

مدل سازی عددی دیوار خاک مسلح به روش محیط دوفازی و مدل رفتاری هذلولی*

سیاوش هنری^(۱)سید احسان سیدی حسینی نیا^(۲)

چکیده گسترش کاربرد توده های خاک مسلح و لزوم شناخت و پیش بینی بهتر رفتار آن ها از یک سو، پیچیده و پرهزینه بودن تحلیل عددی توده های مسلح به صورت مستقیم از سوی دیگر، سبب پیدایش و کاربرد روش های تحلیل همگن شده است. در این پژوهش، به توسعه روش محیط های دوفازی که چارچوب جدیدی در روش های همگن سازی محسوب می گردد، پرداخته شده است. این توسعه با به کارگیری مدل رفتاری هذلولی دانکن-چانگ در روابط محیط های دوفازی و شبیه سازی رفتار خاک توده مسلح با این مدل رفتاری انجام شده است. به بیان بهتر، در این مطالعه تلاش شده است تا با تخصیص مدل رفتاری هذلولی به خاک و اعمال مدل رفتاری ارتجاعی-خمیری کامل برای تسلیح کننده های توده مسلح، الگوی رفتاری جدیدی برای تحلیل محیط های خاک مسلح به صورت همگن ارائه شود. پس از ارائه الگوی رفتاری اشاره شده به تحلیل عددی یک دیوار خاک مسلح واقعی (بزرگ مقیاس) پرداخته شد. دیوار مذکور به دو صورت همگن و مجزا مورد تحلیل قرار گرفت. پس از بررسی نتایج تحلیل به دو روش اشاره شده و مقایسه آن ها با مقادیر اندازه گیری شده، دقت مناسب الگوی دوفازی توسعه یافته تأیید گردید. همچنین مشاهده شد که در حالت تحلیل مجزا، مدل رفتاری هذلولی دانکن-چانگ، با وجود سادگی، پیش بینی مناسبی از رفتار دیوار خاک مسلح ارائه می دهد.

واژه های کلیدی دیوار خاک مسلح، تحلیل همگن، الگوی دوفازی، مدل رفتاری هذلولی دانکن-چانگ.

Numerical Modeling of Reinforced Soil Walls Using Multiphase Approach and Hyperbolic Constitutive Model

S. Honari

S. E. Seyedi Hosseininia

Abstract Due to widespread application of reinforced soil media and the crucial need to understand and anticipate its actual behavior, in addition to the fact that direct numerical analysis of reinforced masses is a difficult and time-consuming procedure, homogenization methods have been introduced. In this study, multiphase approach which is considered as a new framework in homogenization methods is developed. This development is done using the Duncan-Chang hyperbolic model for simulating the behavior of soil in a reinforced medium. In this study, efforts have been made to propose a new multiphase model for analyzing reinforced soil media, based on assigning the Duncan-Chang constitutive model to soil and elastic-perfectly plastic behavior to reinforcements. A developed multiphase model is used to simulate a full-scale reinforced soil wall. The wall has been analyzed by means of both direct and homogenization approaches, using Duncan-Chang constitutive model and the developed multiphase model, respectively. After comparing the results of the analyses, sufficient accuracy of homogenization approach using proposed multiphase model has been approved. It is also observed that in contrast to its simplicity, the Duncan-Chang hyperbolic model presents a suitable estimation of behavior of the reinforced soil wall in case of implementing direct analysis method.

Keywords Homogenization Methods, Multiphase Model, Duncan-Chang Hyperbolic Constitutive Model, Reinforced Soil Wall, Numerical Analysis

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۳/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۲/۱ می باشد

(۱). دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد. eseyedi@um.ac.ir

مقدمه

اهمیت روزافزون و گستردگی کاربرد خاک‌های مسلح، خصوصاً در چند دهه اخیر بر کسی پوشیده نیست. مفهوم کلی خاک مسلح عبارت است از به کار بردن عناصر کششی نواری یا صفحه‌ای در خاک دانه‌ای که به توده تشکیل یافته، نوعی چسبندگی ناهمسان در امتداد تسلیح‌کننده‌ها می‌بخشد [1]. بطور کلی دیوار خاک مسلح با توجه به مزایای فنی و اقتصادی فراوان، غالباً بر دیگر روش‌ها نظیر دیوار حائل بتنی ارجحیت دارد. بر این اساس ضرورت شبیه‌سازی هرچه دقیق‌تر رفتار این سازه بیش از پیش احساس می‌شود. با توجه به سیستم لایه‌ای خاک مسلح که در بیشتر موارد با آرایش منظم لایه‌ها همراه است، رفتار محیط خاک را می‌توان به دو روش بررسی نمود. در روش اول عناصر تشکیل‌دهنده توده مسلح به صورت جداگانه در نظر گرفته شده، ویژگی‌ها و رفتار هر یک در بررسی رفتار مجموعه لحاظ می‌شود. به بیان دیگر خاک و تسلیح‌کننده‌ها به صورت مجزا در نظر گرفته می‌شوند. در دیدگاه دوم، به جای نگرش جداگانه به اجزای سازنده توده مسلح، کل توده به صورت یک محیط همگن یکپارچه در نظر گرفته شده، ویژگی‌های رفتاری معادلی برای آن در نظر گرفته می‌شود. روش‌های تحلیلی براساس دیدگاه اول، روش‌های مجزا و روش‌های تحلیلی دیدگاه دوم، روش‌های همگن‌سازی نام دارند. درحالی‌که استفاده از تحلیل‌های عددی به روش‌های مجزا در محیط‌های ناهمگن (نظیر خاک مسلح)، با پیچیدگی‌ها و دشواری‌هایی همراه است، به کارگیری روش‌های همگن‌سازی می‌تواند تحلیلی ساده‌تر و سریع‌تر برای محیط‌های چندلایه ارائه نماید که در نتیجه به کاهش هزینه تحلیل منجر می‌گردد. یکی از جدیدترین روش‌های همگن‌سازی، روش محیط چندفازی است که در آن محیط مرکب از روی هم قرارگیری تمام عناصر تشکیل‌دهنده آن پدید می‌آید؛ درحالی‌که در روش‌های پیشین همگن‌سازی، محیط مرکب تنها به صورت یک ماده‌ی همگن معادل فرض می‌گردید. به عناصر تشکیل‌دهنده محیط چندفازی با ویژگی‌های رفتاری

متفاوت «فاز phase» می‌گویند. مزیت‌های روش محیط چندفازی، سبب کاربرد گسترده و رو به رشد آن نسبت به سایر روش‌های همگن‌سازی شده است. بدیهی است که این روش فقط برای محیط‌های حاوی لایه‌های یکسان و تکرارشونده کاربرد دارد و در صورتی‌که از لایه‌های تسلیح‌کننده متفاوت در خاک استفاده شود، این روش قادر به شبیه‌سازی محیط نیست. به عنوان محدودیت دیگر این روش باید گفت که روش چندفازی قادر نیست تمرکز تنش یا کرنش‌های به وجود آمده در مرز میان اتصال خاک و تسلیح‌کننده‌ها را در نظر بگیرد. به عبارت دیگر، اگر هدف از تحلیل خاک مسلح مطالعه موضعی تنش و کرنش در میان لایه‌های تسلیح‌کننده است، این روش تحلیل مناسب نیست.

در بیشتر مطالعاتی که تاکنون در رابطه با محیط‌های چندفازی انجام شده است، رفتار خاک و تسلیح‌کننده‌ها هر دو به صورت کشسان خطی - خمیری کامل در نظر گرفته شده است [7-3]. اگرچه این فرض برای تسلیح‌کننده‌ها فرضی مناسب به شمار می‌رود، اما رفتار حقیقی خاک را نمی‌تواند به خوبی شبیه‌سازی نماید. در نتیجه برای پیش‌بینی مناسب رفتار توده‌های مسلح با استفاده از روش محیط‌های دوفازی، باید از مدل‌های رفتاری کامل‌تری بهره جست. دسته مدل‌های رفتاری هذلولی، یکی از پرکاربردترین و درعین حال ساده‌ترین مدل‌های رفتاری در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی خاک هستند. این مدل‌های رفتاری که در خانواده مدل‌های کشسان قرار می‌گیرد [9,8]، با تقریب رفتار غیرخطی خاک با توابع ریاضی، پیش‌بینی مناسبی برای عملکرد سازه‌های خاکی خصوصاً در سطوح تنش اندک (حدود بهره‌برداری) فراهم می‌نمایند.

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، در اکثر پژوهش‌های گذشته که با روش چندفازی و برای خاک مسلح انجام شده‌اند، مدل رفتاری خاک به صورت ارتجاعی خطی - خمیری کامل بوده است [7-3]. در ادامه، سعی شد تا مدل رفتاری ارتجاعی غیرخطی - خمیری غیرخطی وارد تحلیل‌ها و مدل‌سازی به روش چندفازی شود [۲]. پژوهش پیش رو ماهیتی نظری - تحلیلی دارد که در

همگن‌سازی، امکان مطالعه سیستم‌های لایه‌ای به‌گونه‌ای ساده‌تر، سریع‌تر و ارزان‌تر فراهم می‌گردد. هزینه تحلیل یک محیط لایه‌ای به‌روش همگن‌سازی حدود یک‌دهم الی یک پانزدهم هزینه‌ی تحلیل همان محیط به‌روش مجزا تخمین زده شده است [10].

روش همگن‌سازی، علی‌رغم سادگی و کارایی مناسب، نواقصی نیز به‌همراه دارد. از آن جمله می‌توان به عدم در نظرگیری اندرکنش تسلیح‌کننده‌ها و خاک، و در نتیجه عدم بررسی امکان گسیختگی سازه در اثر لغزش تسلیح‌کننده‌ها و یا خمیری شدن موضعی محل تماس آن‌ها با خاک اشاره کرد. برای رفع این نواقص، چارچوب جدیدی در روش همگن‌سازی تعریف شد که در آن به‌جای در نظر گرفتن توده مسلح به‌عنوان یک محیط یک جنس، می‌توان آن را به شکل یک محیط همگن که از برآیند چند ماده - که در اینجا «فاز» نامیده می‌شود - مدل‌سازی نمود. این چارچوب جدید که در واقع روش پیشرفته همگن‌سازی تلقی می‌شود، «مدل چندفازی» نام دارد.

