

### چکیده

وقوع پدیده روانگرایی در زلزله‌های مخرب گذشته، باعث بروز خسارت‌هایی به سازه‌ها شده است. در این میان، نشست‌های ماندگار سازه‌های مستقر بر پی‌های سطحی که بر خاک‌های روانگرا بنا شده بودند، خسارت‌های چشمگیری را به همراه داشته است. تحقیقات زیادی به منظور ارزیابی مقادیر نشست پی‌های سطحی بر خاک‌های روانگرا، بررسی پارامترهای تأثیرگذار و ارائه راهکارهایی جهت مقابله با آن انجام شده است. یکی از تأثیرگذارترین پارامترها، مشخصات زلزله ورودی می‌باشد که کمتر مورد بررسی قرار گرفته و معمولاً اثر زلزله ورودی را با شتاب بیشینه آن لحاظ می‌کنند. در این تحقیق، به بررسی اثر مشخصات زلزله ورودی با استفاده از مدل‌سازی عددی پرداخته شده است. برای این منظور، ابتدا مدل عددی ساخته شده با نرم‌افزار تفاضل محدود *FLAC*، با نتایج یک آزمایش سانتریفیوژ، صحت‌سنجی شده و بعد از آن، نشست سازه مستقر بر خاک روانگرا تحت بارگذاری‌های مختلف بررسی می‌شود. نتایج این تحقیق نشان می‌دهند که پارامتر شتاب بیشینه زلزله، به تنهایی نمی‌تواند اثر زلزله ورودی را در نظر بگیرد و تأثیر پارامترهای نشان‌دهنده محتوای فرکانسی زلزله مانند پریود میانگین، قابل توجه است. در مقابل، پارامترهایی که بر حسب سرعت حرکت زمین هستند، نظیر سرعت بیشینه زلزله ورودی، به تنهایی همبستگی بسیار خوبی با نشست پی‌های سطحی مستقر بر خاک مستعد روانگرایی دارند.

**کلمات کلیدی:** روانگرایی، نشست پی، پارامترهای موج، مدل‌سازی عددی، فشار منفذی اضافی

## تأثیر مشخصات بار لرزه‌ای بر نشست دائمی پی‌های سطحی مستقر بر ماسه مستعد روانگرایی

محمدعلی مرادی

دانشجوی کارشناسی ارشد، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

یاسر جعفریان (نویسنده مسؤل)

استادیار، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی

زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

E-mail: yjafarianm@iiees.ac.ir

### 1- مقدمه

با این حال، به دلیل پیچیده بودن مسئله و تعدد پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار این گونه از پی‌ها و خاک‌ها، هنوز روش‌های طراحی جامعی برای پی‌های سطحی مستقر بر خاک‌های با قابلیت روانگرایی ارائه نشده است. پژوهش‌های انجام شده در این حوزه در سه گروه زیر قرار می‌گیرند:

#### 1-1- مشاهدات صحرائی

محققان زیادی پس از زلزله‌های مخرب، با حضور در محل حادثه، به جمع‌آوری اطلاعاتی نظیر مقادیر نشست‌ها با توجه به ابعاد سازه، مشخصات خاک منطقه مورد بررسی و ... پرداختند و نمودارهایی برای ارزیابی رفتار پی‌ها ارائه داده‌اند.

در بسیاری از زلزله‌های مخرب گذشته نظیر زلزله‌های نیگاتای ژاپن (1964)، لوزان فیلیپین (1990) و کوکائلی ترکیه (1999)، پدیده روانگرایی در سطح گسترده‌ای از یک منطقه مستعد روانگرایی مشاهده شده است که باعث بروز خسارت‌های فراوانی به ساختمان‌ها، راه‌ها، پل‌ها، سدها و ... شده است. از میان این خسارت‌ها، تغییر شکل (شامل نشست و دوران) پی‌های سطحی سازه‌ها، به وفور مشاهده شده است. به منظور تخمین مقادیر تغییر شکل لرزه‌ای پی‌های سطحی متکی بر خاک‌های روانگرا و همچنین ارائه راهکارهایی برای بهبود رفتار لرزه‌ای آنها، باید عوامل مؤثر بر رفتار این پی‌ها تعیین شود که این امر، مستلزم انجام تحقیقات وسیع و گسترده در این زمینه می‌باشد.

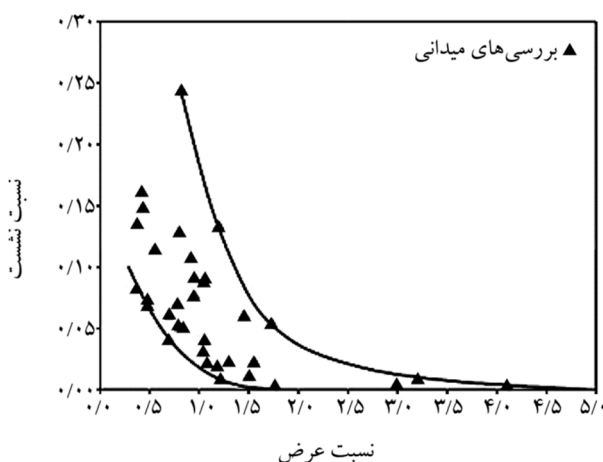
## 1-2- مطالعات آزمایشگاهی

آزمایش‌های سانتریفیوژ و میز لرزه در مراکز مختلف جهان به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای پی‌های سطحی متکی واقع بر خاک روانگرا و عوامل تأثیرگذار بر نشست‌ها انجام شده است که می‌توان به آزمایش‌های یوشیمی و توکیماتسو [1]، آرومولوی و همکاران [3]، لیو و دبری [4]، هاسلر [5] و دشتی و همکاران [6-7] اشاره کرد. دشتی و همکاران [7] در آزمایش‌های خود به بررسی مکانیسم‌های تغییر شکلی پی و تأثیر هر یک از آنها در تغییر شکل نهایی پرداختند. آنها نتیجه گرفتند که نشست کلی سازه ناشی از کرنش‌های حجمی و کرنش‌های انحرافی (برشی) است که بسته به شرایط آزمایش، درصد تأثیر هر یک، متفاوت می‌باشد و مقدار نشست نهایی سازه، متناسب با ضخامت لایه روانگرا نیست. تغییر شکل‌های ناشی از اندرکنش خاک و سازه، در نتیجه برش خاک نرم شده زیر پی تحت بارگذاری دینامیکی، معمولاً یک مکانیسم غالب در تغییر شکل کلی سازه است. گرادبان‌های هیدرولیکی گذرای بزرگی نیز نزدیک پی ایجاد می‌شود که به دلیل ایجاد زهکشی‌های موضعی در حین زلزله، باعث ایجاد کرنش‌های حجمی می‌شود. آنها تأکید کردند که هیچ‌یک از این دو مکانیسم تغییر شکل، به ضخامت لایه روانگرا وابسته نیستند. به همین دلیل، نرمالایز کردن مقادیر نشست‌ها به ضخامت لایه روانگرا، امری اشتباه و گمراه کننده است [7].

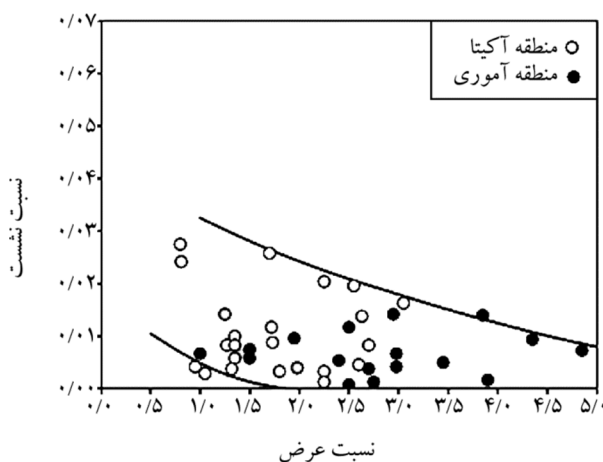
## 1-3- مطالعات عددی

برخی از محققان با استفاده از روش‌های عددی نظیر اجزای محدود و تفاضل محدود و به کار گرفتن مدل‌های رفتاری پیشرفته برای خاک‌های روانگرا که توانایی در نظرگیری تولید و استهلاک فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در زلزله را دارند، به بررسی رفتار لرزه‌ای پی‌های سطحی مستقر بر خاک‌های روانگرا پرداخته‌اند. در این تحقیقات از نتایج تست‌های سانتریفیوژ، میز لرزه و یا مشاهدات صحرائی به منظور صحت‌سنجی عملکرد مدل عددی استفاده شده است. از جمله این پژوهش‌ها می‌توان به الگامال و همکاران [8]، پوپسکو و همکاران [9]، آندریانو پولوس و همکاران

یوشیمی و توکیماتسو [1] نشست 35 ساختمان بتن مسلح را در زلزله سال 1964 نیگاتای ژاپن بررسی کردند. آنها مقادیر نشست و عرض پی را به مقدار ضخامت ماسه روانگرا شده نرمالایز کردند (شکل 1). با توجه به این شکل، با افزایش عرض ساختمان مقادیر نشست کاهش می‌یابد. لیو [2] مقادیر نشست مخازن نفت مناطق آموری و آکیتا بعد از زلزله سال 1983 Nihonkai-Chubu ژاپن را در شکل (2) ارائه کرد. در این شکل هم مشاهده می‌شود که با افزایش عرض پی، مقادیر نشست کاهش می‌یابد. مقادیر نسبت نشست در شکل (2) کمتر از 3 درصد است، درحالی‌که در شکل 1 این مقادیر به 25 درصد نیز می‌رسد که ظاهراً خاک در این موارد، مقاومت برشی خود را از دست داده است.



