

رفتار لرزه‌ای دیوارهای ساحلی سپری مدفون در لایه مستعد روانگرایی

اشرف ذکری^۱، محمدحسین امین‌فر^{۲*}، عباس قلندرزاده^۳، محمدعلی لطف‌اللهی یقین^۴ و پویان قاسمی^۵

^۱ دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۲ دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۳ دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

^۴ استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۵ کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

چکیده

رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی سپری مهار شده‌ای که بخش مدفون آن در لایه مستعد روانگرایی قرار گرفته است به طور آزمایشگاهی و عددی بررسی شده است. مطالعه آزمایشگاهی با استفاده از مدل فیزیکی بر روی میز لرزه و مطالعه عددی با استفاده از نرم‌افزار DIANA و مدل رفتاری توهاتا-یایی انجام گرفته است. بر این اساس، وجود لایه مستعد روانگرایی در اطراف ریشه دیوار، به علت روانگرایی خاک جلوی ریشه و فشار جانبی بزرگ از سوی خاک پشت ریشه، به گسیختگی بخش مدفون منجر می‌گردد. بیش‌ترین تغییر شکل‌ها در خاک سست حوالی ریشه دیوار متمرکز است. علاوه بر بالا زدگی قابل توجه کف دریا، حرکت جانبی آن نیز باعث کاهش قابل توجه اثر تکیه‌گاهی این لایه برای بخش مدفون دیوار شده و به دوران بزرگ دیوار منجر می‌شود. به دنبال آن، گوه فعالی از قسمت مدفون تا پشت مهار تشکیل می‌گردد و به علت واقع شدن مهارها در این گوه و حرکت توأم با آن، مهارها نیز دچار دوران زیاد می‌شوند. جابه‌جایی تاج و پای دیوار با افزایش دامنه شتاب پایه، افزایش اما با بزرگ‌تر شدن فرکانس حرکت ورودی کاهش می‌یابد. تراکم خاک در طرفین ریشه در طول مناسب باعث کاهش جابه‌جایی‌ها شده و مانع پیش افتادن جابه‌جایی پای دیوار از جابه‌جایی تاج می‌شود.

واژگان کلیدی: دیوار ساحلی، روانگرایی، بهسازی، DIANA.

۱- مقدمه

همچنین توسط فشار جانبی غیرفعال خاک در جلوی بخش مدفون دیوار تأمین می‌شود. رفتار استاتیکی این سازه‌ها بر اساس روش‌های متداول برآورد فشار جانبی خاک در حالات حدی و برقراری روابط تعادل نیرو و لنگر با روش پای مفصلی یا پای گیرداری بررسی می‌شود [۲]. با این حال رفتار دینامیکی دیوارهای مهار شده از پیچیدگی بیشتری برخوردار است. علت اصلی این پیچیدگی تعدد عوامل مؤثر بر رفتار و تأثیرگذاری متقابل آن‌ها بر همدیگر می‌باشد. در واقع، پاسخ این سازه‌ها علاوه بر عملکرد اجزای سازه‌ای، به شدت به رفتار دینامیکی خاک نسبت به حرکت ورودی وابسته است [۳].

عملکرد لرزه‌ای این دیوارها بر اساس قابلیت بهره‌برداری و میزان آسیب‌های سازه‌ای ناشی از تنش‌ها، از قبیل جابه‌جایی تعریف می‌شود. پارامترهای مربوطه عبارتند از: الف) جابه‌جایی‌های مناطق مهم مانند جابه‌جایی سپر و عرشه، جابه‌جایی مهارها، ترک خوردگی خاک اطراف مهار و ب) تنش‌های اجزای سازه‌ای مانند تنش‌های سپر در منطقه بالایی و مدفون، تنش کابل مهاری و تنش در مهارها. به منظور طراحی بر مبنای عملکرد، لازم است معیارهای آسیب با انتخاب مناسبی از عوامل

با توجه به نقش استراتژیک سازه‌های ساحلی در اقتصاد کشور و واقع شدن ایران در منطقه زلزله‌خیز، مطالعه رفتار لرزه‌ای دیوارهای ساحلی دارای اهمیت زیادی می‌باشد. آسیب‌های مشاهده شده طی زلزله‌های اخیر نظیر زلزله کوبه ژاپن ۱۹۹۵ و چی‌چی تایوان ۱۹۹۹ نشان می‌دهد تغییر مکان‌های بزرگ دیوارهای ساحلی و خرابی‌های ناشی از آن عمدتاً به علت تغییر شکل یک لایه نرم یا روانگرا شدن لایه/لایه‌های خاکریز یا پی دیوارها بوده است. در مقابل در شرایطی که خاکریز و خاک پی دچار روانگرایی نشده‌اند، دیوارها رفتار ایمنی طی زلزله بروز داده‌اند [۱]. با این حال چون خاک‌های ساحلی و رسوبات دریا اغلب دارای تراکم کم تا متوسط می‌باشند، احتمال وجود لایه‌های مستعد روانگرایی در خاکریز یا خاک پی زیاد است و لحاظ کردن اثر این لایه‌ها در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ای دیوارهای ساحلی ضروری می‌باشد. دیوارهای سپری مهار شده نوع رایجی از دیوارهای ساحلی هستند که پایداری آن‌ها در مقابل فشار جانبی خاک و آب توسط اجزای سازه‌ای شامل سپر، مهار و میله مهاری،

با توجه به اطلاعات موارد تاریخی، جابه‌جایی بی‌بعد شده دیوارهای سپری (d) نسبت به ارتفاع آن‌ها از تراز لایروبی (H) در ساختمان‌های روانگرا شده برای زلزله‌های معادل با ضریب لرزه‌ای طراحی مطابق جدول (۱) می‌باشد [۴].

جدول ۱- جابه‌جایی نسبی دیوارهای سپری برای زلزله‌های معادل با ضریب لرزه‌ای طراحی [۴]

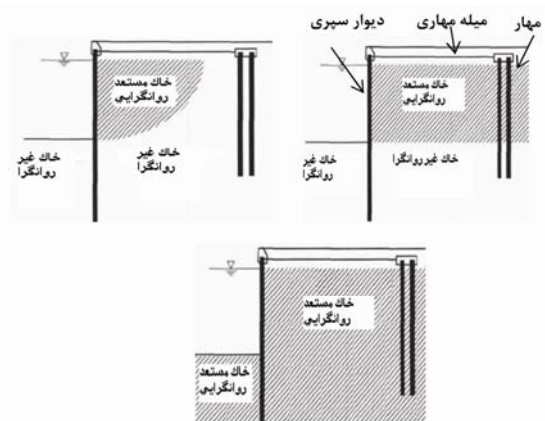
موارد	جابه‌جایی بی‌بعد شده $(d/H)\%$		
	۰-۵	۵-۱۵	۱۵-۲۵
غیر روانگرا	■		
ماسه شل فقط در خاکریز		■	
ماسه شل در خاکریز و مجاور مهار			■
ماسه شل هم در خاکریز و هم خاک زیرین	■		

به علت کاستی‌های روش تحلیل شبه استاتیکی در مناطق مستعد روانگرایی، طی سال‌های اخیر مطالعه رفتار دینامیکی دیوارهای سپری به طور ویژه‌ای مورد توجه محققان قرار گرفته است. هدف اصلی این مطالعات شناسایی ساز و کار گسیختگی دیوارهای سپری در ساختمان‌های روانگرا می‌باشد. تحقیقات در این زمینه با استفاده از روش‌های آزمایشگاهی و عددی انجام می‌پذیرد. در حالی که مطالعات آزمایشگاهی به صورت مدل-سازی‌های فیزیکی مقیاس کوچک در میدان ثقلی $1g$ (آزمایش-های میز لرزه) یا میدان ثقلی ng (آزمایش‌های سانتریفوژ) $5g$ - [۷] و گاه آزمایش با مقیاس واقعی [۸] انجام می‌شوند، مطالعات عددی سعی دارند رفتار آن‌ها را به طریق عددی شبیه‌سازی و پیش‌بینی نمایند.

