقوه را نشان می‌دهد. مطابق شکل ۵ - الف، سه سطح گسیختگی اصلی در مدل مشاهده می‌شود. سطح گسیختگی ۲ از پاشنه‌ی دیوار شروع شده و تا نقطه‌ی در حوالی میانه‌ی ارتفاع دیوار در مرز بین ناحیه‌ی مسلح و غیرمسلح ادامه پیدا کرده است. سطح گسیختگی ۱ نیز از نقطه‌ی در مرز بین ناحیه‌ی مسلح و غیرمسلح در میانه‌ی ارتفاع دیوار شروع شده و به صورت مایل تا سطح بالایی دیوار ادامه پیدا کرده است. سطح سوم، نیز مرز میان ناحیه‌ی مسلح و غیرمسلح است، که مقدار کرنش برشی خمیری در آن بیش از 10% است.

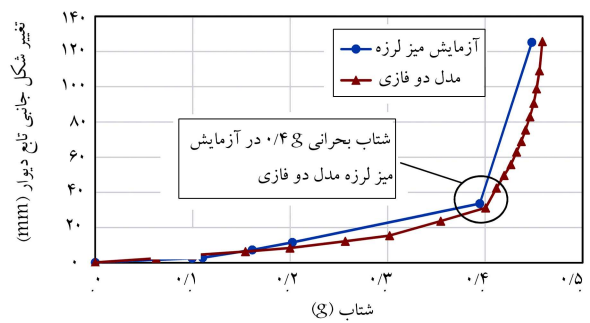
همان‌طور که مشاهده می‌شود، سطح گسیختگی در ناحیه‌ی غیرمسلح پشت ناحیه‌ی مسلح (سطح گسیختگی ۱) مشابه سطوح گسیختگی مشاهده شده در آزمون میز لرزه است. در آزمون‌های میز لرزه‌ی انجام شده، اشاره‌ی به سطح گسیختگی در ناحیه‌ی مسلح نشده است. با این حال برای تأیید صحت سطح گسیختگی ۲، نتایج آزمایش مهدوی و همکاران (۲۰۱۲) بر روی دیوارهای خاک مسلح تحت بار دینامیکی در میز لرزه در شکل ۵ ج مشاهده می‌شود.

۲.۴. شبیه‌سازی آزمایش‌های الامام و بترست

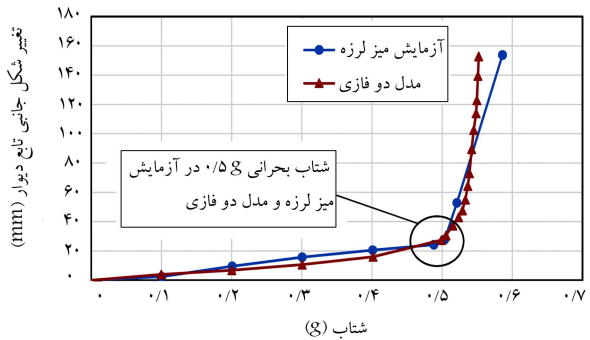
الامام و بترست (۲۰۰۴)، برای ارزیابی رفتار لرزه‌ی دیوارهای خاک مسلح، آزمایش‌های میز لرزه‌ی مختلفی را بر روی دیوارهای خاک مسلح در مقیاس کوچک ($\frac{1}{8}$) انجام داده‌اند.^[۲] در پژوهش حاضر، ۵ آزمون (مدل‌های ۴ الی ۸) انتخاب و با روش دوفازی شبیه‌سازی شده‌اند. فاز ماتریس در مدل ۴ با مدل‌های PZC و PZC اصلاح شده و در مدل‌های ۵ تا ۸ با مدل PZC اصلاح شده شبیه‌سازی شده است. تغییرشکل جانبی ماندگار دیوارها، که با مدل دوفازی پیش‌بینی شده‌اند، با نتایج آزمایش‌های میز لرزه مقایسه شده‌اند. منحنی‌های همتراز کرنش برشی خمیری جمع‌شونده و سطوح گسیختگی بالقوه در مدل ۴ بررسی شده‌اند. سطوح گسیختگی



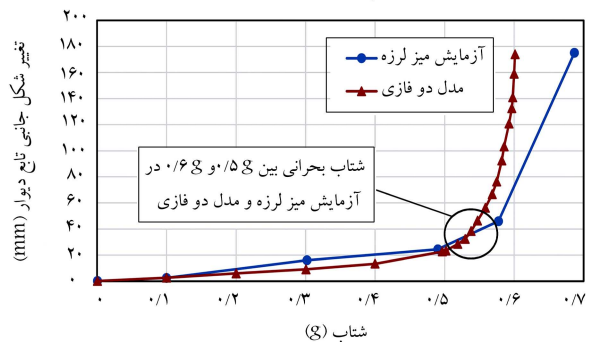
شکل ۳. بارگذاری سینوسی اعمال شده به مدل‌های ۱ تا ۳.



الف) مدل ۴

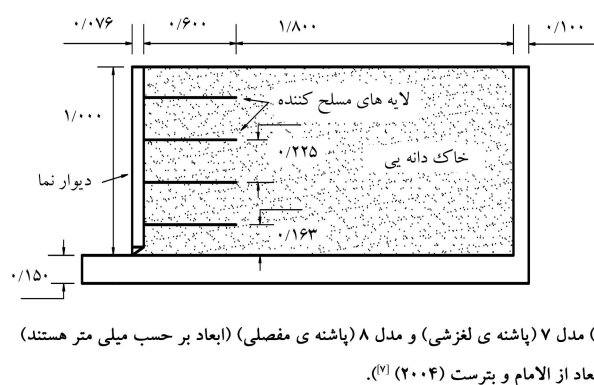
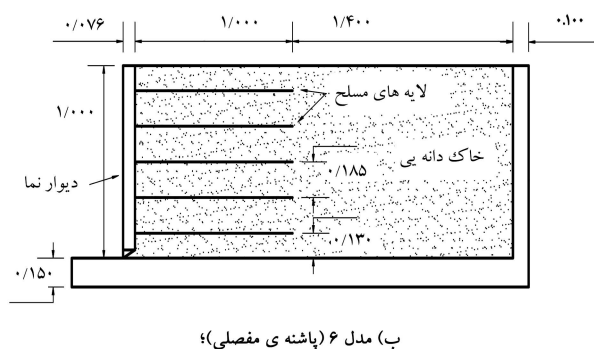
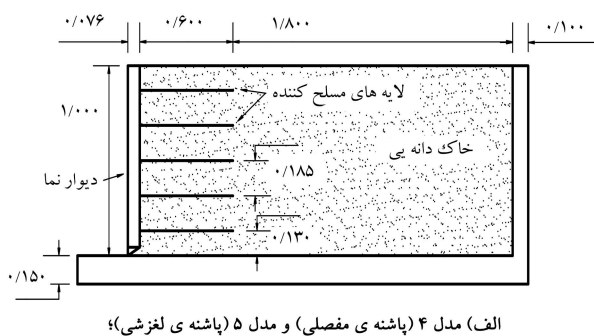


ب) مدل ۵



ج) مدل ۸

شکل ۴. تغییرشکل‌های جانبی تاج دیوارهای خاک مسلح در مدل دوفازی و آزمایش میز لرزه در برابر افزایش پله‌ی دامنه‌ی شتاب (نتایج آزمایش‌ها از جکسون (۲۰۱۰))^[۲۸].