شکل (1): نشست سازه در زلزله 1964 نیگاتای ژاپن [1]



شکل (2): نشست مخازن نفت در زلزله 1983 Nihonkai-Chubu ژاپن [2]

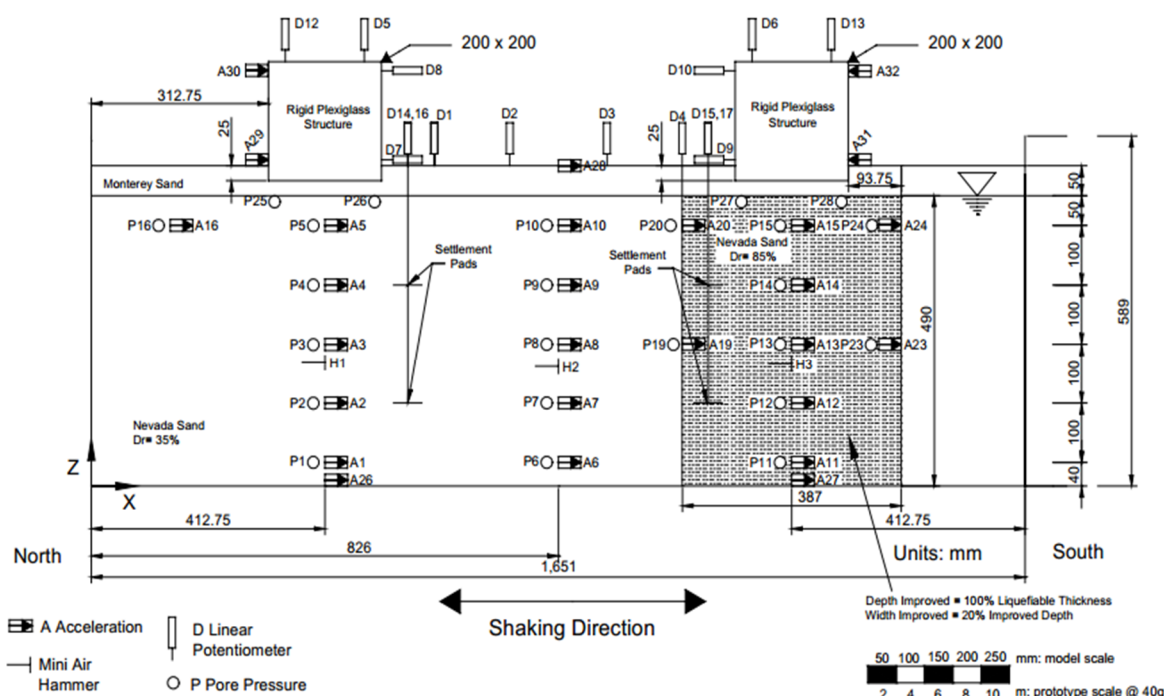
سریع مهندسان، نمودارهای طراحی نیز ارائه کردند. با توجه به تحقیقات وسیع انجام شده در زمینه نشست پی‌های سطحی متکی بر خاک‌های روانگرا، تاکنون اثر پارامترهای زلزله ورودی بر مقادیر نشست سازه‌ها و اینکه کدام پارامتر بهترین همبستگی را با مقادیر نشست دارد، به خوبی شناخته نشده است. در این تحقیق، ابتدا به معرفی آزمایش سانتریفیوژ انجام شده توسط هاسلر [5] و مدل رفتاری مورد استفاده برای ماسه روانگرا پرداخته شده است. سپس مدل‌سازی عددی تشریح و نتایج آن با نتایج آزمایش سانتریفیوژ صحت‌سنجی شده است. در پایان نیز به بررسی اثر پارامترهای موج ورودی بر مقادیر نشست پرداخته شده است.

## 2- معرفی آزمایش سانتریفیوژ

در این تحقیق به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی، از نتایج آزمایش سانتریفیوژ هاسلر [5] استفاده شده است. هاسلر [5] در آزمایش‌های خود به بررسی اثر بهسازی زمین با استفاده از تراکم بر کاهش مقادیر نشست پی‌های سطحی متکی بر خاک‌های روانگرا پرداخت. هندسه مدل سانتریفیوژ مورد نظر در شکل (3) نشان داده شده است.

[10]، شهیر و پاک [11] کارامیتروس و همکاران [12] اشاره کرد. در این تحقیقات به بررسی عوامل تأثیرگذار بر نشست پی‌ها نظیر ابعاد پی، زلزله ورودی، ابعاد سازه واقع بر پی، فشار سربار ناشی از وزن سازه و پی، ضخامت لایه روانگرا و مشخصات آن و ... پرداخته شده است.

شهیر و پاک [11] در تحقیق خود، با انجام تحلیل‌های سه‌بعدی همبسته، به بررسی تأثیر پارامترهای مختلف بر مقادیر نشست پرداختند و رابطه‌ای برای مقادیر نشست ارائه دادند. آنها مقادیر نشست و عرض پی را بر ضخامتی از لایه که دچار روانگرایی شده است، تقسیم کردند و با این کار، اثر عدم قطعیت‌های مربوط به مشخصات خاک و موج ورودی را کاهش دادند. آنها از یک زلزله‌ی ورودی مشخص با 4 سطح شتاب بیشینه استفاده کردند و اثر دیگر مشخصات موج زلزله را در نظر نگرفتند. کارامیتروس و همکاران [12] به محاسبه‌ی نشست دینامیکی پی‌های سطحی نواری و مستطیلی متکی بر خاک‌های روانگرا با یک لایه سطحی رس پرداختند و نشان دادند که با افزایش ضخامت و چسبندگی لایه سطحی رس، مقادیر نشست دینامیکی کاهش چشمگیری پیدا می‌کند. همچنین برای سادگی و استفاده



شکل (3): هندسه مدل سانتریفیوژ - ابعاد در مقیاس مدل آزمایشگاهی [5]

می شود. این مدل توانایی دارد تا تحلیل کاملاً همبسته انجام دهد که محاسبات مکانیکی و جریان آب به صورت همزمان و موازی لحاظ شوند.

ویرایش اولیه مدل UBCSAND که به طور گسترده برای تحلیل های دینامیکی مورد استفاده قرار گرفت، در سال 2002 تکمیل شد و به عنوان مدل UBCSAND ویرایش 904a شناخته شد. این ویرایش به عنوان ویرایش پایه برای کدهای اصلاح شده بعدی می باشد. یکی از این اصلاحات، ویرایش 904aR می باشد که تمرکز ویژه آن روی پیش بینی فشار آب منفذی اضافی در زمانی که تنش برشی استاتیکی قابل ملاحظه ای موجود باشد، است. در این تحقیق نیز از این ویرایش جهت پیش بینی رفتار ماسه تحت بارگذاری استفاده شده است.

در مدل رفتاری UBCSAND، مؤلفه الاستیک پاسخ خاک با مدول برشی  $G^e$  و مدول بالک  $B^e$  به صورت زیر مشخص می شوند:

$$G^e = K_G^e \cdot P_a \cdot \left( \frac{\sigma'}{P_a} \right)^{n_e} \quad (1)$$

$$B^e = \alpha \cdot G^e \quad (2)$$

که  $K_G^e$  عدد مدول برشی است که به چگالی نسبی وابسته است و بین 500 برای ماسه سست و 2000 برای ماسه متراکم، متغیر می باشد.  $P_a$  فشار اتمسفر،  $\sigma'$  تنش همجانبه میانگین در صفحه بارگذاری،  $n_e$  بین 0/4 و 0/6 و تقریباً برابر 0/5 و  $\alpha$  به نسبت بواسون مرتبط است.