نخستین مدل چندفازی برای شبیه‌سازی محیط سنگی تقویت‌شده با بولت، توسط برونو سودره [11] در قالب رساله دکتری با راهنمایی پاتریک دوبوهان ارائه گردید. تعریف محیط چندفازی اشاره شده، بر پایه اصل کار مجازی در محیط‌های پیوسته بنا نهاده شده است که براساس آن می‌توان مجموعه را با یک محیط معادل همگن جایگزین نمود، به‌طوری‌که خواص مکانیکی محیط جدید، از خواص مکانیکی ماده پرکننده و تسلیح‌کننده تشکیل شده باشد. در شکل (۱) یک توده خاک مسلح در حالت‌های مختلف نشان داده شده است. شکل (۱-الف) دید ریزمقیاس (متناظر با تحلیل مجزا) دیوار خاک مسلح و شکل (۱-ب) دید بزرگ‌مقیاس همان دیوار را نشان می‌دهد. در دید بزرگ‌مقیاس که نماینده مدل‌سازی به‌روش چندفازی است، در هر نقطه از جسم هر دو ماده پرکننده (یعنی خاک) و تسلیح‌کننده وجود دارند. همان‌طور که بیان شد، در محیط چندفازی به هریک از مواد موجود در توده مسلح فاز گفته می‌شود؛ به فاز ماده پرکننده «ماتریس matrix» می‌گویند

راستای به‌کارگیری و واردکردن یک مدل رفتاری غیرخطی برای خاک تعریف شده است. در این پژوهش، از مدل رفتاری هذلولی (و یا دانکن-چانگ) برای خاک استفاده شده است که در چارچوب روش چندفازی برای خاک مسلح تعریف می‌شود. هدف از این مقاله، بررسی چگونگی نحوه اعمال این مدل رفتاری در چارچوب تحلیل چندفازی و ارزیابی نتایج حاصل از به‌کارگیری آن در روش تحلیل چندفازی است. جهت بررسی کارایی این تحقیق، رفتار یک دیوار خاک مسلح واقعی، با استفاده از الگوی حاصل از توسعه محیط دوفازی با مدل هذلولی مطالعه شده است و تغییرشکل‌های جبهه، تنش‌ها و کرنش‌های به وجود آمده در بخش‌های مختلف دیوار خاک مسلح مطالعه شده‌اند.

معرفی محیط چندفازی

طبیعت ساختار خاک مسلح و حضور دو جسم با ویژگی‌های مکانیکی و مقاومتی کاملاً متفاوت در کنار هم سبب می‌شود تا شبیه‌سازی عددی اجزای این ساختار مرکب پیچیده شود. در نتیجه مدل‌سازی مجزای محیط غیرهمگن موجب پیچیده شدن شبکه المان‌ها، افزایش تعداد آن‌ها و ناسازگاری و ناپیوستگی عناصر مجاور با رفتارهای متفاوت می‌شود و در نتیجه به طولانی و پرهزینه شدن فرآیند تحلیل و حتی غیرقابل اعتماد بودن نتایج مدل‌سازی‌ها می‌انجامد. یکی از راهکارهای رفع این مشکل، استفاده از روش‌های همگن‌سازی است. در این راهکار تلاش می‌شود تا به‌جای جزئی‌نگری و بررسی رفتار اجسام سازنده خاک مسلح به‌طور مجزا (دید ریزمقیاس)، کل آن به‌صورت یک توده مرکب یکنواخت اما ناهمسان در نظر گرفته شود (دید بزرگ‌مقیاس). در روش‌های همگن‌سازی، ویژگی‌های معادلی برای کل مجموعه در نظر گرفته می‌شود و به این ترتیب، مدل‌سازی محیط مسلح با استفاده از روش‌های همگن‌سازی در مقابل مدل‌سازی به‌روش مجزا قرار می‌گیرد. به‌کمک روش‌های

درعین حال ساده میان تانسورهای تنش و کرنش خاک بوده است. در ادبیات فنی، الگوهای رفتاری بسیار متنوعی برای خاک‌های مختلف ارائه شده است که متداول‌ترین آن‌ها در میان الگوهای کشسان-خمیری، مدل مور-کولمب است. رفتار بخش کشسان این مدل رفتاری به صورت خطی و رفتار بخش خمیری آن کامل یا ایده‌آل (بدون سخت‌شوندگی یا نرم‌شوندگی) است. نقطه ضعف این مدل رفتاری را می‌توان به طور واضح در فرضیات آن مشاهده نمود. هم‌چنین، باید گفت که مدل هذلولی تنها در شبیه‌سازی رفتار زهکشی شده خاک از دقت مناسب برخوردار است. با توجه به این‌که تقریباً تمام خاک‌ها از دامنه کرنش‌های اندک، رفتاری غیرخطی داشته و پس از عبور از حد تسلیم، سخت یا نرم‌شدگی را تجربه می‌نمایند، قابل پیش‌بینی است که فرضیات ایده‌آل مدل رفتاری مور-کولمب سبب بروز خطا در تحلیل‌های وابسته به آن می‌شود.

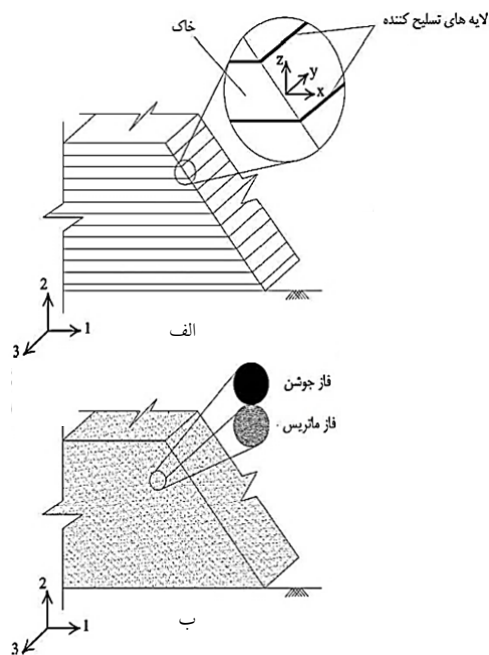
تاکنون تلاش‌های زیادی برای معرفی یک مدل رفتاری که در عین سادگی، توانایی قابل قبولی در مدل‌سازی رفتار حقیقی خاک داشته باشد انجام شده است. یک دسته از موفق‌ترین مدل‌های رفتاری که توانسته است نیازهای مطرح‌شده را به خوبی پاسخ دهد مدل رفتاری هذلولی است. مدل هذلولی دانکن-چانگ، یک مدل رفتاری کشسان غیرخطی است که برای شبیه‌سازی رفتار تنش-کرنش خاک تا رسیدن به مقاومت نهایی با استفاده از توابع ریاضی به کار می‌رود. شبیه‌سازی مذکور با استفاده از یک تابع هذلولی انجام می‌شود که اولین بار توسط گُندنر پیشنهاد شد [8,9]. وی نشان داد که منحنی رفتار غیرخطی رس و ماسه در آزمون سه‌محوری را می‌توان با دقتی مناسب، با تابع ریاضی نشان داده‌شده در رابطه (۱) تخمین زد.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (1)$$

در رابطه بالا ε کرنش طولی و σ_1 و σ_3 تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه هستند. a و b

و در مقابل، فاز تسلیم‌کننده «جوشن reinforcement» نامیده می‌شود. روش محیط چندفازی را می‌توان حالت کلی‌تر همگن‌سازی قلمداد کرد؛ چراکه فضای معادل ارائه شده، نه تنها از یک ماده، بلکه از چند ماده تشکیل شده است که با برهم‌نهی آثار در همه جای محیط حضور دارند. یکی از دیگر مزایای مهم روش چندفازی، ساده تر بودن مدل‌سازی محیط مرکب است. به بیان بهتر، در روش چندفازی به جای تعیین مشخصات معادل برای کل محیط که معمولاً فرآیندی دشوار یا مبهم است، ویژگی‌های رفتاری هر فاز به آسانی براساس مشخصات عناصر مجزای محیط مرکب به دست می‌آید.

معرفی مدل رفتاری هذلولی



شکل ۱ توده خاک مسلح در مقیاس‌های مختلف (الف) دید ریزمقیاس: خاک و لایه‌های تسلیم‌کننده قابل تمایز از هم هستند (ب) دید بزرگ‌مقیاس: در هر نقطه هر دو فاز ماتریس و جوشن حضور دارند [12]

یکی از مهم‌ترین چالش‌های پیش رو در مکانیک خاک، پیش‌بینی رفتار مکانیکی و ارائه رابطه‌ای دقیق و

مدل هذلولی در پیش‌بینی منحنی تنش- کرنش خاک‌های با رفتار نرم‌شونده در کرنش‌های بزرگ ضعیف عمل می‌کند. به دلیل ماهیت فرمول‌بندی این مدل رفتاری و این‌که نمودار تنش- کرنش در کرنش‌های بزرگ به یک مجانب می‌رسد، این مدل نمی‌تواند رفتار نرم‌شوندگی خاک و یا همان افت مقاومت در کرنش‌های بزرگ را شبیه‌سازی کند؛ بنابراین می‌توان گفت که مدل هذلولی، تنها در محدوده کرنش‌های نسبتاً کوچک، می‌تواند رفتار حقیقی انواع خاک‌ها را با دقتی مناسب پیش‌بینی نماید.

همان‌گونه که پیش‌تر بیان شد، مدل هذلولی دانکن- چانگ جزو مدل‌های رفتاری کشسان محسوب می‌شود و رفتار غیرخطی خاک را با این فرض تحلیل می‌نماید. باین‌وجود، دانکن و چانگ با ارائه رابطه‌ای برای حالت باربرداری- بارگذاری مجدد، شبیه‌سازی رفتار برگشت‌ناپذیر خاک در نمودار تنش انحرافی- کرنش محوری را بررسی کردند و رابطه (۶) را برای تعیین مدول باربرداری- بارگذاری مجدد خاک ارائه نمودند [13].