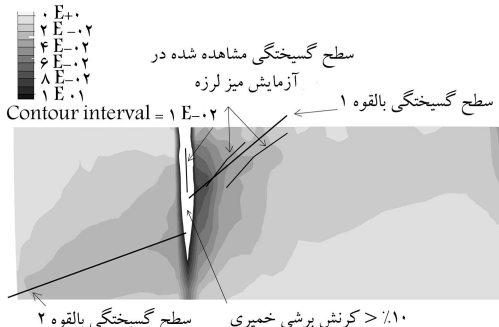


شکل ۶. مشخصات دیوارهای خاک مسلح مورد مطالعه.

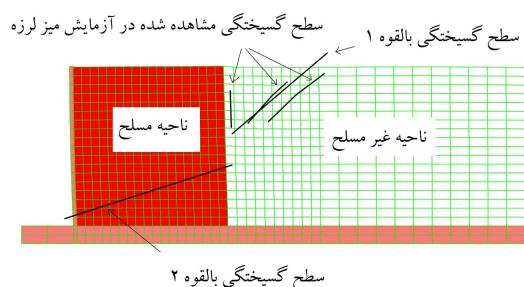
۲.۲.۴. شرایط مرزی پاشنه‌ی دیوارها، دیوار نما و سطوح مشترک

شرایط مرزی پاشنه‌ی دیوارها برای مدل‌های ۴، ۶ و ۸ به صورت مفصلی و برای مدل‌های ۵ و ۷ به صورت لغزشی است. دیوار نما از پروفیل‌های فولادی مستطیلی سوراخ‌دار به ابعاد $76\text{mm} \times 38\text{mm} \times 1/4\text{mm}$ در کنار هم تشکیل شده است. هرکدام از پروفیل‌های ذکر شده، $7/1\text{ kg}$ وزن دارند. پروفیل‌ها با ۳ میله‌ی فولادی، که از میان پروفیل‌ها عبور و اتصال را برقرار می‌کنند، به همدیگر متصل شده‌اند. نوع اتصال مذکور ساختار نسبتاً صلبی را برای دیوار نما فراهم می‌کند. ارتفاع دیوار در تمام مدل‌ها ۱ متر است. مسلح‌کننده‌ها به دیوار نما متصل شده‌اند. وزن مخصوص دیوار نمای فلزی، $1/7\text{ t/m}^3$ بوده و رفتار آن، ارتجاعی خطی فرض شده است. همانند شبیه‌سازی مدل‌های ۱ تا ۳، که پارامترهای ارتجاعی دیوار با ضریب ۱۰ کاهش پیدا کرده‌اند، در مدل‌های مذکور نیز مقادیر مدول حجمی و برشی به ترتیب برابر با $1/1 \times 10^6\text{ kPa}$ و $8/33 \times 10^6\text{ kPa}$ در نظر گرفته شده‌اند (مقادیر واقعی به ترتیب برابر با $1/1 \times 10^6\text{ kPa}$ و $8/33 \times 10^6\text{ kPa}$) هستند.

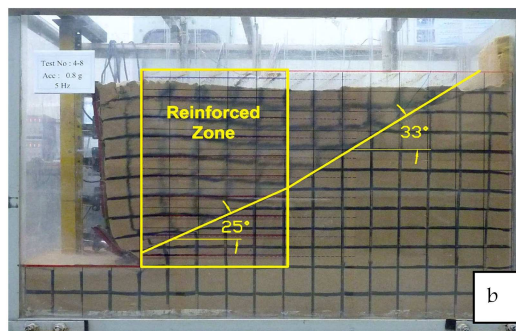
Plastic deviatoric strain



الف) منحنی‌های همتراز کرنش برشی خمیری جمع‌شونده برای مدل ۳ در شتاب بیشینه‌ی ۰/۵g (نتایج آزمایش از جکشون (۲۰۱۰) (۲۸)؛



ب) شکل اصلی مدل به همراه منحنی تغییر شکل یافته و سطح گسیختگی؛



شکل ۵. مقایسه الگوی تغییر شکل و سطوح گسیختگی بالقوه در مدل عددی و مدل‌های آزمایشگاهی.

پیش‌بینی شده با سطوح گسیختگی مشاهده شده در آزمایش‌ها و مدل‌های عددی موجود در ادبیات فنی مقایسه شده‌اند.

۱.۲.۴. هندسه‌ی دیوارهای خاک مسلح

دیوارهای خاک مسلح مورد مطالعه، در داخل یک جعبه‌ی مستطیلی صلب با ابعاد افقی $2/7 \times 1/4$ متر ساخته شده‌اند. دیوار انتهایی جعبه در انتهای غیرمسلح دیوار، به صورت صلب است، که این امر شبیه‌سازی شرط مرزی در این قسمت از مدل عددی را آسان‌تر می‌سازد. شکل ۶، مشخصات هندسی، تعداد مسلح‌کننده‌ها و فاصله‌ی آن‌ها را از همدیگر برای مدل‌های ۴ تا ۸ نشان می‌دهد. دقت شود که در تعدادی از مدل‌ها، پاشنه‌ی نما، مفصلی و در تعدادی دیگر لغزشی است، که به این موضوع باید در مدل‌سازی عددی توجه شود.