مؤسسه تحقیقاتی NIED ژاپن برای بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار سپری با خاکریز روانگرا، آزمایش‌هایی با استفاده از میز لرزه بزرگ به ابعاد $۳/۵ \times ۱۲ \times ۶$ متر انجام داده است. آزمایش‌ها با تحلیل دینامیکی غیرخطی دو بعدی به روش تنش مؤثر با استفاده از مدل رفتاری توهاتا-یایی مدل‌سازی شده‌اند. بر اساس نتایج این تحقیق رفتار مجموعه، به ویژه پیش از گسیختگی با دقت قابل قبولی شبیه‌سازی شده است [۵]. جابه‌جایی یکی از دیوارهای سپری آسیب دیده طی زلزله ۱۹۸۳ در بندر آکیتای ژاپن، توسط یایی و کامواکا با استفاده از این مدل تحلیل شده است. طی این زلزله دیوار ۱۶ متری مذکور به علت روانگرایی خاکریز، $۱/۱$ الی $۱/۸$ متر به سمت دریا جابه‌جا شده و در عمق

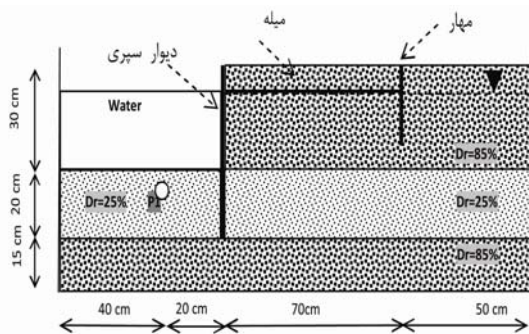
فوق تعریف شوند. همچنین روند مطلوب خرابی با افزایش سطح بار زلزله نیز برای این دیوارها باید تعریف شود. به عنوان مثال در صورتی که تعمیر سپر دشوارتر از تعمیر مهار باشد، لازم است تسلیم مهار قبل از تسلیم سپر اتفاق افتد. با توجه به این که معمولاً تعمیر بخش مدفون دیوار بسیار مشکل‌تر است، این بخش باید مقاومت لرزه‌ای بالاتری داشته باشد. همچنین باید از شکست ترد سپر، شکست کابل مهاری و گسیختگی مهار جلوگیری شود. پایداری سازه‌های مذکور علاوه بر ویژگی‌های بخش‌های سازه‌ای (سپر، میله مهاری و مهار) به شرایط ژئوتکنیکی بستر و خاکریز نیز وابسته می‌باشد. به طور کلی می‌توان سه مد گسیختگی را برای این سازه‌ها در نظر گرفت. با وقوع شکست در میله مهاری یا سپر، گسیختگی مجموعه در رده "تغییر شکل/گسیختگی میله مهاری/سپر" قرار می‌گیرد. اگر تغییر مکان‌های مجموعه به علت تغییر شکل یا گسیختگی مهار باشد، گسیختگی مجموعه به نام "تغییر شکل/گسیختگی در مهار" خوانده می‌شود. اما در شرایطی که خاک اطراف طول مدفون نتواند از "در رفتن" پای دیوار جلوگیری نماید، گسیختگی از نوع "گسیختگی بخش مدفون" خواهد بود [۱].

بر اساس مطالعات میدانی، قرارگیری لایه مستعد روانگرایی در بخش‌هایی از خاکریز یا خاک زیرین به تغییر شکل‌های بسیار بزرگ‌تر منجر می‌شود. علاوه بر دیوارهای موجودی که بدون توجه به خطر روانگرایی در خاک‌های مستعد روانگرایی احداث شده‌اند، موارد عملی متعددی از ظهور چنین لایه‌هایی در بخش‌های حساس دیوار ساحلی وجود دارد. زیرا با توجه به این که دیوارها اغلب دارای طول قابل ملاحظه می‌باشند، تغییر اجتناب-ناپذیر نوع لایه‌ها می‌تواند باعث قرارگیری لایه مستعد روانگرایی در یک یا چند بخش حساس سازه شود. شکل (۱) حالت‌های ممکن قرارگیری لایه مستعد روانگرایی را نشان می‌دهد.



شکل ۱- حالات ممکن قرارگیری خاک روانگرا در ساختمان [۴]

گلاس شفاف به طول ۱۸۰ سانتی‌متر، عرض ۵۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۷۵ سانتی‌متر مورد استفاده قرار گرفت. سازه حایل شامل دیوار، مهارها و کابل‌های مهاری، در بخش میانی جعبه جاسازی شدند. برای ساخت دیوار ساحلی T شکل و همچنین مهار، از پلکسی گلاس استفاده و لایه‌های مختلف خاک با استفاده از ماسه شکسته سیلیسی شماره ۱۶۱ فیروزکوه ریخته شدند. این ماسه از دانه‌بندی یکنواختی برخوردار بوده و از نظر خواص فیزیکی و منحنی‌های دانه‌بندی شباهت بسیاری به ماسه‌های استاندارد توپورا و سنگنیاما دارد [۱۲]. برای دستیابی به درجات تراکم مختلف در لایه‌های خاکی از روش کوبش مرطوب استفاده شده است. به این منظور ۵ درصد آب به ماسه فیروزکوه اضافه شده و خاک در لایه‌های ۵ سانتی‌متری تا رسیدن به درصد تراکم مورد نظر، به دقت در داخل جعبه ریخته و کوبیده شده است. در مراحل مناسب، دیوار، مهار، کابل‌های مهاری و سنسورها در محل‌های از پیش تعیین شده قرار گرفته‌اند. بعد از پرشدن جعبه، قسمتی از خاک جلوی دیوار برای اعمال پیش‌تنیدگی حفاری شده و پس از پیش‌تنیدگی میله مهاری، لایه جلوی دیوار تا تراز لایروبی برداشته شده است. به منظور مشاهده تغییر شکل‌های به وجود آمده در هنگام ایجاد لرزه، شبکه‌ای از ماسه رنگی از جنس ماسه اصلی به ضخامت ۱ سانتی‌متر و ابعاد ۱۰ سانتی‌متری در وجه رو به روی جعبه ایجاد گردیده است. پس از اتمام ساخت مدل، برای خارج کردن هوای موجود در فضای خالی خاک، جهت تسریع فرایند اشباع‌سازی با آب، مدل با گاز دی اکسید کربن اشباع شده است. اشباع مدل با عبور دادن آب از زیر جعبه به صورت تدریجی و با سرعت ثابت انجام گرفته است. مطابق شکل (۲) که هندسه نمونه فیزیکی را نشان می‌دهد، در مدل بدون بهسازی، لایه سست با $D_r=25\%$ تمام بخش مدفون دیوار را در بر گرفته است. اما لایه تحتانی و خاکریز دارای تراکم بسیار زیاد، $D_r=85\%$ می‌باشند.



