

# ارزیابی عددی تفاضل محدود پدیده روان‌گرایی به روش تنش مؤثر و تخمین عددی روان‌گرایی پروژه مسجد جامع بندرعباس (مطالعه موردی)

عادل عساکره\*، مهدیه شعبانی؛

دانشگاه هرمزگان، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران

پذیرش ۹۷/۰۵/۰۲

تاریخ دریافت ۹۶/۰۷/۰۷

## چکیده

تخمین روان‌گرایی یکی از اهداف مهم در مهندسی ژئوتکنیک است. بدین منظور روش‌های آزمایشگاهی و عددی مختلفی ارائه شده‌اند. یکی از گام‌های مهم در پیش‌بینی روان‌گرایی، پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده است. وقتی که بارگذاری لرزه‌ای به خاک ماسه‌ای اشباع اعمال می‌شود، فشار آب حفره‌ای تا زمانی که به فشار محصورکننده اولیه برسد، افزایش می‌یابد و موجب وقوع روان‌گرایی می‌شود. به‌طورکلی دو روش مهم برای تحلیل‌های دینامیک خاک وجود دارد: روش‌های غیروابسته تنش کل و روش وابسته تنش مؤثر. هدف مهم این پژوهش ارزیابی ظرفیت مدل موجود در نرم‌افزار تفاضل محدود فلک بر پایه روش‌های تجزیه و تحلیل تنش مؤثر برای پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری لرزه‌ای است. برای کالیبره کردن مدل عددی، آزمایش سائریفوژ شماره یک پروژه ولاکس که روی ماسه نوادا با تراکم ۴۰٪ انجام شده، مدل‌سازی شده است. پس از صحت‌سنجی مدل عددی، خاک محل احداث پروژه مسجد جامع شهر بندرعباس، برای بررسی روان‌گرایی با استفاده از روش عددی مدل‌سازی شده است. برای مدل‌سازی، از نتایج آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک انجام شده روی نمونه‌های خاک محل و آزمایش نفوذ استاندارد انجام شده در سایت، برای کالیبره کردن پارامترها و انتخاب ثابت‌های مدل بهره گرفته شده است. نتایج حاصل از مدل عددی با نتایج حاصل از آزمایشگاه تقریباً مطابقت

\*نویسنده مسئول [asakereh@hormozgan.ac.ir](mailto:asakereh@hormozgan.ac.ir)

دارد. بنابراین با انتخاب دقیق پارامترهای مدل عددی می‌توان به‌طور کلی با استفاده از نتایج مدل‌سازی دید کلی از تشکیل فشار آب حفره‌ای و تخمین عمق روان‌گرایی داشت. **واژه‌های کلیدی:** روان‌گرایی خاک، اضافه فشار آب حفره‌ای، آزمایش سانتریفوژ، روش عددی، مدل رفتاری خاک.

### مقدمه

روان‌گرایی به‌عنوان یکی از آسیب‌های اصلی ناشی از زلزله به سازه‌ها شناخته می‌شود. این پدیده اغلب در رسوبات سست ماسه‌ای اشباع تحت بارگذاری دوره‌ای رخ می‌دهد. در حقیقت تولید اضافه فشار آب حفره‌ای در این خاک‌ها باعث از دست رفتن مقاومت برشی خاک می‌شود. به‌دلیل اهمیت پدیده روان‌گرایی، فعالیت‌های تحقیقاتی گسترده‌ای در دو گروه روش‌های عددی و مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی در طول چند دهه گذشته انجام شده است [۱]. یکی از گام‌های مهم در پیش‌بینی روان‌گرایی، پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده است. در بسیاری از تحقیقات در حال حاضر، عموماً علت اساسی روان‌گرایی خاک‌های غیرچسبنده اشباع در هنگام زلزله ایجاد اضافه فشار هیدرواستاتیکی ناشی از اعمال تنش‌های برشی دوره‌ای مربوط به حرکت‌های زمین در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه تنش‌های دوره‌ای اعمال شده، ساختار خاک غیرچسبنده تمایل به متراکم شدن دارد و در نتیجه تنش به آب منفذی انتقال می‌یابد و تنش وارد بر دانه‌های خاک کاهش می‌یابد. در نتیجه ساختار دانه‌ای خاک به میزان مورد نیاز برای ثابت نگه داشتن حجم، واگشت<sup>۱</sup> خواهد کرد و توازن کاهش حجم و واگشت، تعیین‌کننده مقدار افزایش فشار آب منفذی در خاک است. تولید اضافه فشار منفذی کلید فعال شدن روان‌گرایی است. بدون تغییر در فشار منفذی تنش مؤثر تغییر نکرده و روان‌گرایی اتفاق نمی‌افتد [۲].

طی چند دهه گذشته محققان زیادی روش‌های عددی پیچیده‌ای را برای تخمین روان‌گرایی ارائه داده‌اند. به‌طور کلی این دستورالعمل‌های عددی را می‌توان به دو بخش تحلیل‌های تنش کل و تنش مؤثر تقسیم کرد. در حال حاضر جدیدترین روش‌های عملی<sup>۲</sup> موجود برای تخمین روان‌گرایی، بر اساس تحلیل‌های تنش کل هستند؛ هر چند از آن‌جاکه

- 
1. Rebound
  2. State-of-Practice

اضافه فشار منفذی ناشی از حرکات لرزه‌ای به‌طور مستقیم در محاسبات وارد نمی‌شود، این روش‌ها قابلیت ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی به‌صورت مطلوب را ندارند. در مقابل، استفاده از شیوه تنش مؤثر برای تحلیل مسائل روان‌گرایی خاک، اساساً صحیح‌تر و منطقی‌تر است؛ چرا که در آن اثرات فشار آب منفذی به‌صورت مستقیم در نظر گرفته می‌شود. تحلیل‌های تنش مؤثر را می‌توان بسته به چگونگی در نظر گرفتن تغییرات فشار آب منفذی به محض وقوع آن، به دو دسته تا حدی وابسته<sup>۱</sup> و کاملاً وابسته<sup>۲</sup> تقسیم کرد [۳].

در روش‌های عددی رفتار مصالح با استفاده از مدل‌های ساختاری که بر حسب پاسخ تنش و کرنش تعریف می‌شوند، مشخص می‌شود؛ به‌طوری‌که این مدل‌های ساختاری، هسته اصلی روش‌های عددی را تشکیل می‌دهند. تقریباً تمام مدل‌های پیشرفته ارائه شده برای خاک‌های روان‌گرا، بر اساس نظریه خمیری پایه‌گذاری شده‌اند که این امر با توجه به مشاهده کرنش‌های برگشت‌ناپذیر به‌عنوان جنبه کلیدی رفتار این خاک‌ها طبیعی به‌نظر می‌رسد. جدیدترین روش‌های علمی<sup>۳</sup> برای تحلیل عددی روان‌گرایی شامل تحلیل‌های اجزاء محدود و تفاضل محدود دینامیکی هستند که در آن‌ها از ترکیب مدل‌های ساختاری تنش مؤثر و اثرات جریان سیال استفاده شده است. این تحلیل‌ها توانایی تخمین جابه‌جایی، شتاب و فشار آب منفذی ایجاد شده در اثر یک حرکت لرزه‌ای مشخص را دارند. ارزیابی کنش روان‌گرایی، تغییر مکان‌ها و پتانسیل لغزش جریانی همگی در یک تحلیل منفرد جامع بررسی می‌شوند. محققان مختلفی دستورالعمل‌های تنش مؤثر کاملاً وابسته، که فشار منفذی ناشی از برش را در هر گام زمانی (به‌جای هر سیکل یا نیم‌سیکل) لحاظ می‌کنند، ارائه کرده‌اند. مارتین و دیگران [۴] روشی را برای مدل‌سازی افزایش فشار منفذی ناشی از بارگذاری تناوبی ارائه دادند؛ که شاید اولین مدل تنش مؤثر برای تحلیل روان‌گرایی بوده است. این روش اساساً رفتار اسکلت خاک را تحت بارگذاری تناوبی مدل کرده و محدودیتی حجمی را برای در نظر گرفتن افزایش فشار منفذی اعمال می‌کند. به‌دلیل فرض اولیه تئوری مارتین، که در آن اضافه فشار آب حفره‌ای مستقیماً وابسته به تغییرات حجم است ممکن است مقادیر پیش‌بینی شده

1. Loose-Coupled
2. Fully-Coupled
3. State-of-the-art

از مدل عددی کم‌تر از مقدار اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه باشد. مدل ساختاری موهر کولمب وقتی که بردار نرخ کرنش به سطح تسلیم می‌رسد تمایل به اتساع نشان می‌دهد. این تمایل به اتساع، تغییرات حجم (فشردگی) را در طول بارگذاری سیکلی کاهش می‌دهد. بنابراین، مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای کم‌تری نسبت به مقدار واقعی، در مدل‌سازی عددی تخمین زده می‌شود. از طرف دیگر، مدل مارتین برای اندازه‌گیری کرنش برشی یک‌بعدی طراحی شده است. در حالی که در تحلیل‌های دوبعدی، تحت لرزش افقی و قائم سه نرخ کرنش اندازه‌گیری می‌شود. ضعف نرم‌افزار فلک نیز این است که از برخی فرضیه‌ها و ساده‌سازی‌ها برای حل این مشکل استفاده می‌کند که ممکن است باعث به‌وجود آمدن خروجی‌های متفاوت با مقادیر اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه شود.

هدف مهم این پژوهش ارزیابی ظرفیت مدل موجود در نرم‌افزار فلک<sup>۱</sup> برای پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری لرزه‌ای است. به این منظور آزمایش سانتریفوژ شماره یک پروژه ولاکس<sup>۲</sup> [۵] در حالت زمین تراز<sup>۳</sup> که روی ماسه نوادا<sup>۴</sup> با تراکم ۴۰٪ انجام شده است، مدل‌سازی می‌شود. برای کالیبره کردن پارامترها از نتایج آزمایش‌های سیکلی و استاتیکی انجام شده روی ماسه نوادا [۶] در طول پروژه ولاکس و نتایج بررسی‌های نیلی و دیگران [۷] و کوک<sup>۵</sup> [۸] استفاده شده است.

در نهایت برای مدل‌سازی یک سایت واقعی، خاک محل احداث پروژه مسجد جامع شهر بندرعباس، برای بررسی روان‌گرایی با استفاده از روش‌های عددی مدل‌سازی شده است. برای مدل‌سازی، از نتایج آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک انجام شده روی نمونه‌های خاک محل و آزمایش نفوذ استاندارد<sup>۶</sup> انجام شده در سایت، برای کالیبره کردن پارامترها و انتخاب ثابت‌های مدل بهره‌گرفته شده است.