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (6)$$

در این رابطه E_{ur} مدول باربرداری- بارگذاری مجدد خاک و K_{ur} ضریب مدول سختی است که مقدار آن برای شرایط باربرداری- بارگذاری مجدد، مشابه پارامتر K تعیین می‌گردد.

توسعه قانون رفتاری محیط دوفازی

معرفی محیط دوفازی

ابتدا چارچوب کلی مدل‌های دوفازی به‌طور خلاصه براساس [۲] تشریح می‌شود. شکل (۲- الف) محیط خاک مسلح را در دستگاه مختصات کلی راست‌گرد ۳-۲-۱ نشان می‌دهد. این محیط، به‌وسیله تسلیم‌کننده‌های صفحه‌ای که با زاویه α نسبت به افق قرار گرفته‌اند تقویت شده است. برای این صفحه، دستگاه مختصات

ثابت‌هایی با مفهوم فیزیکی هستند که از نتایج آزمون سه‌محوری بر روی خاک مورد نظر به‌دست می‌آیند.

با در نظر گرفتن نسبت شکست (R_f) ، به‌عنوان نسبت مقدار تنش انحرافی متناظر با مقاومت برشی خاک به مقدار مجانب تنش انحرافی در نمودار رفتار تنش-کرنش آن، رابطه (۱) به شکل زیر قابل بازنویسی است [13]:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{\varepsilon}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، E_i مدول تغییر شکل اولیه (مدول مماسی بیشینه) خاک است. برای اعمال وابستگی مدول تغییر شکل اولیه خاک به فشار همه‌جانبه اعمالی، جانبو رابطه زیر را پیشنهاد نمود [14]:

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3)$$

در رابطه (۳)، P_a فشار اتمسفر (۱۰۱/۳ kPa) است. هم‌چنین K عدد ضریب سختی در حالت بارگذاری اولیه و n عدد توان، معرف نرخ تغییرات مدول اولیه‌ی خاک با تنش اصلی کمینه هستند که از نتایج مجموعه آزمایش‌های سه‌محوری به‌دست می‌آیند. با در نظر گرفتن معیار گسیختگی مور- کولمب برای مقاومت برشی خاک، تنش انحرافی حداکثر خاک به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

برای تعیین مدول مماسی با فرض ثابت ماندن تنش اصلی کمینه σ_3 داریم:

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right)^2 K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (5)$$

در رابطه (۵) که توسط دانکن و چانگ ارائه شده است، مقدار مدول مماسی در حالت بارگذاری اولیه، به شکل تابعی غیرخطی از فشار جانبی خاک بیان می‌گردد.

$$\begin{aligned}\dot{\sigma}_{11}^m &= \alpha_1 \dot{\epsilon}_{11}^m + \alpha_2 (\dot{\epsilon}_{22}^m + \dot{\epsilon}_{33}^m) \\ \dot{\sigma}_{22}^m &= \alpha_1 \dot{\epsilon}_{22}^m + \alpha_2 (\dot{\epsilon}_{11}^m + \dot{\epsilon}_{33}^m) \\ \dot{\sigma}_{33}^m &= \alpha_1 \dot{\epsilon}_{33}^m + \alpha_2 (\dot{\epsilon}_{11}^m + \dot{\epsilon}_{22}^m) \\ \dot{\sigma}_{12}^m &= 2G \dot{\epsilon}_{12}^m\end{aligned}\quad (7)$$

که در آن:

$$\alpha_2 = K^m - \frac{2}{3} G^m \quad \text{و} \quad \alpha_1 = K^m + \frac{4}{3} G^m \quad (8)$$

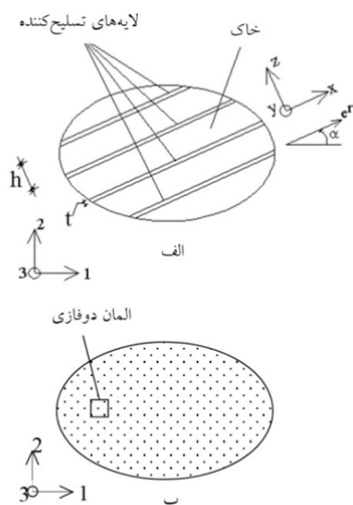
در روابط بالا، G و K به ترتیب بیان گر مدول برشی و مدول حجمی خاک (فاز ماتریس) است که هر کدام مطابق روابط زیر برحسب مدول یانگ (E) و نسبت پواسون (ν) قابل بیان هستند:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{و} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (9)$$

بنابراین ماتریس سختی کشسان فاز ماتریس ($[A]$) براساس رابطه (۱۰) قابل محاسبه خواهد بود.

$$\{\dot{\sigma}\} = [A] \{\dot{\epsilon}\} \leftrightarrow \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{11} \\ \dot{\sigma}_{22} \\ \dot{\sigma}_{33} \\ \dot{\sigma}_{12} \end{Bmatrix} = \quad (10)$$

$$\frac{2G}{1-2\nu} \begin{Bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{11} \\ \dot{\epsilon}_{22} \\ \dot{\epsilon}_{33} \\ \dot{\epsilon}_{12} \end{Bmatrix}$$



شکل ۲ نمایش محیط خاک مسلح در دستگاه مختصات کلی در

حالت (الف) مجزا (ب) دوفازی [۲]

محلی راست گرد $x-y-z$ مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده است. تسلیح کننده ها به ضخامت t و با فاصله یکسان از هم برابر با h از هم قرار گرفته اند. شکل (۲-ب) حالت همگن محیط مسلح اشاره شده را نشان می دهد که تسلیح کننده ها به طور مجزا در آن وجود نداشته اند، در هر نقطه از آن هر دو فاز ماتریس و جوشن وجود دارد. به عبارت دیگر، هر عنصر دلخواه از این محیط، شامل ترکیبی از دو عنصر ماتریس و جوشن است که می توان آن ها را مطابق شکل (۳) از یکدیگر تفکیک نمود. شرایط تنش در المان های ۱ و ۲ به ترتیب نمایانگر شرایط تنش المان های فاز ماتریس و جوشن است. سودره [5,11] نشان داد که تانسور تنش کلی $\underline{\underline{\Sigma}}$ در هر نقطه از محیط چندفازی، برابر است با مجموع تانسور تنش های جزئی فاز ماتریس و فاز جوشن. به بیان دیگر، وی بیان کرد که برای تعیین تنش کلی در هر المان از محیط چندفازی، می توان تنش های جزئی المان ماتریس و المان جوشن را باهم جمع نمود که این مطلب در شکل (۳) نشان داده شده است. به دلیل آن که در این پژوهش، تسلیح کننده ها به صورت صفحات دوفازی با توانایی تحمل نیروی کششی تعریف شده اند، المان شماره ۲ تنها در راستای زاویه α از افق تحت تنش محوری قرار می گیرد. المان شماره ۳ حالت تبدیل یافته المان شماره ۲ است.

معادله رفتاری فاز ماتریس

در این بخش، معادله رفتاری تک المان فاز ماتریس (متناظر با خاک در توده مسلح) در محیط دوفازی (شکل ۲-ب) به دست می آید [۲]. مدل رفتاری متناظر با فاز ماتریس در مطالعه کنونی، مدل هذلولی دانکن-چانگ در نظر گرفته شده است. گفتنی است بالانویس m استفاده شده در این بخش بیان گر فاز ماتریس است. رابطه نموی کلی تنش-کرنش یک جامد با رفتار الاستیک، در حالت کلی به شکل زیر بیان می شود [۲]:

که در آن، σ_u^r تنش تسلیم متناظر در فاز جوشن است. هم چنین نسبت پواسون تسلیم کننده‌ها در هر دو حالت دید بزرگ مقیاس و دید کوچک مقیاس یکسان است $(v^r = v^{inc})$.

با توجه به ناچیز بودن ضخامت صفحه تسلیم کننده در مقایسه با سایر ابعاد آن، با لحاظ کردن شرط کرنش مستوی ($\dot{\epsilon}_y^r = 0$)، رابطه تنش - کرنش حاصل از قانون هوک در محدوده رفتار ارتجاعی خطی به شکل زیر تبدیل می‌شود [۲]:

$$\dot{\sigma}_x^r = \left[\frac{E^r}{(1-\nu^{r2})} \right] \dot{\epsilon}_x^r, \quad \dot{\sigma}_y^r = \left[\frac{\nu^r E^r}{(1-\nu^{r2})} \right] \dot{\epsilon}_x^r \quad (13)$$

تابع سطح تسلیم فاز جوشن (براساس معیار تسلیم ترسکا) به صورت زیر بیان می‌گردد [۲]:

$$f^r(\sigma_i^r) = \sigma_x^r - \sigma_u^r \quad (14)$$

برای تعیین مشخصات مکانیکی تسلیم کننده‌ها نظیر تنش حد تسلیم σ_u^{inc} ، مدول کشسان E^{inc} و نسبت پواسون ν^{inc} ، می‌توان با انجام آزمون کشش ساده بر روی لایه تسلیم کننده، پس از تعیین سختی (J^{inc}) و نیروی کشش نهایی بر واحد طول (T^u)، آن پارامترهای اشاره شده را به شکل زیر به دست آورد:

$$E^{inc} = J^{inc} / t \quad (15)$$

$$\sigma_u^{inc} = T^u / t \quad (16)$$

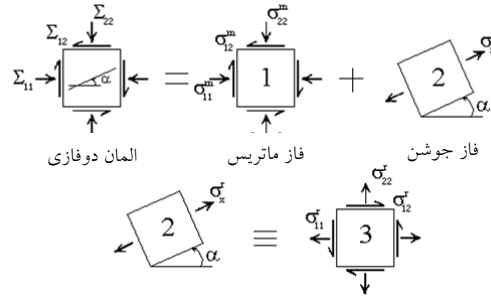
در روابط بالا t ضخامت لایه تسلیم کننده است. برای وارد نمودن رفتار فاز جوشن در صورت بندی رفتار محیط فازی، قانون رفتاری این فاز به صورت تانسوری زیر قابل بیان است [۲]:

$$\dot{\sigma}_{ij}^r = E_{ijkl}^r \dot{\epsilon}_{kl}^r \quad (17)$$

در این رابطه، تانسورهای تنش و کرنش در راستای قرارگیری تسلیم کننده‌ها ($\dot{\sigma}_{ij}^r$ و $\dot{\epsilon}_{kl}^r$) به شکل زیر محاسبه می‌گردند [۲]:

$$\dot{\sigma}_{ij}^r = \dot{\sigma}_x^r (\underline{e}_i \otimes \underline{e}_j) \quad (18)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^r = \dot{\epsilon}_x^{inc} (\underline{e}_i \otimes \underline{e}_j) \quad (19)$$