کرنش های پلاستیک با سطح تسلیم و قانون جریان کنترل می شوند. سطح تسلیم به وسیله یک خط شعاعی عبوری از مبدأ فضای تنش همان طور که در شکل (4) نشان داده شده است، بیان می شود. برای اولین بارگذاری برشی، سطح تسلیم با حالت تنش کنونی (نقطه A در شکل 4) کنترل می شود. زمانی که تنش برشی افزایش پیدا می کند، نسبت تنش  $\eta (= \tau / \sigma')$  افزایش می یابد و باعث می شود که نقطه تنش به نقطه B منتقل شود.  $\tau$  و  $\sigma'$  تنش های مؤثر برشی و نرمال در صفحه تنش برشی مؤثر بیشینه هستند. سطح

به منظور بررسی صحت مدل عددی ساخته شده از نتایج آزمایش بدون بهسازی زمین (مدل سمت چپ در شکل 3) استفاده شده است. از آنجا که فاصله مرکز به مرکز دو سازه از هم زیاد می باشد (بیشتر از 4 برابر عرض سازه)، می توان خط مرکزی را به عنوان میدان آزاد فرض کرد و از اثر دو سازه بر هم صرف نظر نمود و هر یک از دو مدل را جداگانه در نظر گرفت. سازه مکعبی صلب دارای ابعاد 8 متر در سه جهت، عمق مدفون 1 متر و فشار تماسی 96 کیلو پاسکال می باشد که روی یک لایه حدوداً 20 متری ماسه نوادا (Nevada) با چگالی نسبی 30 درصد قرار دارد. یک لایه 2 متری خشک ماسه مونتری (Monterey) نیز روی این لایه 20 متری قرار دارد. تراز سیال در 2 متری از سطح زمین قرار دارد. ویسکوزیته سیال 10 برابر ویسکوزیته آب می باشد. مرزهای جعبه بارگذاری کاملاً نفوذناپذیر هستند و زهکشی تنها از سطح مدل انجام می شود. آزمایش تحت شتاب 40g انجام شده است. مدل، تحت شتاب نگاشت مقیاس شده مؤلفه شمال - جنوب زلزله سال 1995 کوبه با بیشینه شتاب 0/15g بارگذاری شده است و تاریخچه نشست سازه و همچنین فشار آب منفذی و شتاب در اعماق مختلف در زیر پی و میدان آزاد ثبت شده است.

### 3- مدل رفتاری مورد استفاده

در این تحقیق، به منظور بررسی رفتار ماسه روانگرا تحت بارگذاری دینامیکی از مدل رفتاری UBCSAND ویرایش 904aR استفاده شده است. UBCSAND یک مدل پلاستیسته تنش مؤثر دو بعدی است که در تحلیل های پیشرفته تنش - تغییر شکل سازه های ژئوتکنیکی استفاده می شود. این مدل برای بررسی رفتار خاک های ماسه ای دارای پتانسیل روانگرایی تحت بارگذاری دینامیکی توسعه یافته است (به عنوان مثال، ماسه ها و ماسه های سیلتی با چگالی نسبی تقریباً کمتر از 80 درصد). در این مدل، رفتار تنش - کرنش برشی خاک با استفاده از یک رابطه هایپربولیک فرضی و کرنش حجمی اسکلت خاک با یک قانون جریان که تابعی از نسبت تنش همان لحظه می باشد، پیش بینی

#### 4- پارامترهای مدل

پارامترهای اصلی الاستیک و پلاستیک مدل UBCSAND به درصد چگالی نسبی و عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده  $N_{1-60}$  وابسته شده‌اند. مقادیر پارامترهای مدل را می‌توان با استفاده از مشاهدات محلی (صحرائی) و نتایج تست‌های برش ساده سیکلی (CSS) به دست آورد. مقادیر پارامترها برای ماسه‌های نوادا و مونتری در جدول (1) ارائه شده است.

جدول (1): پارامترهای کالیبره شده مدل UBCSAND برای ماسه‌های نوادا و مونتری [13]

پارامتر	تعریف	ماسه مونتری	ماسه سست نوادا
$D_r$ (%)	چگالی نسبی	85	35-30
$\rho$ (Mg/m <sup>3</sup> )	جرم مخصوص خشک	1/66	1/46
$n$	تخلخل	0/36	0/44
$N_{1,60}$	عدد نفوذ اصلاح شده نرمالیزه شده SPT	35	4
$K_G^e$	ضریب مدول برشی الاستیک	$21.7 * 15 * (N_{1,60})^{0.333}$	
$m_e$	توان برشی الاستیک	0/5	0/5
$\alpha$	ضریب مدول بالک	ضریب پواسون: $[2(1+\nu)]/[3(1-2\nu)], \nu$	
$K_B$	ضریب مدول بالک الاستیک	$K_G^e \cdot \alpha$	
$n_e$	توان بالک الاستیک	0/5	0/5
$K_G^p$	ضریب مدول برشی پلاستیک	$K_G^e \cdot (N_{1,60})^2 \times 0.003 + 100$	
$n_p$	توان بالک پلاستیک	0/4	0/4
$F_{cs}$ (درجه)	زاویه اصطکاک حالت بحرانی	33	33
$F_{peak}$ (درجه)	زاویه اصطکاک بیشینه	$F_{cs} + N_{1,60} / 5$	
$R_f$	ضریب شکست	$1 - N_{1,60} / 100$	
m_hfac1	پارامتر مدل	1	1
m_hfac1	پارامتر مدل	1	1
m_hfac1	پارامتر مدل	1	1
anisofac	پارامتر مدل	1	1

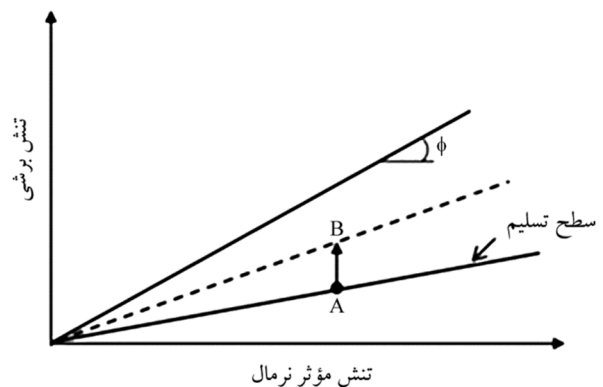
تسلیم به مکان جدیدی که از نقطه B و مبدأ می‌گذرد، منتقل می‌شود که این موجب تشکیل کرنش‌های پلاستیک برشی و حجمی می‌شود. نمو کرنش پلاستیک برشی  $d\gamma^p$  به تغییر در نسبت تنش برشی  $\eta$  وابسته می‌باشد و به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$d\gamma^p = \frac{1}{G^p / \sigma'} \cdot d\eta \quad (3)$$

که  $G^p$  مدول برشی پلاستیک می‌باشد و فرض می‌شود که یک رابطه هایپربولیک بین  $G^p$  و  $\eta$  به صورت زیر برقرار است:

$$G^p = G_i^p \left( 1 - \frac{\eta}{\eta_f} \cdot R_f \right)^2 \quad (4)$$

که  $G_i^p$  مدول پلاستیک در یک سطح پایین نسبت تنش می‌باشد.  $\eta_f$  نسبت تنش در گسیختگی و برابر  $\sin F_f$  می‌باشد که  $F_f$  زاویه اصطکاک بیشینه است.  $R_f$  نسبت گسیختگی می‌باشد که برای برآزش کردن بهترین رابطه هایپربولیک و جلوگیری از پیش‌بینی بیش از اندازه مقاومت در لحظه گسیختگی می‌باشد.  $R_f$  بین 0/7 و 0/98 متغیر است و با افزایش چگالی نسبی، کاهش می‌یابد.



شکل (4): سطح تسلیم در مدل UBCSAND

نمو کرنش حجمی پلاستیک  $d\varepsilon_v^p$  با قانون جریان و طبق رابطه زیر، به نمو کرنش برشی پلاستیک  $d\gamma^p$  مرتبط است.

$$d\varepsilon_v^p = \left( \sin F_{cv} - \frac{\tau}{\sigma'} \right) d\gamma^p \quad (5)$$

که  $F_{cv}$  زاویه اصطکاک حجم ثابت یا زاویه تبدیل فاز می‌باشد.

موتتری در آزمایش هد ثابت، به ترتیب برابر  $8 \times 10^5$  و  $5/3 \times 10^{-4}$  متر بر ثانیه می‌باشد که برای مدل‌سازی عددی، 4 برابر این مقادیر در نظر گرفته می‌شود.