## مبانی نظری

کدهای عددی متفاوتی برای تحلیل‌های لرزه‌ای ژئوتکنیک موجود است. در این پژوهش،

1. FLAC
2. VELACS
3. Level ground
4. Nevada
5. Cook
6. Standard Penetration Test (SPT)

فرمول نویسی وابسته  $u-p$  برای مدل‌سازی دو فاز محیط متخلخل و ماسه اشباع به کار گرفته شده است. مجهول‌های این فرمول نویسی جابه‌جایی فاز جامد ( $u$ ) و فشار سیال حفره‌ای ( $p$ ) هستند [۹]. یکی از مزیت‌های تحلیل‌های وابسته توانایی در نظر گرفتن اثر هم‌زمان و متقابل مکانیسم‌ها و پدیده‌های مختلف مانند جابه‌جایی و فشار آب حفره‌ای بر یک‌دیگر در هر گام زمانی است [۱]. در نرم‌افزار فلک می‌توان تحلیل‌های هم‌زمان دینامیکی و سیال در محیط متخلخل را با هم انجام داد. به‌طور کلی مدل‌های گوناگونی برای محاسبه فشار آب حفره‌ای وجود دارد. در نرم‌افزار فلک برای مدل‌سازی حالت روان‌گرایی در خاک از مدل‌های جامع و مؤثر برن<sup>۱</sup> [۱۰] و فین<sup>۲</sup> [۱۱] استفاده می‌شود.

برخلاف تصور عموم در بارگذاری دوره‌ای، فرآیند ایجاد فشار آب حفره‌ای یک فرآیند ثانویه محسوب می‌شود. در واقع این اتفاق به‌طور مستقیم به بارگذاری متناوب مرتبط نیست. اثر مستقیم و اصلی، حبس اجباری در فضای خالی دانه‌های خاک در زمان بارگذاری متناوب است. در اثر این فرآیند فضای خالی بین دانه‌ها به دلیل ایجاد تنش‌های محصور کننده کاهش می‌یابد. چنان‌چه این فضای خالی با ماده سیال اشباع شده باشد، آن‌گاه فشار سیال افزایش یافته و از اینرو، تنش‌های مؤثر وارد شده بر دانه‌های جامد به سیال موجود در فضای خالی بین دانه‌ها انتقال داده می‌شود. این مکانیزم به‌خوبی به‌وسیله مارتین<sup>۳</sup> و دیگران فرمول‌بندی شده است [۴]. آن‌ها رابطه تجربی (۱) را برای ارتباط میان کاهش حجم توده خاک ( $\Delta\varepsilon_{vd}$ ) و میزان بزرگی کرنش‌های برشی متناوب ( $\gamma$ ) به دست آوردند [۱۲].

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \quad (1)$$

که در آن رابطه  $\Delta\varepsilon_{vd}$ ، کاهش حجم توده خاک،  $\varepsilon_{vd}$ ، کرنش حجمی تجمعی،  $\gamma$ ، کرنش برشی متناوب و  $C_1, C_2, C_3, C_4$  ثابت‌های مدل وابسته به دانسیته نسبی ماسه هستند.

برن [۱۰] رابطه ساده‌تری نسبت به رابطه مارتین [۴] برای محاسبه  $\Delta\varepsilon_{vd}$  ارائه کرد:

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \quad (2)$$

در این رابطه  $C_1, C_2$  ثابت‌هایی هستند که با ثابت‌های رابطه (۱) متفاوت است. در برخی از

1. Byrne  
2. Finn  
3. Martin

مواقع می‌توان رابطه  $G_2 = \frac{0.4}{C_1}$  را بین دو ثابت برقرار دانست و در نتیجه رابطه (۲) تنها یک ثابت نامعلوم خواهد داشت. مارتین و دیگران [۴] نحوه محاسبات ضرایب مربوط به رابطه (۱) را با استفاده از آزمایش‌های آزمایشگاهی خاصی ارائه داده‌اند. با این حال برن [۱۰] مقدار  $C_1$  در رابطه (۲) را با تراکم نسبی دانه‌های ماسه مرتبط دانسته و رابطه (۳) را برای محاسبه این ثابت ارائه داده است.

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (۳)$$

بین مقدار تراکم نسبی خاک و عدد حاصل از آزمایش نفوذ استاندارد اصلاح شده رابطه (۴) برقرار است:

$$D_r = 15(N_1)_{60}^{1/2} \quad (۴)$$

در این رابطه  $(N_1)_{60}$  عدد آزمایش نفوذ استاندارد است. در نتیجه ثابت  $C_1$  را می‌توان از رابطه (۵) نیز استخراج کرد:

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1/2} \quad (۵)$$

### کالیبره کردن پارامترها

در آغاز پروژه ولاکس ماسه نوادا برای انجام آزمایش‌ها انتخاب شد. مؤسسه تکنولوژی زمین<sup>۱</sup> آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک و تعدادی آزمایش‌های برش ساده و سیکی و سه محوری استاتیکی و دینامیکی را روی ماسه نوادا انجام داده‌اند. آزمایش شماره یک پروژه ولاکس که در این تحقیق برای صحت‌سنجی مدل عددی به‌کار رفته است، یک لایه افقی همگن از ماسه نوادا با تراکم ۴۰٪ است. پارامترهای عمومی ماسه مانند وزن مخصوص، نفوذپذیری، تخلخل، زاویه اصطکاک و اتساع و چسبندگی از نتایج این آزمایش‌ها استخراج شده است. سایر پارامترها از نتایج پژوهش‌های نیلی و همکاران [۷] و کوک [۸] به‌دست آمده‌اند. نیلی و همکاران [۷] در پژوهش خود بیان داشتند که، مدل‌های مختلف آزمون‌های آزمایشگاهی برای بررسی و شبیه‌سازی تش‌های سیکی القا شده در حالت زمین تراز، به‌وسیله زلزله، درتوده‌های خاک به‌کار رفته‌اند. از آن‌جاکه هدف آزمایش سیکی، بازتولید

تنش‌های اعمالی به توده خاک به وسیله زلزله است، آزمایش برش ساده سیکلی، شرایط واقعی (صحرائی) را بهتر به نمایش می‌گذارد. بنابراین پارامترهای کالیبره مدل برای ماسه نوادا ۴۰٪ با استفاده از نتایج آزمایش برش ساده سیکلی ارائه شده در پروژه ولاکس استخراج شده‌اند. به علاوه، آزمایش‌های زهکشی شده استاتیکی و سیکلی زهکشی نشده به ترتیب برای تخمین منطقی زاویه اتساع و مدول برشی اولیه خاک به کار رفته‌اند [۷].

مدول برشی اولیه ( $G_{max}$ ) از پارامترهای اساسی لازم برای تحلیل‌های دینامیک است. روابط متفاوتی برای تخمین مدول برشی در خاک‌های غیرچسبنده ارائه شده است. این روابط مدول برشی را به عنوان تابعی از فشار محصور کننده متوسط و نسبت تخلخل ارائه می‌دهند [۷].

سید و ادریس<sup>۱</sup> رابطه (۶) را ارائه دادند [۱۳]:

$$G_{max} = 1000K_{2max}(\sigma'_m)^{0.5} \quad (6)$$

که  $G_{max}$ ، بیشینه مدول برشی بر حسب پوند بر فوت مربع،  $K_{2max}$  عدد مدول برشی (سید و ادریس [۱۳]) و  $\sigma'_m$ ، تنش محصورکننده متوسط بر حسب پوند بر فوت مربع است. در معادله (۶) برای ماسه نوادا ۴۰٪، مقدار  $K_{2max}$ ، ۳۵ پوند بر فوت مربع به دست می‌آید. این رابطه برای هر نوع خاکی در هر شرایط بارگذاری دقیق نیست. نیلی و همکاران با استفاده از داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی و شیب نمودار تنش برشی- کرنش برشی، مقدار  $K_{max}$  و  $n$  در معادله (۷) را به دست آورده‌اند [۷].

$$G_{max} = K_{max}(\sigma'_m)^n \quad (7)$$

این پروسه برای آزمایش‌های سیکلی در فشار محصور کننده‌های متفاوت اما دانسیته یک‌سان ( $Dr=40\%$ ) انجام شد. آن‌ها معادله (۸) را برای محاسبه مدول برشی ماسه نوادا پیشنهاد دادند [۷].

$$G_{max} = 16828.17(\sigma'_m)^{0.341} \quad (8)$$

مرحله بعد تعیین ضریب پواسون است. ضریب پواسون را می‌توان با معلوم بودن  $K_0$ ، از رابطه (۹) محاسبه نمود.

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (9)$$

در تحلیل‌های زمین تراز بهتر است که تنش افقی مساوی تنش قائم در نظر گرفته شود. با این کار تنش قائم وقتی که تنش افقی صفر می‌شود، به صفر می‌رسد (رابطه (۱۰))، شرایطی که در آن زمین به ذات روان‌گرا می‌شود. در این شرایط، روان‌گرایی وقتی که فشار حفره‌ای برابر با سربار می‌شود، اتفاق می‌افتد [۱۴].

$$\sigma_h = \sigma_v K_0 \quad (10)$$

کوک [۸] در پژوهش خود چند آزمایش سانتیفریژ را بررسی کرد، او این چنین بیان کرده است که برای شرایط زمین تراز، قبل از احداث هر سازه سطحی، فرض می‌شود که  $K_0$ ، تقریباً برابر یک باشد، بدون در نظر گرفتن دانسیته خاک، این فرض برای جلوگیری از وقوع روان‌گرایی زود هنگام است.

از طرف دیگر گازتاس<sup>۱</sup> بیان داشته است که، به‌طور معمول، نسبت پواسون به نوع خاک، فشار محصورکننده و نسبت تخلخل کم‌تر حساس است، اما به درجه اشباع و شرایط زهکشی کاملاً وابسته است [۱۵]. بنابراین با دانستن شرایط اشباع و زهکشی، تخمین نسبت پواسون چندان مشکل نیست. او برای ماسه اشباع مقدار ۰/۵ و برای ماسه تقریباً خشک مقدار ۰/۲۵ را پیشنهاد می‌دهد.

در این پژوهش مقدار نسبت پواسون حدود ۰/۴۶ در نظر گرفته شده است. مقدار مدول

$$B = \frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (11)$$

که با معلوم بودن نسبت پواسون و مدول برشی، مدول بالک به‌دست می‌آید.

نیلی و همکاران [۷] در پژوهش‌هایی، برای به‌دست آوردن زاویه تساع، آزمایش CIDC40-107 از پروژه ولاکس را مدل‌سازی کردند. نتایج نشان می‌دهد که در تراکم ۴۰٪ و فشار محصورکننده ۴۰kPa، زاویه اتساع ۰/۲ قابل قبول است. این زاویه اتساع کوچک تراکم کم ماسه نوادا را نشان می‌دهد و صحت رفتار انقباضی و سخت‌شدگی چنین خاک سستی را بیان می‌کند.