جدول ۳. پارامترهای مکانیکی ژئوگرید در آزمایش‌های میز لرزی دیوار خاک مسلح (مدل‌های ۴ الی ۸). [۷]

مقدار	پارامترهای مدل
۹۰٫۰°	سختی J^* (kN/m)
۲٫۰°	ضخامت t (mm)
۱۳٫۰°	مقاومت کشش نهایی T^u (kN/m)
۰٫۰°	زاویه‌ی لایه‌ی مسلح‌کننده نسبت به افق α (°)

در سطوح مشترک بین دیوار نما و توده‌ی خاک مسلح و همچنین در سطوح مشترک خاک و جعبه درکف و ضلع انتهایی (ضلع سمت راست جعبه در شکل ۶) زاویه‌ی اصطکاک برابر با $\delta = \tan^{-1} \left(\frac{t}{T} \tan \varphi_{peak} \right) = 47^\circ$ فرض شده است. زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیشینه‌ی خاک، 58° است، که توسط الامام و بترست (۲۰۰۴) برای حالت کرنش مسطح استخراج شده است. [۷]

سطح مشترک در نرم‌افزار FLAC توسط یک المان طولی با ضخامت صفر شبیه‌سازی می‌شود. لذا، سطح مشترک بین ناحیه‌ی غیرمسلح با دیواره و کف و نیز سطح مشترک بین ناحیه‌ی مسلح یا همان محیط دوفازی و کف و دیواره‌ی نما هم دقیقاً به روش مذکور شبیه‌سازی شده‌اند. به عبارت دیگر، محیط دوفازی به مثابه‌ی یک محیط خاکی است، که در جهت افقی مقاوم‌تر شده است و تعریف المان‌های سطح مشترک آن با دیواره‌ی نما و کف، هیچ تفاوتی با روش‌های معمول ندارند.

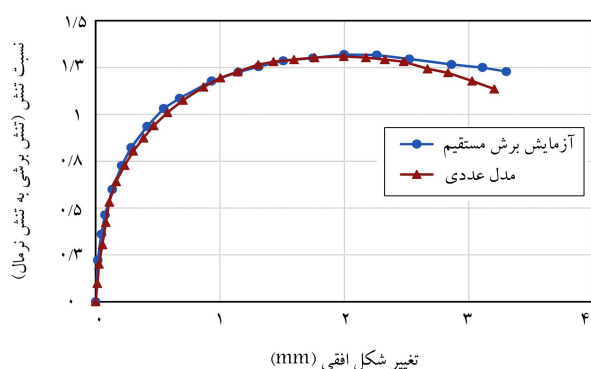
۳.۲.۴. مشخصات مسلح‌کننده‌ها

جنس مسلح‌کننده‌ها، ژئوگرید پلی‌استر با رویه‌ی پوششی از جنس پلی‌وینیل کلراید [۲۱] بوده است. جدول ۳، پارامترهای مکانیکی ژئوگرید به کاررفته در دیوارهای خاک مسلح (مدل‌های ۴ الی ۸) را نشان می‌دهد.

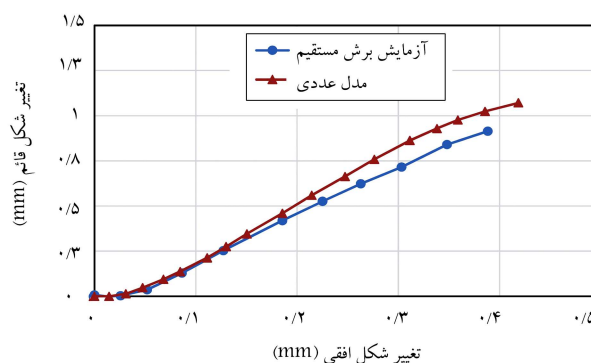
برای شبیه‌سازی دیوارهای خاک مسلح توسط روش دوفازی، پارامترهای مکانیکی لایه‌های مسلح‌کننده باید به پارامترهای مکانیکی فاز مسلح‌کننده تبدیل شوند. فاصله‌ی بین لایه‌های ژئوگرید در مدل‌های ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ در مدل‌های ۷ و ۸ برابر با 225 mm است. ضخامت ژئوگریدها نیز 2 mm است. بنابراین نسبت حجمی فاز مسلح‌کننده برای مدل‌های ۴، ۵، ۶ و ۷ برابر با: $\chi = \frac{t}{185} = 0/01$ و برای مدل‌های ۷ و ۸ برابر با: $\chi = \frac{t}{175} = 0/088$ است. بنابراین مدول کشسانی فاز مسلح‌کننده (E_T) برای مدل‌های ۴ الی ۶ برابر با: $E_T = \frac{9/0}{0/01} \times 0/01 = 450/0 \text{ kN/m}^2$ و برای مدل‌های ۷ و ۸ برابر با: $E_T = \frac{9/0}{0/088} \times 0/088 = 400/0 \text{ kN/m}^2$ است. محاسبه شده است. مقاومت کششی فاز مسلح‌کننده (σ_u^T) نیز برای مدل‌های ۴ الی ۶ برابر با: $\sigma_u^T = \frac{12/0}{0/01} \times 0/01 = 65/0 \text{ kN/m}^2$ و برای مدل‌های ۷ و ۸ برابر با: $\sigma_u^T = \frac{12/0}{0/088} \times 0/088 = 57/8 \text{ kN/m}^2$ است. خاطر نشان می‌سازد که ضریب پواسون مسلح‌کننده‌ها در آزمایش‌های میز لرزی دیوارهای خاک مسلح گزارش نشده بود. بنابراین مقدار آن در تمام مدل‌ها برابر $0/1$ فرض شده است. البته برای بررسی اثر تغییرات ضریب پواسون مسلح‌کننده‌ها، مقدار آن در مدل ۱ از $0/33$ به $0/1$ افزایش داده شده است. مقایسه‌ی نتایج نشان داد که اثر این تغییر در تغییرشکل دیوار بسیار جزئی بوده است.

۴.۲.۴. مشخصات خاک

خاک استفاده شده در آزمایش‌های انجام شده، نوعی ماسه‌ی مصنوعی اولیون [۲۲] با دانه‌های تیز گوشه تا نسبتاً تیز گوشه بوده است. وزن مخصوص دانه‌ها، $2/88$ بوده و مقدار تخلخل (e) بیشینه و کمینه‌ی خاک به ترتیب برابر با $0/7$ و $0/27$ گزارش شده است. اندازه‌ی بزرگ‌ترین دانه برابر 2 mm ، ضریب خمیدگی (C_c) برابر $0/27$



الف) نسبت تنش در برابر تغییر شکل افقی؛



ب) تغییر شکل قائم در برابر تغییر شکل افقی.

