

# مدل سازی عددی و مطالعات پارامتریک روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار

آرش شیرمحمدی فوادنبه (کارشناس ارشد)

کاظم برخوردار بافقی\* (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، پردیس فنی و مهندسی، دانشگاه بزد

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۷)  
دوره ۲ - ۳۴، شماره ۱/۱، ص. ۳۳-۳۴

انفجار مواد منفجره در خاک ماسه‌یی اشباع، تولید موج فشاری شدید می‌کند، که با افزایش قابل توجه فشار آب منفذی و کاهش تنش مؤثر در خاک همراه است. این شرایط ممکن است باعث روان‌گرایی خاک شود. تاکنون مطالعات اندکی توسط مهندسان ژئوتکنیک و پدافند غیر عامل در زمینه روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار و چگونگی کاهش خسارت‌های ناشی از آن انجام شده است. مدل سازی عددی روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار به دلیل ساختار پیچیده خاک، دامنه بالای بارگذاری، مدت زمان کوتاه انفجار، کرنش بالا و فشار آب منفذی پیچیدگی‌هایی به همراه دارد. همچنین نتایج به دست آمده از روش تجربی، وابستگی زیادی به شرایط سایت و روش انجام آزمایش دارد. در نوشتار حاضر، پدیده روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار در فضای سه بعدی با استفاده از نرم افزار LS-DYNA شبیه‌سازی شده است. برای مدل سازی خصوصیات خاک از مدل رفتاری موره - کولمب اصلاح شده استفاده شده است. علاوه بر این، مطالعات پارامتری برای بررسی تأثیر پارامترهای مربوط به مشخصات خاک و شرایط بارگذاری بر تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده و نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی مانده انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد با افزایش مدول بالک اسکلت خاک و فاصله پیمایش به ترتیب فشار آب منفذی اضافی باقی مانده افزایش و کاهش می‌یابد. پارامترهای چسبندگی خاک، زاویه اصطکاک داخلی بیشینه و باقی مانده‌ی خاک تأثیری بر تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده ندارند.

واژگان کلیدی: روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار، LS-DYNA، انفجار زیرسطحی، مدل سازی عددی، ماسه‌ی اشباع.

a.shirmohamadi@stu.yazd.ac.ir  
kbarkhordari@yazd.ac.ir

## ۱. مقدمه

منفذی آن قدر بالا می‌رود که تماس بین دانه‌های خاک از بین می‌رود و تنش مؤثر بین دانه‌های خاک برابر صفر می‌شود. در چنین شرایطی پدیده روان‌گرایی خاک رخ می‌دهد.<sup>[۱]</sup> چارلی و همکاران<sup>[۲]</sup> بر اساس تحلیل داده‌های انفجارهای هسته‌یی و شیمیایی، روان‌گرایی ناشی از انفجار این گونه تعریف و رابطه تجربی ۱، برای پیش بینی شعاع روان‌گرایی ناشی از انفجار پیشنهاد شده است: زمانی که فشار آب منفذی باقی مانده تا حدی افزایش یابد که برابر تنش مؤثر اولیه ژئواستاتیک شود.

$$R = C_R W^{\frac{1}{3}} \quad (1)$$

که در آن،  $R$  شعاع محدوده روان‌گرایی ( $m$ )؛  $W$  مقدار ماده منفجره ( $kg$ ) و  $C_R$  ضریب تجربی است.  $C_R$  با عمق پیمایش مدفون<sup>۱</sup>،  $DB = z/W^{\frac{1}{3}}$ ، در رابطه است، که در آن،  $z$  عمق مدفون  $m$  و  $W$  مقدار ماده منفجره ( $kg$ ) است. در جدول ۱، مقادیر  $C_R$  تعیین شده توسط لیاخوف<sup>۲</sup> برحسب عمق پیمایش مدفون ( $DB$ ) ارائه شده است:<sup>[۳]</sup> انفجار، به خصوص انفجار زیر سطحی، می‌تواند

معمولاً به دلیل وقوع تحریک ناشی از زلزله، انفجار، ضربه و ارتعاش توده‌های اشباع نیمه متراکم و سست خاک ماسه‌یی تمیز و ماسه‌های سیلتی و یا حتی سیلتی، تمایل به تراکم و نشست پیدا می‌کند. در اثر این تمایل به تراکم و جابه‌جایی دانه‌ها در فضای خالی بین ذرات که با آب منفذی پر شده است، فشار اضافی مثبت در آب منفذی به وجود می‌آید.<sup>[۱]</sup> شکل ۱، تغییرات تنش کل، تنش مؤثر و فشار آب منفذی در اثر انتشار امواج فشاری ناشی از بارگذاری شدید در خاک ماسه‌یی اشباع را نشان می‌دهد.

افزایش فشار آب منفذی و کاهش تنش مؤثر در نتیجه تغییر توزیع بار خارجی بین آب منفذی و اسکلت خاک است.<sup>[۴]</sup> در اثر کوتاه بودن زمان بارگذاری و کم بودن ضریب نفوذ پذیری، این نوع خاک‌ها فرصت زهکشی نمی‌یابند. در نهایت، فشار آب

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۸/۶، اصلاحیه ۱۳۹۵/۴/۱۲، پذیرش ۱۳۹۵/۵/۴.

DOI:10.24200/J30.2018.1321

انفجار برای پیش بینی روان گرای خاک ارائه شده است.<sup>[۲۰،۱۹]</sup> متأسفانه مدل تیلور و کد CTH به صورت تجاری در دسترس نیستند. همچنین در سال ۲۰۰۴، مدل MAT-FHWA-SOIL در هیدروکد LS-DYNA توسعه داده شده است، که یک مدل علمی و قابل دسترس برای پیش بینی روان گرای خاک ناشی از انفجار است.<sup>[۲۱]</sup>

یک مدل خاک سه فازی نیز در همان سال برای شبیه سازی انتشار امواج تنش ناشی از بارگذاری انفجار توسعه داده شده است، که توانایی منحصر به فردی برای شبیه سازی روان گرای خاک ناشی از انفجار دارد، ولی متأسفانه به صورت تجاری در دسترس نیست.<sup>[۲۲]</sup> همچنین چند مطالعه ی موردی در زمینه ی مذکور انجام شده است. در سال ۲۰۰۸، یک شبیه سازی عددی آزمایش شبه استاتیکی و آزمایش شوک و همچنین یک مطالعه ی موردی برای بررسی روان گرای خاک ناشی از بارگذاری شدید (ضربه و انفجار) انجام شد، که در آن شبیه سازی با استفاده از مدل خاک سه فازی و هیدروکد AUTODYN صورت پذیرفت.

هدف از مطالعه ی مذکور، اثبات توانایی مدل سه فازی و هیدروکد AUTODYN در شبیه سازی پدیده ی روان گرای ناشی از انفجار بوده است.<sup>[۲۳]</sup> یک مطالعه ی جامع عددی (۲۰۱۱) نیز برای بررسی اثر روان گرای ناشی از انفجار در سازه ی سطحی انجام شد و در آن از یک مدل سه فازی و هیدروکد AUTODYN استفاده و نشان داده شد که روش کوبل SPH-FEM، توانایی خوبی در تحلیل پدیده ی روان گرای ناشی از انفجار دارد. با این حال، مدل مذکور توانایی بررسی اندرکنش بین خاک - سازه - انفجار - ماده ی منفجره را ندارد.<sup>[۲۴]</sup> همچنین یک سری آزمایش های صحرایی روان گرای ناشی از انفجار برای تعیین خصوصیات خاک تحت انفجارهای شدید و پی در پی و شبیه سازی زمین لرزه های بزرگ انجام و مجموعه ی آزمایش های انفجار توسط هیدروکد LS-DYNA شبیه سازی شد، که نتایج تجربی و عددی مطابقت خوبی با یکدیگر داشت. برای شبیه سازی رفتار خاک نیز از مدل مصالح خاکی MAT-FHWA-SOIL استفاده شده است.<sup>[۱۸]</sup>

### ۳. مروری بر مدل خاک MAT-FHWA-SOIL

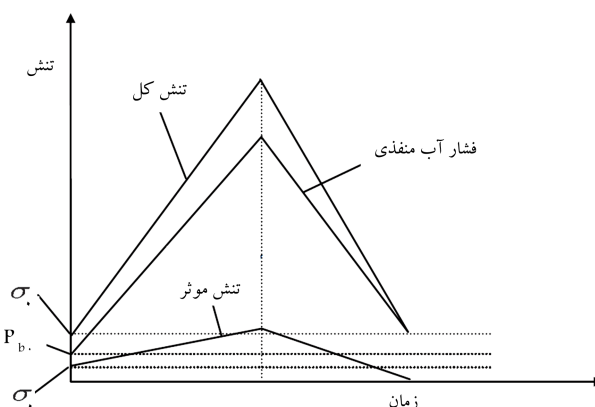
#### موجود در هیدروکد LS-DYNA

مدل خاک انتخابی در مطالعه ی حاضر برای تحلیل پدیده ی روان گرای خاک ناشی از انفجار، مدل MAT-FHWA-SOIL (یا MAT-۱۴۷) موجود در هیدروکد LS-DYNA است. همان طور که در بخش ۲ توضیح داده شد، چند مدل خاک برای شبیه سازی پدیده ی مذکور موجود است، که برخی از آنها به صورت تجاری در دسترس نیستند. برخی دیگر در مقایسه با مدل انتخابی، توانایی کمتری برای شبیه سازی پدیده ی مذکور دارند. با این حال به نظر می رسد مدل انتخاب شده، مناسب ترین گزینه برای شبیه سازی پدیده ی روان گرای ناشی از انفجار است.