برای به‌دست آوردن ثابت‌های مدل مارتین یک آزمایش برش سیکلی از پروژه ولاکس با



ارزیابی عددی تفاضل محدود پدیده روان‌گرایی به روش تنش مؤثر و تخمین عددی روانگرایی پروژه مسجد جامع بندرعباس ۶۵۳

فشار محصورکننده  $80 \text{ kPa}$  به وسیله نیلی و همکاران مدل‌سازی شد [۷]. جدول ۱ ثابت‌های مدل مارتین را که بهترین انطباق بین مدل عددی و داده‌های آزمایشگاهی دارند، نشان می‌دهد.

جدول ۱. مقادیر ثابت‌های فرمول نویسی مارتین، [۷]

پارامتر	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
مقدار	۰/۸	۰/۷۵	۰/۴۳۸	۰/۷۳

کوک در رساله دکتری خود از فرمول‌نویسی برن برای مدل‌سازی تعدادی آزمایش سانتریفوژ و یک سایت واقعی استفاده کرد. ماسه استفاده شده در آزمایش‌های سانتریفوژی که او مدل‌سازی کرد نیز ماسه نوادا با تراکم  $40\%$  بود. کوک از نتایج آزمایش‌های انجام شده در پروژه ولاکس برای محاسبه ثابت‌های فرمول برن بهره گرفت. مقادیر انتخابی او در جدول ۲ آورده شده است [۸].

جدول ۳ ویژگی‌های خاک که در مدل‌سازی‌های این بررسی، به کار رفته‌اند را ارائه می‌کند

جدول ۲. مقادیر ثابت‌های فرمول نویسی برن، [۸]

پارامتر	$C_1$	$C_2$
مقدار	۰/۵	۰/۸

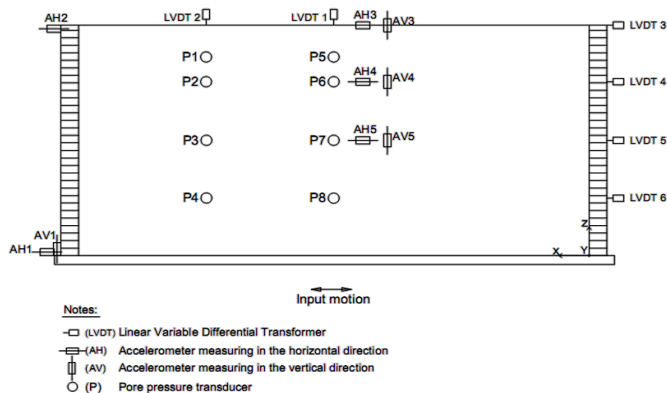
جدول ۳. مقادیر پارامترهای خاک، برای استفاده در مدل‌سازی عددی [۷]، [۶]، [۸]

پارامتر	دانسیتته خشک ( $\gamma$ ) ( $kg/m^3$ )	تخلخل ( $n$ )	زاویه اصطکاک ( $\phi$ ) (درجه)	زاویه اتساع ( $\psi$ ) (درجه)	نفوذپذیری ( $k$ ) ( $m^2/Pa - sec$ )	مدول مدول ( $G$ ) ( $Pa$ )	مدول بالک ( $B$ ) ( $Pa$ )
مقدار	۱۵۲۷	۰/۴۱	۳۳	۰/۲	$677 \times 10^{-9}$	$0.75 \times 10^8$	$9.13 \times 10^8$

### روند مدل‌سازی عددی

در بخش ۳، پارامترهای کالیبره برای مدل عددی، با استفاده از پژوهش‌های انجام شده در گذشته و نتایج آزمایش‌های سیکلی و استاتیکی انجام شده روی ماسه نوادا با تراکم  $40\%$  به دست آمدند. در این بخش به مدل‌سازی آزمایش ۱ پروژه ولاکس پرداخته شده است.

طرح مخزن لایه‌ای مؤسسه RPI و ابزار نصب شده برای مدل شماره یک در شکل ۱ آورده شده است.



شکل ۱. نمایی از مدل شماره یک [۵]

جدول ۴ شتاب بیشینه و فرکانس بار وارد شده را نشان می‌دهد. ماسه نوادا با دانسیته نسبی ۴۰٪ در مخزن قرار گرفته است. ماسه به صورت کامل با آب اشباع شده است و سانتیفریوژ با شتاب  $50g$  می‌چرخد. مخزن تحت شتاب افقی پیشنهادی مطابق آنچه در شکل ۲ نشان داده شده است قرار می‌گیرد [۵].

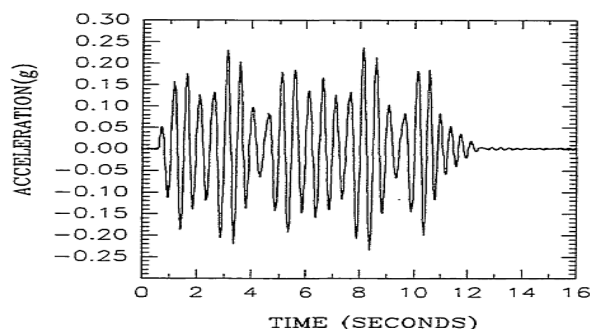
جدول ۴. شتاب بیشینه و فرکانس بار دینامیکی [۵]

	$a_{max}$ (g)	$f$ (Hz)	N
مدل شماره یک	۰/۲۵	۲	۲۱/۵

توجه:

 $a_{max}$ : شتاب بیشینه ورودی در مقیاس واقعی $f$ : فرکانس بار دینامیکی وارد شده در مقیاس واقعی

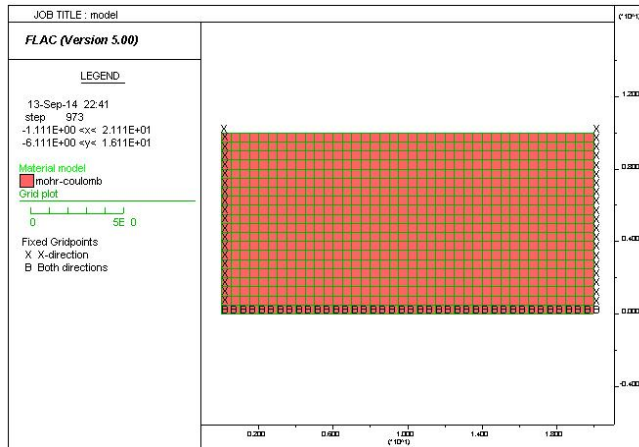
N: تعداد سیکل‌های لرزش



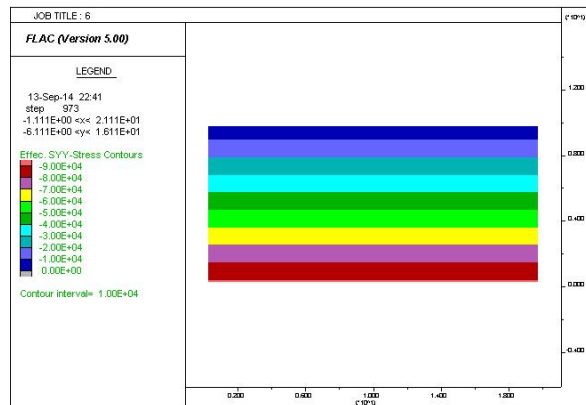
شکل ۲. شتاب افقی ورودی [۵]

ارزیابی عددی تفاضل محدود پدیده روان‌گرایی به روش تنش مؤثر و تخمین عددی روانگرایی پروژه مسجد جامع بندرعباس ۶۵۵

آزمایش سانتریفوژ شامل مخزنی لایه‌ای است که از روی هم قرار گرفتن حلقه‌های لغزنده تشکیل شده است. این حلقه‌های لغزنده اجازه جابه‌جایی افقی به مدل را می‌دهند. این شرایط در نرم‌افزار فلک با تعریف مرزهای منطقه آزاد، که از عکس‌العمل موج در دیواره‌های کناری جلوگیری می‌کند، مدل شده است. تحلیل‌های استاتیکی قبل از تجزیه دینامیکی برای رسیدن به وضعیت پایدار و تعیین تنش و کرنش‌های اولیه روی مدل انجام شده است. هندسه مدل در شکل ۳ و کانتورهای تنش مؤثر، در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل ۳. هندسه مدل شده در نرم‌افزار فلک



شکل ۴. کانتورهای تنش مؤثر قائم در تحلیل استاتیکی مدل

در فرآیند مدل‌سازی دینامیکی در نرم‌افزار فلک سه مسئله مهم مد نظر قرار می‌گیرد. این

مسائل عبارتند از:

۱. بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی مدل، ۲. میرایی مصالح اختصاص داده شده به مدل و ۳. شرایط انتقال موج در داخل مدل.

### ۱. بارگذاری دینامیکی

در مدل‌سازی فلک بارگذاری دینامیکی را می‌توان به دو طریق انجام داد. روش اول اعمال بارگذاری دینامیکی به مرزهای مدل است و روش دوم اعمال بارگذاری به نقاط گره‌ای داخلی. اثر نامطلوب بازتاب موج‌ها در مدل می‌تواند با استفاده از میراگرهای تعبیه شده در مرزها تا حدی از بین برود.

در فلک ورودی بارگذاری دینامیکی می‌تواند به یکی از چهار طریق به مدل اعمال شود:

۱. تاریخچه شتاب، ۲. تاریخچه سرعت، ۳. تاریخچه تنش یا فشار و ۴. تاریخچه نیرو.

چنانچه بار ورودی زلزله به صورت تنش یا نیرو به بستر زمین اعمال شود، هم مرزهای کناری و هم مرز تحتانی باید با استفاده از مرزهای آرام مدل‌سازی شود. در حالی که چنانچه بار ورودی زلزله به صورت سرعت یا شتاب به بستر زمین اعمال شود، مرز تحتانی باید مشابه با تحلیل استاتیکی، گیردار شود و از مرزهای آرام صرفاً در مرزهای کناری مدل استفاده شود [۱۲].

در تحقیق حاضر، اعمال بارگذاری به صورت تاریخچه شتاب و تنش هر دو امتحان شد، در حالت بارگذاری با استفاده از تاریخچه تنش، نتایج بسیار قابل قبول‌تری حاصل شدند. برای بارگذاری تنش از نمودار سرعت نگاشت می‌توان از روابط (۱۲) و (۱۳) استفاده کرد.

$$\sigma_n = 2(\rho \cdot c_p) v_n \quad (12)$$

$$\sigma_s = 2(\rho \cdot c_s) v_s \quad (13)$$

که در این روابط،  $\sigma_n$  تنش نرمال وارد شده،  $\sigma_s$  تنش برشی وارد شده،  $\rho$  چگالی مصالح،  $c_p$  سرعت متوسط موج P و  $c_s$  سرعت متوسط موج S هستند [۱۲].