شکل ۷. شبیه‌سازی آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه توسط مدل PZC. (نتایج آزمایش از زرنانی و همکاران (۲۰۱۱)). [۲۵]

ضریب یکنواختی (C_u) برابر $2/5$ بوده است. چگالی نسبی خاک در مدل‌های آزمایشگاهی 86% و وزن مخصوص خشک آن نیز برابر با $15/7 \text{ kN/m}^3$ گزارش شده است. زرنانی و همکاران (۲۰۱۱) بر روی ماسه‌ی اشاره شده با همان چگالی نسبی، آزمایش‌های برشی مستقیم انجام داده‌اند. [۲۵] تنش قائم در آزمایش‌های مذکور برابر با مقادیر $5/7$ ، $11/75$ ، $15/7$ و $19/6$ کیلو پاسکال بوده است. تنش قائم $5/7 \text{ kPa}$ به مقدار تنش میانگین در مدل‌های میز لرزه نزدیک‌تر است. بنابراین از نتایج آزمایش با تنش قائم $5/7 \text{ kPa}$ برای کالیبره کردن پارامترهای مدل PZC استفاده شده است. زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیشینه‌ی خاک در حالت کرنش مسطح 58° ، زاویه‌ی اصطکاک باقی‌مانده 46° ، زاویه‌ی اتساع 15° و چسبندگی آن صفر بوده است. هیچ نوع آزمایش دینامیکی بر روی ماسه‌ی مورد مطالعه گزارش نشده است. لذا در پژوهش حاضر، پارامترهای بخش دینامیکی مدل PZC برای ماسه‌ی مصنوعی اولیون با کالیبره کردن نتایج مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی مدل ۴ به دست آمده است. شکل ۷، نتایج شبیه‌سازی آزمایش برش مستقیم را بر روی ماسه و توسط مدل PZC نشان می‌دهد.

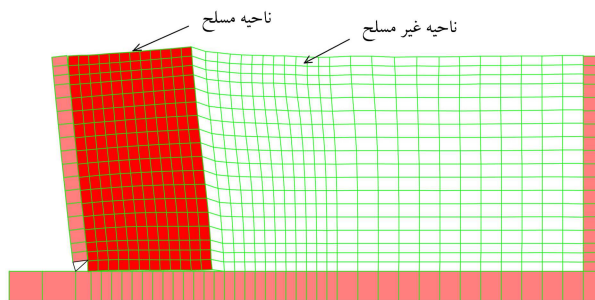
توجه شود که اصلاح‌های وارد شده در مدل PZC نقشی در پاسخ مدل در بارگذاری یک‌سویه ندارند. بنابراین نمودارهای نشان داده شده در بارگذاری یک‌سویه برای هر دو مدل PZC و اصلاح شده یکسان است. شکل ۷ الف نشان می‌دهد که تا تغییرشکل افقی $2/5 \text{ mm}$ ، بین نتایج مدل‌سازی و آزمایشگاهی تطابق بسیار خوبی وجود دارد. در شکل ۷ ب نیز تا تغییرشکل افقی $2/0 \text{ mm}$ ، تطابق خوبی بین نتایج مدل‌سازی و آزمایش مشاهده می‌شود. جدول ۴، پارامترهای مدل PZC و اصلاح شده را برای ماسه‌ی مورد مطالعه نشان می‌دهد.

جدول ۴. پارامترهای مدل PZC (مدل ۴) و مدل PZC (مدل‌های ۴ تا ۸) اصلاح شده برای ماسه‌ی مورد مطالعه.

مقدار	پارامترهای مدل
$1/5 \times 10^4$	مدول حجمی پایه K (kPa)
$2/0 \times 10^4$	مدول برشی پایه G (kPa)
$0/94$	پارامتر ثابت مدل M_f
$1/9$	شیب خط حالت بحرانی M_g
$1/0 \times 10^4$	ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0
$5/0 \times 10^4$	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_U
$1/9 \times 10^3$	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a
$4/0$	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^b
$15/0$	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U
$4/2$	پارامتر ثابت مدل β_0
$0/2$	پارامتر ثابت مدل β_1
$1/0 \times 10^4$	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) (β_r)
$0/5$	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) (β_r)

(a) فقط مدل PZC

(b) فقط مدل اصلاح شده PZC



شکل ۸. مش تغییرشکل یافته‌ی مدل ۴.

۷.۲.۴. تغییرشکل جانبی ماندگار دیوارها
مدل دوفازی پیشنهادی ابتدا با دیوار خاک مسلح شماره ۴ (مدل ۴) کالیبره شده و با همان پارامترهای مدل PZC اصلاح شده برای شبیه‌سازی مدل‌های ۵ الی ۸ به کار رفته است. پارامترهای مکانیکی مسلح‌کننده‌ها در مدل‌های ۴ الی ۸ یکسان بوده است. تفاوت مدل‌های ۴ الی ۸ با یکدیگر در تعداد لایه‌های مسلح‌کننده، طول لایه‌ها و شرایط مرزی پاشنه‌ی دیوار است. توجه شود که پارامترهای مدل PZC اصلاح شده مربوط به بارگذاری یک‌سویه، با استفاده از آزمایش برش مستقیم و پارامترهای دینامیکی آن بر اساس نتایج آزمایش میز لرزه‌ی مدل ۴ کالیبره شده است. شکل ۹، نتایج شبیه‌سازی مدل دوفازی و آزمایشگاهی میز لرزه را برای مدل‌های ۴ الی ۸ نشان می‌دهد.

خاطر نشان می‌سازد که هنگام استفاده از مدل PZC اصلاح شده نیازی به وارد کردن ضریب میرایی و اسکوز نیست. در جریان بررسی‌ها برای اصلاح مدل PZC، از ضریب میرایی و اسکوز نیز برای تحلیل دینامیکی توده‌ی خاک مسلح استفاده و ملاحظه شد که کاربرد ضریب میرایی و اسکوز به همراه مدل PZC از یک سو، بهبود قابل ملاحظه‌ی در نزدیک شدن نتایج مدل عددی به نتایج آزمایش به وجود نیاورده و از سوی دیگر، زمان محاسبات را ۱۵ برابر بیشتر کرده است. نرخ افزایش تغییرشکل جانبی ماندگار در مدل ۴ از شتاب $g/4$ به بعد به‌طور محسوسی افزایش یافته است. شتاب بحرانی پیش‌بینی شده در مدل دوفازی (با مدل PZC اصلاح شده) و مدل آزمایشگاهی میز لرزه تطابق خوبی داشتند و هر دو شتاب $g/4$ را نشان می‌دهند. چنانچه دو خط مماس تقریبی بر قسمت‌های انتهایی نمودار با تغییرشکل زیاد و ابتدایی نمودار با تغییرشکل کم رسم شود، محل تقاطع دو خط مماس رسم شده، به‌طور تقریبی محل شتاب بحرانی را نشان می‌دهد. شتاب بحرانی توسط مدل دوفازی برای مدل ۵، مابین $g/4$ و $g/5$ قرار داشته و در آزمون میز لرزه، $g/4$ پیش‌بینی شده است. همچنین در مدل ۶، شتاب بحرانی توسط مدل دوفازی و آزمایش تطابق خوبی با هم داشته و برای هر دو مدل اخیر $g/4$ بوده است. برای مقایسه‌ی روش دوفازی با روش معمول مدل‌سازی لایه‌ی، مدل مذکور با روش لایه‌ی نیز شبیه‌سازی شده است، که نتایج آن در شکل ۹ - ج حاکی از تطابق بسیار خوب روش دوفازی و روش معمول لایه‌ی است. شتاب بحرانی پیش‌بینی شده برای مدل ۷ توسط مدل‌های دوفازی و آزمایشگاهی تقریباً یکسان بوده و بین $g/3$ تا $g/4$ قرار داشته است. همچنین شتاب بحرانی در آزمایش مدل ۸، $g/5$ و در مدل دوفازی $g/4$ بوده است.