#### ۱.۳. مدل رفتاری موهر - کولمب اصلاح شده

سطوح تسلیم<sup>۳</sup> استاندارد موهر - کولمب، برای استفاده ی فعلی دو نقص دارد:<sup>[۲۱]</sup>

۱. سطح از نقطه ی یکتایی<sup>۴</sup> در فصل مشترک با محور تنش (نقطه ی مقاومت برشی صفر) شروع می شود. محدوده ی ذکر شده از سطح تسلیم به دلیل تنش محصور شدگی پایین، بحرانی است. این نوع یکتایی باعث ایجاد مشکلات عددی و ناکارایی در الگوریتم خمیری<sup>۵</sup> می شود. برای دست یابی به یک الگوریتم کارا، دقیق و توانمند، نیاز به اصلاحاتی از قبیل: برجسته سازی و هموارسازی در شکل سطح تسلیم است.



شکل ۱. تغییر تنش کل، تنش مؤثر و فشار آب منفذی در اثر روان گرای.

جدول ۱. مقادیر ثابت  $C_R$  برای پیش بینی شعاع روان گرای.

عمق پیمایش ( $m/W^{1/3}$ )	۵	۲٫۵	۱٫۲۵	۰
$C_R$	۴	۸	۵	۲

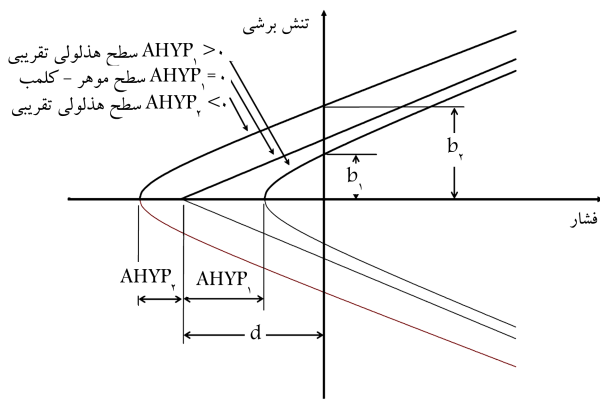
باعث گسیختگی های بزرگ ناشی از روان گرای شود. گسیختگی سد SWIR III در روسیه که در سال ۱۹۳۵ رخ داده است، در اثر روان گرای خودبه خودی ناشی از عملیات انفجار در نزدیکی آن بود. روان گرای باعث کاهش شیب این سد خاکی از ۲:۱ به ۱:۱ شد. روان گرای ناشی از آزمایش های هسته یی در جزایر مرجانی اقیانوس آرام (۱۹۵۰) نیز با شواهدی از قبیل: چاله های وسیع و کم عمق، نشست قابل توجه و جوشش ماسه مشاهده شد.<sup>[۵]</sup> خلاصه یی از حوادث مربوط به روان گرای خاک ناشی از انفجار را می توان در پژوهشی در سال ۱۹۸۸ مطالعه کرد.<sup>[۶]</sup>

مطالعات متعددی در زمینه ی روان گرای خاک ناشی از زلزله و خسارت های ناشی از آن انجام شده است. در حالی که منابع در دسترس درباره ی مطالعات انجام شده در زمینه ی روان گرای خاک ناشی از انفجار محدود است. هزینه ی بالا و دیگر محدودیت ها، انجام آزمایش های انفجاری صحرایی در مقیاس بزرگ برای بررسی پدیده ی روان گرای خاک را مشکل می سازد. با توجه به محدود بودن مطالعات عددی، شایسته است تا در شبیه سازی عددی روان گرای خاک ناشی از انفجار، تلاش بیشتری انجام و مدل های دقیق تری ساخته شود.

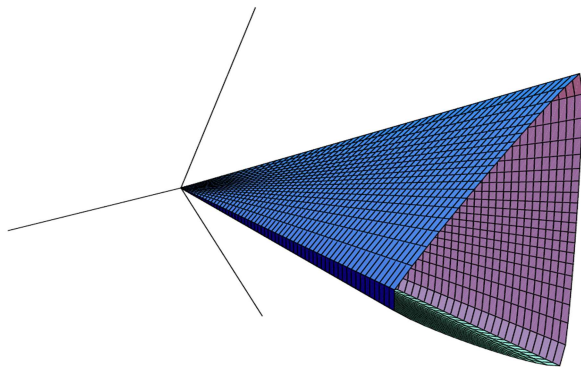
### ۲. پیش زمینه

مطالعات تجربی متعددی درباره ی پدیده ی روان گرای خاک ناشی از انفجار انجام شده است.<sup>[۷-۱۵]</sup> اما بر خلاف تحقیقات تجربی، مطالعات عددی محدودی در این زمینه انجام شده است. به تازگی روش هایی برای مدل سازی عددی روان گرای ارائه شده است. در مطالعاتی در سال ۲۰۰۴،<sup>[۱۷،۱۶]</sup> مدل خاک UBC در نرم افزار FLAC-2D برای پیش بینی روان گرای خاک در ماسه تحت آزمایش دینامیکی سانتریفیوژ استفاده شده است. در سال ۲۰۰۶، نیز یک مدل دو بعدی PGI در هیدروکد LS-DYNA برای شبیه سازی متقارن دو بعدی روان گرای خاک ناشی از انفجار منفرد استفاده شده است.<sup>[۱۸]</sup>

مدل تنش مؤثر تیلور نیز که برای خاک اشباع در کد CTH ارائه شده است، به طور خاص برای بارگذاری های ضربه یی با شدت بالا و مدت زمان کوتاه شبیه به



شکل ۳. تأثیر ضریب دراگر - پراگر در سطح تسلیم. [۲۶]



شکل ۴. سطح تسلیم در  $e = 0.55$ . [۲۷]

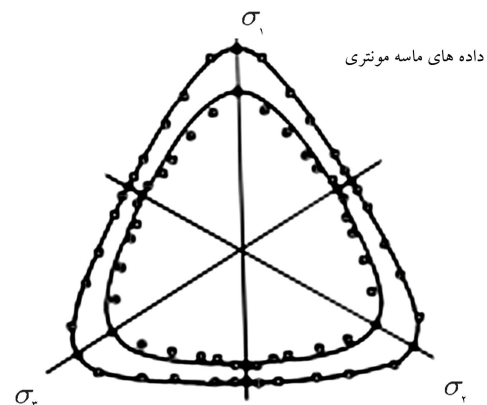
(رابطه ۴):

$$K(\theta) = \frac{4(1 - e^2) \cos^2 \theta + (2e - 1)^2}{2(1 + e^2) \cos \theta + (2e - 1)[4(1 - e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 2e]} \quad (4)$$

که در آن،  $J_2$  نامتغیر سوم تنش انحرافی  $e$  و  $J_3$  نسبت مقاومت کششی سه محوری به مقاومت فشاری سه محوری هستند. اگر  $e$  برابر ۱ باشد، سطح مخروطی دایروی شکل به دست می‌آید. اگر  $e = 0.55$ ، سطح سه گوش مطابق شکل ۴ به وجود می‌آید. مقدار  $K(\theta)$  در محدوده  $0.5 < e < 1$  تعریف می‌شود. مقدار پارامتر  $e = 0.7$  برای شکل‌گیری سطح هموار منطقی بدون صافی بیش از حد در گوشه‌های سطح تسلیم پیشنهاد شده است. [۲۷]

#### ۴.۳. مدل رفتاری کشسان<sup>۲</sup>

در مدل MAT - ۱۴۷ خاک به صورت همگن و کشسان فرض شده است. امکان توسعه‌ی یک مدل رفتاری با در نظر گرفتن خواص ناهمگن و غیر هم‌روند مصالح، خصوصاً مصالح ژئوتکنیکی مشکل است. این عدم امکان می‌تواند به دلیل کافی نبودن و یا دقیق نبودن داده‌های تجربی ناشی از فقدان دستگاه یا روش آزمایش و یا خطاهای آزمایش یا دقت اندازه‌گیری و ... باشد. در ضمن وقتی خواص ناهمگن و غیر هم‌روند مصالح وارد مدل شود، تعداد متغیرها بسیار افزایش پیدا خواهد کرد، که احتمالاً تعیین آنها مشکل و پرهزینه خواهد بود. [۲۸] در این شرایط، بررسی مصالح ناهمگن و غیر هم‌روند نیاز به مدل رفتاری خاص و پیشرفته دارد.



شکل ۲. سطح تسلیم در صفحه‌ی انحرافی برای خاک غیر چسبیده. [۲۱]

۲. سطح موهر - کولمب در صفحه‌ی انحرافی ۶ ضلعی است. مشاهدات تجربی برای خاک‌های غیر چسبیده مطابق شکل ۲ نشان می‌دهند که در تنش محصور کنندگی پایین، سطح تسلیم در صفحه‌ی انحرافی به صورت ۳ گوش است. برای تصحیح نواقص ذکر شده، سطح موهر - کولمب اصلاح شده بر اساس مطالعاتی در سال ۱۹۹۵، [۲۵] اتخاذ شده است. سطح موهر - کولمب اصلاح شده، یک هذلولی است که روی سطح موهر - کولمب قرار می‌گیرد. در نقطه‌ی تقاطع محورهای تنش (مقاومت برشی صفر)، سطح اصلاح شده یک سطح صاف است. در نقطه‌ی مذکور، سطح اصلاح شده بر محور تنش عمود است. رابطه‌ی ۲، صفحه‌ی موهر - کولمب اصلاح شده را ارائه می‌دهد:

$$F = -P \sin \phi + \sqrt{J_2 K(\theta)^2 + ahyp^2 \sin^2 \phi} - c \cos \phi = 0 \quad (2)$$

که در آن،  $F$  تنش تسلیم؛  $P$  فشار؛  $\phi$  زاویه‌ی اصطکاک اولیه؛  $K(\theta)$  تابع زاویه‌ی  $\theta$  در صفحه‌ی انحرافی؛  $\sqrt{J_2}$  ریشه‌ی دوم نامتغیر دوم تنش انحرافی؛  $c$  مقدار چسبندگی خاک و  $ahyp$  ضریب دراگر - پراگر<sup>۶</sup> است.