باید توجه داشت که مقدار نفوذپذیری خاک در حین آزمایش تغییر می‌کند. در حین بارگذاری، ذرات خاک به دلیل نشست، به یکدیگر نزدیک‌تر شده و فضای خالی بین ذرات، کاهش می‌یابد و این کاهش فضای خالی بین ذرات، باعث کاهش مقدار نفوذپذیری می‌شود؛ اما این مقدار کاهش، ناچیز است. در مقابل این پدیده، تغییر ساختاری اسکلت و آرایش ذرات خاک در حین زلزله، افزایش فشار آب منفذی و از بین رفتن تماس کامل ذرات خاک، باعث سهولت بیشتر جریان آب از بین ذرات خاک و در نتیجه، افزایش مقدار نفوذپذیری آن می‌شود. پیشنهادهای مختلفی به منظور در نظرگیری تغییرات نفوذپذیری خاک در حین آزمایش وجود دارد. پوپسکو و پریووست [14] مقدار ضریب نفوذپذیری خاک در حین بارگذاری را یک‌چهارم ضریب نفوذپذیری خاک قبل و بعد از بارگذاری دینامیکی در نظر گرفتند؛ اما اکثر محققان، پیشنهادهایی مبنی بر افزایش مقدار ضریب نفوذپذیری خاک در حین بارگذاری به دلیل مسیرهای زهکشی راحت‌تر، ارائه داده‌اند. برخی از محققان، یک مقدار ثابت افزایش یافته برای نفوذپذیری خاک در حین بارگذاری در نظر می‌گیرند. در این روش، میانگینی از مقدار «نفوذپذیری استاتیکی اولیه» و «نفوذپذیری در هنگام روانگرایی»، به عنوان نفوذپذیری ثابت برای تحلیل عددی در نظر گرفته می‌شود. معمولاً در این روش، مقدار نشست، تقریباً خوب پیش‌بینی می‌شود؛ اما تاریخچه فشار آب منفذی به خوبی پیش‌بینی نمی‌شود و با نتایج آزمایشگاهی، تطابق خوبی ندارد. روش دیگر، در نظرگیری مقدار نفوذپذیری به صورت تابعی از پارامترهایی نظیر نسبت فشار آب منفذی یا زمان است. در این روش، مقادیر نشست و فشار آب منفذی با دقت بهتری نسبت به روش قبل، محاسبه می‌شود. در این تحقیق، مقدار نفوذپذیری خاک به صورت تابعی خطی از میانگین نسبت

به دست آوردن مقادیر درجه اشباع و ضریب نفوذپذیری پیچیده می‌باشد. مقدار مدول بالک سیال تابعی از درجه اشباع است و تأثیر قابل توجهی در نرخ افزایش فشار آب منفذی دارد. مدول بالک بالا، باعث افزایش سریع در مقدار فشار آب منفذی در شروع بارگذاری دینامیکی می‌شود (شیب تند تاریخچه فشار آب در شروع بارگذاری دینامیکی). درجه اشباع مدل با استفاده از سرعت موج فشاری ( $P$ ) به دست می‌آید که برای آزمایش سانتریفیوژ حاضر، سرعت موج بیشتر از 1100 متر بر ثانیه است که بیانگر درجه اشباع بیش از 99/9 درصد است [5]؛ بنابراین مقدار مدول بالک سیال، برابر با مقدار مدول بالک آب یعنی 2 گیگا پاسکال که معادل درجه اشباع 1 است، فرض می‌شود.

در پدیده روانگرایی، معمولاً زهکشی آب در حین بارگذاری دینامیکی نیز اتفاق می‌افتد. ضریب مقیاس زمان برای بارگذاری دینامیکی،  $1/N$  (مدل به نمونه واقعی) می‌باشد؛ در حالی که ضریب زمان برای پدیده زهکشی (جریان سیال بین ذرات خاک)  $1/N^2$  می‌باشد؛ یعنی بعد از تبدیل نتایج مدل آزمایشگاهی به نمونه واقعی، فشار آب منفذی در حین بارگذاری دینامیکی در مدل آزمایشگاهی،  $N$  برابر سریع‌تر از نمونه واقعی مستهلک می‌شود. برای رفع این مشکل، بهترین راه، افزایش  $N$  برابری ویسکوزیته سیال در مدل آزمایشگاهی می‌باشد؛ اما با توجه به این که اشباع کردن کامل مدل با سیال با ویسکوزیته خیلی بالا، زمان‌بر و مشکل است، معمولاً از سیال با ویسکوزیته 10 تا 20 برابر ویسکوزیته آب استفاده می‌شود و با این کار، تفاوت در ضریب مقیاس بارگذاری و زهکشی کم می‌شود.

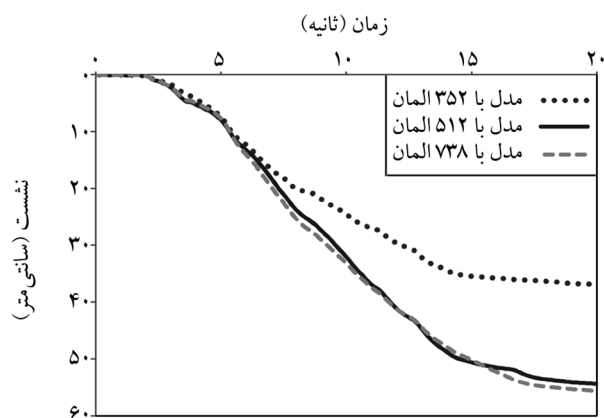
ویسکوزیته سیال مورد استفاده در این آزمایش، 10 برابر ویسکوزیته آب می‌باشد. مدل تحت شتاب گریز از مرکز  $g$  40 قرار می‌گیرد و بارگذاری می‌شود. با توجه به قوانین مقیاس، مقدار ضریب نفوذپذیری ماسه در مقیاس واقعی، 4 برابر مقدار نفوذپذیری ماسه در حالت آزمایش هد ثابت، شتاب  $g$  1 و سیال آب در نظر گرفته می‌شود. مقدار نفوذپذیری ماسه‌های نوادا و



بارگذاری در مدل‌سازی عددی، مرزهای قائم چپ و راست مدل به صورت افقی با دستور Attach در نرم‌افزار، به هم بسته شده‌اند تا به صورت هم‌فاز حرکت کنند. همچنین علاوه بر در نظر گرفتن فاصله مناسب سازه و مرزهای قائم کناری، با اعمال میدان آزاد در مرزهای قائم، اثر انعکاس امواج برگشتی از سازه به مرزها کاهش می‌یابد. مدل آزمایشگاهی تحت شتاب‌نگاشت مقیاس شده مؤلفه شمال - جنوب زلزله سال 1995 کوبه با بیشینه شتاب  $0/15 g$  بارگذاری شده است.

به منظور بررسی اثر اندازه زون‌ها بر نتایج و انتخاب شبکه‌بندی بهینه، سه مدل با 512، 352 و 738 زون ساخته و مقادیر نشست در یک بارگذاری خاص بررسی شد. با مشاهده مقادیر نشست در شکل (5) مشاهده می‌شود که اختلاف نتایج مدل دوم و سوم ناچیز است (به ترتیب 544 میلی‌متر و 556 میلی‌متر). به همین دلیل برای افزایش سرعت تحلیل‌ها از مدل دوم (512 المان، شکل 6) استفاده شده است. در ضمن، محدودیت حداکثر اندازه المان‌ها طبق توصیه راهنمای نرم‌افزار، با توجه به سرعت موج برشی  $C_s$  و حداکثر فرکانس موج ورودی  $f_{max}$  طبق رابطه  $DI \leq \frac{C_s}{10 \times f_{max}}$  برای هر سه مدل، کنترل شده است.

زمانی که مقدار نفوذپذیری لحاظ شده برای مرحله دینامیکی، کمتر از مقدار واقعی در نظر گرفته شود، فشار آب با نرخ بیشتری افزایش پیدا کرده و مقادیر بیشتری را تجربه می‌کند و بالعکس.



شکل (5): تاریخچه نشست سازه برای مدل‌های با تعداد المان‌های متفاوت

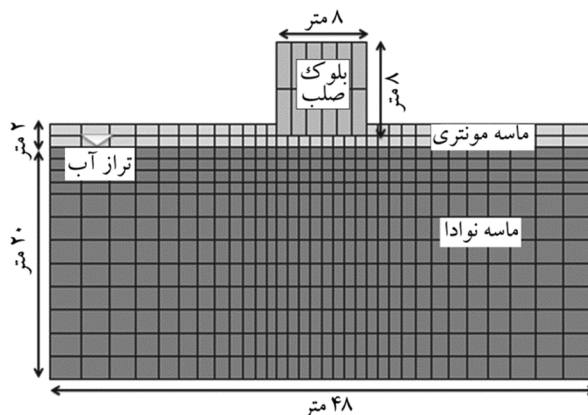
فشار منفذی کل مدل در نظر گرفته شده است که در حین بارگذاری دینامیکی، این مقدار بر حسب فشار منفذی متوسط تولید شده در مدل، اصلاح می‌شود.