۸.۲.۴. الگوی تغییرشکل

شکل ۱۰ - الف، منحنی‌های هم‌تراز کرنش برشی خمیری جمع‌شونده را در مدل ۴ و در شتاب پیشینه‌ی $g/7$ نشان می‌دهد. مقادیر کرنش برشی اشاره شده در مرز بین ناحیه‌ی مسلح و غیرمسلح، در گوه‌ی لغزشی پشت ناحیه‌ی مسلح و بر روی سطحی، که گوه‌ی لغزشی را به پاشنه‌ی دیوار نما متصل می‌کند (سطح گسیختگی شماره ۲)، بیشتر از مناطق دیگر است. مقادیر بالای کرنش‌های برشی خمیری در مرز بین ناحیه‌ی مسلح و غیرمسلح ناشی از اختلاف سختی ناحیه‌ی مسلح و غیرمسلح است و می‌تواند منجر به گسیختگی دیوار از ناحیه‌ی مذکور شود.

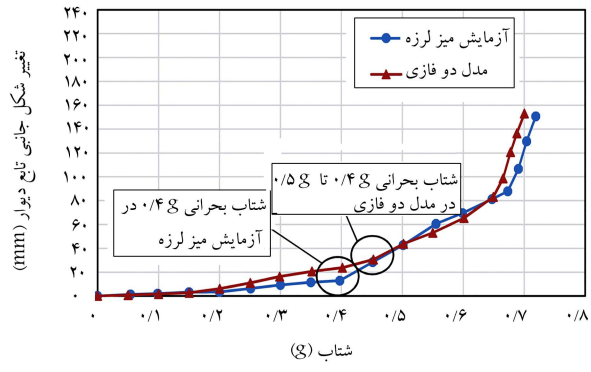
خطوط راهنمای سیاه در شکل ۱۰، نماینده‌ی سطوح گسیختگی بالقوه در دیوار هستند. سطح گسیختگی ۱ از سطح فوقانی دیوار در پشت ناحیه‌ی مسلح شروع شده و به سمت پاشنه دیوار پیش رفته است. سطح گسیختگی ۱ سپس تبدیل به سطح گسیختگی ۲ شده است، که با شیب ملایم‌تری به سمت پاشنه پیش رفته است. شکل ۱۰ - ب، نیز شکل اصلی مدل به همراه مش تغییرشکل یافته و سطوح گسیختگی بالقوه را نشان می‌دهد.

۵.۲.۴. بارگذاری متناوب

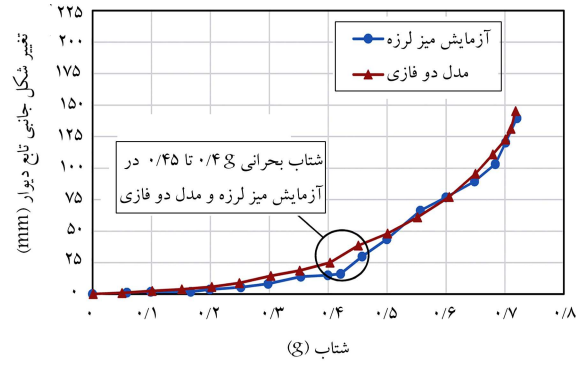
نوع بارگذاری اعمال شده به دیوارها از نوع سینوسی با دامنه‌ی شتاب افزایشی و با بسامد بارگذاری ۵ هرتز بوده است. بارگذاری‌ها با دامنه‌ی شتاب برابر $g/5$ شروع شده و به‌صورت پله‌ی پس از هر ۵ ثانیه به مقدار $g/5$ افزایش یافته است. بارگذاری مذکور به پایین‌ترین سطح افقی و سطوح قائم جانبی مدل‌های دیوار (قسمت‌های فلزی) اعمال شده است.

۶.۲.۴. مدل عددی

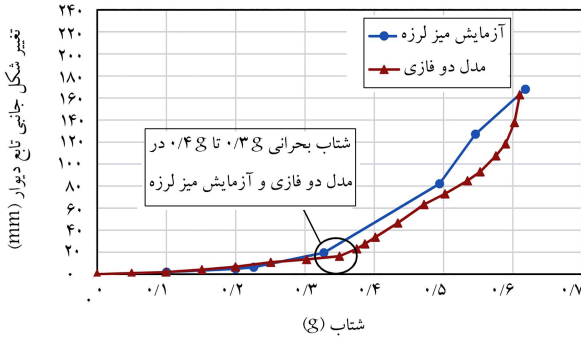
مدل عددی در مثال کنونی، شامل ۷۲۴ المان است. شایان ذکر است که در ابتدای شبیه‌سازی‌ها، تحلیل حساسیت انجام و بهینه‌ترین مش‌بندی انتخاب شده است. مدل عددی دیوار نیز همانند ساخت آن در آزمایشگاه به‌صورت مرحله‌ی ساخته شده است. پس از مراحل اخیر، بار سینوسی به مدل اعمال شده است. در طول شبیه‌سازی‌ها، زمان لازم برای محاسبات عددی مدل‌های دوفازی و لایه‌ی مربوط به آزمون ۴ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. زمان لازم برای محاسبات مربوط به اولین پله‌ی بارگذاری (ثانیه‌ی صفر تا ثانیه‌ی پنجم) در مدل‌های دوفازی و لایه‌ی به ترتیب برابر با ۲۶ دقیقه و ۴۲ دقیقه بوده است. شکل ۸، مش تغییرشکل یافته‌ی مدل ۴ به همراه نواحی مسلح و غیرمسلح را نشان می‌دهد. پارامترهای فاز مسلح‌کننده در ناحیه‌ی مسلح مشخص شده اعمال شده‌اند.