#### ۲.۳. ضریب دراگر - پراگر (ahyp)

در رأس یا نقطه‌ی ناپوستگی، رسیدن به هم‌گرایی مشکل و وقت‌گیر است. ضریب دراگر - پراگر (ahyp) توصیفی از نتایج هموارسازی در نزدیکی نقطه‌ی یکتایی در سطح تسلیم موهر - کولمب ارائه می‌دهد. [۱۸] ضریب دراگر - پراگر، تابع زاویه‌ی اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک است، [۲۶] و مقدار منطقی برای آن از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آید:

$$0 \leq AHYP \leq \frac{C}{\gamma_0} \cdot \cot(\phi) \quad (3)$$

برای مقادیر  $AHYP \leq \frac{C}{\gamma_0} \cdot \cot(\phi)$ ، سطح هذلولی به سطح موهر - کولمب نزدیک می‌شود و در مقدار  $ahyp = 0$ ، سطح استاندارد موهر - کولمب حاصل می‌شود. در مقادیر بزرگ‌تر  $ahyp$ ، سطح هذلولی در نزدیکی نقطه‌ی یکتایی از سطح موهر - کولمب فاصله می‌گیرد. شکل ۳، تأثیر ضریب  $ahyp$  را بر سطح تسلیم نشان می‌دهد.

#### ۳.۳. پارامتر خروج از مرکزیت (ECCEN)

برای اصلاح نقص دوم، شکل سطح تسلیم در صفحه‌ی انحرافی، تابع  $K(\theta)$  استاندارد موهر - کولمب با تابع استفاده شده در پژوهشی در سال ۱۹۸۵، [۲۷] جایگزین شد

$B$  در روابط ۸ و ۹ تعریف شده‌اند:

$$D_T = \frac{\lambda - B}{B \cdot K_{sk} [n \cdot (\lambda - S)]} \quad (۸)$$

$$B = \frac{\lambda}{\lambda + \eta \cdot \frac{K_{sk}}{K}} \quad (۹)$$

برای ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی ناشی از زلزله، معیارهای مختلفی ارائه شده است. در برخی پژوهش‌ها، تنش برشی سیکلیک،<sup>[۳۰]</sup> کرنش برشی سیکلیک<sup>[۳۱]</sup> و همچنین معیار انرژی لازم برای روان‌گرایی خاک،<sup>[۳۲]</sup> به عنوان معیار ارزیابی روان‌گرایی استفاده شده است. معیار معمول استفاده شده برای بررسی روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار در برخی پژوهش‌ها،<sup>[۳۳،۳۴،۳۵]</sup> نسبت اضافه فشار آب حفره‌ی باقی‌مانده ( $R_u$ ) است، که در پژوهش حاضر نیز از آن مطابق رابطه‌ی ۱۰ استفاده شده است:

$$R_u = \Delta U_{sd} / \sigma'_{vo} \quad (۱۰)$$

که در آن،  $\Delta U_{sd}$  فشار حفره‌ی باقی‌مانده‌ی اضافی و  $\sigma'_{vo}$  تنش مؤثر اولیه است. با توجه به معیار ذکر شده، این حالات حدی در بررسی روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار در نظر گرفته می‌شود:<sup>[۳۳]</sup>

۱.  $\Delta U_{sd} / \sigma' = 0/1$  به عنوان محدوده‌ی امن در نظر گرفته می‌شود (بر اساس آزمایش‌های انجام شده، در بعضی موارد تا  $0/6$   $\Delta U_{sd} / \sigma'$  نیز مجاز است).

۲.  $\Delta U_{sd} / \sigma' = 0/8$  به عنوان محدوده‌ی خطرناک در نظر گرفته شده است.

۳.  $\Delta U_{sd} / \sigma' \geq 1$  محدودیه‌ی را نشان می‌دهد که تماس بین دانه‌های خاک از بین رفته است، خاک مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد و روان‌گرایی رخ می‌دهد، در نتیجه مدول برشی در محاسبات صفر در نظر گرفته می‌شود.

### ۷.۳. زاویه‌ی اصطکاک بیشینه‌ی خاک (PHIMAX)

مقدار زاویه‌ی اصطکاک بیشینه ( $\varphi_{max}$ )، برای خاک غیر چسبیده برابر  $63^\circ$  تعیین شده است،<sup>[۲۶]</sup> که البته برای خاک‌های ماسه‌یی، بسیار بالا به نظر می‌رسد و همچنین مقدار مذکور برای خاک ماسه‌یی بسیار متراکم مناسب است، که در چنین حاکی احتمال وقوع روان‌گرایی پایین است. بر اساس مطالعات لی،<sup>[۱۸]</sup> تغییر زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیشینه، تأثیر قابل توجهی در زمان تحلیل و تعداد سیکل تحلیل ندارد؛ با وجود این، مقدار  $35^\circ$  ( $Rad$   $0/61$ ) را برای زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیشینه پیشنهاد کرده است. در پژوهش حاضر، نیز مقدار برای زاویه‌ی اصطکاک بیشینه انتخاب شده است.

### ۸.۳. زاویه‌ی اصطکاک باقی‌مانده‌ی خاک (PHIRES)

زاویه‌ی اصطکاک باقی‌مانده ( $\varphi_{res}$ )، زاویه‌ی اصطکاک شیب پوش گسیختگی در مقاومت باقی‌مانده در زمانی است که گسیختگی برشی آغاز می‌شود. مقدار  $0/01$  تا  $0/05$  ( $Rad$ ) برای زاویه‌ی اصطکاک باقی‌مانده پیشنهاد شده است،<sup>[۲۶]</sup> در حالی که زاویه‌ی اصطکاک باقی‌مانده معمولاً تا مقدار صفر کاهش نمی‌یابد. در واقع، زاویه‌ی اصطکاک باقی‌مانده خیلی کمتر از زاویه‌ی اصطکاک اصلی در ماسه با تراکم کم و متوسط است. لی،<sup>[۱۸]</sup> مقدار  $30^\circ$  ( $Rad$   $0/5236$ ) را برای این زاویه پیشنهاد کرده و در پژوهش حاضر نیز استفاده شده است.

فرض کشسان بودن فقط در محدوده‌ی کوچک اطراف ماده‌ی منفجره به دلیل تغییر شکل و اعوجاج شدید برقرار نیست و خاک در ناحیه‌ی مذکور، رفتار خمیری و غیر خطی خواهد داشت. در نواحی دور از ماده‌ی منفجره، خاک رفتار کشسان دارد. این فرض توسط پژوهشگران متعددی،<sup>[۲۹،۳۴-۳۲،۱۸]</sup> برای شبیه‌سازی انفجار در خاک و روان‌گرایی ناشی از انفجار استفاده شده است. با وجود این، فرض مذکور باعث بی اعتبار شدن نتایج نشده است.

برای شبیه‌سازی اثر فضای خالی، مدول بالک تابعی از کرنش حجمی در نظر گرفته شده است. با پر شدن فضای خالی خاک با آب، تراکم ناپذیری خاک افزایش می‌یابد. برای شبیه‌سازی فشار آب منفذی اضافی، یک تابع که مدول بالک اسکلت خاک<sup>۸</sup> یا مدول بالک غیر متخلخل ( $K_{SK}$ )، تخلخل و درجه‌ی اشباع را درگیر می‌کند، استفاده می‌شود (روابط ۵):<sup>[۲۱]</sup>

$$K_{SK} = \frac{K_{SKi}}{\lambda + K_{SKi} \cdot D_{\lambda} \cdot n}$$

$$K = \frac{K_i}{\lambda + K_i \cdot D_{\lambda} \cdot n}$$

$$n_{cur} = \max[0, (\varepsilon_{air} - \varepsilon_v)]$$

$$\varepsilon_{air} = n \cdot (\lambda - s) \quad (۵)$$

که در آن‌ها،  $k_i$  مدول بالک اسکلت خاک؛  $n_{cur}$  تخلخل جاری؛  $\varepsilon_{air}$  کرنش حجمی مربوط به حجم فضای خالی؛  $\varepsilon_v$  کرنش حجمی؛  $D_{\lambda}$  ( $PWDI$ ) ثابت خاک که سختی خاک را قبل از فرو ریزش فضای خالی کنترل می‌کند؛  $n$  تخلخل خاک و  $S$  درجه‌ی اشباع است.

### ۵.۳. مدول بالک اسکلت خاک (ضریب کرنش حجمی)

مقدار مناسب  $K_{SK}$  ( $PWKS$ )، بین ۱ تا ۲۰ درصد مقدار مدول بالک  $K$  است. برای رسیدن به بیشترین پایداری، زمان تحلیل مناسب و همچنین مقدار فشار آب منفذی تولید شده‌ی منطقی، مقدار  $K_{SK}$  در محدوده‌ی ۵ تا ۲۰ درصد مقدار  $K$  توسط لی پیشنهاد شده است.<sup>[۱۸]</sup>

### ۶.۳. فشار آب منفذی اضافی

وقتی خاک ماسه‌یی اشباع تحت بارگذاری ضربه‌یی قرار می‌گیرد، از رابطه‌ی ۶، برای به دست آوردن تنش مؤثر ( $p'$ ) استفاده می‌شود:

$$u = \frac{K_{sk}}{\lambda + K_{sk} \cdot D_T \cdot n_{cur}} \cdot \varepsilon_v \quad (۶)$$

برای محاسبه‌ی فشار آب منفذی ( $u$ )، از رابطه‌ی ۷ استفاده می‌شود.<sup>[۱۸]</sup>

$$p' = p - u \quad (۷)$$

برای خاک نیمه اشباع، پارامتر  $D_T$  ( $PWD2$ ) - که ثابت خاک برای کنترل فشار آب منفذی قبل از فرو ریزش فضای خالی خاک است - تعریف می‌شود، که تابعی از پارامتر اسکمیتون فشار آب حفره‌ی ( $B$ )؛ تخلخل خاک ( $n$ )؛ درجه‌ی اشباع ( $S$ ) و مدول بالک خاک ( $K_{sk}$ ) است. همان طور که در رابطه‌ی ۸ نشان داده شده است، برای خاک کاملاً اشباع،  $D_T$  برابر صفر است، در این حالت فشار آب منفذی ( $u$ )، به طور خطی با کرنش حجمی ( $\varepsilon_v$ ) در رابطه است. ضریب  $D_T$

۱۴۷ - MAT از پارامتر ورودی شکل‌گیری فضای خالی<sup>۱۲</sup>  $(VDFM)G_f$ ، مطابق رابطه‌ی ۱۳ استفاده شده است:

$$G_f = V_f^{\frac{1}{2}} \int_{\varepsilon_{VP}}^{\alpha} Pd\varepsilon_v = \frac{P_{peak}(\alpha - \varepsilon_{VP})V_f^{\frac{1}{2}}}{2} \quad (13)$$

که در آن،  $\varepsilon_{VP}$  کرنش حجمی در فشار بیشینه است، و  $\alpha$  به عنوان تابعی از حجم المان  $V$  از رابطه‌ی ۱۴ به دست می‌آید:

$$\alpha = \frac{2G_f}{k\varepsilon_{VP}V_f^{\frac{1}{2}}} + \varepsilon_{VP} \quad (14)$$

که در آن،  $\varepsilon_{VP}$  پارامتر ورودی است. بر اساس مطالعات لی،<sup>[۱۸]</sup> با افزایش پارامتر  $\xi$  تا ۰٫۱، زمان تحلیل و تعداد سیکل به طور قابل ملاحظه‌یی بهبود می‌یابد.