مقدار  $c_p$  یا  $c_s$  با توجه به معلوم بودن مدول بالک، مدول برشی و دانسیته خشک خاک،

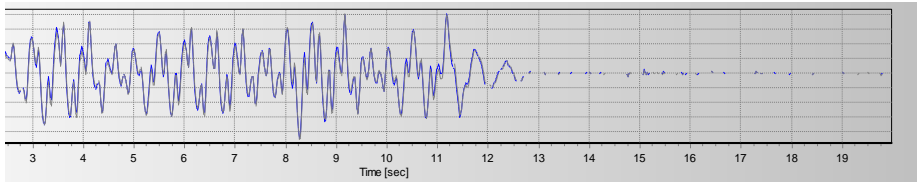
از روابط (۱۴) و (۱۵) قابل محاسبه هستند [۱۶]:

$$c_p = \sqrt{\frac{k+4G/3}{\rho}} \quad (14)$$

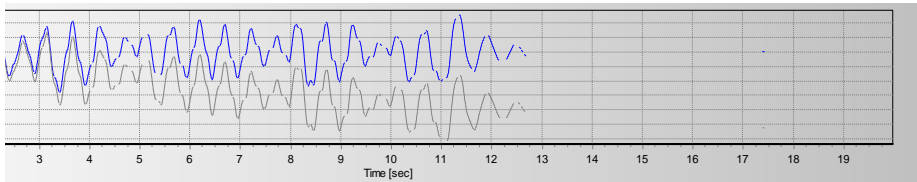
$$Cs = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (15)$$

که در رابطه‌های مذکور،  $G$  مدول برشی بر حسب Pa،  $K$  مدول برشی بر حسب Pa و  $\rho$  دانسیته خشک بر حسب (kg/m<sup>3</sup>) هستند.

چنانچه از نمودارهای شتاب نگاشت یا سرعت نگاشت خام برای مدل‌سازی در فلک استفاده شود، ممکن است برنامه، مقادیری از سرعت یا جابه‌جایی باقی‌مانده را بعد از ارتعاشات انجام گرفته در خروجی‌ها نشان دهد. این موضوع به این دلیل است که انتگرال دقیق تاریخچه‌های زمانی هیچ وقت برابر صفر نخواهد شد. اصلاح خط پایه روندی است که بیش‌تر در مورد شتاب نگاشت‌ها و سرعت نگاشت‌های پیچیده و نامنظم به‌کار می‌رود. متون مرجع مهندسی زلزله روش‌های مختلفی را برای اصلاح خط پایه ارائه داده‌اند. برای این مهم می‌توان از نرم‌افزارهای تجاری رایج نیز استفاده کرد. یکی از نرم‌افزارهای قدرتمند برای اصلاح خط پایه نرم‌افزار سیسموسیگنال<sup>۱</sup> است. از طریق این نرم‌افزار می‌توان نمودار سرعت نگاشت متناظر با داده‌های رقومی مربوط به شتاب زلزله را استخراج کرد. پس از درج داده‌های رقومی در نرم‌افزار فرآیند اصلاح خط پایه بر روی داده‌های موجود انجام می‌شود. شکل ۵ نمودار شتاب نگاشت آزمایش ۱ پروژه ولاکس فراخوانی شده به نرم‌افزار و شکل ۶ نمودار سرعت نگاشت قبل و بعد از اصلاح خط پایه را نشان می‌دهند



شکل ۵. نمودار شتاب نگاشت فراخوانی شده در نرم‌افزار سیسموسیگنال



شکل ۶. نمودار سرعت نگاشت، قبل و بعد از اصلاح خط پایه

برای معرفی تنش به‌سطوح مرزی به مقادیر نمودار سرعت ن‌گاشت محاسبه شده در نرم‌افزار سیسموسیگنال نیاز خواهد بود. بارگذاری لرزه‌ای با توجه به روابط (۱۲) و (۱۳) به صورت تاریخیچه تنش به مدل اعمال شد.

## ۲. شرایط مرزی

در تحلیل‌های استاتیکی، مرزهای انتهایی مدل گیردار شده‌اند، با این روش ویژگی‌های تکیه‌گاهی واقع در مرزهای محیط واقعی به شکل قابل قبولی شبیه‌سازی می‌شود. با این حال در تحلیل‌های دینامیکی مرزهای گیردار موجب انعکاس امواج ارتعاشی شده و استهلاک انرژی مانند آنچه که در حالت واقعیت رخ می‌دهد، اتفاق نمی‌افتد. به‌عبارت دیگر چنان‌چه مرزهای گیردار شده در حالت دینامیکی اصلاح نشوند، زمانی که امواج به این مرزها می‌رسند به داخل محیط منعکس شده و مسئله را با خطا مواجه می‌کنند (در حالت واقعی موج‌های مذکور از مرز سیستم عبور می‌کنند).

استفاده از مدل‌های بزرگ‌تر می‌تواند این مشکل را جبران کند. به این دلیل که میرایی مصالح در هندسه‌های بزرگ، موجب استهلاک مناسب انرژی خواهد شد و انعکاس امواج پس از برخورد به مرزهای گیردار به‌اندازه کافی ناچیز خواهد بود. با این حال، این روش باعث افزایش حجم محاسبات و به تبع آن افزایش زمان تحلیل می‌شود. روش بهتر برای جلوگیری از انعکاس ناخوشایند امواج به داخل مدل استفاده از مرزهای آرام و جذب‌کننده انرژی است. برای مرزهای تحتانی چنان‌چه بارگذاری از نوع تنش یا نیرو باشد، استفاده از مرزهای آرام لازم است، که در مدل‌سازی تحقیق حاضر برای مرزهای تحتانی از مرزهای آرام استفاده شده است. در مورد مرزهای جانبی بهترین حالت استفاده از مرزهای آرام زمانی است که منبع انرژی دینامیکی در داخل شبکه مش‌بندی شده باشد. هنگامی که منبع انرژی دینامیکی از قسمت تحتانی یا فوقانی محیط اعمال می‌شود، مانند آنچه در مدل‌سازی آزمایش ۱ پروژه و لاکس در این تحقیق انجام شده، مرزهای جانبی نباید با استفاده از مرزهای آرام میرا شوند، به این دلیل که انرژی امواج از قسمت‌های جانبی نشت پیدا کرده و هدر می‌رود. در این حالت برای مرزهای جانبی باید از مرزهای منطقه آزاد استفاده شود. مرزهای منطقه آزاد در مدل‌سازی دینامیکی شامل یک ستون خاک با عرض واحد هستند که رفتار محیط جانبی

ارزیابی عددی تفاضل محدود پدیده روان‌گرایی به روش تنش مؤثر و تخمین عددی روانگرایی پروژه مسجد جامع بندرعباس ۶۵۹  
بی‌نهایت خارج از مدل را شبیه‌سازی می‌کنند. هم‌چنین ارتفاع مرزهای آزاد برابر ارتفاع  
مرزهای جانبی مدل خواهد بود.

### ۳. میرایی مصالح

سیستم‌های دینامیکی طبیعی دارای درجه‌ای از میرایی است که انرژی ارتعاشات وارده را  
جذب می‌کنند. در نرم‌افزار فلک برای معرفی میزان میرایی در مصالح بررسی شده از دو نوع  
میرایی ریلی و موضعی می‌توان استفاده کرد.

در این تحقیق، پس از چندین مرحله مدل‌سازی و کنترل نتایج، از میرایی ریلی به‌دلیل  
خروجی مناسب‌تر، استفاده شده است. در فلک میرایی ریلی با اختصاص دادن پارامترهای  
 $f_{min}$  (فرکانس) و  $\xi$  (نسبت میرایی) معرفی می‌شود.

برای محاسبه فرکانس طبیعی خاک در حالتی که خاک محدود به یک یا دو لایه باشد و  
سرعت موج برشی ناشی از زلزله نیز ثابت فرض شده باشد، با استفاده از روابط (۱۶) و (۱۷)  
می‌توان فرکانس طبیعی خاک را به‌دست آورد [۱۷].

$$T_n = \frac{4H}{V_s} \quad (16)$$

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad (17)$$

که در آن،  $H$  ضخامت لایه،  $V_s$  سرعت موج برشی و  $T_n$  پریود طبیعی زمین است.

### ۴. شرایط انتقال موج

هنگام انتشار موج در محیط خاکی در هنگام تحلیل دینامیکی ممکن است تحت شرایط  
ناخواسته در مدل‌سازی، اغتشاشات عددی رخ دهد. مقدار فرکانس اعمال شده بر محیط و  
سرعت موج بر دقت عددی شرایط انتقال موج تأثیرگذار است. برای دقت شرایط انتقال موج  
در محیط پیوسته خاک یا سنگ لازم است شرط توصیه شده به‌وسیله کوهلمیر و لیسمر<sup>۱</sup> اکتان  
شود [۱۸]. این دو محقق پیشنهاد داده‌اند اندازه زون‌های موجود در محیط پیوسته بررسی  
شده کوچک‌تر از مقدار رابطه (۱۸) باشد:

$$\Delta l \leq \lambda/10 \quad (18)$$

در این رابطه  $\Delta l$  اندازه بزرگ‌ترین المان است و  $\lambda$  طول موج، هنگام رخ دادن بیش‌ترین فرکانس در محیط است. از طرفی چنان‌چه  $C$  مقدار سرعت موج  $p$  یا  $s$  در محیط باشد و  $T$  دوره زمانی عبور موج، مقدار  $\lambda$  برابر است با:

$$\lambda = CT \quad (19)$$

مقدار  $C_p$  یا  $C_s$  با توجه به معلوم بودن مدول بالک، مدول برشی و دانسیته خشک خاک، از روابط (۱۴) و (۱۵) که پیش‌تر اشاره شد، قابل محاسبه هستند. از طرفی داریم:

$$T = \lambda / C_s \quad (20)$$

و یا:

$$f = C_s / \lambda \quad (21)$$

در نتیجه شرط کوهلمیر و لیسمر [۱۸] به صورت رابطه (۲۲) بررسی می‌شود:

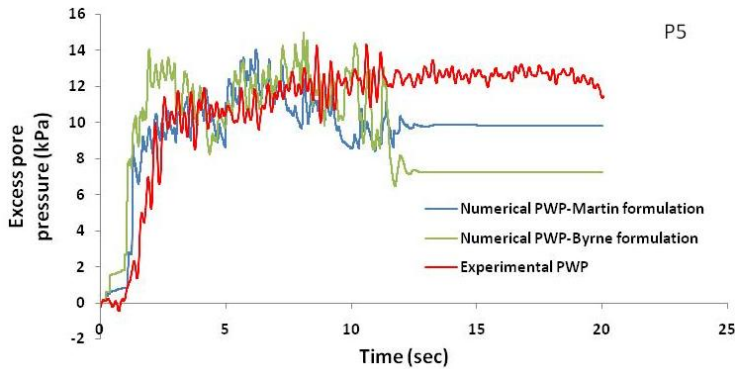
$$\Delta l \leq C_s / 10f \quad (22)$$

با توجه به مقادیر مدول برشی، دانسیته خشک (جدول ۳) و فرکانس بارگذاری (جدول ۴)، بیش‌ترین اندازه زون مجاز برای مدل‌سازی به دست می‌آید. از این‌رو، شبکه مش‌بندی مورد نیاز برای ساخت مدل باید کم‌تر از این مقدار باشد.