شکل ۲- هندسه و لایه‌بندی مدل فیزیکی بدون بهسازی

۶ متری از تراز دریا به علت تسلیم سپر فولادی، دچار ترک خوردگی شده بود. در این تحلیل که تنها رفتار پیش از تسلیم دیوار فلزی را مدل نموده است، جابه‌جایی تاج دیوار با دقت مناسبی ۱/۳ متر برآورد شده است [۹]. دیوار سپری ۹ متری شوها-اوهاشی به علت روانگرایی خاکریز و بخش مدفون، طی زلزله ۱۹۶۴ نیگاتا حدود ۵ متر به سمت رودخانه جابه‌جا شده بود. مدل‌سازی عددی این دیوار میزان جابه‌جایی افق را با استفاده از مدل مذکور، ۳/۳۵ متر نشان داده است [۱۰]. با توجه به نزدیکی شکل مدل عددی بعد از گسیختگی به مشاهدات و پیش‌بینی مناسب روند تغییرات فشار آب و جابه‌جایی‌ها، نتایج به دست آمده از چنین مطالعاتی برای شناخت بهتر رفتار دینامیکی سپرها مفید تشخیص داده می‌شوند.

در مقاله حاضر، تأثیر قرارگیری لایه روانگرا در اطراف بخش مدفون دیوار ساحلی سپری مهار شده بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی و تحلیل عددی مورد بررسی قرار می‌گیرد. پس از معرفی روند گسیختگی، تأثیر بهسازی به روش تراکم بر کاهش جابه‌جایی سپر مطالعه می‌شود. دیوار مورد نظر یکی از دیوارهای ساحلی بندر شهید رجایی می‌باشد. این دیوار که دارای ارتفاع کلی ۳۵ متر و طول مدفون ۱۴ متر می‌باشد از المان‌های T شکل بتنی تشکیل شده است که پس از جاگذاری در محل توسط میلگردهای پیش‌تنیده به شمع‌های مدفون در خاکریز مهار شده‌اند. بررسی‌های زیر سطحی پس از ساخت نشان می‌دهند یک لایه مستعد روانگرایی در قسمتی از طول دیوار، بخش مدفون را در بر گرفته است. پیش‌بینی می‌شود رفتار دینامیکی این لایه و روانگرایی آن تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر جابه‌جایی کل مجموعه داشته باشد. مطالعات بهسازی چنین دیوارهایی جهت کاهش آسیب‌های آتی یکی از اهداف تحقیق کنونی می‌باشد. بدین منظور الگوی گسیختگی مدل کوچکی از دیوار با استفاده از میز لرزه شناسایی شده، سپس بر اساس تحلیل عددی مناطق مناسب برای بهسازی تعیین شدند. تحلیل‌های دینامیکی با استفاده از نرم‌افزار DIANA و مدل رفتاری توهاتا-یایی در فضای تنش‌های مؤثر انجام شده‌اند.

۲- معرفی مدل‌های فیزیکی

برای شناسایی رفتار دیوار ساحلی مدفون در ساختگاه مستعد روانگرایی، نمونه کوچکی از دیوار بندر رجایی بر اساس قوانین تشابه [۱۱] ساخته و توسط تجهیزات میز لرزه دانشگاه تهران آزمایش گردید. بدین منظور جعبه ساخته شده از پلکسی

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{xy} \end{Bmatrix} = -B(\varepsilon_p - (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}))^2 \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} + \quad (۴)$$

$$\sum_{i=1}^I Q_i(\gamma_i) \Delta\theta_i \begin{Bmatrix} \cos \theta_i \\ -\cos \theta_i \\ \sin \theta_i \end{Bmatrix}$$

در این روابط، σ' تنش مؤثر و ε کرنش کل و ε_p کرنش پلاستیک می‌باشد. همچنین ضریب B عبارت است از:

$$B = \left(\begin{array}{c} 0.5 k_{ma} \\ -\sigma'_{ma} \end{array} \right)^2 \quad (۵)$$

σ'_{ma} و k_{ma} به ترتیب تنش مؤثر متوسط مرجع و مدول حجمی خاک در آن تنش می‌باشد.

جمله دوم رابطه (۴) تغییر شکل برشی خاک را نشان می‌دهد که برابر مجموع تغییر شکل برشی $I, (i = 1, I)$ مکانیسم برشی است. این مکانیسم‌ها یا فنرهای فرضی یک بعدی تنها دچار تغییر شکل برشی می‌شوند و با توجه به تغییر بردار جهت آن‌ها، اثر دوران محورهای اصلی تنش در نظر گرفته می‌شود.

اسکالر $Q_i(\gamma_i)$ به نحوی تعریف می‌شود که عبارت $\frac{dQ^{(i)}}{d\gamma}$ نشان دهنده مدول برشی مماسی نسبت به $\Delta\theta$ ، یعنی $RL/U^{(i)}$ ، باشد [۱۳]:

$$\Delta\theta = \pi / I \quad (۶)$$

$$RL/U^{(i)} = \frac{dQ^{(i)}}{d\gamma} \Delta\theta \quad (۷)$$

شکل (۳) طرح شماتیک فنرهای چندگانه را نشان می‌دهد.

۳- معرفی مدل عددی رفتار ماسه‌ها تحت بار تناوبی

چالش مهم شبیه‌سازی عددی پدیده روانگرایی که طی آن کرنش‌های بزرگی در خاک رخ می‌دهد، معرفی قوانین رفتاری مناسب برای خاک‌های مستعد روانگرایی می‌باشد. چنین قوانینی باید بتوانند مسیر تنش در نزدیکی خط گسیختگی را طی بارگذاری تناوبی دنبال نموده، حلقه تنش-کرنش را تولید کرده و افزایش دامنه کرنش برشی را محاسبه نمایند. همچنین رفتار خاکی را که به طور غیر ایزوتروپیک تحکیم یافته است، تحلیل کنند. یکی از مدل‌هایی که این الزامات را تأمین می‌کند، مدل رفتاری بر اساس مکانیسم‌های برشی چندگانه می‌باشد [۱]. این مدل که توسط Yai و همکاران معرفی شده است [۱۳، ۱۴] در نرم‌افزار FLIP [۱] و DIANA [۱۵] به کار گرفته شده است. تحلیل‌های دینامیکی و مطالعات پارامتریک مرجع [۱] نیز با استفاده از این مدل انجام گرفته است.