### ۱۳.۳. پارامترهای ویسکو خمیری (پارامترهای نرخ -

کرنش)<sup>۱۳</sup> (VN, GAMMAR)

پارامترهای  $V_n$  (VN) و  $\gamma_r$  (GAMMAR)، پارامترهای ویسکو خمیری هستند. لی،<sup>[۱۸]</sup> مقدار مناسب  $\gamma_r$  را در بررسی روان‌گرایی ناشی از انفجار در محدوده‌ی  $10^{-2}$  تا  $10^3$  پیشنهاد کرده است. بزرگی فشار آب منفذی با مقدار  $\gamma_r$  متناسب است. همچنین در مورد پارامتر  $V_n$ ، فشار آب منفذی تولید شده، زمان و تعداد سیکل‌های مورد نیاز برای یک تحلیل کامل به شدت با مقدار  $V_n$  مذکور و همچنین با مقدار  $\gamma_r$  متناسب هستند.<sup>[۱۸]</sup>

### ۱۴.۳. سطح آسیب و حذف المان (DAMLEV, EPSMAX)

سطح آسیب<sup>۱۴</sup> (DAMLEV)، درصدی از آسیب مصالح است، که به ازاء آن المان می‌تواند از تحلیل حذف شود. پارامتر حذف المان<sup>۱۵</sup> (EPSMAX)، بیشینه‌ی کرنش گسیختگی اصلی است که به ازاء آن المان حذف می‌شود. زمانی که کرنش نرم شونده‌ی آسیب افزایش می‌یابد، سختی مؤثر المان خیلی کوچک می‌شود، که باعث اعوجاج شدید مش و پدیده‌ی ساعت شنی<sup>۱۶</sup> می‌شود، و برای رفع آن المان می‌تواند حذف شود. دو پارامتر ورودی DAMLEV و EPSMAX در حذف المان تأثیر گذار هستند. زمانی که DAMLEV برابر صفر باشد، حذف المان اتفاق نمی‌افتد. با در نظر گرفتن مقدار صفر برای پارامتر DAMLEV، از مقدار پارامتر EPSMAX در تحلیل صرف نظر می‌شود.<sup>[۳۵]</sup>

## ۴. مدل‌سازی عددی

در پژوهش حاضر، تمام مراحل مدل‌سازی عددی، در نرم‌افزار ۳٫۲ X ۶۴ LS - PrePost و تحلیل مدل در نرم‌افزار ۷۹۷۱ R ۴٫۲ LS - DYNA انجام و در قسمت ماده‌ی منفجره‌ی مدل و در قسمت خاک از حل - گراویری - لاگرانژی اختیاری (ALE) استفاده شده است.

### ۱.۴. مدل‌سازی هندسی

مدل حاضر، یک مدل سه بعدی شامل یک لایه ماسه‌ی اشباع به عمق ۲۵ متر و عرض ۵ متر در سایر ابعاد در نظر گرفته شده است. قابل ذکر است که در مدل مذکور با بهره‌گیری از تقارن، فقط یک چهارم لایه‌ی ماسه با ابعاد  $25 \times 25 \times 25$  m، بررسی شده است. شکل ۵، حالت ایده‌آلی از مدل مورد نظر را نشان می‌دهد. در

### ۹.۳. بیشینه تعداد تکرار حالت خمیری<sup>۱</sup> (INTRMX)

الگوریتم حالت خمیری در ۱۴۷ - MAT بر اساس روش اصلاح شده‌ی موهر - کولمب است. بر اساس مطالعات لی،<sup>[۱۸]</sup> تعداد تکرار با زمان و تعداد سیکل‌های تحلیل رابطه‌ی مستقیم دارند و بر پایه‌ی نتایج، تعداد تکرار بین ۱۰ تا ۲۰، برای تحلیل روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار پیشنهاد شده است.

### ۱۰.۳. چسبندگی خاک (COH)

تعریف دقیق از خاک غیر چسبیده زمانی بیان می‌شود که چسبندگی خاک برابر صفر باشد. در چسبندگی صفر، تعداد تکرار حالت خمیری مورد نیاز برای رسیدن به هم‌گرایی، احتمالاً از تعداد تکرارهای تعریف شده در مدل تجاوز می‌کند. مقدار چسبندگی پیشنهادی برای رسیدن به هم‌گرایی،  $6/2 \times 10^{-6}$  (GPa) است. مقدار پیشنهادی به صفر نزدیک است، ولی اجازه‌ی رسیدن به هم‌گرایی را می‌دهد.<sup>[۱۸]</sup>

### ۱۱.۳. پارامترهای حالت‌های خمیری (کرنش سخت -

شوندگی)<sup>۱۰</sup> (ET, AN)

برای شبیه‌سازی کرنش سخت شونده‌ی خمیری، رابطه‌ی ۱۱ ارائه شده است، که در آن زاویه‌ی اصطکاک  $(\phi)$ ، به عنوان تابعی از کرنش خمیری مؤثر افزایش می‌یابد:

$$\Delta\varphi = E_t \left(1 - \frac{\varphi - \varphi_{init}}{A_n \varphi_{max}}\right) \Delta\varepsilon_{eff-plastic} \quad (11)$$

که در آن،  $\Delta\varepsilon_{eff-plastic}$  کرنش مؤثر خمیری است. دو پارامتر  $E_t$  (ET) و  $A_n$  (AN)، اثر کرنش سخت شونده‌ی کرنش را کنترل می‌کنند.  $E_t$  مقدار کرنش سخت شونده‌ی خمیری مورد نظر بوده و  $A_n$ ، بخشی از زاویه‌ی اصطکاک بیشینه در زمانی است که سخت شونده‌ی آغاز می‌شود. مقدار این پارامتر در محدوده‌ی  $0 < A_n \leq 1$  است.<sup>[۲۱]</sup> مطالعات لی نشان می‌دهد که مقدار فشار آب منفذی با تغییر  $E_t$  به طور قابل توجهی تغییر می‌کند. تغییرات فشار آب منفذی به ازاء مقادیر مختلف  $A_n$  به اندازه‌ی مقادیر مختلف  $E_t$  تأثیر گذار نیست.<sup>[۱۸]</sup> در مطالعه‌ی در سال ۲۰۰۴،<sup>[۲۶]</sup> در مورد آزمایش‌های فیزیکی و ابزار تئوری برای تعیین مقدار  $A_n$  و  $E_t$ ، اطلاعات دقیقی در دست نبوده است.

### ۱۲.۳. پارامترهای کرنش نرم شونده‌ی (DINT, VDFM)

برای شبیه‌سازی رفتار نرم شونده‌ی، یک الگوریتم آسیب پیوسته بر پایه‌ی انرژی کرنشی در مدل ۱۴۷ - MAT استفاده شده است. معیار آسیب پیوسته به صورت رابطه‌ی ۱۲ است:

$$\xi = -\frac{1}{K_i} \int \bar{P} d\varepsilon_{PV} \quad (12)$$

که در آن،  $\xi$  (DINT) کرنش حجمی در آستانه‌ی آسیب اولیه؛  $\bar{P}$  فشار و  $\varepsilon_{PV}$  کرنش حجمی خمیری است. زمانی که در مدل مصالح، کرنش نرم شونده‌ی لحاظ شود، روش‌های ویژه‌ی برای جلوگیری از حساسیت مش<sup>۱۱</sup> باید اتخاذ شود. حساسیت مش در تحلیل اجزاء محدود - به دلیل متمرکز شدن نرم شونده‌ی در یک المان - باعث تولید نتایج متفاوت می‌شود، به طوری که اندازه‌ی المان کاهش می‌یابد. برای حذف یا کاهش اثرات کرنش نرم شونده‌ی حساسیت مش، پارامتر نرم شونده‌ی  $(\alpha)$  (کرنش در آسیب کامل) باید اصلاح شود، به طوری که اندازه‌ی مش تغییر کند.<sup>[۲۱]</sup> در مدل

جدول ۲. پارامترهای ورودی برای ماسه‌ی اشباع و مقدار آن.