شکل ۳ نمایش نحوه جداسازی عناصر فازهای ماتریس و جوشن یک محیط دوفازی [۲]

معادله رفتاری فاز جوشن

در این پژوهش، فاز جوشن با رفتار کشسان خطی - خمیری کامل و تسلیم کننده‌های دیوار خاک مسلح به صورت صفحه‌ای فرض می‌شوند (شکل ۳- الف). در این حالت، تنش ایجاد شده در فاز جوشن، علاوه بر مدول یانگ (E^{inc})، به نسبت پواسون تسلیم کننده‌ها (ν^{inc}) نیز وابسته است. در روابط استفاده شده در این بخش، بالانویس‌های inc و r به ترتیب بیان گر پارامتر متناظر با تسلیم کننده (در تحلیل مجزا، دید ریزمقیاس) و فاز جوشن (در تحلیل همگن، دید بزرگ مقیاس) می‌باشند [۲].

نسبت تسلیم (X) یا نسبت حجمی تسلیم کننده‌ها به صورت نسبت حجمی لایه‌های تسلیم کننده به توده خاک تعریف می‌شود. مطابق شکل (۲) مقدار نسبت تسلیم برابر می‌شود با: $X=t/h$. تنش محوری σ_i^r فاز جوشن برابر است با حاصلضرب نسبت تسلیم در تنش σ_i^{inc} تسلیم کننده‌ها؛ بنابراین مدول کشسان فاز جوشن (E^r) در دید بزرگ مقیاس بدین صورت تعریف می‌گردد [۲]:

$$\sigma_i^r = \chi \sigma_i^{inc} \quad (10)$$

$$E^r = \chi E^{inc} \quad (11)$$

با تعریف تنش تسلیم σ_u^{inc} در لایه‌های تسلیم کننده داریم [۲]:

$$\sigma_u^r = \chi \sigma_u^{inc} \quad (12)$$

که در آن، $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}$ تانسور نمو کرنش در کل محیط دوفازی و $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^m$ و $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^f$ به ترتیب تانسورهای نمو کرنش در فازهای ماتریس و جوشن است. همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، تنش کلی $\underline{\underline{\sigma}}$ در هر نقطه از محیط چندفازی، برابر است با مجموع تنش‌های جزئی فاز ماتریس $\underline{\underline{\sigma}}^m$ و فاز جوشن $\underline{\underline{\sigma}}^f$ ؛ بنابراین مطابق رابطه (۲۶)، تانسور نمو تنش ($\underline{\underline{\dot{\sigma}}}$) در محیط دوفازی برابر است با مجموع تانسورهای نمو تنش جزئی دو فاز.

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}}} = \underline{\underline{\dot{\sigma}}}^m + \underline{\underline{\dot{\sigma}}}^f \quad (۲۴)$$

براساس فرض پیوند کامل میان فازها (رابطه ۲۵) می‌توان نوشت [۲]:

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}}} = \left(\underline{\underline{A}}^m + \underline{\underline{E}}^f \right) : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}} \quad (۲۷)$$

در روابط اشاره‌شده، تعداد خطوط زیرنویس نشان‌دهنده مرتبه تانسور و علامت ":" به معنای ضرب عددی دو تانسور به صورت $\sum_{ij} \dot{\sigma}_{ij} = A_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}$ است. $\underline{\underline{A}}^m$ و $\underline{\underline{E}}^f$ به ترتیب تانسورهای سختی فازهای ماتریس و جوشن هستند. رابطه (۲۷) شکل تانسوری رابطه کلی نمو تنش و کرنش در محیط دوفازی است [۲].

تحلیل دیوار خاک مسلح به روش محیط دوفازی

در این بخش به مطالعه رفتار دیوار خاک مسلح تمام‌مقیاس گزارش‌شده در پژوهش لینگ و لیو [۱۵] و مدل‌سازی عددی آن با استفاده از نرم‌افزار FLAC پرداخته می‌شود. مدل‌سازی این دیوار در حالت همگن با برنامه‌نویسی الگوی دوفازی توسعه‌افته به زبان FISH در بستر نرم‌افزار FLAC صورت می‌گیرد. سپس نتایج تحلیل حالت همگن با نتایج حالت مجزا و اندازه‌گیری‌های واقعی مقایسه می‌گردد. تمامی این مدل‌سازی‌ها با فرض پیوند کامل میان فازها انجام می‌شود.

لازم به ذکر است که دیوار اشاره‌شده پیش‌تر توسط سیدی حسینی‌نیا [۲] نیز مورد مطالعه قرار گرفته است. وی با توسعه روش محیط‌های دوفازی و

در رابطه‌های (۱۹) و (۲۰)، \otimes نشان‌دهنده ضرب جفتی دو تانسور و $\underline{\underline{e}}_f$ نشان‌دهنده بردار یکه در راستای قرارگیری صفحات تسلیم‌کننده است و از رابطه (۲۱) تعیین می‌گردد [۲]:

$$\underline{\underline{e}}_f = \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (۲۰)$$

بنابراین روابط محاسبه تنش در فاز جوشن را می‌توان به شکل برداری زیر بیان نمود [۲]:

$$\left\{ \dot{\sigma}^f \right\} = \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{11}^f \\ \dot{\sigma}_{22}^f \\ \dot{\sigma}_{12}^f \end{Bmatrix} = \dot{\sigma}_x^f \begin{Bmatrix} \cos^2 \alpha \\ \sin^2 \alpha \\ \cos \alpha \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (۲۱)$$

$$\left\{ \dot{\epsilon}^f \right\} = \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{11}^f \\ \dot{\epsilon}_{22}^f \\ \dot{\epsilon}_{12}^f \end{Bmatrix} = \dot{\epsilon}_x^f \begin{Bmatrix} \cos^2 \alpha \\ \sin^2 \alpha \\ \cos \alpha \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (۲۲)$$

با ترکیب روابط (۱۸)، (۲۲) و (۲۳) رابطه نهایی (۲۴) برای محاسبه مدول یانگ فاز جوشن به دست می‌آید.

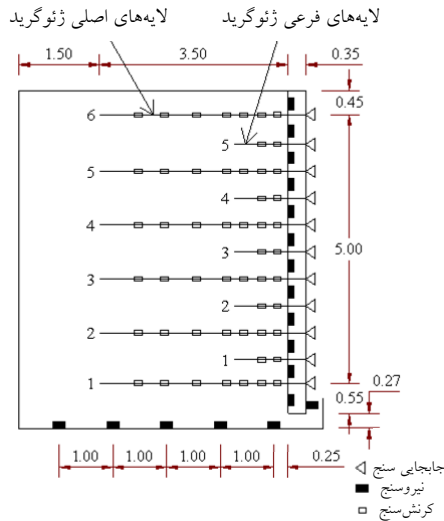
$$\left[E^f \right] = \frac{E^f}{(1-\nu^f)^2} \begin{bmatrix} \cos^4 \alpha & \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha & \cos^3 \alpha \sin \alpha \\ \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha & \sin^4 \alpha & \cos \alpha \sin^3 \alpha \\ \cos^3 \alpha \sin \alpha & \cos \alpha \sin^3 \alpha & \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \quad (۲۳)$$

تلفیق دو فاز و تشکیل الگوی رفتاری محیط دوفازی

در این بخش به تشکیل معادله رفتاری محیط دوفازی، بر مبنای فرض پیوند کامل دو فاز ماتریس و جوشن پرداخته می‌شود. براساس این فرض، میدان تغییر شکل و در نتیجه کرنش هر دو فاز خاک (ماتریس) و تسلیم‌کننده یکسان هستند؛ بنابراین مطابق با شرط سازگاری کرنش‌ها داریم [۲]:

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^m = \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}^f \quad (۲۵)$$

است. دیوار خاک مسلح مورد مطالعه، پس از ساخت تنها تحت اثر وزن خود قرار داشته و سرباری به آن وارد نمی‌شود.



شکل ۴ نمایش هندسه و ابزار دقیق دیوار خاک مسلح

PWRI [۲]

در این پژوهش، جنس بتن کف و جبهه دیوار یکسان بوده، رفتار آن کشسان خطی در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی بتن مذکور، شامل وزن مخصوص، نسبت پواسون، مدول برشی و مدول حجمی (K) آن در جدول (۱) آمده است.