مدل توهاتا-یایی، یک مدل غیر خطی پلاستیک بر مبنای مشاهدات وسیع آزمایشگاهی رفتار ماسه‌ها تحت بار تناوبی در شرایط زهکشی نشده می‌باشد. مهم‌ترین ویژگی‌های آن در نظر گرفتن اثرات دوران محور تنش اصلی بر تنش مؤثر، تحکیم غیر ایزوتروپیک و تاریخچه بارگذاری بر رفتار خاک می‌باشد. تأثیر این عوامل با استفاده از دو مفهوم ویژه بنام مکانیسم مجازی برشی ساده و جبهه روانگرایی بیان می‌شود. با در نظر گرفتن رفتار دو بعدی تحت شرایط کرنش مسطح، مؤلفه‌های تنش مؤثر و کرنش عبارتند از [۱۳]:

$$\sigma'_z = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y}{2} \quad (۱)$$

$$\varepsilon^T = (\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}) \quad (۲)$$

$$\sigma'^T = (\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xy}) \quad (۳)$$

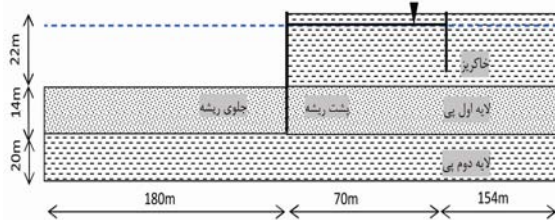
با توجه به معادله اساسی مدل، رابطه (۴)، در واقع این مدل، ساز و کار حرکت تناوبی را به دو بخش تجزیه می‌نماید که یکی از آن‌ها (جمله اول سمت راست رابطه (۴)) مکانیسم تغییرات حجمی و دیگری (جمله دوم سمت راست رابطه (۴)) نماینده تغییر شکل برشی خاک بدون تغییر حجم می‌باشد [۱۳]:

۴- شبیه‌سازی عددی

به منظور حفظ ارتباط مدل عددی با پروژه واقعی، در این بخش از مشخصات هندسی و خصوصیات مصالح اجزای سازه‌ای مشابه با دیوار ساحلی بندر شهید رجایی استفاده شده است.

۴-۱- معرفی مدل‌های عددی

شکل (۵) طرح عمومی مدل‌های عددی را نشان می‌دهد که در آن مناطق خاکی به چهار بخش به نام خاکریز، لایه اول پی و لایه دوم پی تقسیم‌بندی شده‌اند. در لایه اول پی، دو منطقه مجاور بخش مدفون سپر با نام منطقه پشت ریشه و جلوی ریشه مشخص گردیده‌اند. در حالی که در تمام تحلیل‌ها، خاکریز و لایه دوم پی با مصالح متراکم مدل شده‌اند، زیرمجموعه‌های لایه اول پی در تحلیل‌های مختلف با مشخصات متفاوتی معرفی گشته‌اند. به همین علت، نامگذاری مدل‌ها با توجه به اختلاف جنس مصالح در اطراف بخش مدفون انجام گرفته است. بر این اساس، مدل بدون بهسازی مجموعه‌ای است که در آن هیچ طولی از جلو یا پشت ریشه دیوار متراکم نشده است. طرح ج. ۵-پ. ۵ نیز مجموعه‌ای است که در آن خاک جلو و پشت ریشه تا ۵ برابر عمق مدفون سپر تا رسیدن به وضعیت بسیار متراکم بهسازی گردیده است.



شکل ۵- طرح عمومی مدل‌های عددی

۴-۲- پیکربندی اجزای محدود و روند تحلیل

پیکره اصلی اجزای محدودی این مدل دارای ابعاد 404×56 متر می‌باشد که سازه حایل در بخش مرکزی آن واقع است. مصالح خاکی با المان‌های چهار ضلعی هشت گرهی ویژه کرنش مسطح، میله مهار با المان‌های فبری دو نقطه‌ای و سپر و مهار با المان‌های پوسته نامحدود شبکه‌بندی شده‌اند [۱۵]. به منظور جلوگیری از مشکلات عددی لازم است ابعاد المان‌ها با توجه به طول موج ورودی به محیط انتخاب شوند [۱۷]. لذا ابعاد بزرگ‌ترین المان، با توجه به فرکانس شتاب پایه و طول موج در سست‌ترین مصالح انتخاب شده است. به منظور اخذ جواب‌های دقیق‌تر، المان‌ها در منطقه خاکریز و در مجاورت سپر تا جلوی

برای تعیین پارامترهای مذکور، منحنی مقاومت در روانگرایی (تنش برشی تناوبی- تعداد سیکل‌های لازم برای رسیدن به کرنش برشی ۵٪) و منحنی رشد اضافه فشار آب حفره‌ای طی سیکل‌های بارگذاری مورد نیاز است. پس از مدل‌سازی شرایط نمونه خاک تحت آزمایش تناوبی با استفاده از نرم‌افزار، مراحل سعی و خطای زیر برای برآورد پارامترهای مدل طی می‌شوند:

(۱) برای تخمین اولیه و جهت جلوگیری از بی‌نهایت شدن کرنش‌ها، $S1$ مقدار مثبت کوچکی حدود 0.05 گرفته می‌شود تا σ_0 دقیقاً برابر صفر نگردد.

(۲) $C1$ میزان کار برشی نرمال شده‌ای است که در مقادیر کمتر از آن، اضافه فشار آب حفره‌ای تولید نمی‌شود. به عنوان حدس اولیه $C1$ برابر ۱ گرفته می‌شود. چون این پارامتر تأثیر قابل توجهی در کرنش‌های بزرگ‌تر ندارد $W1$ ، $P1$ و $P2$ برای کرنش‌های بزرگ، بر اساس حدس اولیه $C1=1$ تعیین می‌شود.

(۳) $W1$ و $P1$ با مقایسه منحنی اضافه فشار حفره‌ای تحلیلی و آزمایشگاهی، با توجه به بخش $r_u < 0.6$ تعیین می‌گردد. چون $W1$ تأثیر زیادی از $P1$ نمی‌گیرد ابتدا $W1$ با فرض مناسبی از $P1$ تعیین می‌شود. فرض مناسب اولیه برای $P1$ عددی بین 0.4 تا 0.7 است. پس از تعیین $W1$ ، $P1$ دقیق می‌گردد. به طور کلی $W1$ و $P1$ بزرگ‌تر به معنی رشد کندتر اضافه فشار آب می‌باشند. یادآوری می‌شود نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای با $r_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$ تعریف می‌گردد که در آن اضافه فشار حفره‌ای با Δu ، و تنش مؤثر قائم اولیه با σ'_{v0} نشان داده شده است.