$RO(\rho)$ ( $kg/m^3$ )	$SPGRAV(G_s)$	$RHOWAT(\rho_w)$ ( $kg/m^3$ )	$VN(vn)$
۱۸۴۲/۱۲	۲/۶۸۴۰	۱۰۰۰	۲
$GAMMAR(\gamma_r)$	$INTRMX$	$K(Pa)$	$G(Pa)$
۰	۱۰	$۳/۲۴ \times ۱۰^۷$	$۱/۹۴ \times ۱۰^۷$
$PHIMAX$ ( $\varphi_{max}$ )( $Rad$ )	$AHYP$	$COH$ ( $C$ )( $Pa$ )	$ECCEN(e)$
۰/۶۱۱۰	۴۲۲/۷۰	۶۱۹۹/۷۰	۱
$AN(A_n)$	$ET(E_t)$	$MCONT(\omega)$	$PWDI(D_1)$
۰/۲۵۰۰	۰/۰۱۰۰	۰/۳۷۳۰	۱
$PWKSK$ ( $K_{SK}$ )( $Pa$ )	$PWD2(D_2)$	$PHIRES$ ( $\phi_{res}$ )( $Rad$ )	$DINT(\xi)$
$۶/۴۸ \times ۱۰^۶$	۰	۰/۵۲۳۶	۰/۱۰۰۰
$VDFM(G_f)$	$DAMLEV$	$EPSMAX$	
۱	۰	۱	

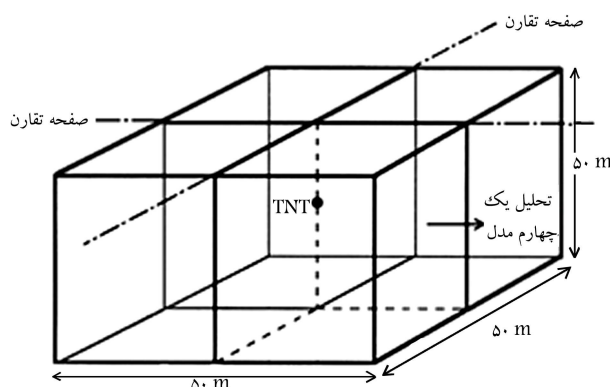
مقدار آن‌ها را برای ماسه‌ی اشباع دلتای رودخانه‌ی فریزر<sup>۱۷</sup> واقع در ونکوور کانادا،<sup>[۱۸]</sup> نشان می‌دهد.

### ۳.۴. تعریف پارامترهای معادله‌ی حالت انفجار

در هیدروکد LS-DYNA، روش مدل سازی مستقیم مواد منفجره به نام High Explosive Burn model (HEBm) موجود است. فشار انفجار توسط الگوریتم LS-DYNA تولید می‌شود، که از معادله‌ی حالت برای مواد شدید الانفجار<sup>۱۸</sup> استفاده می‌کند. در مطالعه‌ی حاضر، از معادله‌ی حالت JWL برای مواد شدید الانفجار و از مدل ماده‌ی MAT - HIGH - EXPLOSIVE - BURN (یا MAT - ۰۸) برای شبیه‌سازی ماده‌ی منفجره استفاده شده است. در معادله‌ی حالت JWL مطابق با رابطه‌ی ۱۵،<sup>[۳۶]</sup> فشار ( $P$ ) به عنوان تابعی از حجم نسبی ( $V$ )، و انرژی اولیه در واحد حجم ( $E$ ) تعریف می‌شود:

$$P = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V}\right) e^{-R_1 V} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V}\right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega E}{V} \quad (۱۵)$$

که در آن،  $A$ ،  $B$ ،  $R_1$ ،  $R_2$  و  $\omega$  ثابت‌های وابسته به انفجار هستند. جدول ۳، پارامترهای مورد استفاده برای TNT در مطالعه‌ی حاضر را ارائه می‌دهد. یکی از میناها و استانداردهای اساسی برای مقایسه‌ی قدرت انفجاری مواد منفجره، انرژی آزاد شده در انفجار ماده‌ی منفجره‌ی TNT است، که دلیل انتخاب آن، درصد خلوص بالا، راحتی در اندازه‌گیری و در دسترس بودن آن است. همچنین TNT از لحاظ کاربرد ایمن است.<sup>[۳۷]</sup> در ضمن مدل ماده‌ی TNT به صورت تجاری در هیدروکدهای LS - DYNA و AUTODYN موجود است.



شکل ۵. حالت ایده‌آل مدل عددی روان‌گرایی ناشی از انفجار.

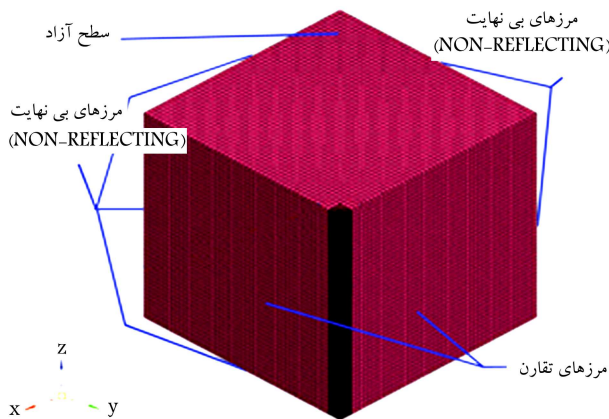
صورتی که مسئله شامل هندسه، بارگذاری و شرایط مرزی متقارن محوری باشد، می‌توان مسئله را به صورت متقارن محوری دو بعدی یا سه بعدی مدل سازی کرد. در مسئله‌ی حاضر، مرکز ماده‌ی منفجره روی محور تقارن مدل قرار دارد و همچنین مدل با هندسه و شرایط مرزی متقارن است. البته در صورت انجام تحلیل سه بعدی، هزینه‌ی محاسباتی و زمان حل مسئله افزایش می‌یابد و نتایج حاصل شده دقیق‌تر و واقع بینانه‌تر خواهد بود. برخی پژوهشگران معتقدند که مدل سازی سه بعدی روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار واقع بینانه‌تر خواهد بود.<sup>[۲۴]</sup> به همین دلیل سعی شده است که مدل سازی به صورت سه بعدی متناسب با شرایط واقعی انجام شود.

### ۲.۴. تعریف پارامترهای ورودی خاک

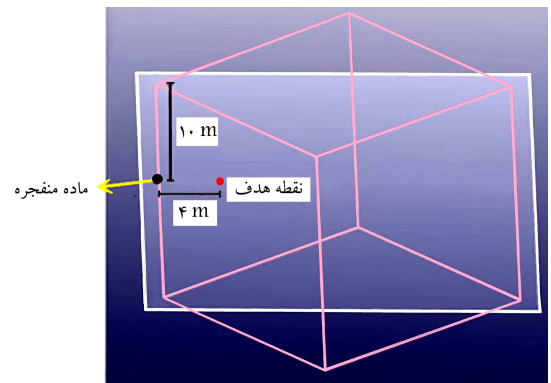
برای اعمال مدل MAT - ۱۴۷ در هیدروکد LS-DYNA، نیاز به تعریف پارامترهای ورودی خاک است. جدول ۲، پارامترهای ورودی، که در بخش ۳ شرح داده شد، و

جدول ۳. پارامترهای مورد استفاده برای مدل سازی TNT.

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	VOD (m/s)	P <sub>CJ</sub> (GPa)	A (GPa)	B (GPa)
۱۷۶۰	۷۴۷۰	۲۴	۷۵۸٫۰۷	۸٫۵۱۳
R <sub>۱</sub>	R <sub>۲</sub>	$\omega$	V	E <sub>۰</sub> (GPa)
۴٫۹	۱٫۱	۰٫۲	۱	۱۰٫۳



شکل ۷. نحوه‌ی شبکه بندی مدل مورد نظر.



شکل ۶. نقطه‌ی هدف در فواصلی معین از منبع انفجار.

بارگذاری انفجار است، که ۲۰۰ ms به طول می‌انجامد و پس از انجام یک سری از تحلیل‌های آزمایشی به دست می‌آید و شامل انفجار ماده‌ی منفجره، انتشار امواج ناشی از انفجار در خاک و تولید فشار آب منفذی اضافی است.

#### ۶.۴. شرایط مرزی استفاده شده در مدل

شرایط مرزی مدل باید با شرایط مرزی واقعی زمین مطابقت داشته باشد. مطابق شکل ۷، در سطح بالایی مدل، که در ارتباط با فضای آزاد است، نیاز به تعریف شرایط مرزی است. در دو سطح تقارن، شرایط مرزی تقارن و در دیگر سطوح، شرایط مرزی بی نهایت یا NON-REFLECTING تعریف شده است. در این حالت امیدانس شوک برابر ۱ است و ۱۰٪ جابه‌جایی و تنش بدون هیچ گونه بازتاب به عقب منتقل می‌شود.

#### ۷.۴. تنظیمات خروجی

در مدل مورد آزمایش، دریافت خروجی مورد نظر در یک نقطه‌ی هدف انجام شده است. همان گونه که در شکل ۶ نشان داده شده است، نقاط هدف در عمق ۱۰ m و در فاصله‌ی افقی ۴ m از مرکز انفجار، که به اندازه‌ی کافی از مرکز انفجار ماده‌ی منفجره و چاله‌ی انفجار فاصله داشته باشد، در مدل تنظیم شده است.

#### ۵. کنترل صحت عملکرد نرم افزار

برای اطمینان از درستی عملکرد صحیح نرم افزار نصب شده، مدل آزمایشگاهی بولتون و همکاران شبیه سازی و با مقایسه‌ی نتایج به دست آمده با نتایج آزمایشگاهی، به هدف مذکور دست یافته شد. در آزمایش مذکور، که آزمایش شوک نام دارد، ماسه‌ی Monterey به صورت یک نمونه‌ی استوانه‌ی بی درون یک سیلندر قرار می‌گیرد

#### ۴.۴. شبکه بندی مدل

با توجه به اینکه افزایش تعداد زون‌ها و کوچک تر شدن آنها موجب افزایش زمان تحلیل، به ویژه در تحلیل‌های دینامیکی خواهد شد، لازم است ابعاد و آرایشی برای شبکه بندی مدل در نظر گرفته شود، تا هم زمان با کاهش زمان تحلیل، دقت نتایج حاصل از آن نیز مطلوب باشد. لازم به ذکر است که مدل مذکور، شامل ۲۷۵ ۱۴۰ المان و ۱۴۸۹۶۴ گره است.