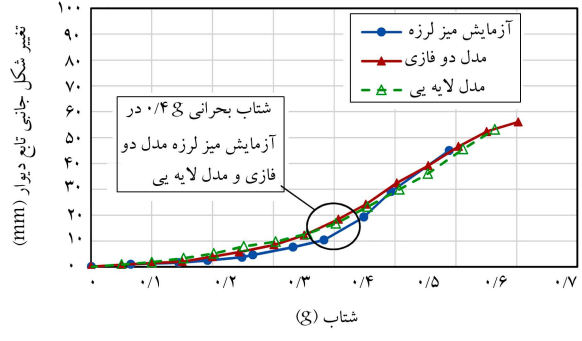
(ب) مدل ۵ (پاشنه ی لغزشی)؛



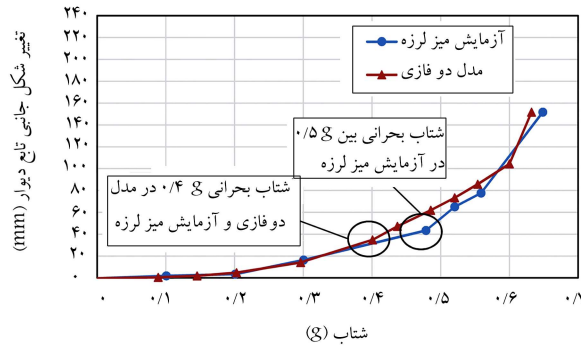
(الف) مدل ۴ (پاشنه ی مفصلی)؛



(د) مدل ۷ (پاشنه ی لغزشی)؛

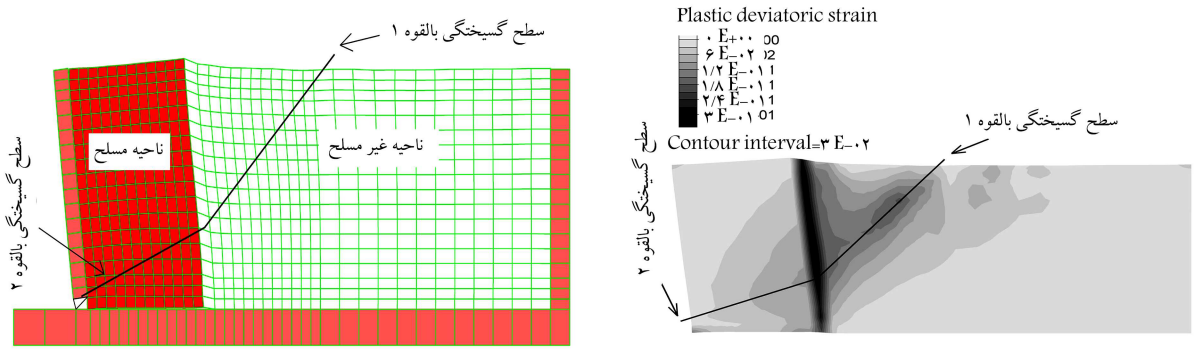


(ج) مدل ۶ (پاشنه ی مفصلی) به همراه مقایسه با روش مدل سازی معمول لایه ی؛



(ه) مدل ۸ (پاشنه ی مفصلی).

شکل ۹. مقایسه ی تغییر شکل جانبی ماندگار تاج دیوار در مدل دو فازی و نتایج آزمایش های میز لرزه در برابر افزایش پله یی دامنه ی شتاب، (نتایج آزمایش از الامام و بترست [۷]، (۲۰۰۴)).



(ب) شکل اصلی مدل به همراه منحنی تغییر شکل یافته و سطوح گسیختگی.

(الف) منحنی های همتراز کرنش برشی خمیری جمع شونده در مدل ۴ و در شتاب پیشینه ی ۰/۷؛

شکل ۱۰. الگوی تغییر شکل و سطوح گسیختگی بالقوه در مدل ۴.

دو سری آزمایش‌های میز لرزه، شامل ۸ دیوار خاک مسلح برای صحت‌سنجی مدل دوفازی استفاده شدند. در سری اول، به علت در دسترس نبودن رفتار تنش - کرنشی خاک در آزمایش‌های المانی، پارامترهای مدل توسط یکی از آزمون‌های میز لرزه کالیبره و برای ۲ دیوار خاک مسلح دیگر استفاده شدند. در سری دوم، به علت دسترسی به آزمایش برش ساده‌ی یک‌سویه بر روی خاک مورد استفاده، امکان کالیبره کردن پارامترهای استاتیکی مدل رفتاری میسر شد. اما به علت عدم دسترسی به رفتار دینامیکی خاک در آزمایش المانی، از یکی از آزمون‌های میز لرزه برای تعیین پارامترهای دینامیکی استفاده شده است.

تغییر شکل‌های جانبی تاج مدل‌های دیوار خاک مسلح محاسبه شدند، که تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایش داشتند. مطالعات قبلی بر روی دیوارهای خاک مسلح تحت بار میز لرزه، حاکی از وجود یک شتاب بحرانی بوده‌اند، که در آن رفتار خاک از حالت ارتجاعی به حالت خمیری تغییر یافته است. همچنین مقدار تغییر شکل تا پیش از شتاب بحرانی مذکور، همیشه مقدار کمی بوده است، اما مقدار آن با عبور از شتاب بحرانی به طور قابل توجهی افزایش یافته است. مدل دوفازی پیشنهادی، پدیده‌ی اخیر را به خوبی پیش‌بینی کرده است.

منحنی‌های همتراز کرنش برشی خمیری در شتاب‌های پایین، یک گوه‌ی لغزشی بالقوه در ناحیه‌ی مسلح را نشان می‌دهند. ناحیه‌ی گوه‌ی شکل با افزایش میزان شتاب، رشد می‌کند و به یک ناحیه‌ی گوه‌ی شکل دوخطی تبدیل می‌شود. در ناحیه‌ی مرزی بین منطقه‌ی مسلح و غیرمسلح، مقادیر بالایی از کرنش خمیری مشاهده می‌شود، که نشان‌گر اختلاف سختی بین دو ناحیه‌ی مذکور است. سطوح بالقوه‌ی گسیختگی پیش‌بینی شده توسط مدل دوفازی با الگوهای تغییر شکل مشاهده شده در آزمایش‌ها و شبیه‌سازی‌های انجام شده‌ی پیشین در ادبیات فنی مطابقت خوبی دارند.