ییتی و بایرنی [15] با مقایسه نمودارهای نسبت میرایی و مدول برشی بر حسب کرنش برشی پیش‌بینی شده با مدل UBCSAND و نمودارهای رایج برای ماسه‌ها، به این نتیجه رسیدند که مدل UBCSAND مقادیر میرایی برای کرنش‌های کم (کمتر از 0/01 درصد) را کمتر از واقعیت و برای کرنش‌های زیاد، بیشتر از واقعیت، پیش‌بینی می‌کند. با مقایسه تاریخچه شتاب موج رسیده به سطح زمین در تحلیل عددی و مدل آزمایشگاهی نیز معلوم می‌شود که فرکانس‌های بالا، بیش از حد انتظار در تاریخچه موج دیده می‌شوند که ناشی از میرایی پایین مدل رفتاری می‌باشد. بنابراین برای جبران میرایی پایین مدل در کرنش‌های کم در برخی از مدل‌های رفتاری، علاوه بر میرایی ذاتی مدل، حدوداً 2 تا 4 درصد میرایی رایلی (Rayleigh) در فرکانس غالب موج ورودی اضافه می‌شود که در این تحقیق نیز 2 درصد میرایی رایلی در نظر گرفته شده است.

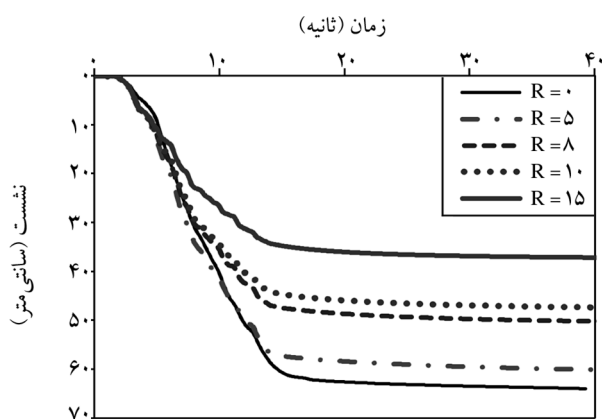
## 5- مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی مدل

در این تحقیق، مدل عددی دو بعدی با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC-2D ویرایش 7 ساخته شده و مدل رفتاری UBCSAND برای ماسه انتخاب شده است. سازه صلب به صورت الاستیک با مدول سختی بالا که به صورت یکپارچه و صلب عمل می‌کند، مدل و برای اتصال آن به خاک، از المان‌های Interface استفاده شده است تا حرکت احتمالی سازه نسبت به خاک (لغزش سازه روی خاک) در نظر گرفته شود. سختی نرمال و برشی المان Interface با توجه به مدول برشی، مدول بالک و کوچک‌ترین عرض المان‌های مجاور در جهت عمود بر Interface تعیین و مقدار زاویه اصطکاک بین سازه و خاک برابر 0/6 زاویه اصطکاک خاک در نظر گرفته شده است. مرزهای چپ، راست و پایین مدل نفوذ ناپذیرند و زهکشی آب تنها از سطح زمین انجام می‌شود. برای مدل‌سازی اثر جعبه

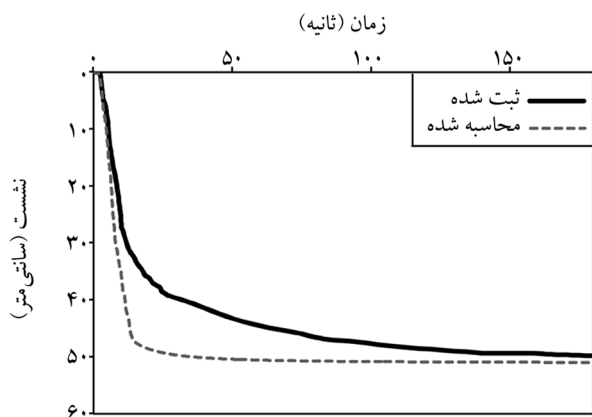
در نظر گیری نشست های ناشی از ته نشینی ذرات ماسه (رسوب) در حین روانگرایی در مدل رفتاری مورد استفاده بر می گردد. البته مدل های رفتاری موجود برای روانگرایی معمولاً توانایی در نظر گیری نشست های ناشی از رسوب و ته نشینی ذرات خاک در حین روانگرایی را ندارند. مدل های رفتاری معمولاً تاریخچه



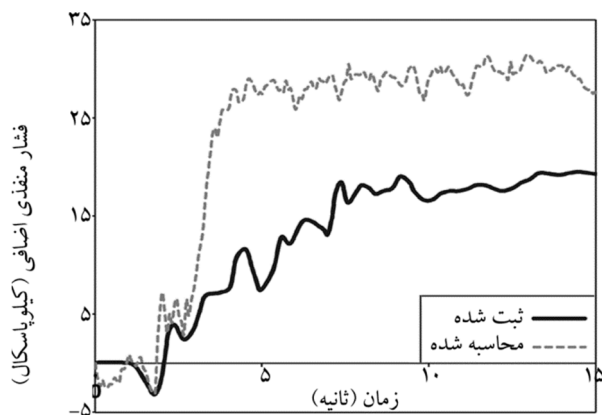
شکل (6): شبکه تفاضل محدود مورد استفاده در تحلیل ها (512 المان)



شکل (7): تاریخچه نشست سازه برای مقادیر مختلف R



شکل (8): تاریخچه نشست سازه در روش عددی (R=8) و آزمایشگاهی



شکل (9): تاریخچه فشار آب منفذی اضافی در روش عددی (R=8) و آزمایشگاهی برای عمق 4 متر

به دلیل این که یکی از مکانیسم های اصلی نشست در میدان آزاد، تراوش آب از سطح زمین است، مقادیر نشست میدان آزاد با افزایش نفوذپذیری، معمولاً افزایش می یابد. اما از آنجا که یکی از مکانیسم های اصلی نشست سازه در حین بارگذاری، کاهش مقاومت برشی خاک زیر سازه به دلیل افزایش فشار منفذی می باشد، با افزایش نفوذپذیری و به تبع آن تولید فشار منفذی کمتر، نشست سازه کمتر می شود. در مرحله بعد از بارگذاری دینامیکی، اگر مقدار نفوذپذیری بیشتر از واقعیت در نظر گرفته شود، فشار آب منفذی سریع تر مستهلک می شود و بالعکس. با کاهش سریع تر فشار آب منفذی، مقادیر نشست پس از زلزله معمولاً کاهش می یابد. در این تحقیق، مقدار نفوذپذیری بر حسب نسبت فشار منفذی به صورت خطی طبق رابطه (6) تغییر می کند:

$$k = k_0 \times (1 + R \times r_u) \quad (6)$$

در این رابطه،  $k_0$  نفوذپذیری استاتیکی و  $R$  ضریب افزایش نفوذپذیری می باشد. تاریخچه نشست سازه در این تحلیل برای مقادیر مختلف  $R$  در شکل (7) نشان داده شده است. پس از انجام تحلیل های مختلف، مشخص شد که بهترین نتایج برای  $R=8$  حاصل می شود. تاریخچه نشست سازه و فشار آب منفذی اضافی در اعماق 4، 12 و 20 متر برای این حالت در شکل های (8) تا (11) نشان داده شده است.

در این تحقیق، مقادیر نشست های پس از زلزله کمتر از مقدار واقعی پیش بینی می شود که این خطا بیشتر به عدم



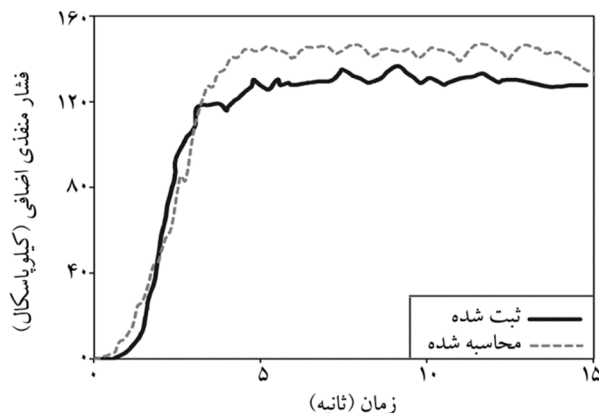
## 6- اثر پارامترهای موج ورودی

پارامترهای مختلفی بر مقدار نشست لرزه‌ای یک پی سطحی متکی بر خاک روانگرا تأثیرگذار است که می‌توان به عرض پی، ضخامت لایه روانگرا، چگالی نسبی لایه روانگرا، ارتفاع سازه، فشار سربار ناشی از سازه و مشخصات زلزله ورودی اشاره کرد. از بین پارامترهای فوق، تأثیر موج ورودی و این که کدام یک از مشخصات موج، ارتباط بیشتری به مقادیر نشست سازه دارد، کمتر مورد بررسی قرار گرفته است.