جدول ۱ مشخصات مکانیکی بتن پوسته دیوار خاک مسلح

K (KN/m^3)	G (MPa)	ν (بی‌بعد)	γ (KN/m^3)
۱۰۱۰	۸۵۵	۰/۱۷	۲۳/۰

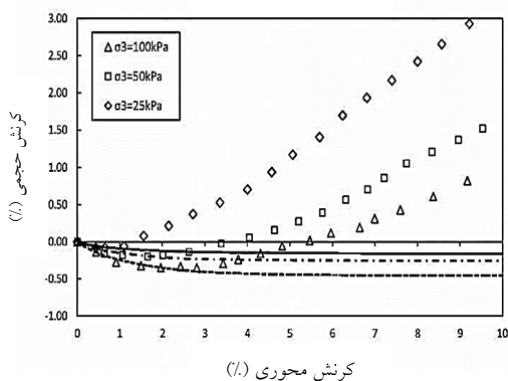
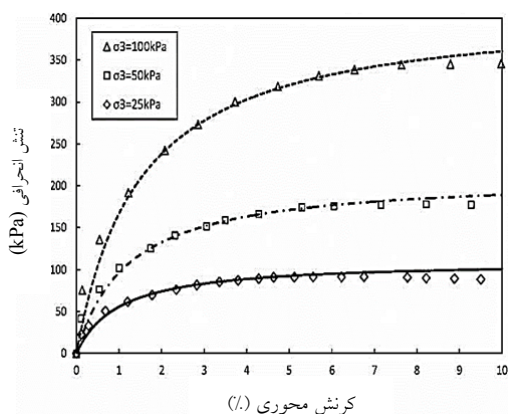
خاکریز پشت دیوار از ماسه سیلتی با وزن مخصوص $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$ تشکیل شده است. برای تعیین پارامترهای رفتاری خاک اشاره شده، سه آزمایش سه‌محوری فشاری تحت فشارهای جانبی ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال روی آن انجام شد. پارامترهای رفتاری

شبه‌سازی رفتار خاک با مدل رفتاری پیشرفته‌ای که در واقع حالت غیرخطی شده‌ی مدل مور-کولمب به شمار می‌رود، به تحلیل دیوار خاک مسلح پرداخت [۱۲].

معرفی دیوار

دیوار مورد بررسی، یک دیوار خاک مسلح بلوکی قطعه‌ای است که رفتار آن در حین ساخت پیمایش شده است. مؤسسه تحقیقاتی امور عمومی (PWRI) در ژاپن متصدی انجام مطالعات بر روی این دیوار بوده است. شرح کامل نحوه ساخت دیوار توسط تاجیری و همکاران [۱۶] ارائه شده است. هندسه دیوار و ابزار دقیق نصب‌شده بر روی آن در شکل (۴) آمده است. دیوار مورد بررسی شش متر ارتفاع دارد و مستقیماً بر روی یک کفه بتنی قرار گرفته است. خاکریز دانه‌ای پشت دیوار با تسلیح‌کننده‌های ژئوستتیکی مسلح شده است. تسلیح‌کننده‌های اشاره شده از شش لایه اصلی به طول ۳/۵ متر و پنج لایه فرعی به طول یک متر تشکیل شده‌اند. لایه‌های اصلی با فواصل یک متری نسبت به هم و لایه‌های فرعی نیز با همین فاصله در میان آن‌ها قرار گرفته‌اند. لایه‌های ژئوسینتتیک به پشت بلوک‌های بتنی پیمان‌های بوسیله قاب و مهره وصل شده‌اند. پوسته دیوار از ۱۲ بلوک با عرض ۳۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۵۰ سانتی‌متر ساخته شده است. برای اندازه‌گیری کرنش محوری لایه‌های ژئوسینتتیک در مجموع از ۵۲ کرنش‌سنج استفاده شده است. تغییر مکان افقی پوسته دیوار در ۱۲ نقطه در راستای ارتفاع دیوار اندازه‌گیری شده است. نیروی جانبی که از طرف خاک بر پشت دیوار وارد می‌شود، بوسیله ۱۱ مبدل نیرو اندازه‌گیری شده است. نیروی قائم ناشی از وزن خاکریز نیز در شش نقطه واقع بر کف آن مقدارسنجی شده

سفتی تسلیح‌کننده (J) به صورت شیب نمودار نیرو بر واحد عرض نسبت به کرنش محوری تعریف می‌شود. براین اساس و با توجه به نتایج آزمایش کشش ساده، سفتی ژئوگرید مورد بررسی، متناظر با سفتی مقاطع در کرنش محوری ۱/۵ درصد، برابر است با:



شکل ۵ مقایسه نمودارهای رفتاری واقعی (نقاط) و شبیه‌سازی شده با مدل هذلولی (خطوط پیوسته) خاک دیوار

PWRI

خاک مورد بررسی در جدول (۲) آمده است. رفتار حقیقی خاک در فضای تنش انحرافی و کرنش حجمی در برابر کرنش محوری، به همراه رفتار شبیه‌سازی شده با مدل هذلولی در شکل (۵) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، مدل رفتاری هذلولی به خوبی می‌تواند رفتار خاک در فضای تنش انحرافی - کرنش محوری را شبیه‌سازی کند؛ اما ضعف مدل در شبیه‌سازی رفتار تغییرشکلی خاک را در فضای تغییر حجم (کرنش حجمی در برابر کرنش محوری) است. ضعف اشاره شده از این نکته ناشی می‌شود که مدل هذلولی تنها شامل پارامترهای بخش رفتاری ارتجاعی (شامل مدول الاستیک و نسبت پواسون) می‌شود و نسبت به تغییرشکل‌های خمیری بی‌توجه است. یادآوری می‌شود که چارچوب این مدل در زمره مدل‌های ارتجاعی قرار می‌گیرد و در نتیجه، به پارامترهای کنترل تغییرشکل نظیر زاویه اتساع و نظایر آن که در نظریه خمیری خاک‌ها تعریف می‌شود، مجهز نیست.

لایه‌های ژئوسینتتیک تسلیح‌کننده خاکریز از جنس ژئوگرید پلی‌اتیلن (HDPE) بوده، شکل (۶) نتیجه آزمایش کشش ساده آن‌ها را نشان می‌دهد. خطوط پیوسته در این شکل نشان‌دهنده رفتار کشسان - خمیری کامل در نظر گرفته شده برای ژئوگریدها است. مطابق شکل (۶) مقاومت کششی نهایی ژئوگریدها مساوی با ۵۵ کیلو نیوتن بر متر است. روند تغییرات اعمال بار با مقدار درازشدگی تسلیح‌کننده با سفتی تسلیح‌کننده ($stiffness$) شناخته می‌شود. به عبارت دیگر،

جدول ۲ مشخصات مکانیکی خاکریز دیوار خاک مسلح

γ	ν	c	ϕ	K	K_{ur}	n	R_f
(kN/m^3)	(بی‌بعد)	(kPa)	(درجه)	(بی‌بعد)	(بی‌بعد)	(بی‌بعد)	(بی‌بعد)
۱۶/۰	۰/۴۲	۱/۸۲	۳۹/۰	۲۷۶/۵	۷۰۰/۰	۰/۶۶۱	۰/۸۳

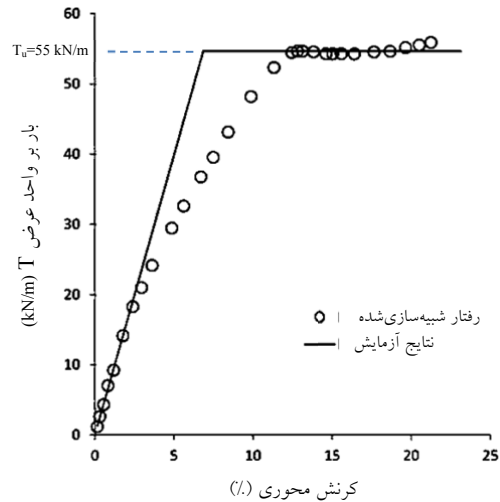
رفت. المان‌های مذکور مشتمل بر بخش‌های مختلف مدل مانند کفه بتنی، بلوک‌های بتنی و نواحی مسلح و غیرمسلح خاکریز است. هم‌چنین ۴۸ عدد المان به‌عنوان عنصرهای فصل مشترک (میان بلوک‌ها، خاکریز و کفه بتنی)، در هر دو حالت تحلیل همگن و مجزا در نظر گرفته شد. در مدل دیوار مورد بحث، میان جبهه بتنی دیوار و خاکریز مجاور آن، بین کفه بتنی و خاکریز بالای آن و نهایتاً میان بلوک‌های بتنی پوسته دیوار عناصر فصل مشترکی با ضخامت صفر در نظر گرفته شدند. برای تمام عناصر فصل مشترک اشاره شده در این شبیه‌سازی فرض اتصال کامل با اجزای مجاور لحاظ گردید. برای تعیین سختی عمودی (k_n) و برشی (k_s) عناصر مذکور از فرآیند سعی و خطا بهره گرفته شد؛ به‌نحوی که اولاً از بروز تغییرشکل‌های بیش‌ازحد در مدل، بر اثر لغزش و یا گسیختگی اجزای طرفین فصل مشترک و ثانیاً افزایش زمان تحلیل (ناشی از انتخاب مقادیر بسیار بزرگ سختی) جلوگیری شود [۱۷]. بر این اساس، مقادیر مربوط به سختی‌های عمودی و برشی فصل مشترک‌های گوناگون، مطابق با جدول زیر تعیین شدند:

جدول ۳ سختی‌های عمودی و برشی انتخاب شده برای فصل

مشترک‌های گوناگون در مدل دیوار PWRI

k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)	نوع فصل مشترک
۲۰	۱۰	خاک-بتن
۶۰	۲۵	بتن-بتن

دیوار خاک مسلح مورد بررسی، توسط لینگ و لیو [۱۵] به‌صورت مجزا به‌روش اجزای محدود تحلیل شده است. ایشان برای خاکریز دیوار از یک الگوی رفتاری غیرخطی در چارچوب مدل‌های خمیری تعمیم‌یافته و برای تسلیح‌کننده‌ها از یک الگوی رفتاری سطح مرزی استفاده کردند. شبکه المان مدل شده در مطالعه مذکور شامل ۲۳۱۴ عنصر بود که ۱۱۵ عدد از آن‌ها مربوط به عناصر خطی به‌کار رفته به‌عنوان لایه‌های تسلیح‌کننده می‌شد.