#### ۵.۴. اعمال بارگذاری به مدل

اعمال بارگذاری به مدل با تعیین وزن ماده‌ی منفجره تعریف می‌شود. با توجه به اینکه هدف در پژوهش حاضر، بررسی اثر انفجار زیر سطحی در تولید فشار آب و روان‌گرایی خاک است و انفجار سطحی مورد بحث نیست، ماده‌ی منفجره مطابق شکل ۶، در عمق ۱۰ m به صورت استوانه‌ی بی روی محور تقارن تعبیه شده است. در عمق مذکور، ماده‌ی منفجره به اندازه‌ی کافی از مرزهای بالا و پایین مدل فاصله دارد و مرزها، تأثیری در نتایج انفجار نخواهند داشت. به عبارتی فاصله‌ی کافی ماده‌ی منفجره از مرزها باعث کاهش اندرکنش امواج حجمی، سطحی و سطح زمین و در نتیجه تولید امواج سطحی می‌شود.<sup>[۳۸]</sup>

#### ۱.۵.۴. مدت زمان اعمال بارگذاری

مدت زمان کل فرایند انفجار ۵۰۰ ms در نظر گرفته شده است. با در نظر گرفتن نیروی گرانش، بارگذاری در ۲ مرحله انجام می‌شود: مرحله اول، اعمال بار استاتیکی ناشی از گرانش است. اگرچه اعمال بارگذاری استاتیکی باعث طولانی تر شدن زمان حل می‌شود، اما برای بررسی پتانسیل روان‌گرایی و تولید فشار آب منفذی، اعمال این مرحله از بارگذاری ضروری است.

پس از انجام یک سری از تحلیل‌های آزمایشی مشخص شد که مدت زمان ۳۰۰ ms برای اعمال بار استاتیکی ناشی از گرانش در مسئله‌ی حاضر (مدت زمان از شروع تحلیل تا انفجار ماده‌ی منفجره) کافی است. مرحله‌ی دوم بارگذاری، اعمال

## ۶. نتایج تحلیل حساسیت

شرایط بارگذاری دینامیکی (مقدار TNT) غیر از موارد ذکر شده، در تمامی موارد ثابت و برابر  $5 \text{ kg}$  و در محل مشخص شده در بخش ۵.۴ است.

### ۱.۶. بررسی پارامترهای مربوط به مشخصات خاک

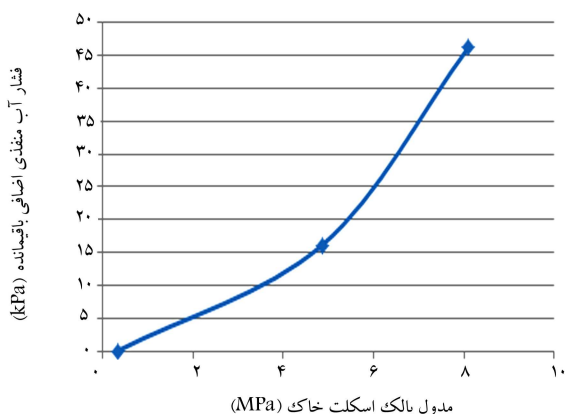
در تحلیل‌های انجام شده، اثر پارامترهای مدول بالک اسکلت خاک ( $K_{sk}$ )، زاویه اصطکاک داخلی بیشینه خاک ( $\varphi_{max}$ )، زاویه اصطکاک داخلی باقی‌مانده خاک ( $\varphi_{res}$ ) و چسبندگی خاک بر روی تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده بررسی شده است.

#### ۱.۶.۱. اثر مدول بالک اسکلت خاک ( $k_{sk}$ )، در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده

در بخش حاضر، مقدار مدول اسکلت خاک برای ۱، ۱۵ و ۲۵ درصد مقدار  $k$ ، که به ترتیب برابر  $0.7324$ ،  $4.7859$  و  $8.7998$  است، در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده بررسی شده است (شکل ۹). مطابق این شکل و همان گونه که انتظار می‌رود، با افزایش مدول بالک اسکلت خاک، فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده تولید شده افزایش می‌یابد. گفتنی است که با افزایش مدول بالک اسکلت خاک، نرخ رشد فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده افزایش می‌یابد. در مقدار مدول بالک برابر  $0.7324 \text{ MPa}$ ، تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده برابر صفر است.

#### ۲.۱.۶. اثر زاویه اصطکاک داخلی بیشینه خاک ( $\varphi_{max}$ )، در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده

در این بررسی، زوایای  $35^\circ$ ،  $45^\circ$  و  $55^\circ$  در نظر گرفته شده است (شکل ۱۰). همان طور که در بخش ۷.۳ ذکر شد، زاویه اصطکاک داخلی بیشینه حدود  $50^\circ$  برای خاک‌های ماسه‌یی، بسیار بالا به نظر می‌رسد. این مقدار برای خاک ماسه‌یی بسیار متراکم مناسب است، که در چنین خاکی احتمال وقوع روان‌گرایی پایین است. هدف در بخش کنونی فقط انجام مطالعه پارامتریک است و با ثابت قرار دادن سایر پارامترها، تأثیر زاویه اصطکاک داخلی بیشینه در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده بررسی شده است. مطابق شکل ۱۰، با توجه به شیب کم نمودار می‌توان گفت که تقریباً پارامتر زاویه اصطکاک داخلی، تأثیری در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده ندارد.

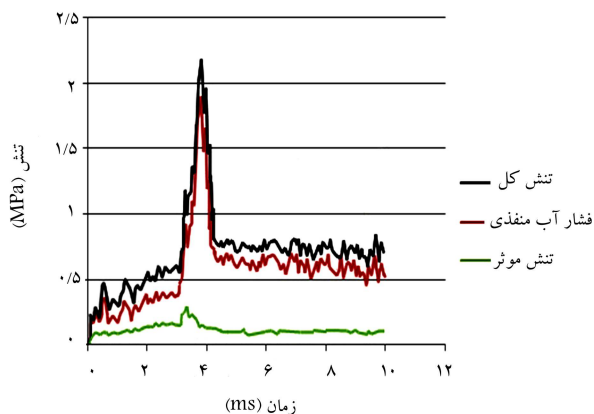


شکل ۹. بررسی اثر مدول بالک اسکلت خاک در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده.

و بارگذاری به صورت یک پالس مثلثی فشاری بر مقطع نمونه‌ی استوانه‌یی وارد می‌شود. قابل ذکر است، آزمایش شوک بولتون و همکاران،<sup>[۲۱]</sup> توسط وانگ و همکاران برای سنجش اعتبار مدل خاک سه فازی با استفاده از نرم‌افزار AUTODYN مدل سازی شده است.<sup>[۲۲]</sup>

در شکل ۸، نتایج عددی حاصل از شبیه‌سازی عددی آزمایش شوک در مطالعه‌ی حاضر ارائه شده است، که مطابق آن، قسمت عمده‌ی تنش وارد از طریق آب منفذی تحمل می‌شود. در ضمن شکل کلی نمودارهای ارائه شده با نتایج به دست آمده وانگ و همکاران،<sup>[۲۳]</sup> مطابقت دارد. اطلاعات به دست آمده از شکل ۸، برای ارزیابی دقیق‌تر در جدول ۴ ارائه شده است. که مقایسه‌ی میان نتایج آزمایشگاهی، نتایج عددی وانگ و همکاران و نتایج مطالعه‌ی حاضر را نشان می‌دهد. همان گونه که قبلاً بیان شده است، معیار بررسی روان‌گرایی ناشی از انفجار، نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده ( $R_{u1}$ ) است. می‌توان مشاهده کرد که  $R_{u1}$  به دست آمده توسط وانگ و همکاران برابر  $0.744$  است، که نسبت به نتیجه‌ی آزمایش، خطای  $7.3\%$  دارد. این مقدار در مطالعه‌ی حاضر  $0.752$  به دست آمده است، که خطای  $2.68\%$  دارد. دلایل خطای به وجود آمده در مطالعه‌ی حاضر را می‌توان این گونه توجیه کرد:

- برای محاسبه فشار آب منفذی از رابطه‌ی ۷، استفاده شده است، که در آن مقدار  $K_{sk}$  ثابت فرض شده است. درحالی که مقدار این پارامتر با گذشت زمان تغییر می‌کند.
- در پژوهش حاضر، مدل خاک MAT - FHWA - SOIL در مورد برخی پارامترها از جمله پارامترهای کرنش نرم شونددگی، بیشینه‌ی تعداد تکرار حالت خمیری و ... محدوده‌ی از مقادیر و با انتخاب مقداری مناسب بر اساس قضاوت شخصی پیشنهاد شده است. تغییر در مقدار این پارامترها می‌تواند باعث تغییر در نتایج شود.
- وانگ و همکاران،<sup>[۲۴]</sup> از مدل پیشرفته‌ی خاک سه فازی در نرم‌افزار AUTODYN استفاده کرده و کد مدل مذکور را نوشته‌اند، که دقت بالایی دارد و به صورت تجاری در دسترس نیست.
- Reid و همکاران،<sup>[۲۶]</sup> در مورد آزمایش‌های فیزیکی و ابزار تئوری برای تعیین مقدار  $A_n$  و  $E_t$  (پارامترهای کرنش سخت شونددگی)، اطلاعات دقیقی در دست ندارند.

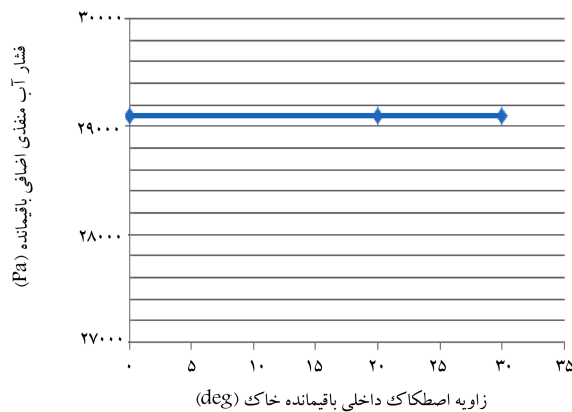


شکل ۸. نتایج عددی حاصل از شبیه‌سازی عددی آزمایش شوک در مطالعه‌ی حاضر.