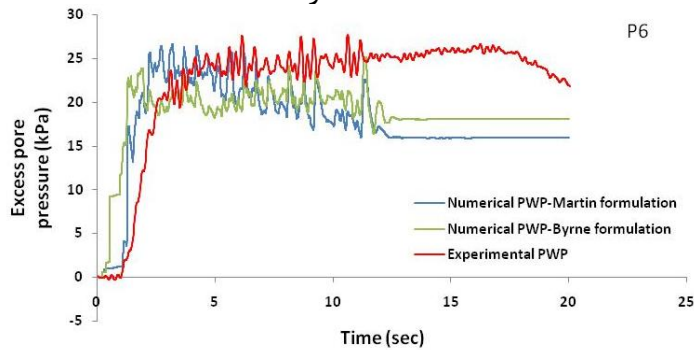
### مقایسه نتایج

بعضی المان‌ها در مدل عددی، برای ثبت تاریخچه فشار آب حفره‌ای انتخاب شده‌اند. این المان‌ها متناظر با محل نصب پیزومترها در مدل واقعی سانتی‌فوژ هستند. شکل‌های ۷ تا ۱۰ اضافه فشار آب حفره‌ای ثبت شده به وسیله پیزومترهای میانی در مدل واقعی آزمایش سانتی‌فوژ و المان‌های انتخاب شده متناظر در مدل عددی را نشان می‌دهند. هر دو فرمول‌نویسی مارتین و برن تطابق خوبی را با هم و با نتایج آزمایش سانتی‌فوژ به‌ویژه برای پیزومترهای سطحی‌تر نشان می‌دهند. منحنی‌های تغییرات فشار آب حفره‌ای که در شکل‌های مذکور رسم شده است، شبیه سایر منحنی‌هایی است که در هنگام روان شدن ماسه در آزمایش‌های دیگر ملاحظه شده است. در لحظه شروع آزمایش و مدل‌سازی، افزایش نسبتاً سریعی در فشار آب حفره‌ای ایجاد شده و سپس افزایش ملایم و تدریجی ادامه داشته، در پیزومترهای سطحی‌تر این افزایش تا رسیدن به تنش مؤثر اولیه ادامه دارد و ماسه شروع به روان شدن کرده است.

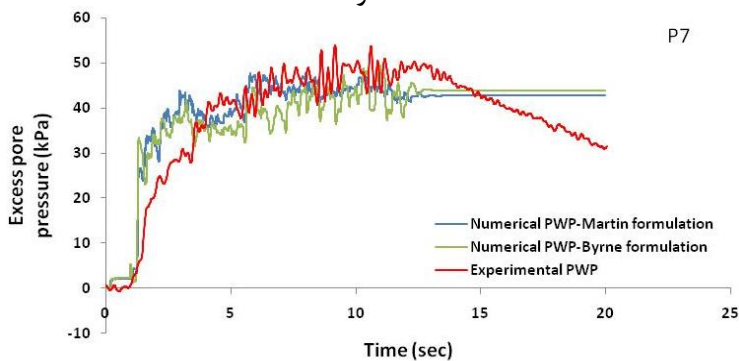




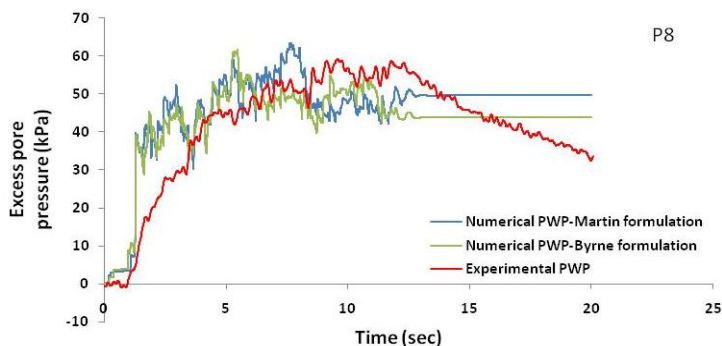
شکل ۷. مقایسه تاریخچه فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتی‌فوژ در عمق ۱/۴۵ متر



شکل ۸. مقایسه تاریخچه فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتی‌فوژ در عمق ۲/۶ متر



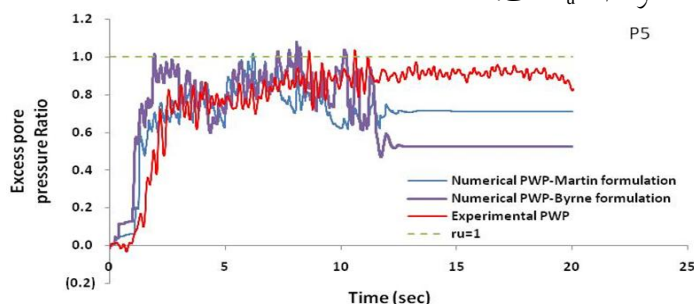
شکل ۹. مقایسه تاریخچه فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتی‌فوژ در عمق ۵ متر



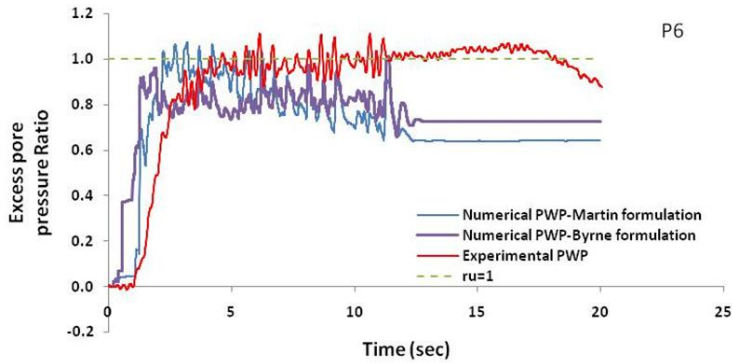
شکل ۱۰. مقایسه تاریخچه فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتی‌فوتژ در عمق ۷/۵ متر

منحنی‌های تغییرات فشار آب حفره‌ای آزمایشگاهی در انتهای زمان بارگذاری یک افت نشان می‌دهند، این افت به خصوص در منحنی‌های شکل ۹ و ۱۰ به خوبی قابل مشاهده است. اما در تحلیل‌های عددی این افت دیده نمی‌شود. این موضوع به این دلیل است که تحلیل‌های عددی به صورت زهکشی نشده انجام شده است و مدل آزمایشگاهی به صورت زهکشی شده تحلیل شده است.

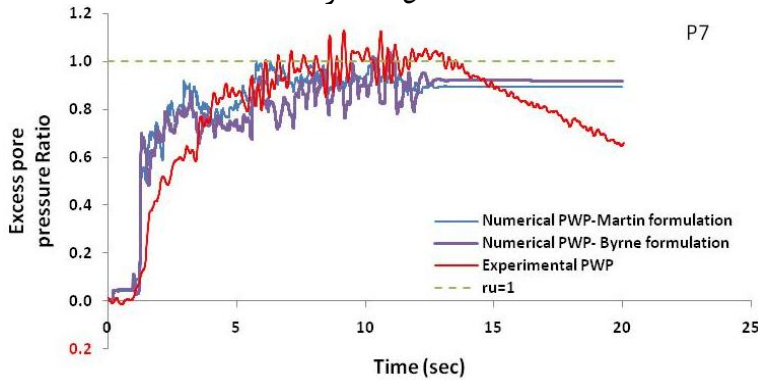
شکل‌های ۱۱ تا ۱۴ تاریخچه‌های زمانی شکل‌های ۷ تا ۱۴ را برای هر دو فرمول‌نویسی مارتین و برن تکرار می‌کنند، اما بر اساس  $\sigma'_{v0}$  نرمالایز شده‌اند. تغییرات نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی به فشار سربار مؤثر اولیه رسم شده است. مقدار یک برای چنین نسبتی معرف وقوع روان‌گرایی است. این گراف‌ها تأکید می‌کند، که بارگذاری لرزه‌ای، خاک اطراف پی‌زومترهای P5, P6 را روان‌گرا می‌کند. اما خاک عمیق‌تر نزدیک پی‌زومتر P8 روان‌گرا نمی‌شود، جایی که حداکثر  $r_u = 0.8$  است.



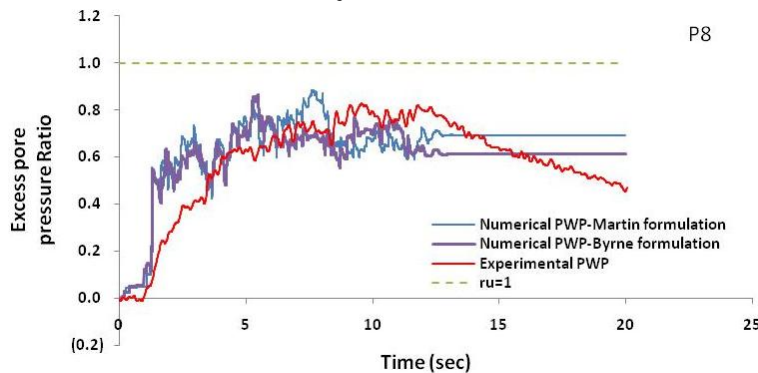
شکل ۱۱. مقایسه تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتی‌فوتژ در عمق ۱/۴۵ متر



شکل ۱۲. مقایسه تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش ساتریفوژ در عمق ۲/۶ متر