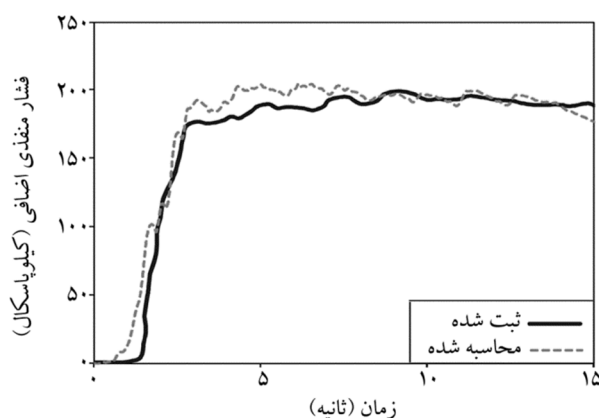
به منظور بررسی اثرات موج ورودی بر نشست سازه، از سه رکورد ثبت شده در زلزله‌های ایرپینا 1980، نورتریج 1994 و لاندروز 1992 استفاده شده است که نام ایستگاه و مشخصات رکورد ثبت شده برای شتاب بیشینه مقیاس شده  $0/1 g$  در جدول (2) ارائه شده است. تاریخچه شتاب این زلزله‌ها نیز در شکل (12) نشان داده شده است. طیف‌های پاسخ رسم شده این سه رکورد برای شتاب بیشینه مقیاس شده  $0/1 g$  در شکل (13) نشان‌دهنده محتوای فرکانس متفاوت سه رکورد می‌باشد. همچنین به منظور بررسی اثرات شدت موج ورودی بر نتایج، رکوردهای زلزله به پنج سطح شتاب بیشینه ( $0/1 g$ ،  $0/05 g$ ،  $0/2 g$ ،  $0/3 g$  و  $0/45 g$ ) مقیاس و در تحلیل‌ها استفاده شده‌اند.

جدول (2): مشخصات موج‌های ورودی با شتاب بیشینه مقیاس شده  $0/1g$

نام زلزله	لاندروز	نورتریج	ایرپینا
نام ایستگاه	Lucerne	CA:LA;GRIFFITH Observatory 270	Bagnoli Irpino
پارامتر	مقدار پارامتر		
شتاب بیشینه (g)	0/10	0/10	0/10
سرعت بیشینه (سانتیمتر بر ثانیه)	4/04	9/33	15/87
جابه‌جایی بیشینه (سانتیمتر)	7/33	1/72	6/84
پریود میانگین (ثانیه)	0/17	0/43	0/67
زمان دوام bracketed) (duration) (ثانیه)	18	15	25

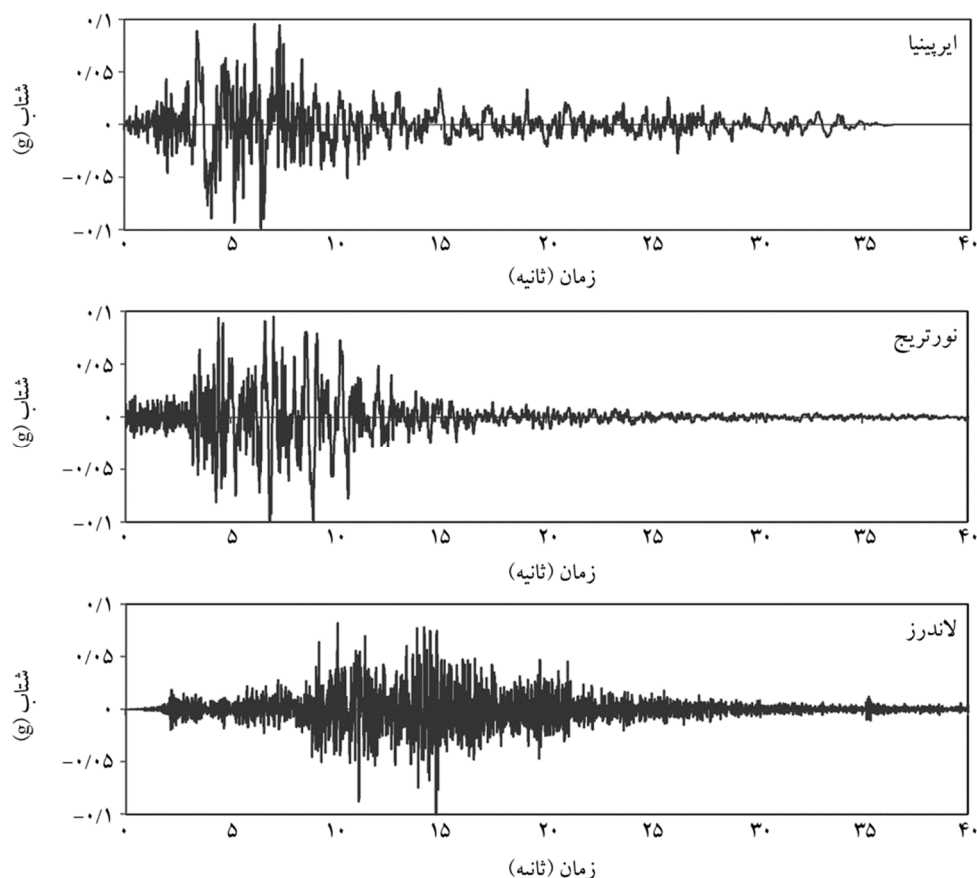


شکل (10): تاریخچه فشار آب منفذی اضافی در روش عددی ( $R=8$ ) و آزمایشگاهی برای عمق 12 متر



شکل (11): تاریخچه فشار آب منفذی اضافی در روش عددی ( $R=8$ ) و آزمایشگاهی برای عمق 20 متر

فشار آب منفذی در اعماق کم راهم به خوبی پیش‌بینی نمی‌کنند. در این تحقیق نیز مقادیر فشار آب منفذی برای عمق 4 متر به خوبی پیش‌بینی نشده است. ولی این مقادیر برای اعماق 12 متر و 20 متر با دقت مناسبی پیش‌بینی شده است. در مدل آزمایشگاهی که یک مدل سه‌بعدی است، مسیرهای زهکشی دو جهته وجود دارد و زهکشی سریع‌تر و راحت‌تر از مدل عددی دو بعدی که مسیر زهکشی یک جهته دارد، انجام می‌شود. این تفاوت در مسیرهای زهکشی، در اعماق کم به دلیل کوتاه‌تر بودن مسیرهای زهکشی، دارای اثر بیشتری می‌باشد. مسیرهای زهکشی طولانی‌تر در مدل عددی نسبت به مدل آزمایشگاهی، باعث تولید فشار آب منفذی بیشتر در مدل عددی در اعماق کم می‌شود که احتمالاً بیشتر بودن مقادیر فشار آب منفذی در عمق 4 متر برای مدل عددی به همین دلیل است.

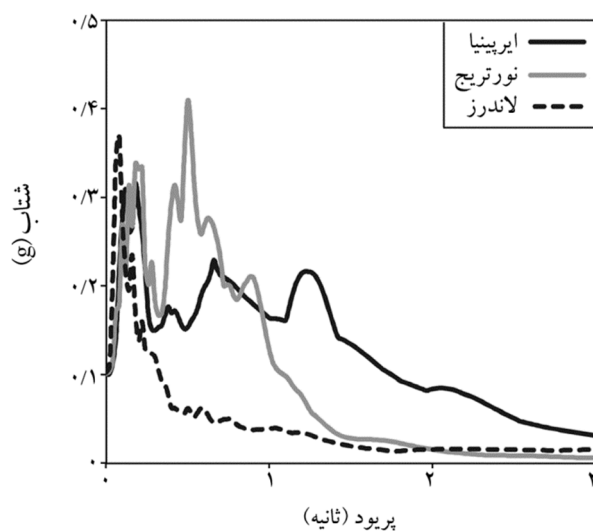


شکل (12): تاریخچه شتاب زلزله‌های ورودی با شتاب بیشینه مقیاس شده 0/1 g

جدول (3): مقادیر نشست سازه برای موج‌های ورودی مختلف در سطوح شتاب بیشینه مختلف

نشست (سانتی‌متر)			شتاب بیشینه (g)
زلزله ایرپینیا	زلزله نورتریج	زلزله لاندروز	
11	4	1	0/05
34	15	4	0/1
96	66	16	0/2
135	95	41	0/3
157	116	74	0/45

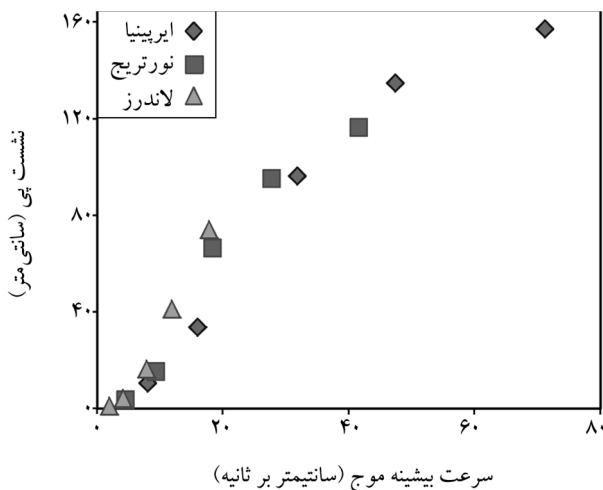
به‌عنوان مثال، مقادیر نشست سازه تحت زلزله ایرپینیا از 2 برابر نشست سازه تحت زلزله لاندروز (در سطوح شتاب بیشینه بالا) تا 11 برابر (در سطوح شتاب بیشینه پایین) متغیر می‌باشد؛ بنابراین استفاده از شتاب بیشینه به‌تنهایی برای پیش‌بینی مقدار نشست سازه، کافی نیست. این موضوع در شکل (14) نیز نمایش داده شده است. جعفریان و همکاران [16] نیز در تحقیق خود نشان دادند که شتاب بیشینه، بهترین پارامتر برای پیش‌بینی فشار آب



شکل (13): طیف‌های پاسخ زلزله‌های ورودی با شتاب بیشینه مقیاس شده 0/1g (میرایی 5 درصد)

مقادیر نشست برای حالات مختلف بارگذاری در جدول (3) آمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر نشست برای شتاب بیشینه‌های یکسان، تفاوت چشمگیری با هم دارند.