شکل ۶ نتیجه آزمایش کشش ساده ژئوگریدهای پلی‌اتیلن در دیوار PWRI و شبیه‌سازی رفتار آن با مدل کشسان-خمیری کامل [۱۵]

نحوه مدل‌سازی به‌روش مجزا و دوفازی

شبیه‌سازی دیوار در این پژوهش به دو حالت کلی همگن و مجزا انجام شده است. پس از تحلیل دیوار به‌روش مجزا، آن‌را به‌صورت همگن مدل می‌شود و در نهایت نتایج به‌دست آمده از این تحلیل‌ها با یکدیگر و مقادیر حقیقی اندازه‌گیری شده مقایسه می‌گردد. با توجه به یکسان بودن شکل و نحوه شبیه‌سازی مدل مجزا و همگن، شیوه مدل‌سازی و تحلیل هر دو آن‌ها در این بخش بررسی می‌شود. در شکل (۷) مدل شبیه‌سازی شده دیوار به‌صورت همگن در نرم‌افزار FLAC نشان داده شده است. مراحل ساخت دیوار با تحلیل گام‌به‌گام آن در فواصل ۰/۵ متری شبیه‌سازی گردید و کل دیوار در دوازده مرحله ساخته شد.

$$J = \frac{T_u}{\varepsilon_1} = \frac{55}{0.07} \cong 800 \text{ kN/m} \quad (25)$$

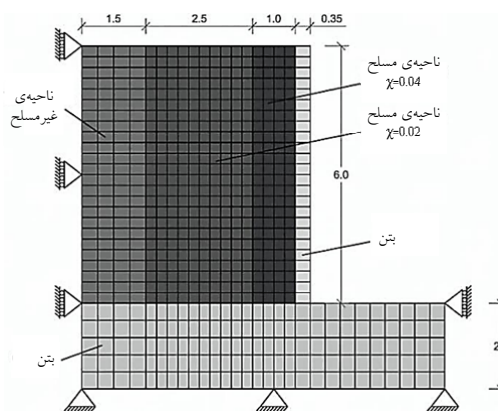
برای مدل‌سازی دیوار مورد بحث، در حالت تحلیل مجزا، تعداد ۸۰۴ المان در مدل شبیه‌سازی شده در FLAC در نظر گرفته شد که ۲۰۸ عدد از آن‌ها مربوط به عناصر خطی (تعریف شده به‌عنوان کابل) متناظر با لایه‌های تسلیح‌کننده بود. در حالت تحلیل همگن، ۵۹۶ عدد المان در مدل دیوار (شکل ۷) به‌کار

جابه‌جایی‌های حداکثر دیوار را بهتر پیش‌بینی می‌نماید؛ هرچند در ترازهای بالایی و پایینی دیوار، جابه‌جایی‌های پیش‌بینی شده در این حالت کمی دست بالا به نظر می‌رسد. باید توجه نمود که تمام نتایج تحلیلی ارائه شده با فرض پیوند کامل میان فازها و چسبندگی کامل عناصر فصل مشترک با محیط مجاور به دست آمده است که با توجه به دقت مناسب نتایج تحلیلی می‌توان نتیجه گرفت که این فرض‌های ساده‌کننده نزدیک به واقعیت هستند. البته باید توجه نمود که جابه‌جایی‌های افقی جبهه در پایین دیوار بسیار کمتر از مقادیر حقیقی پیش‌بینی شده است که به نظر می‌رسد مهم‌ترین عامل بروز آن فرض عدم لغزش خاکریز و بلوک‌های تحتانی پوسته دیوار نسبت به کفه بتنی باشد. باین حال باید توجه نمود که خطای اشاره شده تنها در یک متر پایین جبهه دیوار قابل توجه بوده و در مجموع دقت الگوی دوفازی ارائه شده در پیش‌بینی جابه‌جایی‌های افقی جبهه دیوار مناسب ارزیابی می‌شود. در خصوص مقایسه مدل‌سازی این دیوار با دو

روش همگن (دوفازی) و مجزا می‌توان به موارد زیر اشاره نمود؛ اول آن‌که در مدل مجزا، ممکن است به دلیل به‌کارگیری دو جنس مختلف با سختی‌های غیر یکسان (خاک و لایه تسلیح‌کننده)، تمرکز تنش و یا کرنش در مدل عددی رخ دهد که منجر به ناپایداری عددی می‌شود؛ در صورتی‌که در مدل همگن چنین مشکل به وجود نمی‌آید؛ دوم آن‌که در مدل مجزا، به دلیل تعریف نمودن هریک از لایه‌های تسلیح‌کننده در محیط، زمان بیشتری برای ساخت مدل نسبت به حالت همگن صرف می‌شود؛ و سوم آن‌که به دلیل وجود اختلاف سختی در مواد تعریف شده در مدل، زمان تحلیل مدل مجزا نسبت به تحلیل مدل همگن طولانی‌تر است. به‌عنوان مقایسه، زمان تحلیل این دیوار به روش همگن ۳۹ دقیقه و به روش مجزا ۶۵ دقیقه بطول انجامید. در نهایت، با مقایسه این دو روش (سهولت در روند مدل‌سازی و زمان تحلیل کمتر)، می‌توان بهتر بودن روش همگن نسبت به روش مجزا را ادعا نمود.

ارائه نتایج تحلیل مجزا و همگن

پس از تحلیل دیوار شبیه‌سازی شده به دو روش تحلیل مجزا و دوفازی، نتایج به دست آمده از آن‌ها با مقادیر اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه مقایسه گردید که نتیجه این مقایسه‌ها در ادامه می‌آید.

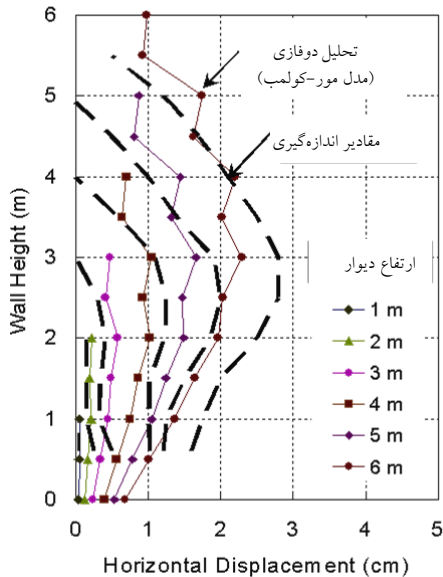


شکل ۷ نمایش مدل شبیه‌سازی شده‌ی دیوار PWRI در FLAC

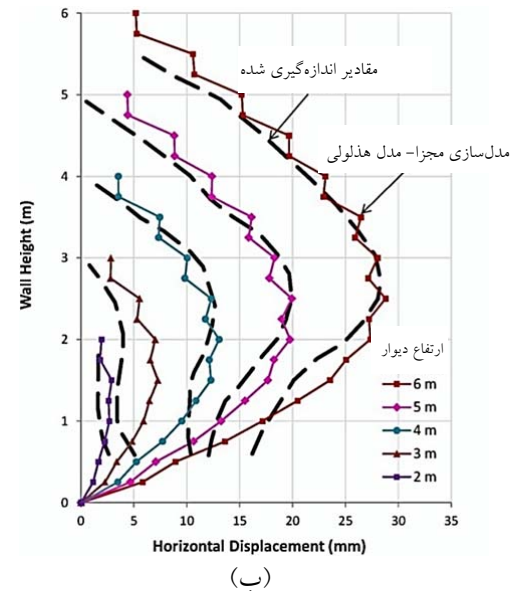
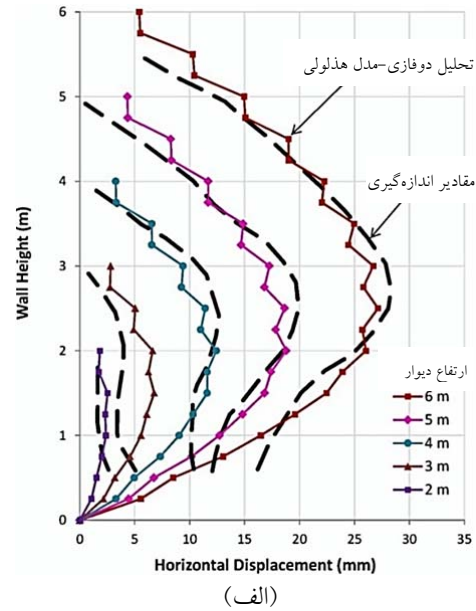
جابه‌جایی افقی جبهه دیوار

شکل‌های (۸-الف و ب) جابه‌جایی افقی پوسته دیوار را در مراحل مختلف ساخت، به ترتیب در حالت تحلیل همگن و مجزا و با کمک مدل هندلولی نشان می‌دهند. جابه‌جایی‌های اندازه‌گیری شده در حالت واقعی نیز برای مقایسه در شکل‌های یادشده آمده است. خط چین‌ها نماینده‌ی مقادیر واقعی و خطوط پیوسته دندان‌دار بیان‌گر نتایج شبیه‌سازی‌های عددی هستند. با توجه به شکل (۸) مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از روش‌های تحلیل همگن و مجزا بسیار نزدیک به هم هستند. وجود این یکسانی نشانگر آن است که روش همگن می‌تواند بخوبی جایگزین روش مجزا تلقی شود. باین حال، باید گفت تفاوتی میان نتایج حاصل از روش‌های همگن و مجزا وجود دارد. در تحلیل دوفازی (همگن)، حداکثر جابه‌جایی جبهه دیوار که در نواحی میانی آن رخ می‌دهد اندکی دست پایین تخمین زده می‌شود؛ گرچه اختلاف اشاره شده بسیار اندک می‌باشد و حداکثر حدود ۱۰ درصد است. این‌طور به نظر می‌رسد که تحلیل مجزای دیوار با مدل دانکن-چانگ،

است. در تحقیق یادشده، ابتدا سعی شده بود تا ابتدا با کمک مدل رفتاری مور-کولمب، رفتار خاک (نمودارهای نشان داده شده در شکل ۵) شبیه سازی شوند. سپس با کمک پارامترهای به دست آمده، خاک در دیوار PWRI با پارامترهای کسب شده شبیه سازی شد که نتایج مربوط به جابه جایی افقی جبهه دیوار PWRI در شکل (۹) ارائه شده است. در تحلیلی که در آن، از مدل رفتاری مور-کولمب استفاده شده است، تغییر مکان های جبهه دیوار از روی پی تا وسط ارتفاع دیوار (در تمام مراحل ساخت) خیلی کمتر از واقعیت تخمین زده شده است. در عوض، تغییر شکل ها از وسط دیوار تا بالا، تطابق بهتری دارند. در هر حال، با مقایسه شکل های (۸ و ۹) می توان مشاهده نمود که استفاده از مدل رفتاری دانکن - چانگ برای خاک نسبت به مدل مور- کولمب شبیه سازی بهتری از رفتار دیوار در روش تحلیل دوفازی را نشان می دهد، بدین صورت که جابه جایی های جبهه دیوار با دقت بیشتری پیش بینی شده است.