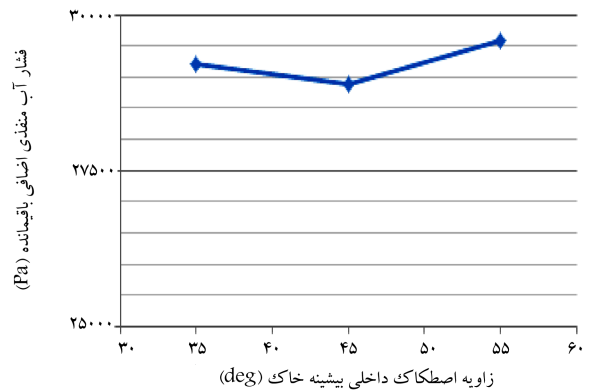


جدول ۴. مقایسه‌ی نتایج عددی و آزمایش روی ماسه‌ی Monterey تحت بارگذاری شوک.

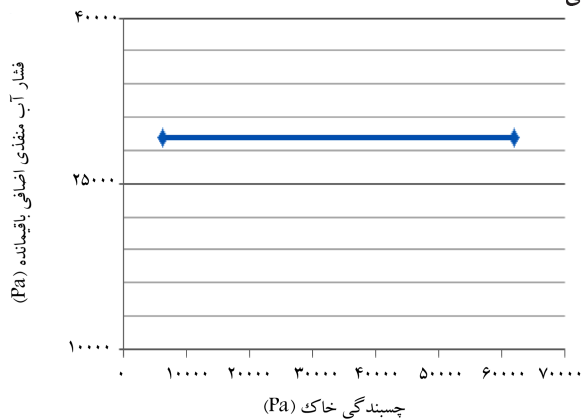
نسبت فشار منفذی باقی مانده‌ی اضافی $R_u$	فشار منفذی باقی مانده‌ی اضافی (MPa)	باقی مانده		اوج		اولیه		
		تنش موثر فشار آب (MPa)	تنش موثر (MPa)	تنش موثر فشار آب (MPa)	تنش موثر (MPa)	تنش موثر فشار آب (MPa)	تنش موثر (MPa)	
۰/۴۱	۰/۰۷	۰/۴۲	۰/۱۱	۱/۸	۰/۲۹	۰/۳۵	۰/۱۷۳	نتایج آزمایش
۰/۴۴	۰/۰۷۸	۰/۴۳	۰/۱۳۵	۱/۸۴	۰/۲۸۸	۰/۳۵۲	۰/۱۷۸	نتایج عددی وانگ و همکاران [۲۴]
۰/۵۲	۰/۰۹۴	۰/۶	۰/۱۲۰	۱/۹۲	۰/۳۰۲	۰/۳۶۰	۰/۱۸۰	نتایج عددی در مطالعه‌ی حاضر



شکل ۱۱. بررسی اثر زاویه‌ی اصطکاک داخلی باقیمانده خاک در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده.



شکل ۱۰. بررسی اثر بیشینه‌ی زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک در تولید فشار آب منفذی اضافی باقیمانده.



شکل ۱۲. بررسی تأثیر چسبندگی در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده.

تعداد تغییر بیشتر در مقدار چسبندگی خاک است.

## ۲.۶. بررسی پارامترهای مربوط به شرایط بارگذاری

در بخش حاضر، انتخاب مقدار ماده‌ی منفجره (TNT) بر اساس مطالعات پیشین بوده [۲۴، ۲۳] و پارامترهای فاصله‌ی پیمایش و مقدار ماده‌ی منفجره بررسی شده است.

## ۱.۲.۶. بررسی اثر فاصله‌ی پیمایش در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده

از جمله پارامترهای مورد استفاده‌ی مربوط به انفجار در خاک در مطالعات پیشین، پارامتر فاصله‌ی پیمایش ( $z = R/W^{\frac{1}{3}}$ ) بوده است. فاصله‌ی پیمایش ( $Z$ )، برابر فاصله‌ی مرکز ماده‌ی منفجره از نقطه‌ی مشاهده ( $R$ )، تقسیم بر ریشه‌ی سوم وزن کل

## ۳.۱.۶. اثر زاویه‌ی اصطکاک داخلی باقی مانده، $\varphi_{res}$ ، در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده

در پژوهش حاضر، مقادیر  $0^\circ$ ،  $20^\circ$  و  $30^\circ$  اتخاذ شده است (شکل ۱۱). البته در خاک ماسه‌ی اشباع با تراکم کم و متوسط، که احتمال رخداد پدیده‌ی روان‌گرایی در آن وجود دارد، زاویه‌ی اصطکاک داخلی باقی مانده تا مقدار صفر کاهش نمی‌یابد. کاهش زاویه‌ی اصطکاک داخلی باقی مانده تا مقدار صفر بعد از گسیختگی در توده‌ی خاک، مربوط به خاک ماسه‌ی اشباع خیلی متراکم است. با این حال در بخش حاضر نیز هدف فقط انجام مطالعه‌ی پارامتریک بوده است. مطابق شکل ۱۱، زاویه‌ی اصطکاک داخلی باقی مانده نیز تأثیری در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده ندارد.

## ۴.۱.۶. اثر چسبندگی خاک در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده

تعریف دقیق از خاک غیر چسبیده زمانی بیان می‌شود که چسبندگی خاک برابر صفر باشد. همان گونه که در بخش ۱۰.۳ بیان شد، زمانی که چسبندگی برابر صفر باشد، سطح تسلیم تمایل به ناپوستگی دارد و رسیدن به هم‌گرایی برای یک حل قابل قبول توسط الگوریتم حالت کشسانی مشکل است. از طرفی لوئیس، [۲۱] مقدار کمی چسبندگی را برای رسیدن حل پایدار برابر  $6/2 \times 10^{-6}$  (GPa) پیشنهاد کرده است. با استناد به مطالب ذکر شده، در مطالعه‌ی حاضر، دو مقدار  $6/2 \times 10^{-6}$  و  $6/2 \times 10^{-5}$  بررسی شده است (شکل ۱۲). که مطابق آن، پارامتر چسبندگی خاک تأثیری در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده ندارد. به دلیل سنگینی موضوع و مدت زمان طولانی تحلیل، با تغییر دو مقدار چسبندگی خاک، میزان تأثیر آن در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی مانده بررسی شده است. روشن است که برای اطمینان از نتایج به دست آمده نیاز به بررسی با

مناسبتی برای مدل سازی و ارزیابی پدیده‌ی روان‌گرایی ناشی از انفجار است. مدل خاک ماسه‌یی اشباع MAT - FHWA - SOIL موجود در LS-DYNA برای ارزیابی روان‌گرایی ناشی از انفجار مناسب است. در مدل مذکور، معیار موهر-کولمب اصلاح شده استفاده شده است، که برای توصیف رفتار خاک‌های غیر چسبیده مطابقت بیشتری با واقعیت دارد.

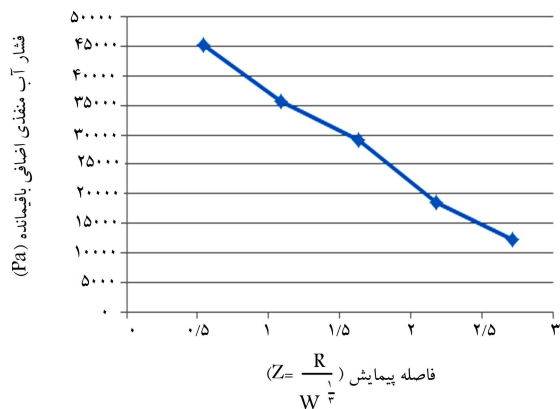
در پروژه‌ی حاضر، از حل‌گر ALE استفاده شده است، که ترکیبی از دقت روش لاگرانژی است، در حالی که برای ثبات از روش اولیری استفاده می‌کند. این روش برای تحلیل تغییر شکل‌های بزرگ تحت محیط‌های بارگذاری شدید مناسب است. روش ALE توانایی و قابلیت‌های هر دو روش لاگرانژی و اولیری را دارد. با توجه به توضیحات ذکر شده، مدل ارائه شده در پژوهش حاضر برای بررسی روان‌گرایی ناشی از انفجار مناسب است و نوشتار حاضر را می‌توان به عنوان مرجع برای علاقه‌مندان پژوهش در این زمینه توصیه کرد.

در پژوهش حاضر، مطالعاتی برای بررسی اثر برخی از پارامترهای ورودی در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده و نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده انجام شده است، که نتایج آن به این شرح است:

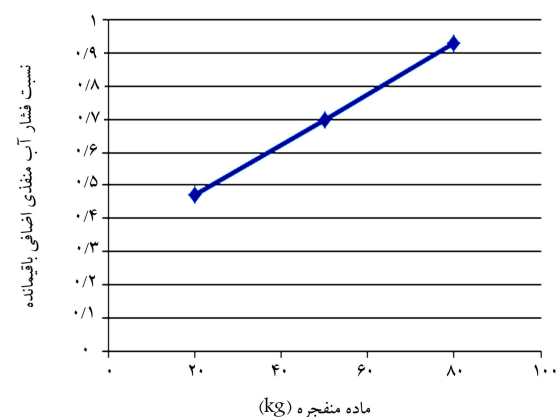
- با افزایش مدول بالک اسکلت خاک ( $K_{sk}$ )، تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده ( $u$ )، افزایش می‌یابد.
- پارامترهای زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیشینه‌ی خاک ( $\varphi_{max}$ )، زاویه‌ی اصطکاک باقیمانده‌ی خاک ( $\varphi_{res}$ ) و چسبندگی خاک ( $C$ )، تأثیری در تولید فشار آب منفذی باقی‌مانده ندارند.
- افزایش مقدار ماده‌ی منفجره (TNT)، باعث افزایش نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده ( $R_u$ ) می‌شود.
- با افزایش فاصله‌ی پیمایش ( $Z$ )، فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده کاهش می‌یابد.