(۴) $P2$ نیز با مقایسه منحنی‌های رشد اضافه فشار آب حفره‌ای محاسبه شده و آزمایشگاهی، اما با توجه به بخش $r_u > 0.6$ برآورد می‌شود. با این حال در مسایلی که محاسبه تغییر شکل‌های سازه‌های خاکی و پی مورد نیاز است بهتر است این پارامتر با مقایسه منحنی‌های محاسباتی و آزمایشگاهی کرنش برشی-سیکل بارگذاری برآورد شود. $P2$ بزرگ‌تر به معنی افزایش سریع‌تر دامنه کرنش برشی می‌باشد.

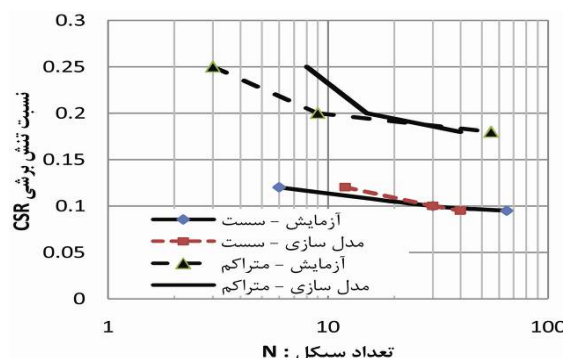
(۵) پس از برآورد پارامترهای فوق برای کرنش‌های بزرگ، مناسب بودن آن‌ها در کرنش‌های کوچک بررسی می‌گردد. در صورتی که تحلیل نرم‌افزاری مدل با مقادیر مذکور، نزدیکی مناسبی به مقادیر آزمایشگاهی در کرنش‌های پایین نشان ندهد، $C1$ تغییر داده می‌شود [۱۴]. برای خاک‌های سست $C1$ از ۱ بزرگ‌تر است [۱۶].

۴-۳- انتخاب پارامترهای مصالح

مشخصات اجزای سازه‌ای بر اساس مشخصات دیوار ساحلی بندر شهید رجایی، جدول (۳)، انتخاب شده‌اند. با توجه به کاربرد ماسه فیروزکوه شماره ۱۶۱ در بخش مدل‌سازی فیزیکی این تحقیق، طی مطالعات عددی نیز از مصالح خاکی مشابه استفاده شده است. برای تعیین پارامترهای خاک در وضعیت تراکمی سست و متراکم جهت استفاده در مدل توهاتا-یایی، آزمایش‌های برش سیکلی بر نمونه‌های ماسه فیروزکوه با درجه تراکم حدوداً ۳۵٪ و ۷۵٪ تحلیل شده‌اند [۱۹]. بدین منظور پس از مدل‌سازی عددی شرایط نمونه در آزمایش برش سیکلی و مقایسه هم‌زمان اضافه فشار آب حفره‌ای و کرنش برشی با مقادیر اندازه‌گیری شده، به روش سعی و خطا پارامترهای مدل توهاتا-یایی به دست آورده شد. با توجه به اهمیت بیشتر کرنش برشی نسبت به اضافه فشار آب حفره‌ای، در تعیین پارامترها از معیار روانگرایی رسیدن به دامنه کرنش $DA=5\%$ استفاده گردید. خاک مناطق بهسازی شده با پارامترهای خاک بسیار متراکم ۹۵٪ مدل شده است. شکل (۶) نتایج حاصل از مدل عددی برای این نمونه‌ها را با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه کرده است. پارامترهای مورد استفاده برای تحلیل در جدول (۴) ارائه شده‌اند. به علت مشابهت ماسه فیروزکوه به ماسه استاندارد تایورا [۱۲]، مدول برشی حداکثر، G_{ma} ، از رابطه پیشنهاد شده برای ماسه تایورا [۲۰] تعیین شد.

جدول ۳- مشخصات مصالح اجزای سازه‌ای

عضو	مقطع	$p(\frac{kg}{m^3})$	ابعاد	طول بال	ضخامت
دیوار	T	۲۵۰۰	۴×۴	۴	۰/۸
مهار	دایره	۲۵۰۰	۱	-	-

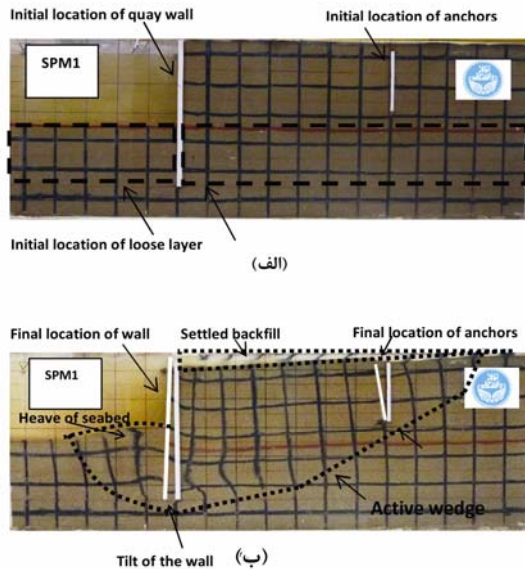


شکل ۶- مدل‌سازی مقاومت ماسه فیروزکوه در برابر روانگرایی

مهار کوچک‌تر در نظر گرفته شده‌اند. با توجه به مراحل اجرایی احداث دیوارهای سپری و به منظور محاسبه تنش‌های اولیه، روش تحلیل مرحله‌ای به کار گرفته شده است. بدین منظور ابتدا زمین مسطح، تحت بار وزن تحلیل شده، سپس با فعال شدن المان‌های سپر و مهار، مجموعه به تعادل رسانده شده است. در مرحله سوم خاک جلوی دیوار تا تراز میله مهار برداشته شده و پس از برقراری وضعیت تعادل، المان میله مهار فعال گشته است. در مرحله چهارم، میله مهار با اعمال نیروی محوری معادل شرایط کرنش مسطح به گره انتهایی آن پیش‌تنیده شده است. با تعریف نیروی مشابه اما در جهت مخالف به گره متناظر میله مهار در روی سپر و برقراری شرایط "حرکت همسان" برای این دو گره، میله مهار به دیوار متصل گشته است. طی مرحله پنجم، خاک جلوی دیوار تا رسیدن به خط لایروبی (تراز ۲۲- متر) برداشته شده است. تحلیل‌های انجام شده تا این مراحل از نوع استاتیکی می‌باشد. در مراحل تحلیل استاتیکی از مدل موهر-کولمب و شرایط زهکشی استفاده گردیده و تنش‌های مرحله پنجم به عنوان تنش‌های اولیه به مرحله تحلیل دینامیکی منتقل شدند. در ابتدای مرحله تحلیل دینامیکی شرایط به زهکشی نشده و مدل رفتاری به مدل توهاتا-یایی تغییر داده شد. شتاب پایه به مدت ۱۰ ثانیه و با گام‌های زمانی ۰/۰۱ ثانیه اعمال شده است. محاسبات در گام‌های زمانی اتوماتیک با حداکثر ۱ ثانیه و حداقل ۰/۰۰۰۱ ثانیه و با استفاده از کنترل کننده خطای زمان انتگرال انجام شده است. این کنترل کننده وابستگی جواب به دست آمده به اندازه گام زمانی را بررسی نموده و در صورت وابستگی، گام زمانی را اصلاح می‌نماید. کنترل کننده مذکور در روش انتگرال زمانی Runge-Kutta دو مرحله-ای استفاده شده است. انتگرال‌گیری در هر گام زمانی از روش نیوتن-رافسون انجام و معیار همگرایی به صورت افزایش نسبت نیروی غیر متعادل به نیروی خارجی انتخاب شده است [۱۸]. به منظور بررسی اثر فرکانس و شتاب پایه، مدل‌ها در معرض شتاب پایه با حداکثر دامنه ۰.۲۵g و ۰.۵۰g قرار داده شدند. در هر شتاب حرکت ورودی هارمونیک، با فرکانس ۱ و ۲ و ۳ هرتز اعمال شده است. این مشخصات به نحوی انتخاب شده‌اند که علاوه بر وقوع روانگرایی در مجموعه بدون بهسازی، تأثیر تداوم اعمال بار تناوبی پیش و پس از وقوع روانگرایی قابل مطالعه باشد.