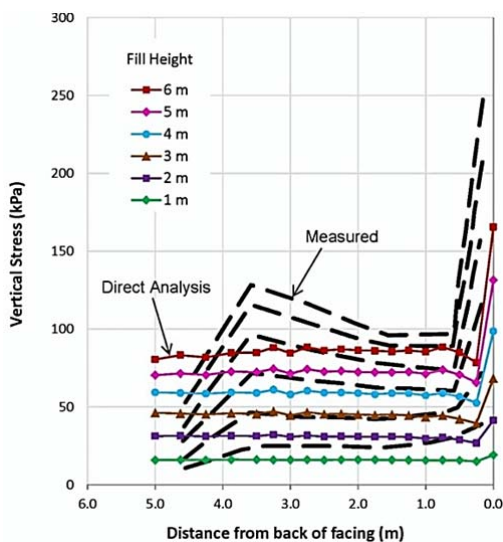


شکل ۹ مقایسه مقادیر اندازه گیری شده پروفیل جابه جایی جبهه دیوار با نتایج به دست آمده از تحلیل دوفازی با الگوی توسعه یافته با مدل مور-کولمب [۲]

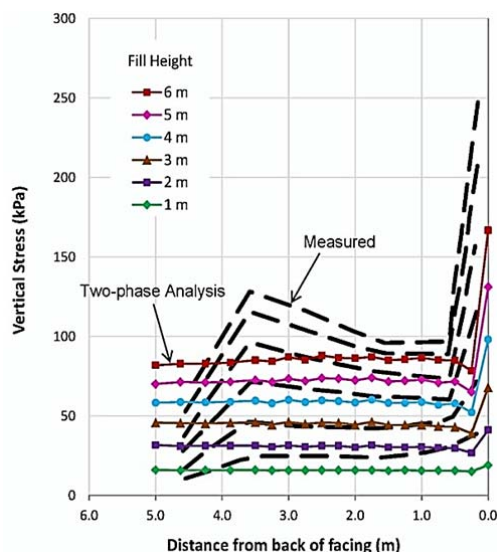


شکل ۸ مقایسه پروفیل جابه جایی جبهه دیوار در مراحل مختلف ساخت با نتایج به دست آمده از (الف) تحلیل دوفازی با مدل ارائه شده و (ب) تحلیل مجزا با مدل دانکن - چانگ

در این قسمت، شبیه سازی ها با توجه به اثر مدل رفتاری خاک بر نحوه پیش بینی های رفتار دیوار بررسی می شود. بدین منظور از نتایج تحقیق سیدی حسینی نیا [۲] استفاده می شود که در آن، دیوار PWRI با کمک تحلیل دوفازی و با مدل رفتاری کشسان خطی - خمیری کامل مور- کولمب برای خاک استفاده شده



شکل ۱۱ نمایش تغییرات تنش قائم روی کفۀ بتنی در مراحل مختلف ساخت، به دست آمده از تحلیل مجزا با مدل دانکن-چانگ و مقایسه نتایج تحلیل با مقادیر اندازه‌گیری شده



شکل ۱۰ مقایسه تنش قائم روی کفۀ بتنی به دست آمده از تحلیل همگن با الگوی دوفازی ارائه شده و مقادیر اندازه‌گیری شده

مختلف ساخت نشان داده شده و با اندازه‌گیری‌های برجما مقایسه گردیده است. با توجه به این شکل می‌توان بیان نمود که در هر دو روش تحلیل، تنش‌های جانبی ناشی از خاکریز پشت دیوار، خصوصاً در ارتفاع پنج و شش متر، در بیشتر نقاط به مقدار قابل توجهی کمتر از مقدار واقعی تخمین زده شده است. علت این پدیده را می‌توان با بررسی دقیق‌تر نحوه جابه‌جایی جبهه دیوار توجیه نمود. همان‌طور که در شکل (۸) دیده شد، با وجود پیش‌بینی مناسب جابه‌جایی کلی جبهه در نواحی میانی و بالای دیوار در تحلیل‌های مجزا و دوفازی، هیچ‌یک نتوانستند جابه‌جایی‌های ناحیه پایینی جبهه دیوار را به‌طور مناسبی پیش‌بینی نمایند و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها، بسیار کمتر از مقدار حقیقی محاسبه گردید. به بیان بهتر، به دلیل فرض عدم لغزش خاکریز نسبت به کفۀ بتنی، جابه‌جایی پایین دیوار در تحلیل‌های عددی نزدیک به صفر پیش‌بینی شده‌اند. بر این اساس، جابه‌جایی‌های به دست آمده برای سایر نقاط، در حقیقت جابه‌جایی نسبی آن نقاط نسبت به

تنش قائم روی کفۀ بتنی

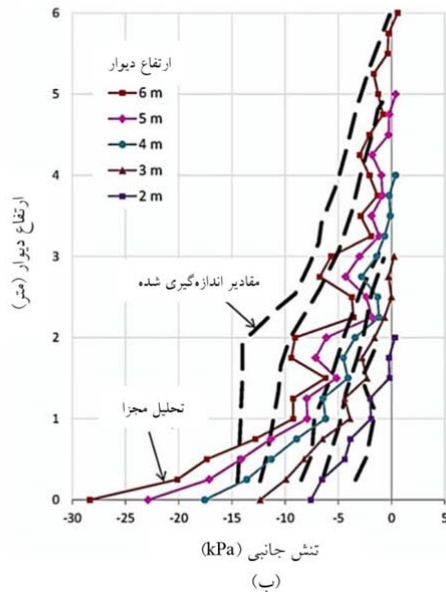
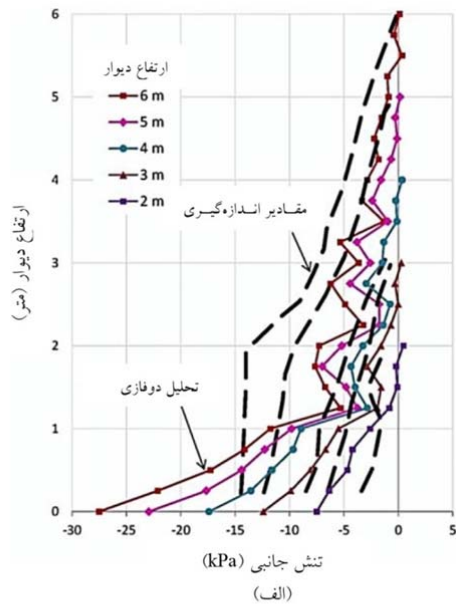
تغییرات تنش قائم روی کفۀ بتنی، ناشی از وزن خاکریز در شکل‌های (۱۰ و ۱۱) رسم شده است. بررسی نتایج شبیه‌سازی‌های دو حالت همگن و مجزا، و مقایسه آن دو با مقدارهای اندازه‌گیری شده، نشان می‌دهد که نوع روش تحلیل تأثیر بسزایی بر روی تنش قائم کف خاکریز ندارد.

مشاهده می‌شود که مدل دوفازی ارائه شده، روند تغییرات تنش را به‌نحو نسبتاً مناسبی پیش‌بینی نموده است. مطابق اندازه‌گیری‌های انجام شده، تنش روی پی در نزدیکی پوسته بتنی افزایش می‌یابد که این موضوع به‌خوبی در هر دو روش تحلیل پیش‌بینی شده است. دلیل این افزایش تنش نیز بیشتر بودن وزن مخصوص بتن جبهه دیوار نسبت به خاک پشت آن است.

تنش جانبی پشت جبهه دیوار

در شکل (۱۲)، تغییرات تنش جانبی پشت دیوار به دست آمده از تحلیل همگن و مجزا در مراحل

بلوک‌های بتنی دیوار مربوط دانستند.

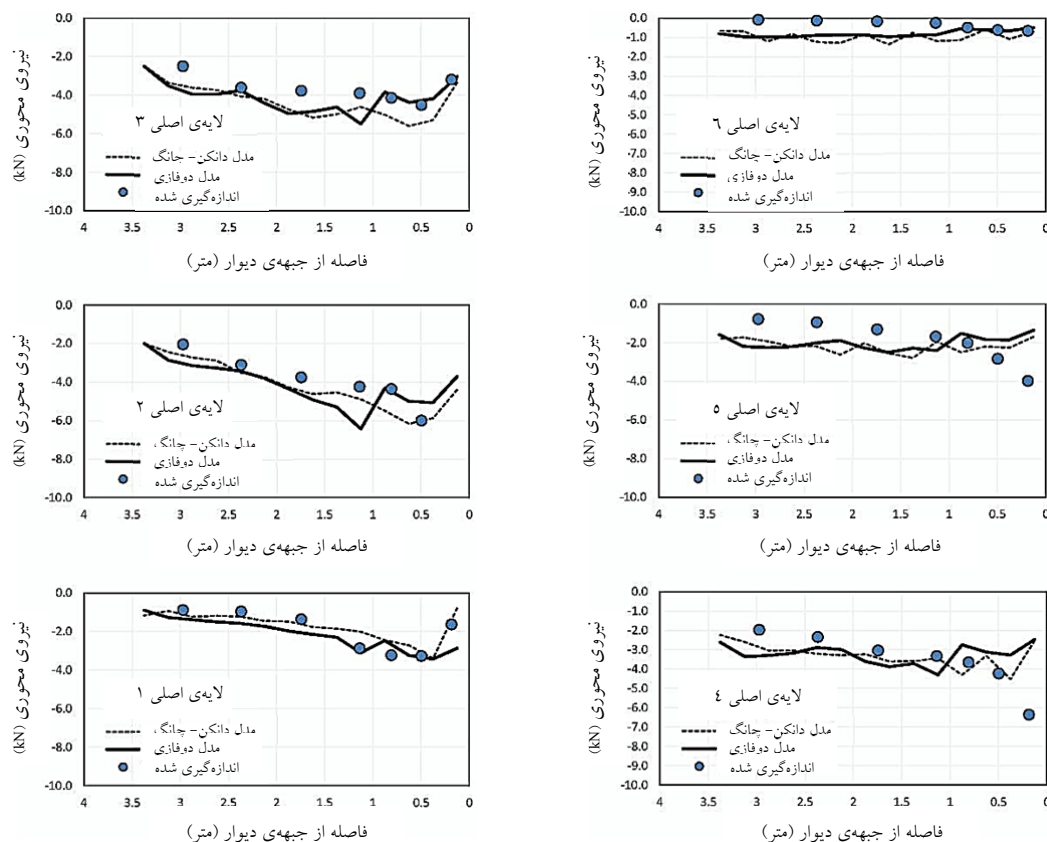


شکل ۱۲ نمایش تغییرات تنش جانبی پشت دیوار در مراحل مختلف ساخت در حالت الف) تحلیل همگن با الگوی دوفازی ارائه‌شده و ب) تحلیل مجزا با مدل رفتاری دانکن-چانگ