جکسون (۲۰۱۰)، لیو و همکاران (۲۰۱۱) و زرنانی و همکاران (۲۰۱۱) در پژوهش‌هایی که در رابطه با عملکرد دینامیکی دیوارهای خاک مسلح کرده‌اند، به سطوح گسیختگی از نوع شماره‌ی ۱ و ۲ اشاره کرده‌اند. [۵۲، ۴۸، ۲۵] مد تغییر شکل در شکل ۱۰، از نوع واژگونی ۲۳ است.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر یک مدل دوفازی برای شبیه‌سازی رفتار دینامیکی غیرخطی دیوارهای خاک مسلح در مقیاس کوچک تدوین شده است. مدل دوفازی آزمایشی، قادر به پیش‌بینی تغییر شکل‌ها در طول بارگذاری دینامیکی، سطوح بالقوه‌ی لغزش و الگوی تغییر شکل دیوارهای خاک مسلح بوده است. مدل پیشنهادی، اولین مدل دوفازی در این زمینه است که قادر به پیش‌بینی رفتار دینامیکی دیوارهای خاک مسلح بوده است. مزایای استفاده از مدل دوفازی پیشنهادی این است که برای ساخت یک توده‌ی خاک مسلح، روش مدل‌سازی لایه لایه لازم نیست. برای تغییر تعداد لایه‌های مسلح‌کننده، فقط لازم است تا پارامتر مدل دوفازی تغییر یابد و نیازی به مش بندی دوباره نیست. بررسی‌ها نشان دادند که زمان لازم برای محاسبات عددی یک مدل دوفازی در حالت دینامیکی حدود ۶۰٪ زمان لازم برای محاسبات مدل لایه‌ی معادل آن است.

شایان ذکر است که قابلیت مدل دوفازی در پژوهش حاضر برای دیوارهای خاک مسلح در مقیاس کوچک و تحت بارهای دینامیکی ارزیابی شده است. ضمناً بر اساس مطالعات انجام شده توسط نویسندگان و پژوهش‌گران پیشین، روش دوفازی محدودیت قابل توجهی نداشته و همانند روش لایه‌ی قابل توسعه است. یگانه محدودیت مدل دوفازی، در شبیه‌سازی آرایش‌های پیچیده‌ی مسلح‌کننده‌هاست.

پانوشته‌ها

1. Bathurst & El-Emam
2. Roodi
3. Ren
4. Romstad
5. Gerrard
6. Michalowski
7. Ensan
8. De Buhan & Sudret
9. Pastor-Zienkiewicz-Chan
10. ratcheting
11. Tresca criterion
12. sheet
13. plane stress
14. generalized plasticity theory
15. Mroz & Zienkiewicz

۱۶. ratcheting این مفهوم بیشتر در مهندسی مکانیک و متالورژی کاربرد دارد و در این رشته‌ها نیز تا کنون معادل فارسی مناسبی برای آن انتخاب نشده است. بیشترین کاربرد واژه‌ی مذکور در ادبیات فنی به صورت «رچتینگ» است. با این حال در مواردی از عبارت «خزش سیکلی» نیز استفاده شده است.

17. user defined model
18. integration
19. forward euler method
20. critical acceleration
21. polyvinyl chloride
22. synthetic olivine sand
23. overt turning

منابع (References)

1. Abramento, M. and Whittle, A.J. "Shear-lag analysis of planar soil reinforcement in plane-strain compression", *Journal of Engineering Mmechanics*, **119**(2), pp. 270-291 (1993).
2. Hatami, K. and Bathurst, R. "Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **19**(3), pp. 137-157 (2000).
3. Ling, H.I. and Liu, H. "Finite element studies of asphalt concrete pavement reinforced with geogrid", *Journal of*

- Engineering Mechanics*, **129**(7), pp. 801-811 (2003).
4. Sabermahani, M., Ghalandarzadeh, A. and Fakher, A. "Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls", *Geotextiles and Geomembranes*, **27**(2), pp. 121-136 (2009).
 5. Jackson, P.F. "An investigation into the deformation behaviour of geosynthetic reinforced soil walls under seismic loading", MSc Thesis, University of Canterbury, 272 p (2010).
 6. Anastasopoulos, I., Georgarakos, T., Georgiannou, V. and et al. "Seismic performance of bar-mat reinforced-soil retaining wall: shaking table testing versus numerical analysis with modified kinematic hardening constitutive model", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(10), pp. 1089-1105 (2010).
 7. El-Emam, M.M. and Bathurst, R.J. "Experimental design, instrumentation and interpretation of reinforced soil wall response using a shaking table", *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, **4**(4), pp. 13-32 (2004).
 8. Ling, H.I., Liu, H., Kaliakin, V.N. and et al. "Analyzing dynamic behavior of geosynthetic-reinforced soil retaining walls", *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(8), pp. 911-920 (2004).
 9. Roodi, G.H. and Mirghasemi, A.A. "Modeling of metal-strip reinforced soil structures using the discrete element method", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **25**(48.1), pp. 3-13 (2010).
 10. Oliaei, M. and Yazdi, M. "Evaluation of the dynamic behavior of geosynthetic reinforced soil retaining walls to present the earthquake equivalent horizontal acceleration coefficient", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **29.2**(3), pp. 49-59 (2013).
 11. Liu, H., Yang, G. and Ling, H.I. "Seismic response of multi-tiered reinforced soil retaining walls", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **61-62**, pp. 1-12 (2014).
 12. Komakpanah, A. and Yazdandoust, M. "Investigation into the effect of earthquake index parameters on seismic performance of reinforced soil walls to select an appropriate design earthquake", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **31.2**(1.1), pp. 17-26 (2015).
 13. Esmaeili, M., Ghalandarzadeh, A. and Partovian Nozad, M. "Experimental study of seismic behavior of segmental reinforced soil walls with steel strip", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **30.2**(1.1), pp. 23-33 (2014).
 14. Farzaneh, O. and Iraj, A. "Two-phase model for non-linear dynamic simulation of reinforced soil walls based on a modified pastor-zienkiewicz-chan model for granular soil", *Journal of Engineering Mechanics*, **142**(2), pp. 1-17 (2015).
 15. Komakpanah, A., Sadeghzadegan, R. and Yazdandoust, M. "Determination of MSE wall pseudo static coefficient based on seismic performance", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **30.2**(1.1), pp. 33-43 (2014).
 16. Ren, F., Zhang, F., Xu, C. and et al. "Seismic evaluation of reinforced-soil segmental retaining walls", *Geotextiles and Geomembranes*, **44**(4), pp. 604-614 (2016).
 17. Iraj, A. and Farzaneh, O. "Two-phase model for non-linear elasto-plastic behavior of reinforced soil structures using pastor-zienkiewicz-chan model for matrix phase", *Soils and Foundations*, **57**(6), pp. 1014-1029 (2017).
 18. Romstad, K.M., Shen, C.-K.P. and Herrmann, L.R. "Integrated study of reinforced earth-I: theoretical formulation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **102**(5), pp. 457-471 (1976a).
 19. Romstad, K.M., Hermann, L. and Shen, C. "Integrated study of reinforced earth-II Behavior and design", *Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE*, **102**(6), pp. 577-590 (1976b).
 20. Gerrard, C. "Reinforced soil: an orthorhombic material", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **108**(11), pp. 1460-1474 (1982).
 21. Michalowski, R.L. "Limit stress for granular composites reinforced with continuous filaments", *Journal of Engineering Mechanics*, **123**(8), pp. 852-859 (1997).
 22. Michalowski, R.L. and Zhao, A. "Continuum versus structural approach to stability of reinforced soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, **121**(2), pp. 152-162 (1995).
 23. Ensan, M. N. and Shahrour, I. "A macroscopic constitutive law for elasto-plastic multilayered materials with imperfect interfaces: application to reinforced soils", *Computers and Geotechnics*, **30**(4), pp. 339-345 (2003).
 24. De Buhan, P. and Sudret, B. "A two-phase elastoplastic model for unidirectionally-reinforced materials", *European Journal of Mechanics-A/Solids*, **18**(6), pp. 995-1012 (1999).
 25. De Buhan, P. and Sudret, B. "Micropolar multiphase model for materials reinforced by linear inclusions", *European Journal of Mechanics-A/Solids*, **19**(4), pp. 669-687 (2000).
 26. Sudret, B. and De Buhan, P. "Multiphase model for inclusion-reinforced geostructures Application to rock-bolted tunnels and piled raft foundations", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, **25**(2), pp. 155-182 (2001).
 27. Hosseininia, E.S. and Farzaneh, O. "A simplified two-phase macroscopic model for reinforced soils", *Geotextiles and Geomembranes*, **28**(1), pp. 85-92 (2010).
 28. Hassen, G. and De Buhan, P. "Elastoplastic multiphase model for simulating the response of piled raft foundations subject to combined loadings", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **30**(9), pp. 843-864 (2006).
 29. Seyedi Hosseininia, E. and Farzaneh, O. "Development and validation of a two-phase model for reinforced soil by considering nonlinear behavior of matrix", *Journal of Engineering Mechanics*, **136**(6), pp. 721-735 (2009).
 30. Pastor, M., Zienkiewicz, O. and Chan, A. "Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **14**(3), pp. 151-190 (1990).
 31. Ling, H.I. and Liu, H. "Pressure-level dependency and densification behavior of sand through generalized plasticity model", *Journal of Engineering Mechanics*, **129**(8), pp. 851-860 (2003).