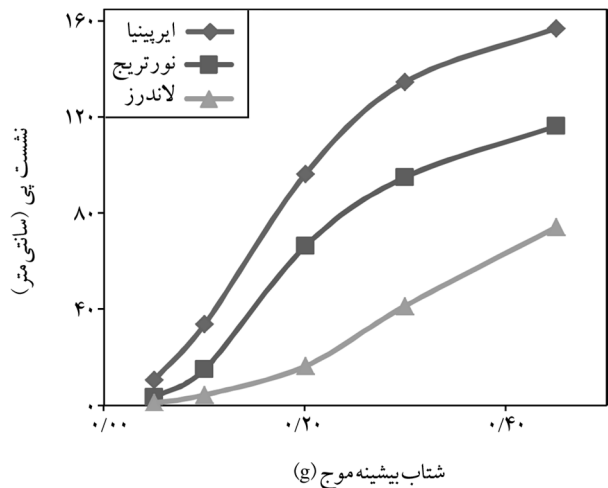
با بررسی تأثیر پارامترهای مختلف موج ورودی بر مقادیر نشست، استنتاج می‌شود که پارامترهای مرتبط با سرعت، همبستگی مناسب‌تری با مقادیر نشست پی سطحی بر خاک روانگرا دارند. به‌عنوان مثال، مقادیر نشست سازه در مقابل سرعت بیشینه موج ورودی در شکل (16) نشان داده شده که بیانگر همبستگی مناسب بین این دو است. در سرعت بیشینه‌های کم، مقادیر نشست به دلیل تولید فشار منفذی اضافی کم، ناچیز می‌باشد؛ اما از سرعت بیشینه حدود 10 تا 15 سانتیمتر بر ثانیه، مقادیر فشار منفذی اضافی قابل توجهی تولید می‌شود و نشست سازه با افزایش سرعت بیشینه، با نرخ بیشتری افزایش پیدا می‌کند. در سرعت بیشینه‌های بالا، ماسه تقریباً در همه‌ی قسمت‌های مدل روانگرا شده است و با افزایش سرعت بیشینه، نشست سازه افزایش چشمگیری پیدا نمی‌کند (نرخ افزایش نشست با افزایش سرعت بیشینه، کم می‌شود).



شکل (16): مقادیر نشست سازه برای موج‌های ورودی مختلف بر حسب سرعت بیشینه موج ورودی

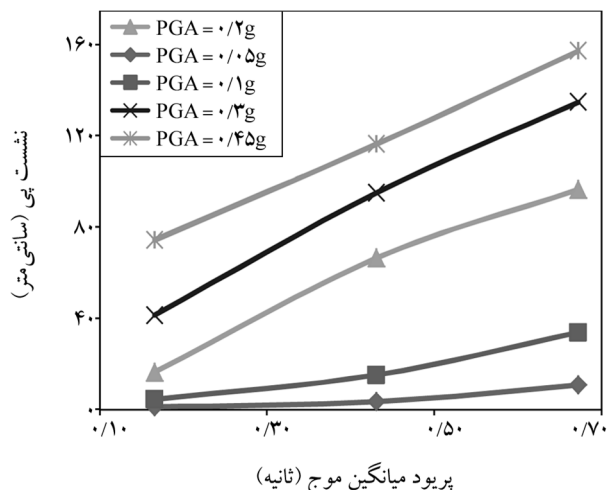
از نتایج فوق می‌توان استنباط کرد که هر دو پارامتر مستقل شتاب بیشینه و پریود میانگین موج ورودی، تأثیر قابل توجهی بر مقادیر نشست سازه دارند؛ اما به‌تنهایی نمی‌توانند ملاک خوبی برای ارزیابی مقادیر نشست سازه باشند. در مقابل، پارامتر سرعت، از آنجا که حاصل ضرب پارامتر شتاب در زمان می‌باشد، اثر هر دو پارامتر شتاب (به‌عنوان مثال، شتاب بیشینه) و زمان

منفذی نیست و پارامترهایی مانند چگالی انرژی کرنشی کل، سرعت مطلق تجمعی با آستانه 5 سانتیمتر بر ثانیه ( $CAV_5$ ) و شدت آریاس، در مقایسه با شتاب بیشینه، همبستگی بهتری با فشار آب منفذی دارند.



شکل (14): مقادیر نشست سازه برای موج‌های ورودی مختلف بر حسب شتاب بیشینه موج ورودی

شکل (15) مقادیر نشست سازه در مقابل پریود میانگین زلزله ورودی در سطوح شتاب بیشینه مختلف را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشخص است، پریود میانگین موج ورودی که معرفی از محتوای فرکانسی موج است، تأثیر بسزایی در مقادیر نشست دارد و با افزایش پریود میانگین، مقادیر نشست سازه افزایش می‌یابد.



شکل (15): مقادیر نشست سازه برای سطوح شتاب بیشینه (PGA) مختلف بر حسب پریود میانگین موج ورودی

پروفیل خاک روانگرا شده نیز دارای فرکانس طبیعی متوسط است، همبستگی مناسبی با مقادیر نشست دارند و می‌توانند به تنهایی معیار مناسبی برای ارزیابی اثر موج ورودی بر مقادیر نشست باشند. البته این نتایج برای شرایط این تحقیق استنتاج شده و برای شرایط متفاوت نظیر پی‌های با عرض بیشتر یا ماسه با تراکم بالاتر، باید بررسی‌های بیشتر و دقیق‌تری انجام شود. لیکن می‌توان پارامتری را یافت که همبستگی مناسبی با مقادیر نشست پی‌های سطحی متکی بر خاک روانگرا که پدیده‌ای پیچیده است، داشته باشد.

### مراجع

1. Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1997) Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes. *Soils Foundations*, **17**(1), 23-38.
2. Liu, H. (1995) An empirical formula for evaluation of buildings settlement due to earthquake liquefaction. *Proceedings of 3<sup>rd</sup> international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*, **1**, 289-293.
3. Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M., and Fruth, L.S. (1992) *VELACS: Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies, Laboratory Testing Program*. Soil Data Rep. Project No. 90-0562, The Earth Technology Corporation, Irvine, CA.
4. Liu, L. and Dobry, R. (1997) Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **123**(6), 557-567.
5. Hausler, E.A. (2002) *Influence of Ground Improvement on Settlement and Liquefaction: A Study Based on Field Case History Evidence and Dynamic Geotechnical Centrifuge Tests*. Ph.D. Dissertation, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, CA.
6. Dashti, S., Bray, J.D., Pestana, J.M., Riemer, M.R., and Wilson, D. (2010a) Centrifuge testing to evaluate and mitigate liquefaction-induced building settlement mechanisms. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **136**(7), 918-929.

(به‌عنوان مثال، پرپود میانگین) را با هم داراست و پارامتری مناسبی جهت در نظرگیری اثر زلزله ورودی می‌باشد. از نگاهی دیگر، در پدیده روانگرایی، فرکانس طبیعی پروفیل خاک از فرکانس‌های بالا به سمت فرکانس‌های متوسط منتقل می‌شود و از آنجا که سرعت نیز یک پارامتر فرکانس متوسط می‌باشد (در مقایسه با شتاب که یک پارامتر فرکانس بالا و جابجایی که یک پارامتر فرکانس پایین است)، همبستگی بهتری با مقادیر نشست سازه دارد. این موضوع در طراحی سازه نیز مشاهده می‌شود؛ به‌گونه‌ای که در انتخاب زلزله طرح برای ساختمان‌ها و سازه‌های بلند که پرپود نوسانی بالایی دارند، سرعت بیشینه معیار مناسب‌تری نسبت به شتاب بیشینه می‌باشد و زلزله‌هایی به‌عنوان زلزله طرح انتخاب می‌شوند که دارای پالس‌های بزرگ سرعت باشند. به‌عبارت‌دیگر، در سازه‌های با پرپود پایین، بین میزان خرابی سازه و شتاب بیشینه همبستگی مناسبی دیده می‌شود؛ ولی در سازه‌های با پرپود بالا، همبستگی بین خرابی سازه و شتاب بیشینه کم شده و در عوض، بین خرابی سازه و سرعت بیشینه همبستگی بیشتری دیده می‌شود.