جدول ۴- مشخصات مصالح خاکی

H_v	SI	$P2$	$P1$	CI	WI	ϕ_p (°)	ϕ_f (°)	G_{ma} MPa	K_{ma} MPa	ρ_{sat} ($\frac{kg}{m^3}$)	وضعیت
۰/۲۴	۰/۱۰۰۵	۳/۸	۰/۳	۱/۵	۴	۲۸	۳۴	۸۵/۸۵	۲۲۳	۱۹۰۰	سست
۰/۲۴	۰/۱۰۰۵	۱	۰/۱	۱	۴۰	۲۸	۴۰	۱۱۵	۳۰۰	۱۹۸۰	متراکم
۰/۲۴	۰/۱۰۰۵	۰/۸	۰/۱	۱	۴۲	۲۸	۴۲	۱۲۴/۵	۳۲۴	۲۰۰۰	بسیار متراکم

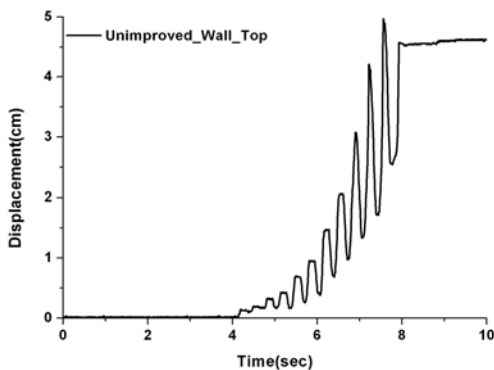


۵- مدل بهسازی نشده: مشاهدات آزمایشگاهی

مدل فیزیکی بهسازی نشده پس از اشباع شدن در معرض شتاب پایه سینوسی به شدت 0.25g و فرکانس 3Hz قرار گرفته است. شکل (۷-الف) و (۷-ب) به ترتیب، وضعیت اولیه و نهایی مدل بهسازی نشده، SPM1، را نشان می‌دهند. با اعمال شتاب پایه، پای دیوار که در خاک مستعد روانگرایی فرو رفته است دچار جابه‌جایی بیشتری نسبت به تاج دیوار می‌گردد. چنین نوع شکستی به نام "گسیختگی بخش مدفون" خوانده می‌شود. به علت گستردگی مناطق تحت تأثیر، که شامل تمام اجزای سازه حائل می‌شود، تعمیر سازه پس از رخداد این مود، می‌تواند بسیار پرهزینه و گاه غیر ممکن باشد. همان‌گونه که در بخش (ب) این شکل مشاهده می‌شود، مسیر خطوط رنگی بیانگر آن است که بیشترین تغییر شکل‌ها در خاک سست حوالی ریشه دیوار متمرکز است. علاوه بر بالادستی قابل توجه کف دریا، حرکت جانبی آن نیز باعث کاهش قابل توجه اثر تکیه‌گاهی این لایه برای بخش مدفون دیوار شده و به دوران بزرگ آن منجر می‌شود. به دنبال آن، گوه فعالی از قسمت مدفون تا پشت مهار تشکیل می‌گردد. به علت واقع شدن مهارها در این گوه و حرکت توأم با آن، مهارها نیز دچار دوران قابل توجهی می‌شوند. مناطق تغییر شکل یافته در جلوی ریشه و سمت دریا، در امتداد افقی فشرده و در امتداد قائم گسترده می‌شوند در حالی که در پشت ریشه، بخش تغییر شکل داده در امتداد افق کشیده و در امتداد قائم فشرده شده است. بنابر این نوع تغییر شکل‌ها در دو طرف ریشه، ترکیبی از کرنش مسطح و برش، با علامت‌های مختلف، می‌باشد. به علت وزن ناچیز و نشست اندک دیوار، در خاک زیر ریشه تغییر شکل مهمی رخ نداده است. نشست خاکریز به سمت دیوار افزایش و در عمق کاهش می‌یابد. این نشست می‌تواند ناشی از (الف) تراکم، (ب) حرکت جانبی گوه و (پ) ترکیب موارد مذکور باشد.

شکل ۷- (الف) شکل اولیه، (ب) شکل نهایی مدل بهسازی نشده

مطابق شکل (۸) تاج دیوار طی لرزش اعمال شده به اندازه ۴/۹۷ سانتی‌متر به سمت دریا جابه‌جا شده است. این جابه‌جایی معادل ۱۶٪ ارتفاع دیوار از تراز لایروبی می‌باشد.



شکل ۸- تاریخچه زمانی حرکت تاج دیوار

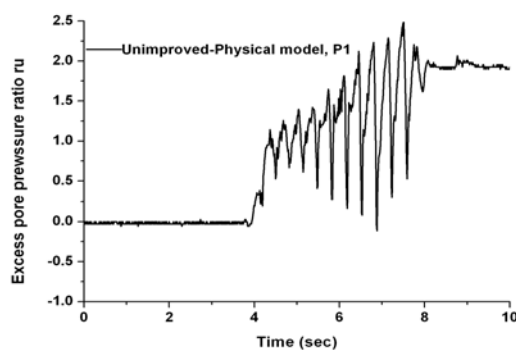
نشست خاکریز، جابه‌جایی جانبی آن و بالازدگی کف دریا نیز مهم‌ترین تغییر مکان‌های لایه‌های خاکی به شمار می‌روند. مطابق قسمت (ب) این شکل، بخش عمده تغییر شکل‌ها در محدوده واضحی متمرکز است که از پایین دیوار آغاز شده و در امتداد یک یا دو خط مستقیم تا پشت مهار ادامه یافته است. بخش دیگر سطح گسیختگی در جلوی ریشه دیوار و در سمت دریا تشکیل می‌شود. تغییر شکل سایر بخش‌های مجموعه در مقایسه با تغییر شکل حوالی سازه حایل کوچک و قابل صرف نظر کردن می‌باشد. مشاهده می‌گردد هندسه نهایی مجموعه با نمونه آزمایشگاهی نزدیکی مناسبی دارد.