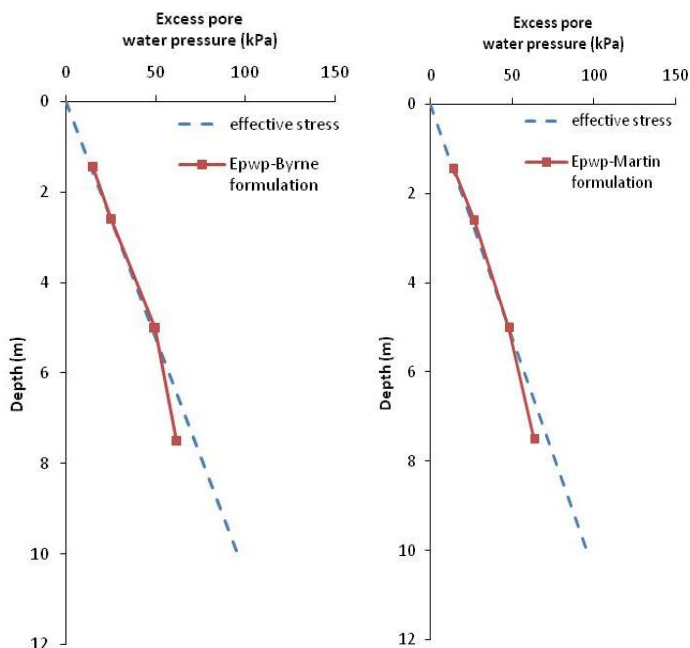


شکل ۱۳. مقایسه تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش ساتریفوژ در عمق ۵ متر



شکل ۱۴. مقایسه تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش ساتریفوژ در عمق ۷/۵ متر

شکل ۱۵ خروجی‌های پیزومترهای مرکزی را در پایان لرزش برای هر دو فرمول نویسی مارتین و برن ارائه می‌دهد. خط‌چین مشخص شده روی شکل، خط تنش مؤثر قائم و به تبع آن رسیدن به روان‌گرایی را نشان می‌دهد. نمودارها بیان می‌کنند که با اتمام لرزش، روان‌گرایی تا عمق حدود ۵-۴ متری ادامه پیدا می‌کند. یعنی خاک اطراف پیزومترهای P5 و P6 کاملاً روان‌گرا می‌شوند. در مدل آزمایش سانتیفریوژ روان‌گرایی تا عمق حدود ۵ متری یعنی پیزومتر P7 نیز واقع می‌شود. بنابراین در مدل‌سازی با نرم افزار فلک برای هر دو فرمول نویسی مارتین و برن باید یک ضریب اطمینان کوچک در نظر گرفت، تا انطباق خوبی بین نتایج مدسازی عددی و نتایج آزمایشگاهی حاصل شود.



شکل ۱۵. مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ای و تنش مؤثر

### مطالعه موردی سایت مسجد جامع بندرعباس

پروژه مسجد جامع بندرعباس در بلوار امام خمینی (ره) شهر بندرعباس، به فاصله تقریبی ۵۰۰ متر از ساحل قرار دارد. بررسی‌های مکانیک خاک طبق روش‌های استاندارد، به منظور دستیابی به مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک با حفر سه گمانه ۱۵ متری تهیه

ارزیابی عددی تفاضل محدود پدیده روان‌گرایی به روش تنش مؤثر و تخمین عددی روانگرایی پروژه مسجد جامع بندرعباس ۶۶۵ شده است. بنا به گزارش آزمایشگاه، خاک محل احداث پروژه مسجد جامع بندرعباس از عمق حدود ۲ تا ۵ متری روان‌گرا است. مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار فلک، با توجه به مشخصات ارائه شده از طرف آزمایشگاه مکانیک خاک و مقادیر رایج برای ماسه با همین درصد تراکم انجام شده است. در ادامه مراحل مدل‌سازی عددی شرح داده می‌شود.

### ۱. جنس لایه‌های خاک

به‌منظور تعیین نوع و ضخامت لایه‌های خاک و نیز تراکم لایه‌ها عملیات حفاری در محل گمانه‌ها به طریق دورانی انجام شد. با توجه به نوع خاک، نمونه‌گیری به‌صورت دست‌خورده از لایه‌های مختلف به‌عمل آمد. جنس خاک عمدتاً، ماسه لای دار و ماسه بد دانه‌بندی شده همراه با لای است و سطح آب زیرزمینی در محل پروژه از ۱/۷۵- تا ۱/۹۰- اعلام شده است.

به‌منظور تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک، آزمایش‌های طبقه‌بندی مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری بر روی نمونه‌های معرف، مطابق با استانداردها انجام گرفته است که نتایج آزمایش‌ها به‌شرح جدول ۵ است [۱۹].

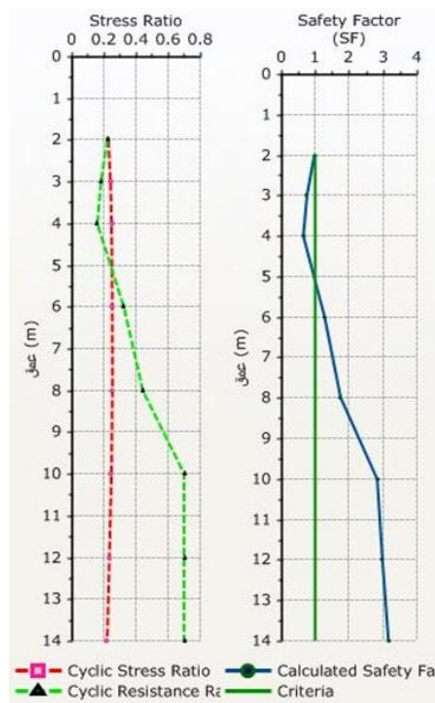
جدول ۵. مقادیر پیشنهادی پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک [۱۹]

پارامتر	مقدار	واحد
زاویه اصطکاک داخلی	۲۸-۳۲	درجه
ضریب چسبندگی	۰/۰ - ۰/۱۲	$gf/cm^2$
دانسیته خشک خاک	۱/۴۵-۱/۶۵	
مدول الاستیسیته خاک	۲۰۰-۳۰۰	$kg/cm^2$

### ۲. بررسی پتانسیل روان‌گرایی

در پروژه مذکور با توجه به بالا بودن سطح آب زیرزمینی و وجود لایه‌های سست سیلتی، بررسی پتانسیل وقوع روان‌گرایی در محل ضروری است. سید و ادريس پیشنهاد کردند، خاک‌های با درصد بالای ریزدانه نیز بر اساس حدود خمیری خود از نظر روان‌گرایی بررسی شود [۱۳]. برای بررسی پتانسیل روان‌گرایی در لایه‌های خاک موجود از نرم‌افزار پی‌سنج چهار و از روش سید و همکاران استفاده شد که نتایج حاصل بیان‌گر وجود پتانسیل

روان‌گرایی در اعماق ۲ تا ۵ متر در گمانه‌ها است. شکل ۱۶ نتایج ارزیابی روان‌گرایی در محل را نشان می‌دهد



شکل ۱۶. نتایج ارزیابی روان‌گرایی در محل گمانه‌ها

### ۳. مدل‌سازی عددی

قبل از مدل‌سازی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس در نرم‌افزار فلک، تعیین پارامترهای خاک برای استفاده در مدل‌سازی لازم است. مقادیر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی، با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی ارائه شده به دست آمده‌اند. در مواردی که داده‌های آزمایشگاهی کافی در اختیار نبود از مقادیر رایج برای ماسه با همین درصد تراکم استفاده شده است.

برای مدل‌سازی در نرم‌افزار فلک از مدل رفتاری فین با فرمول نویسی برن استفاده شده است. دلیل استفاده از فرمول نویسی برن این است که با توجه به انجام آزمایش نفوذ

استاندارد، به راحتی با استفاده از رابطه‌های (۳) تا (۵) می‌توان ثابت‌های فرمول نویسی برن را برای خاک محل پروژه محاسبه کرد.

### ۳-۱. کالیبره کردن پارامترها

با توجه به انجام آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک و آزمایش برش ساده انجام شده روی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس، و با استفاده از روابط معمول مکانیک خاک، وزن مخصوص، تخلخل، زاویه اصطکاک و چسبندگی از نتایج آزمایش انتخاب شده‌اند. برای محاسبه مدول بالک و مدول برشی، با توجه به این‌که هیچ آزمایش دینامیکی انجام نشده است، با استفاده از روابط (۱۸) و (۱۹) مقادیر مدول بالک و مدول برشی محاسبه شده‌اند [۱۶].

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \quad (18)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (19)$$

جدول ۶، ویژگی‌های خاک که در مدل‌سازی‌های عددی این بخش، به کار رفته‌اند، ارائه می‌کنند.

جدول ۶. مقادیر پارامترهای خاک، برای استفاده در مدل‌سازی عددی [۱۶]، [۸] و [۱۷]

پارامتر	دانسیته خشک ( $\gamma$ ) ( $kg/m^3$ )	تخلخل ( $n$ )	زاویه اصطکاک ( $\phi$ ) (درجه)	زاویه اتساع ( $\psi$ ) (درجه)	نفوذپذیری ( $k$ ) ( $m/sec$ )	مدول برشی ( $G$ ) (Pa)	مدول بالک ( $B$ ) (Pa)
مقدار	۱۵۳۰	۰/۴	۳۰	۰/۲	۱۰ <sup>-۵</sup>	۰/۲۳۱ × ۱۰ <sup>۸</sup>	۱/۰۴ × ۱۰ <sup>۸</sup>

توجه:

مقدار زاویه اتساع بر اساس بررسی‌های کوک [۵]، برای مدل‌سازی ماسه لای دار با همین درصد تراکم انتخاب شده است.

مقدار ضریب نفوذپذیری بر اساس مقادیر ارائه شده در کتاب‌های مکانیک خاک برای ماسه لای دار با همین درصد تراکم انتخاب شده است [۱۶].

با استفاده از رابطه‌های (۳) تا (۵) ثابت‌های فرمول نویسی برن برای خاک محل پروژه با توجه به میانگین اعداد نفوذ استاندارد در نظر گرفته شده، به صورت مقادیر ارائه شده در جدول ۷ در نظر گرفته شده‌اند.

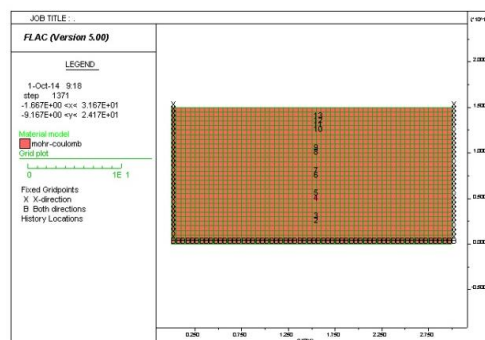
جدول ۷. مقادیر ثابت‌های فرمول نویسی برن

پارامتر	$C_1$	$C_2$
مقدار	۰/۴۹	۰/۸

## ۲-۳. هندسه مدل و تحلیل استاتیکی

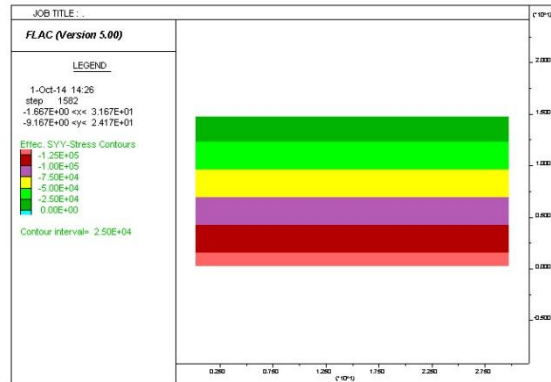
برای مدل‌سازی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس، کل محدوده بین گمانه‌های یک و سه، که در یک راستا هستند، به طول حدود ۳۰ متر مدل شده‌است. ارتفاع مدل نیز، هم‌ارتفاع با هر دو گمانه ی یک و سه حدود ۱۵ متر انتخاب شده است.