## ۸. پیشنهاد مطالعات آتی

- بررسی اثر درجه‌ی اشباع در پتانسیل روان‌گرایی ناشی از انفجار.
- بررسی روان‌گرایی ناشی از انفجار در خاک‌های ماسه‌یی چند لایه با درجه‌ی اشباع مختلف.
- بررسی توانایی، مزایا و محدودیت‌های حل‌گرهای مختلف در شبیه‌سازی پدیده‌ی روان‌گرایی ناشی از انفجار.
- بررسی اندرکنش خاک و سازه در خاک با پتانسیل روان‌گرایی ناشی از انفجار.
- بررسی اثر عمق در خاک با پتانسیل روان‌گرایی ناشی از انفجار.
- بررسی اثر تقارن در محیط‌های دو بعدی و سه بعدی در شبیه‌سازی روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار.
- استفاده از مدل‌های مصالح دیگر موجود در نرم‌افزار LS-DYNA در بررسی پتانسیل روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار.
- در نظر گرفتن اثر تغییر مدول بالک در مدل MAT - FHWA - SOIL در بررسی پتانسیل روان‌گرایی خاک ناشی از انفجار.



شکل ۱۳. بررسی اثر فاصله‌ی پیمایش در تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده.



شکل ۱۴. بررسی تأثیر مقدار ماده‌ی منفجره در نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده.

ماده‌ی منفجره ( $W^{\frac{1}{3}}$ )، برحسب وزن TNT معادل است. در پژوهش حاضر، مقدار ماده‌ی منفجره برابر ۵۰ kg بوده است. همان‌طور که انتظار می‌رود و از شکل ۱۳ نیز مشاهده می‌شود، با افزایش فاصله‌ی پیمایش (افزایش فاصله از منبع ماده‌ی منفجره) تولید فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده کاهش می‌یابد. نتیجه‌ی به دست آمده در تحلیل حاضر با نتایج به دست آمده توسط پژوهشگران پیشین، [۱۱] مطابقت دارد.

## ۲.۲.۶. اثر مقدار ماده‌ی منفجره در نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده

در بخش حاضر، تأثیر ۲۰، ۵۰ و ۸۰ کیلوگرم TNT در برابر نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده بررسی شده است (شکل ۱۴). همان‌طور که انتظار می‌رفت و مطابق شکل ۱۴، افزایش مقدار ماده‌ی منفجره باعث افزایش نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده شده است. نتیجه‌ی می‌شود که با ۲/۵ برابر شدن مقدار ماده‌ی منفجره (TNT)، نسبت فشار آب منفذی اضافی باقی‌مانده نیز ۲۳٪ افزایش می‌یابد.

## ۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، از نرم‌افزار تحلیل دینامیکی غیر خطی صریح LS-DYNA استفاده شده است. نرم‌افزار مذکور به دلیل توانایی در شبیه‌سازی انفجار، گزینه‌ی

## پانوشت‌ها

1. scaled depth of burial
2. Lyakhov
3. yield Surfaces
4. singularity
5. plasticity algorithm
6. drucker-prager coefficient
7. elastic constitutive behavior
8. skeleton bulk modulus
9. maximum number of plasticity iterations
10. plasticity Parameters (strain hardening)
11. mesh sensitivity
12. void formation parameter
13. viscoplastic parameters (strain-rate parameters)
14. damage level
15. element deletion
16. Hourglassing
17. Fraser
18. high(HE) explosive

## منابع (References)

1. Islamic Republic of Iran Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision manual, "Guideline for assessment of soil liquefaction potential, consequences and mitigation methods No.525", Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs (2012), (In persian).
2. Fragaszy, R.J. and Voss, M.E. "Undrained compression behavior of sand", *J. Geotech. Engrg.*, **112**(3), pp. 334-347 (1986).
3. Charlie, W.A., Veyera, G.E., Durnfold, D.S. and Doehring D.O. "Porewater pressure increases in soil and rock from underground chemical and nuclear explosions", *Engineering Geology*, **43**(4), pp. 225-236 (1996).
4. Henrych, J. *The Dynamics of explosion and its use*, Elsevier, New York (1979).
5. Blouin, S. "Liquefaction evidence observed in various explosive events", *International Workshop on Blast-induced Liquefaction*, Maidenhead, UK, pp. 95-110 (1978).
6. Charlie, W.A., Hubert, M.E., Schure, L.A., Veyera, G.E. and et al. "Blast-induced soil liquefaction: summary of literature", Final Report to AFOSR, AD-A19995, Department of Civil Engineering, Colorado State University (1988).
7. Bolton, J.M., Durnfold, D.S. and Charlie, W.A. "One-dimensional shock and quasi-static liquefaction of silt and sand", *J. Geotech. Eng.*, **120**(10), pp. 1889-1974 (1994).
8. Ashford, S. A., Rollins, K. M. and Lane, J. D. "Blast-induced liquefaction for full-scale foundation testing", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **130**(8), pp. 798-806 (2004).
9. Gohl, W. B., Howie, J. A. and Rea, C. E. "Use of controlled detonation of explosives for liquefaction testing", *4th Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, Calif, USA.*, paper No. 913 (2001).
10. Rollins, K. M., Gerber, T. M., Lane, J. D. and Ashford, S. A. "Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **131**(1), pp. 115-125 (2005).
11. Charlie, W. A., Bretz, T. E., Schure, L. A. and Doehring, D. O. "Blast-induced pore pressure and liquefaction of saturated sand", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, **139**(8), pp. 1308-1319 (2013).
12. Hijikata, K., Ishida, T., Tanaka, H., Koyamada, k., Miyamoto, Y., Kontani, O. and Nigbor, R. "Experimental study on soil-pile-structure interaction", *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada*, Paper No. 190, p. 10 (2004). Kato,
13. K., Mason, H.B. and Ashford, S.A. "Ground vibration from blast-induced liquefaction testing in Christchurch, New Zealand", *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Christchurch, New Zealand (2015).
14. Hatzor, Y.H., Gvirtzman, H., Wainshtein, I. and Orian, I. "Induced liquefaction experiment in relatively dense, clay-rich sand deposits", *J. Geophys. Res.*, **114**(B2), pp. 1-22 (2009).
15. Sugano, T., Kohama, E., Mitoh, M. and Shiozaki, Y. "Seismic performance of urban, reclaimed and port areas - full scale experiment at Tokachi port by controlled blasting technique", *The Earthquake Engineering Symposium*, **11**, pp. 901- 906 (2002).
16. Byrne, P.M., Park, S.S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L. and Abdoun T. "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", *Can. Geotech. J.*, **41**(2), pp. 193-211 (2004).
17. Byrne, P.M., Park, S.S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L. and Abdoun T. "Numerical modeling of dynamic centrifuge tests", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 3387 (2004).
18. Lee, W.Y. "Numerical modeling of blast-induced liquefaction", PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Brigham Young University, 67(06B), 3305 (2006).
19. Taylor, P.A. "Modeling the response of variably saturated geomaterials to large strain rate loading", Department of Computational Physics & Simulation Frameworks Presentation, Sandia National Laboratories. Albuquerque, NM, USA (2004).
20. Bell, R.L., Baer M.R., Brannon, R.M., Crawford, D.A., Elrick, M.G., Hertel, E.S.Jr., Schmitt, R.G., Silling, S.A. and Taylor P.A. "CTH user's manual and input instructions", Version 7.0., Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM, USA (2005).
21. Lewis, B.A. "Manual for LS-DYNA soil material model 147", Report FHWA-HRT-04-095, McLean, VA, Federal Highway Administration (2004).
22. Wang, Z., Hao, H. and Lu, Y. "A three-phase soil model for simulating stress wave propagation due to blast loading", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, **28**(1), pp. 33-56 (2004).
23. Wang, Z.Q., Lu, Y. and Bai, C. "Numerical analysis of blast-induced liquefaction of soil", *Journal of Computers and Geotechnics*, **35**(2), pp. 196-209 (2008).

24. Wang, Z., Lu, Y. and Bai, C. "Numerical simulation of explosion-induced soil liquefaction and its effect on surface structures", *Journal of the Finite Elements in Analysis and Design*, **47**(9), pp. 1079-1090 (2011).
25. Abbo, A.J. and Sloan, S.W. "A Smooth Hyperbolic Approximation to the Mohr-Coulomb Yield Criterion", *Computers and Structures*, **54**(3), pp. 427-441 (1995).
26. Reid, J.D., Coon, B.A., Lewis, B.A., Sutherland, S.H. and Murray, Y.D. "Evaluation of LS-DYNA soil material model 147", Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-HRT-04-094. McLean, VA (2004).
27. Klisinski, M. "Degradation and plastic deformation of concrete", Ph.D. Dissertation, Polish Academy of Sciences, Institute of Fundamental Technology Research (IFTR) Report 38 (1985).
28. Fakher, A., *Research Methods in Geotechnics*, University of Tehran Press, 2934, 2nd Edition, Tehran (2014), (In persian).
29. Lu, Y., Wang, Z. and Chong, K. "A comparative study of buried structure in soil subjected to blast load using 2D and 3D numerical simulations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **25**(4), pp. 275-288 (2005).
30. Seed, H.B. and Idriss I.M. "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *J. Soil. Mech. Found. Div.*, ASCE, **97**(SM9), pp. 1249-1273 (1971).
31. Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel, F.Y., Chung, R.M. and Powell, D. "Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method", Build. Sci. Series., 138, National Bureau of Standards, US Department of Commerce, US Governmental Printing Office, Washington, DC (1982).
32. Cabalar, A.F., Cevik, A. and Gokceoglu, C. "Some applications of Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS) in geotechnical engineering", *Comput. Geotech.*, **40**, pp. 14-33 (2012).
33. Eller, J.M. "Predicting pore pressure response in in-situ liquefaction studies using controlled blasting", Master's Thesis, Oregon State University (2011).
34. Studer, J. and Kok, L. "Blast-induced excess porewater pressure and liquefaction experience and application", *International Symposium on Soil under Cyclic and Transient Loading*, Swansea, January, pp. 581-593 (1980).
35. Hallquist, J. O. "LS-DYNA Theory Manual", Version 971, Livermore Software Technology Corporation, Livermore, CA (2003).
36. Jayasinghe, L.B., Thambiratnam, D.P., Perera, N. and Jayasooriya, J.H.A.R. "Computer simulation of underground blast response of pile in saturated Soil", *Computers and Structures*, **120**, pp. 86-95 (2013).
37. Zamani, J. "Introduction to mechanics of explosion", Khajeh Nasir University Press, Tehran, (2012), (In persian).
38. Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey, USA (1996).