کنتور جابه‌جایی‌های نهایی در امتداد افقی، شکل (۱۱)، مؤید آن است که خاک اطراف ریشه دیوار بیشترین جابه‌جایی به سمت دریا را تجربه می‌کند به نحوی که مرکز کنتورهای جابه‌جایی در این قسمت تشکیل می‌گردد. با دور شدن از این مرکز، در هر دو قسمت خشکی و کف دریا، جابه‌جایی‌های افقی کاهش می‌یابند. همچنین بر اساس کنتور جابه‌جایی قائم در انتهای لرزش، شکل (۱۲)، بیشترین نشست در سطح خاکریز و حوالی تاج دیوار ظاهر می‌گردد. در مقابل، کف دریا در جلوی ریشه دچار بالازدگی می‌شود. با توجه به این نتایج، بررسی اثر بخشی بهسازی خاک در اطراف ریشه دارای اهمیت ویژه‌ای می‌باشد.

شکل (۱۳)، بیانگر آن است که شیب جابه‌جایی پای دیوار (Bot) از شیب جابه‌جایی تاج (Top) بیشتر است. این امر که به علت قرار داشتن پای دیوار در لایه سست می‌باشد، باعث تغییر مود گسیختگی به "گسیختگی بخش مدفون"، در لحظه‌ای از دوره اعمال شتاب پایه می‌گردد که طی آن تغییر مکان پای دیوار نسبت به تاج بزرگ‌تر می‌شود. بر اساس همین شکل، با افزایش فرکانس حرکت ورودی، مقادیر جابه‌جایی به طور قابل توجهی کاهش یافته و تغییر مود گسیختگی دیرتر رخ می‌دهد. به عنوان مثال، در حالی که جابه‌جایی پای دیوار طی حرکت ورودی با فرکانس 1Hz، در لحظه ۴/۸ ثانیه از جابه‌جایی تاج پیشی می‌گیرد، این اتفاق طی شتاب پایه مشابه با فرکانس 3Hz در ۶/۸ ثانیه رخ می‌دهد. جابه‌جایی نهایی تاج دیوار طی فرکانس 1Hz، ۴/۰۰ متر (۱۸٪ ارتفاع دیوار از کد لایروبی)، طی فرکانس 2Hz، ۲/۶۲ متر (۱۲٪ ارتفاع دیوار از کد لایروبی) و طی فرکانس 3Hz، ۲/۱۴ متر (۹/۷۲٪ ارتفاع دیوار از کد لایروبی) می‌باشد.

تاریخچه زمانی تغییر مکان دیوار، مطابق شکل‌های (۱۳) و (۱۴)، نشان می‌دهد با افزایش شدت شتاب وارد شده به سیستم، گسیختگی پای دیوار سریع‌تر رخ می‌دهد. همچنین دیواری که

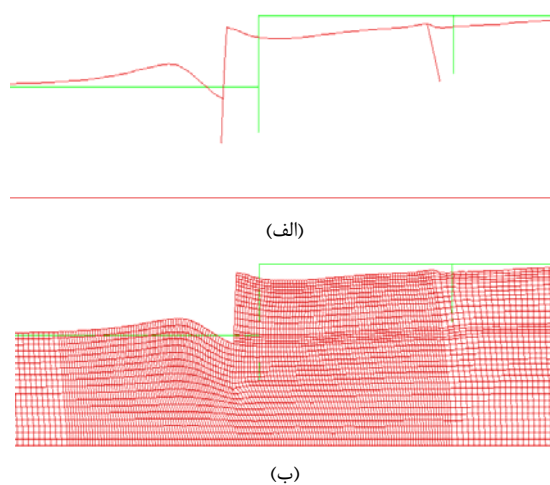
با این حال با توجه به شکل نهایی مدل، واضح است که جابه‌جایی پای دیوار از این نسبت نیز بزرگ‌تر می‌باشد. همان گونه که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، این جابه‌جایی هم‌زمان با رشد قابل توجه نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و روانگرایی خاک جلوی ریشه دیوار و به فاصله ۲۰ سانتی‌متری از آن، شکل (۲) نقطه P1، رخ داده است.



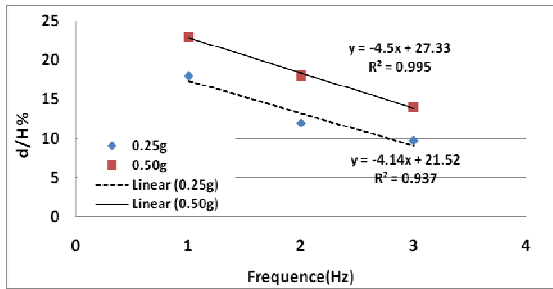
شکل ۹- تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای

۶- مدل بهسازی نشده: نتایج تحلیل‌های عددی

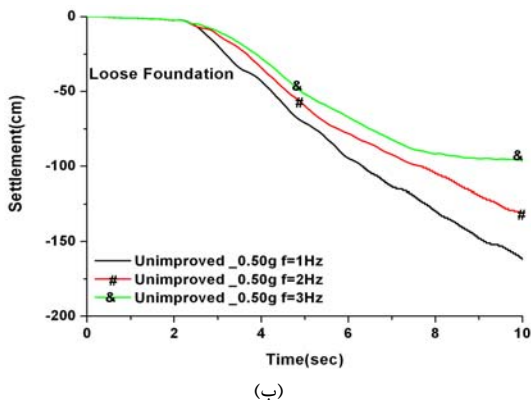
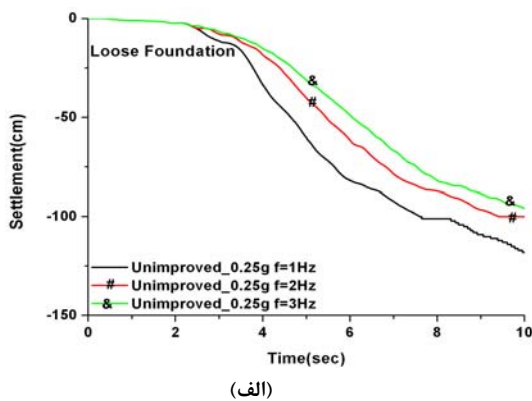
مجموعه معرفی شده در مدل عددی نیر پس از اعمال شتاب پایه دچار تغییر شکل‌های قابل توجهی می‌گردد. صرف‌نظر از مقدار این تغییر شکل‌ها که وابسته به مشخصات حرکت پایه است، هندسه کلی مجموعه مشابه شکل (۱۰) بوده و نشان دهنده واژگونی مهار و دیوار به سمت دریا می‌باشد. علاوه بر حرکت جانبی، نشست قابل ملاحظه‌ای در تاج و پای دیوار مشاهده می‌شود.