برای مش‌بندی مدل با توجه به شرایط انتقال موج، که در بخش (۴) اشاره شد، بیش‌ترین اندازه زون مجاز حدود شش متر، است. از این‌رو، شبکه مش‌بندی مورد نیاز برای ساخت مدل باید کم‌تر از این مقدار باشد. در مدل‌سازی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس، پس از چند مرحله مدل‌سازی از شبکه مش‌بندی با ابعاد ۰/۵ متر مانند مدل‌سازی‌های مراحل قبل استفاده شده است. برای ثبت و بررسی اضافه فشار آب حفره‌ای و به تبع آن پیش‌بینی روان‌گرایی، المان‌هایی در عمق‌های مختلف انتخاب شده‌اند. شکل ۱۷ هندسه کلی مدل را نشان می‌دهد. تحلیل‌های استاتیکی قبل از آنالیز دینامیکی برای رسیدن به وضعیت پایدار و تعیین تنش و کرنش‌های اولیه روی مدل انجام شده است. مدل خاکی که در این فاز استفاده شده است، مدل الاستیک خطی با مدول بالک و مدول برشی ثابت است. در تحلیل‌های استاتیکی، مرزهای انتهایی مدل گیردار شده و با این روش ویژگی‌های تکیه‌گاهی واقع در مرزهای محیط واقعی به شکل قابل قبولی شبیه‌سازی شده‌اند. کانتورهای تنش مؤثر، در شکل ۱۸ نشان داده شده است.



شکل ۱۷. هندسه کلی مدل عددی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس





شکل ۱۸. کانتورهای تنش مؤثر قائم در تحلیل استاتیکی مدل

### ۳-۳. تحلیل‌های دینامیکی

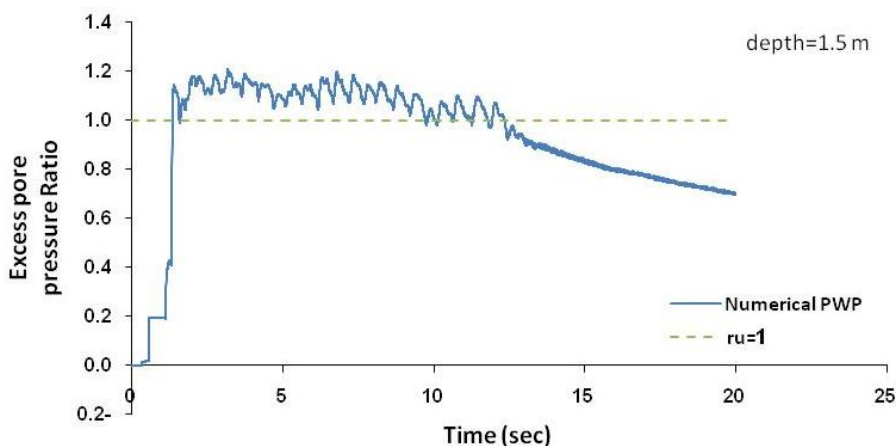
در مدل‌سازی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس نیز مانند مدل آزمایش سانتریفوژ، اعمال بارگذاری به صورت تاریخچه تنش به مرزهای تحتانی مدل انجام شده است. نمودار سرعت نگاشت برای یک تاریخچه شتاب با بیشینه شتاب  $0.73g$ ، معادل با نسبت شتاب مبنای طرح در شهر بندرعباس انتخاب شده است.

چنان‌که قبلاً هم گفته شد برای مرزهای تحتانی چنانچه بارگذاری از نوع تنش باشد، استفاده از مرزهای آرام لازم است، که در مدل‌سازی این بخش برای مرزهای تحتانی از مرزهای آرام استفاده شده است. در مورد مرزهای جانبی هنگامی که منبع انرژی دینامیکی از قسمت تحتانی یا فوقانی محیط اعمال می‌شود، برای مرزهای جانبی باید از مرزهای منطقه آزاد استفاده شود.

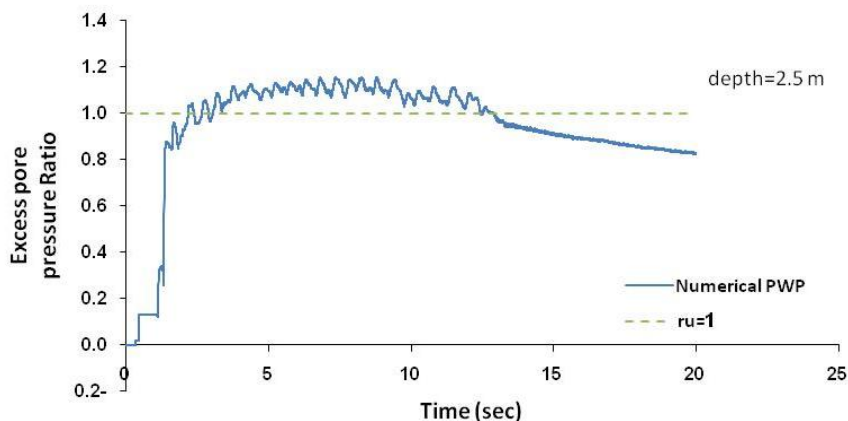
### ۴. نتایج مدل‌سازی عددی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس

مدل‌سازی عددی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس با استفاده از مدل فین و فرمول نویسی برن با استفاده از انتخاب ویژگی‌های مناسب مقاومتی، پارامترهای تنش- کرنش و پارامترهای مربوط به فشار آب حفره‌ای، انجام شد. در این قسمت نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار فلک ارائه می‌شود. بعضی المان‌ها در مدل عددی، برای ثبت تاریخچه فشار آب حفره‌ای انتخاب شده‌اند.

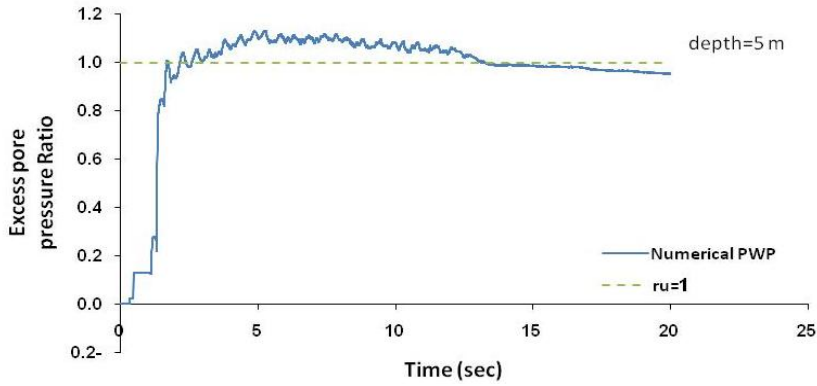
شکل‌های ۱۹ تا ۲۵ تاریخچه‌های زمانی فشار آب حفره‌ای را برای فرمول نویسی برن که بر اساس  $\sigma'_{v0}$  نرمالایز شده‌اند، نشان می‌دهد. تغییرات نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی به فشار سربار مؤثر اولیه رسم شده است. مقدار یک برای چنین نسبتی معرف وقوع روان‌گرایی است. این گراف‌ها نیز مانند آنچه آزمایشگاه اعلام کرده است، تأکید می‌کند، که بارگذاری لرزهای، خاک محل پروژه را تا ۵- متری روان‌گرا می‌کند. اما خاک‌های عمیق‌تر روان‌گرا نمی‌شود.



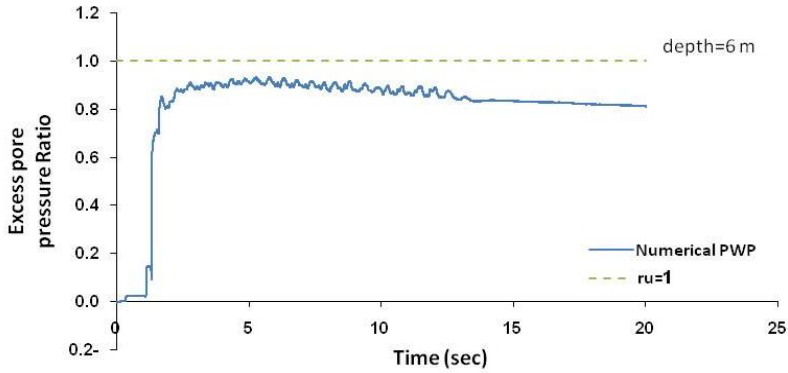
شکل ۱۹. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۱/۵ متر



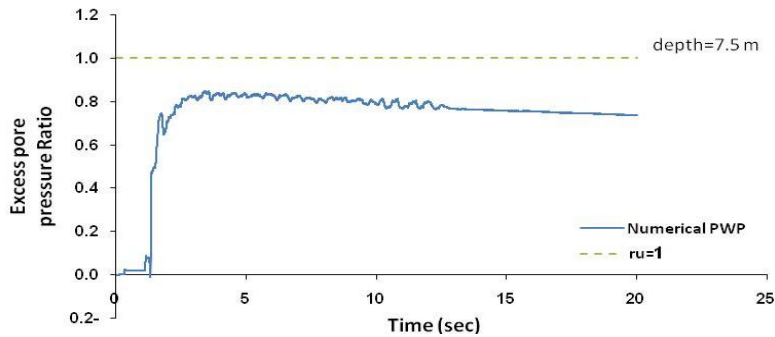
شکل ۲۰. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۲/۵ متر