32. Pastor, M., Zienkiewicz, O. and Chan, A. "Generalized plasticity model for three dimensional sand behavior", *Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils*, A.S. Saada and G.F. Bianchini, eds., Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 535-549 (1988).
33. Ling, H.I., Liu, H. and Mohri, Y. "Parametric studies on the behavior of reinforced soil retaining walls under earthquake loading", *Journal of Engineering Mechanics*, **131**(10), pp. 1056-1065 (2005).
34. Ling, H.I. and Yang, S. "Unified sand model based on the critical state and generalized plasticity", *Journal of Engineering Mechanics*, **132**(12), pp. 1380-1391 (2006).
35. Zarnani, S., El-Emam, M.M. and Bathurst, R.J. "Comparison of numerical and analytical solutions for reinforced soil wall shaking table tests", *Geomechanics and Engineering*, **3**(4), pp. 291-321 (2011).
36. Hatami, K. and Bathurst, R.J. "Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions", *Canadian Geotechnical Journal*, **42**(4), pp. 1066-1085 (2005).
37. Hatami, K. and Bathurst, R.J. "Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(6), pp. 673-684 (2006).
38. Wu, H.-C., *Continuum Mechanics and Plasticity*, CRC Press Book (2005).
39. Mroz, Z. and Zienkiewicz, O. "Uniform formulation of constitutive equations for clays and sands", *Mechanics of Engineering Materials*, **12**, pp. 415-449 (1984).
40. Zienkiewicz, O. and Mroz, Z. "Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics", *Mechanics of Engineering Materials*, **44**, pp. 655-679 (1984).
41. Pastor, M., Zienkiewicz, O., Xu, G. and et al., *Modeling of Sand Behavior: Cyclic Loading, Anisotropy and Localization*, Modern Approaches to Plasticity, D. Kolymbas (ed.), pp. 469-492 (1993).
42. Sassa, S. and Sekiguchi, H. "Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds", *Geotechnique*, **51**(2), pp. 115-126 (2001).
43. Mira, P., Tonni, L., Pastor, M. and et al. "A generalized midpoint algorithm for the integration of a generalized plasticity model for sands", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **77**(9), pp. 1201-1223 (2009).
44. Zienkiewicz, O.C., Chan, A., Pastor, M. and et al. "Computational geomechanics", *Wiley Chichester, U.K.*, pp. 105-110 (1999).
45. Niemunis, A. and Herle, I. "Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range", *Mechanics of Cohesive- Frictional Materials*, **2**(4), pp. 279-299 (1997).
46. Irajli, A., Farzaneh, O. and Seyedi Hosseininia, E. "A modification to dense sand dynamic simulation capability of pastor-zienkiewicz-chan model", *Acta Geotechnica*, **9**(2), pp. 343-353 (2014).
47. Irajli, A. "Introducing two effective modifications to improve dynamic simulation capability of pastor-zienkiewicz model for granular soils", *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, **32**(1), pp.73-92, (In Persian) (2019).
48. Jackson, P.F. "An investigation into the deformation behaviour of geosynthetic reinforced soil walls under seismic loading", MSc Thesis, University of Canterbury (2010).
49. Murata, O., Tateyama, M. and Tatsuoka, F. "Shaking table tests on a large geosynthetic-reinforced soil retaining wall model", *Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, **11**, pp. 259-264 (1994).
50. Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Nojiri, M. and et al. "A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls", *Geosynthetics International*, **16**(4), pp. 301-326 (2009).
51. Mahdavi, M., Ghalandarzadeh, A. and Behnia, K. "Shaking table test on reduced-scale mechanically stabilized earth walls with different reinforcement lengths, paper presented at", *Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal (2012).
52. Liu, H., Wang, X. and Song, E. "Reinforcement load and deformation mode of geosynthetic-reinforced soil walls subject to seismic loading during service life", *Geotextiles and Geomembranes*, **29**(1), pp. 1-16 (2011).