پایین دیوار است. در نتیجه در تحلیل‌های عددی انجام شده، به دلیل جابه‌جایی نسبی زیاد خاک پشت دیوار، فشار جانبی آن عملاً به حالت فشار محرک نزدیک می‌گردد. این در حالی است که در واقعیت، به دلیل جابه‌جایی نسبی کمتر جبهه دیوار، فشار جانبی خاک در وضعیتی بین حالت فشار محرک و حالت فشار ساکن قرار دارد. هم‌چنین با توجه به مطالب بیان شده، افزایش ناگهانی مقدار تنش جانبی در ترازهای پایین جبهه دیوار نیز قابل توجیه است؛ به این صورت که به دلیل جابه‌جایی بسیار اندک جبهه در نواحی پایین دیوار، تنش جانبی خاک در این نواحی به حالت فشار ساکن نزدیک می‌شود. به‌طور کلی، با وجود خطاهای بیان شده در پیش‌بینی مقدار تنش جانبی پشت دیوار، مدل‌های عددی به‌کار رفته پاسخ‌های مشابهی ارائه کرده‌اند و روند کلی تغییرات تنش را نسبتاً خوب پیش‌بینی نموده‌اند.

نیروی تسلیح‌کننده‌ها

در این بخش به مقایسه مقدار نیروی تسلیح‌کننده‌ها، به‌دست آمده از دو حالت تحلیل همگن و مجزا پرداخته می‌شود. شکل (۱۳) نیروی محوری تسلیح‌کننده‌های اصلی (مشخص شده در شکل ۴) را با نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های اشاره شده برای آخرین مرحله ساخت (در ارتفاع شش متر) مقایسه نموده است. با توجه به این شکل، روند کلی تغییرات و مقدار نیروی محوری تسلیح‌کننده‌ها با استفاده از تحلیل همگن (با استفاده از الگوی دوفازی ارائه شده) به‌خوبی پیش‌بینی شده است. البته در محل اتصال ژئوگریدها به بلوک‌های جبهه دیوار، خصوصاً در لایه‌های بالایی دیوار، پیش‌بینی روند تغییرات نیروی محوری با مقداری خطا روبه‌رو است. این خطا در تحلیل همگن دیوار با مدل دانکن-چانگ و شبیه‌سازی‌های انجام شده توسط لینگ و لیو [۱۵] نیز مشاهده شده است. ایشان اختلاف اشاره شده را بیش از همه ناشی از نوع اتصال لایه‌های ژئوگرید به



شکل ۱۳ نیروی محوری لایه‌های اصلی (ستون سمت راست) و لایه‌های فرعی (ستون سمت چپ) ژئوگرید در آخرین مرحله ساخت دیوار

نتیجه‌گیری

در این مطالعه به توسعه روش محیط‌های دوفازی با به‌کارگیری مدل رفتاری هذلولی دانکن-چانگ در روابط محیط‌های دوفازی و شبیه‌سازی رفتار خاک توده مسلح با این مدل رفتاری پرداخته شد. سپس دیوار خاک مسلح تمام‌مقیاس PWRI به دو روش مجزا و دوفازی، به ترتیب با استفاده از مدل دانکن-چانگ و الگوی توسعه‌افته پرداخته شد. پس از بررسی نتایج تحلیل به دو روش اشاره شده و مقایسه آن‌ها با مقادیر اندازه‌گیری‌شده، دقت مناسب الگوی دوفازی توسعه‌افته تأیید گردید و نتایج زیر به‌دست آمد:

۱- با توجه به دقت مناسب نتایج به‌دست آمده از تحلیل مجزای دیوار با مدل دانکن-چانگ، به نظر می‌رسد

که این مدل رفتاری، باوجود سادگی، در حالت تحلیل مجزا نیز پیش‌بینی‌هایی مناسب و نزدیک به واقعیت از رفتار دیوار خاک مسلح ارائه می‌دهد.

۲- با توجه به شباهت زیاد نتایج تحلیل دوفازی و مجزای دیوار خاک مسلح در تمامی موارد، می‌توان ادعا نمود که تحلیل دیوار با استفاده از روش محیط‌های دوفازی، پاسخ‌هایی شبیه و نزدیک به حالت مجزا ارائه می‌دهد. در حقیقت نوع روش تحلیل (همگن یا مجزا) بر رفتار دیوار تقریباً بی‌اثر است.

۳- در تحلیل عددی دیوار به‌روش دوفازی، دقت نتایج در صورت استفاده از مدل رفتاری دانکن-چانگ در مدل‌سازی رفتار خاک بیشتر از حالت استفاده از

مدل رفتاری مور-کولمب است.
 ۴- با توجه به انطباق مناسب جابه‌جایی‌های کلی جبهه دیوار به دست آمده از تحلیل‌های عددی و مقادیر اندازه‌گیری شده، می‌توان نتیجه گرفت که فرض پیوند کامل خاک و تسلیح‌کننده‌ها فرضی قابل قبول است و تأثیر زیادی بر مقدار جابه‌جایی‌های کلی جبهه دیوار ندارد.
 ۵- با فرض چسبندگی کامل عناصر فصل مشترک با محیط مجاور، علی‌رغم پیش‌بینی نزدیک به واقعیت جابه‌جایی‌های کلی جبهه دیوار، جابه‌جایی‌های نسبی (نسبت به کف) آن بیشتر از مقادیر حقیقی به دست می‌آید. به نظر می‌رسد که در این حالت،
 ۶- با توجه به دقت مناسب نتایج تحلیل عددی دیوار خاک مسلح به روش محیط دوفازی نسبت به مقادیر اندازه‌گیری شده، می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از روش محیط‌های چندفازی، خصوصاً در حالت توسعه‌افته با مدل رفتاری دانکن-چانگ، پیش‌بینی‌های مناسبی از عملکرد دیوار (دست‌کم در کرنش‌های نسبتاً اندک و شرایط بدون سربار) ارائه می‌دهد.

مراجع

۱. فاخر، علی، "مهندسی پی پیشرفته"، انتشارات دانشگاه تهران، (۱۳۹۰).
۲. سیدی حسینی‌نیا، سید احسان، "توسعه مدل چندفازه برای تحلیل توده خاک مسلح"، رساله دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، (۱۳۸۸).
3. de Buhan, P. and Hassen, G., "Multiphase Approach as a Generalized Homogenization Procedure for Modelling The Macroscopic Behaviour of Soils Reinforced by Linear Inclusions", *European Journal of Mechanics - A/Solids*, Vol. 27(4), pp. 662-679, (2008).
4. de Buhan, P. and Hassen, G., "Macroscopic Yield Strength of Reinforced Soils: From Homogenization Theory to a Multiphase Approach", *Comptes Rendus Mécanique*, Vol. 338(3), pp. 132-138, (2010).
5. Sudret, B. and de Buhan, P., "Multiphase Model for Inclusion-Reinforced Geostuctures: Application to Rock-Bolted Tunnels and Piled Raft Foundations", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 25(2), pp. 155-182, (2001).
6. Bennis, M. and de Buhan, P., "A Multiphase Constitutive Model of Reinforced Soils Accounting for Soil-Inclusion Interaction Behaviour", *Mathematical and Computer Modelling*, Vol. 37(5-6), pp. 469-475, (2003).
7. Thai Son, Q. and de Buhan, P., "A Multiphase Approach to The Stability Analysis of Reinforced Earth Structures Accounting for s Soil-Strip Failure Condition", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36(3), pp. 454-462, (2009).
8. Kondner, R.L., "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands", *Proceedings of the 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Brazil, (1963).

9. Kondner, R.L., "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 89, pp. 115-143, (1963).
10. Herrmann, L., Welch, K. and Lim, C., "Composite FEM Analysis for Layered Systems", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 110(9), pp. 1284-1302, (1984).
11. Sudret, B., "Modelisation Multiphasique des Ouvrages Renforces par Inclusions", PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Paris, (1999).
12. Seyedi Hosseinia, 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*, Vol. 136(6), pp. 721-735, (2010).
13. Duncan, J.M. and Chang, C.Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 96, pp. 1629-1653, (1970).
14. Janbu, N., "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", *European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering*, Wiesbaden, Germany, (1963).
15. Ling, H.I. and Liu, H., "Deformation Analysis of Reinforced Soil Retaining Walls—Simplistic Versus Sophisticated Finite Element Analyses", *Acta Geotechnica*, Vol. 4(3), pp. 203-213, (2009).
16. Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura, J., Ochiai, Y. and Dobashi. K., "Full-Scale Failure Experiments of Geotextile-Reinforced Soil Walls With Different Facings", *Third International Symposium on Earth Reinforcement (IS-KYUSHU 9)*., Balkema, Japan, (1996).
17. 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*, Vol. 42, pp. 1066-1085, (2005).