### 7- نتیجه‌گیری

پارامترهای مختلفی بر مقادیر نشست پی‌های سطحی متکی بر خاک‌های روانگرا تأثیرگذار است که در این میان، اثر پارامترهای موج ورودی زلزله به‌خوبی شناخته نشده است. در این تحقیق به بررسی اثر پارامترهای موج ورودی بر مقادیر نشست سازه پرداخته شده است. برای این منظور، ابتدا مدل عددی ساخته شده با نتایج یک آزمایش ساترفیوژ، صحت‌سنجی شد و سپس مقادیر نشست سازه تحت سه زلزله متفاوت با 5 سطح شتاب بیشینه با هم مقایسه شدند. نتایج نشان داد که پارامترهای شتاب بیشینه و محتوای فرکانسی موج ورودی، هرکدام تأثیر بسزایی در مقادیر نشست دارند؛ اما به‌تنهایی نمی‌توانند معیاری برای ارزیابی اثر موج ورودی بر مقادیر نشست باشند. در مقابل، پارامترهای دارای واحد سرعت، از آنجا که پارامترهای فرکانس متوسط هستند و

7. Dashti, S., Bray, J.D., Pestana, J.M., Riemer, M.R., and Wilson, D. (2010b) Mechanisms of seismically-induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **136**(1), 151-164.
8. Elgamal, A., Lu, J., and Yang, Z. (2005) Liquefaction-induced settlement of shallow foundations and remediation: 3D numerical simulation. *J. Earthquake Eng.*, **9**(1), 17-45.
9. Popescu, R., Prevost, J.H., Deodatis, G., and Chakraborty, P. (2006) Dynamics of nonlinear porous media with applications to soil liquefaction. *Soil Dynamic Earthquake Eng.*, **26**(6-7), 648-665.
10. Andrianopoulos, K.I., Papadimitriou, A.G., and Bouckovalas, G.D. (2010) Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geotechnical structures. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **30**(10), 895-911.
11. Shahr, H. and Pak, A. (2010) Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach. *Comput. Geotech.*, **37**(3), 267-279.
12. Karamitros, D.K., Bouckovalas, G.D., and Chaloulos, I. (2013) Insight into the Seismic Liquefaction Performance of Shallow Foundations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **139**, 599-607.
13. Dashti, S. and Bray, J.D. (2013) Numerical simulation of building response on liquefiable sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **139**, 1235-1249.
14. Popescu, R. and Prevost, J.H. (1993) Centrifuge validation of a numerical model for dynamic soil liquefaction. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **12**(2), 73-90.
15. Beaty, M.H. and Byrne, P.M. (2011) *UBCSAND constitutive model version 904aR*. Documentation Rep., UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Website.
16. Jafarian, Y., Sadeghi Abdollahi, A., Vakili, R., Baziar, M.H., and Noorzad, A. (2011) On the efficiency and predictability of strain energy for the evaluation of liquefaction potential: A numerical study. *Computers and Geotechnics*, **38**, 800-808.



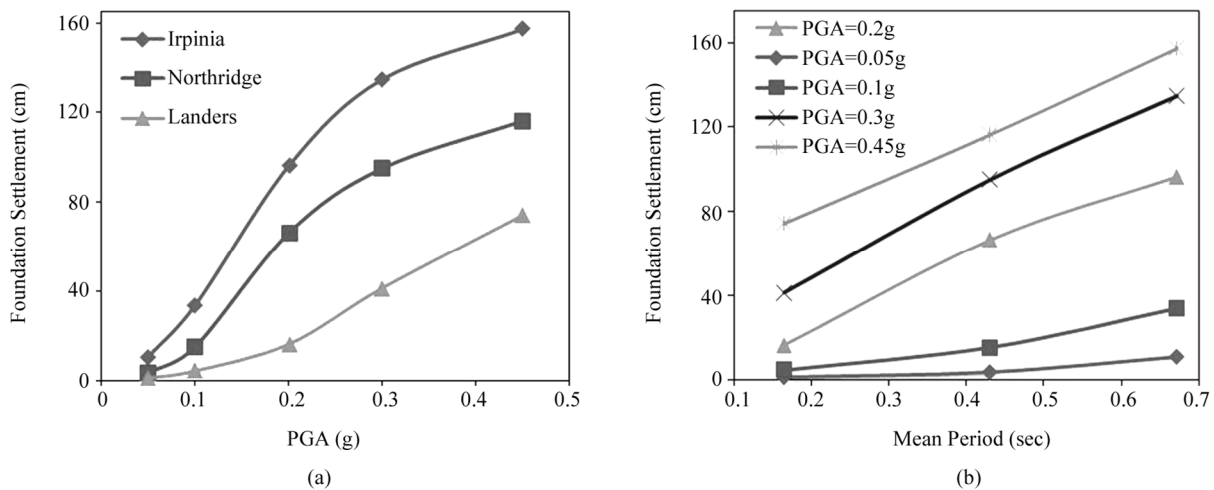
## Role of Seismic Load Characteristics on Permanent Settlement of Shallow Foundations on Liquefiable Sand

Mohamad Ali Moradi<sup>1</sup> and Yaser Jafarian<sup>2</sup>

- 1. M.Sc. Student, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran
- 2. Assistant Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, Corresponding Author, e-mail: [yjafarianm@iiees.ac.ir](mailto:yjafarianm@iiees.ac.ir)

In this study, the role of input motion characteristics on the amount of residual settlement of shallow foundations relied on liquefiable soil is investigated. First, two-dimensional numerical model is created using finite difference software FLAC-2D, and the UBCSAND constitutive model. After verification of the numerical model with the results of a centrifuge test, behavior of foundation is investigated under different earthquake loadings. To evaluate the effect of the input motion characteristics on foundation settlement, three records from Irpinia 1980, Northridge 1994, and Landers 1992 earthquakes are used. The frequency contents of these records are considerably different. These records are scaled to five levels of PGA (including 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.45g) to be used in the analyses.

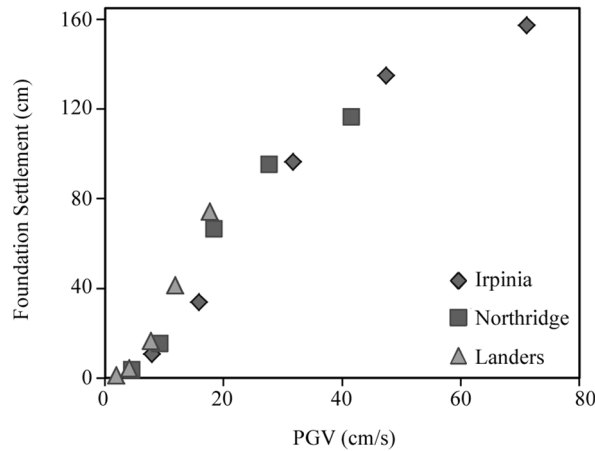
The results of the analyses demonstrate that the amounts of foundation settlement for the same PGA in three records are considerably different. Therefore, the use of PGA alone might be insufficient to predict the amount of foundation settlements. This fact is shown in Figure (1a). Figure (1b) illustrates the amounts of foundation settlement against the mean period of records at different PGA levels. It is observed that the mean period of records which indicates their frequency content, has a significant influence on the values of foundation settlements.



**Figure 1.** The values of foundation settlements against (a) PGA and (b) mean period for different earthquake records

It is concluded from the numerical analyses that the seismic parameters associated with ground velocity have better correlation with settlements of foundation. For example, the amounts of foundation settlements against the peak ground velocity (PGV) of the input motion are shown in Figure (2). This result reveals a high correlation between the ground velocity and the residual settlement of foundation, irrespective of frequency content and PGA of the earthquake records.





**Figure 2.** The amounts of foundation settlement against PGV for different earthquake records

It can be concluded from the results that both PGA and mean period of input motions have significant influence on the amounts of the foundation settlement, but they cannot be a good criteria for evaluating the amounts of the foundation settlements alone. In contrast, velocity-type parameters that are called intermediate-frequency intensity measures can be appropriate for prediction of foundations settlement in liquefaction condition.

These results have been achieved for conditions of the calibrated foundation with its certain inherent parameters such as natural frequency content. For other conditions such as larger foundations' width or sand density, more detailed studies are required.

**Keywords:** Liquefaction; Foundation Settlement; Input Motion; Correlation; Frequency Content