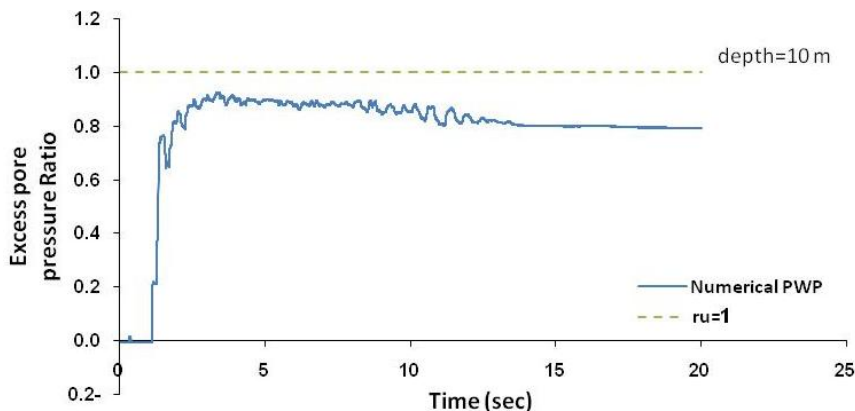
شکل ۲۱. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۵ متر



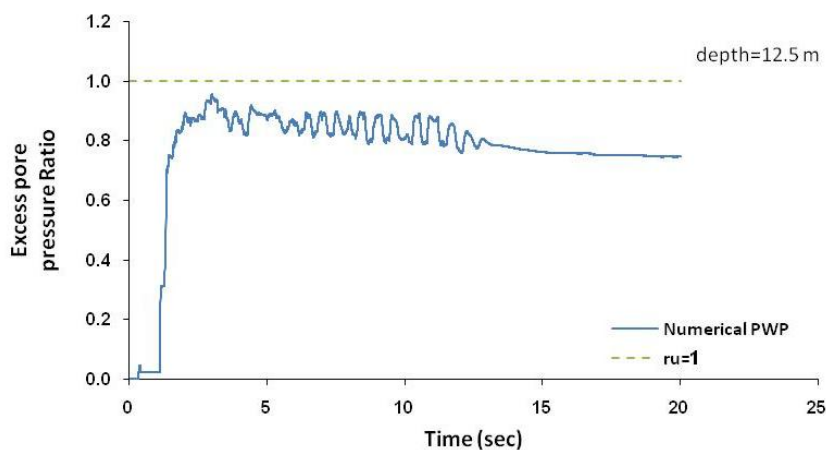
شکل ۲۲. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۶ متر



شکل ۲۳. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۷/۵ متر



شکل ۲۴. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۱۰ متر



شکل ۲۵. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۱۲/۵ متر

### نتیجه‌گیری

تخمین روان‌گرایی یکی از اهداف مهم در مهندسی ژئوتکنیک است. به این منظور روش‌های آزمایشگاهی و عددی مختلفی ارائه شده‌اند. یکی از گام‌های مهم در پیش‌بینی روان‌گرایی، پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده است. محققان همواره در تلاش

هستند که اضافه فشار آب حفره‌ای را با استفاده از مدل‌های ساختاری و روش‌های عددی، به‌منظور تخمین پتانسیل روان‌گرایی، به‌طور صحیح پیش‌بینی کنند. در این تحقیق مدل عددی برای پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای در هنگام زلزله با استفاده از تحلیل‌های کاملاً وابسته تنش مؤثر انجام شد. ابتدا مدل‌سازی عددی برای دست‌یابی به تشکیل فشار آب حفره‌ای طی بارگذاری سیکلی در یک آزمایش سانتریفوژ ارائه شد. و پس از بررسی صحت‌سنجی مدل‌سازی، یک مدل عددی برای پیش‌بینی فشار آب حفره‌ای و به تبع آن پیش‌بینی روان‌گرایی برای یک سایت واقعی (محل احداث مسجد جامع شهر بندرعباس) ساخته شد.

مدل‌سازی عددی تفاضل محدود با استفاده از نرم‌افزار فلک، برای شبیه‌سازی تاریخیچه زمانی تشکیل فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری سیکلی انجام شده است. در نرم‌افزار تفاضل محدود فلک از مدل رفتاری فین با استفاده از فرمول نویسی فشار آب حفره‌ای مارتین و برن برای مدل‌سازی آزمایش سانتریفوژ بهره‌گرفته شد. مدل عددی خاک محل احداث پروژه مسجد جامع بندرعباس با توجه به این‌که نتایج آزمایش نفوذ استاندارد در دسترس بودند با فرمول نویسی برن که تعداد ثابت‌های آن کم‌تر از فرمول نویسی مارتین است و به راحتی با استفاده از اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده قابل محاسبه هستند، ساخته شد.

برای مدل‌سازی آزمایش سانتریفوژ داده‌های آزمایش‌های استاتیکی و سیکلی که روی ماسه نوادا با تراکم ۴۰٪ در طول پروژه ولاکس انجام شده بود، برای کالیبره کردن ثابت‌های مدل به‌کار رفتند. البته به جز نتایج آزمایش‌ها از پژوهش‌های نیبلی و همکاران [۷] و کوک [۸] نیز بهره‌گرفته شد. سپس آزمایش شماره یک پروژه ولاکس با استفاده از ثابت‌های به‌دست آمده از تحلیل‌های اولیه برای کالیبره کردن مدل، شبیه‌سازی شد.

طبق نتایج به‌دست آمده، فشار آب حفره‌ای پیش‌بینی شده با استفاده از هر دو فرمول نویسی مارتین و برن تطابق نسبتاً خوبی با نتایج آزمایش سانتریفوژ دارند. تنها در یکی از پیژومترها (عمق ۵ متری) مقدار پیش‌بینی شده از مدل عددی کم‌تر از مقدار اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه است. که این موضوع ممکن است به دلیل فرض اولیه تئوری مارتین باشد، که در آن اضافه فشار آب حفره‌ای مستقیماً وابسته به تغییرات حجم است.

مدل ساختاری موهر کولمب وقتی که بردار نرخ کرنش به سطح تسلیم می‌رسد تمایل به اتساع نشان می‌دهد. این تمایل به اتساع، تغییرات حجم (فشردگی) را در طول بارگذاری سیکلی کاهش می‌دهد. بنابراین، مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای کم‌تری نسبت به مقدار واقعی در مدل‌سازی عددی تخمین زده می‌شود. از طرف دیگر، مدل مارتین برای اندازه‌گیری کرنش برشی یک‌بعدی طراحی شده است. در حالی که در تحلیل‌های دوبعدی، تحت لرزش افقی و قائم سه نرخ کرنش اندازه‌گیری می‌شود. فلک از برخی فرضیه‌ها و ساده‌سازی‌ها برای حل این مشکل استفاده می‌کند که ممکن است باعث به وجود آمدن چنین خروجی شده باشد [۷].

برای مدل‌سازی خاک محل احداث پروژه مسجد جامع شهر بندرعباس نیز از نتایج آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک انجام شده روی نمونه‌های خاک محل و آزمایش نفوذ استاندارد انجام شده در سایت، برای کالیبره کردن پارامترها و انتخاب ثابت‌های مدل بهره گرفته شد. کل محدوده بین دو گمانه یک و سه به فاصله تقریباً ۳۰ متر مدل‌سازی شد. ارتفاع مدل نیز برابر ارتفاع گمانه حدود ۱۵ متر انتخاب شد. نتایج حاصل از مدل عددی خاک محدوده پروژه را تا عمق حدود ۵- متری روان‌گرا نشان داد که با نتایج حاصل از آزمایشگاه که عمق ۲- تا ۵- متری را روان‌گرا اعلام کرده بود تقریباً مطابقت دارد.

بنابراین با انتخاب دقیق پارامترهای مدل عددی می‌توان به‌طور کلی با استفاده از نتایج مدل‌سازی دید کلی از تشکیل فشار آب حفره‌ای و تخمین روان‌گرایی داشت. بنابراین با انتخاب دقیق پارامترهای مدل عددی می‌توان به‌طور کلی با استفاده از نتایج مدل‌سازی دید کلی از تشکیل فشار آب حفره‌ای و تخمین روان‌گرایی داشت.

### منابع

1. A. Rahmani A., Ghasemi Fare O., Pak A. "Investigation of the influence of permeability coefficient on the numerical modeling of the liquefaction phenomenon", Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran, Scientia Iranica A 19 (2) (2012) 179-187.

2. Seed H. B., Idriss I. M., "Ground motions and soil liquefaction", Earth quake Engineering Research Institute, university of California, Berkeley (1983).
3. No. 525, "Guideline for Assessment of Soil Liquefaction Potential, Consequences and Mitigation Methods", Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs, Iran, in Persian (2012).
4. Martin G. R., "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading" J. Geotech. Div, ASCE, 101(GT5) (1975) 423-438.
5. Taboada V., "Centrifuge modeling of earth quake-induced lateral spreading in sand using laminar box", Thesis submitted for the degree of Doctro of Philosophy, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NewYork, Aug. (1995).
6. Arulmoli K., Muraleetharan K. K., Hossain M. M., Fruth L. S., "VELACS -Laboratory testing program- soil data report", The earth technology corporation, Project No. (1992) 90-0562.
7. Nabili S., Jafarian Y., Baziar M. H., "Evaluation of the Martin et al. (1975) pore pressure build up model using laboratory test data", 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, paper No. 3.41 (2008).
8. Cook H. G., "Ground improvement for liquefaction mitigation at an existing highway bridge", Thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy, Virginia polytechnic institute and state university, (2000).
9. Shahir H., Mohammadi-Haji B., Ghassemi A., "Employing a variable permeability model in numerical simulation of saturated sand behavior under earthquake loading", Computers and Geotechnics 55 (2014) 211-223,.
10. Byrne P. M., "A cyclic shear-volume couplinh and pore pressure model for sand proceeding", second conference on recent advances in

- geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, March (1991) 11-15.
11. Finn W. D. L., "An effective stress model for liquefaction", J. Geotech Div, ASCE, Vol. 6 (1977).
  12. Zamiran S. Modeling and analysis of soil and rock structures in FLAC with practical examples", Noavar, Tehran, Iran, In Persian (2013).
  13. Seed H. B. and Idriss I. M., "Soil moduli and damping factor for dynamic response analyses", Report EERC 70-10, Earth quake engineering research center, university of California, Berkeley, CA, (1970).
  14. Quak/w example file, "Level ground response analysis", Geo-Slope International Ltd., Calgary, Alberta, Canada, www.geo-slope.com.
  15. Gazatas G.m., "Foundation vibrations", Foundation Engineering Handbook, H-Y.Fang, second edition, chapter 15 (1990).
  16. Bowles J. E., "Foundation analysis and design", fifth edition, Peoria, Illinois (2006).
  17. Dobry R., Oweis I., Urzua A., "simplified procedures for estimating the fundamental period of soil profile", Bulletin of the seismological society of America, Vol. 66 (1976) 1293-1321.
  18. Kuhlmeyer R. L., Lysmer J., "Finite element method accuracy for wave propagation problems", Jornal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 99, No. SM5 (1973) 421-427.
  19. "Soil investigation report of BandarAbbas's central Mosque", Kavosh Azama Persia consultant engineering (2012).