شکل ۱۰- هندسه تغییر شکل یافته مدل عددی بهسازی نشده
a=0.25g f=3Hz (الف) مرزهای خارجی، (ب) المان‌ها



شکل ۱۵- وابستگی جابه‌جایی بی‌بعد تاج دیوار به فرکانس حرکت ورودی در ساختگاه بهسازی نشده

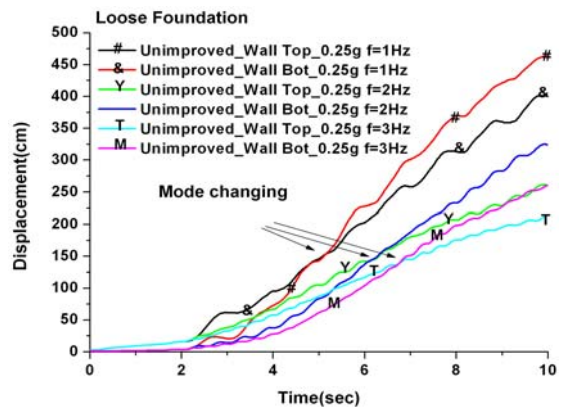


شکل ۱۶- نشست دیوار در ساختگاه بهسازی نشده طی فرکانس ۱، ۲ و ۳ هرتز، شتاب پایه: الف) 0.25g و ب) 0.50g

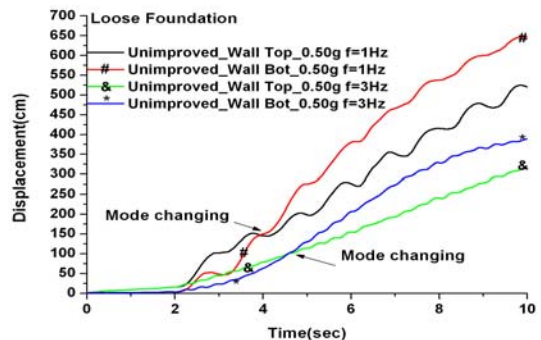
از دیدگاه روانگرایی لایه سست، بیشتر از لایه‌های متراکم مستعد افزایش فشار آب حفره‌ای می‌باشد. این مسئله می‌تواند در مناطق دارای تنش مؤثر اولیه کمتر به بروز روانگرایی منجر شود. شکل (۱۷) موقعیت چند المان بررسی شده را در لایه سست نمایش می‌دهد. فاصله افقی المان P1، P2، P3 و P4 از ریشه دیوار به ترتیب ۱۰، ۲۰ و ۳۰ متر و فاصله افقی اجزای P4 برابر ۱۰ متر می‌باشد. المان‌های بررسی شده از ردیف دوم المان‌های لایه سست انتخاب شده‌اند که دارای تنش مؤثر قائم اولیه بزرگ-تری نسبت به المان‌های ترازهای فوقانی بوده و در عین حال

تحت شتاب بزرگ‌تر قرار دارد، جابه‌جایی‌های بزرگ‌تری را در تمام لحظات تجربه می‌کند. به عنوان مثال، جابه‌جایی نهایی تاج دیوار طی شتاب 0.50g و فرکانس 1Hz، ۵/۲۰ متر (۲۳٪ ارتفاع دیوار از کد لایروبی)، طی فرکانس 2Hz، ۳/۹۷ متر (۱۸٪ ارتفاع دیوار از کد لایروبی) و طی فرکانس 3Hz، ۳/۱۹ متر (۱۴٪ ارتفاع دیوار از کد لایروبی) می‌باشد. با این حال افزایش شدت شتاب پایه به دو برابر، منجر به افزایش دو برابری جابه‌جایی نشده است.

بر اساس شکل (۱۵)، جابه‌جایی نهایی بی‌بعد شده تاج دیوار نسبت به ارتفاع آن از کد لایروبی، در شتاب‌های بررسی شده، با شیب تقریباً برابر، به علت افزایش فرکانس کاهش می‌یابد. وابستگی شدید تغییر مکان‌ها به فرکانس حرکت ورودی، اهمیت این پارامتر را در تحلیل رفتار لرزه‌ای مجموعه آشکار می‌کند. نتایج نشست دیوار، شکل (۱۶)، نیز مؤید آن است که طی لرزش پایه با شتاب‌های بررسی شده، نشست قابل توجهی زیر دیوار رخ می‌دهد. این نشست با افزایش شتاب بزرگ‌تر شده اما با افزایش فرکانس حرکت ورودی کاهش می‌یابد.



شکل ۱۳- مقایسه روند گسیختگی دیوار در ساختگاه بهسازی نشده طی شتاب پایه 0.25g و فرکانس ۱، ۲ و ۳ هرتز

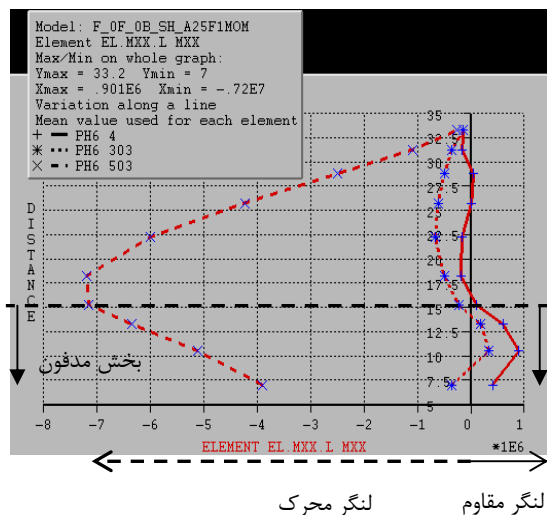


شکل ۱۴- مقایسه روند گسیختگی دیوار در ساختگاه بهسازی نشده طی شتاب پایه 0.50g و فرکانس ۱ و ۳ هرتز

شکل ۱۷- وضعیت روانگرایی المان‌های جلو و پشت ریشه دیوار تحت شتاب پایه 0.25g و فرکانس 1Hz

با توجه به مراحل طراحی دیوارهای سپری که بر اساس فرض عملکرد پای مفصلی یا گیرداری انجام می‌پذیرد و به منظور شناخت تغییرات لنگر خمشی پای دیوار در این وضعیت، مؤلفه مونوتونیک لنگر خمشی پای دیوار استخراج شده است. طی بارگذاری دینامیکی در صورتی که لنگر وارده بر پای دیوار در خلاف جهت لنگر وارد بر بخش میانی طول آزاد دیوار باشد می‌توان نتیجه گرفت که خاک اطراف ریشه دیوار به عنوان تکیه‌گاه عمل نموده و به پای دیوار رفتار گیرداری داده است.

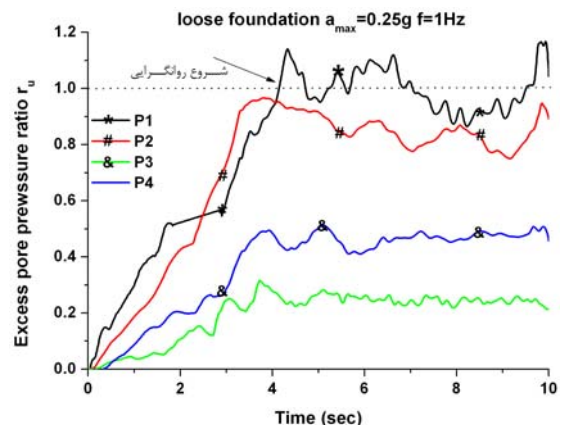
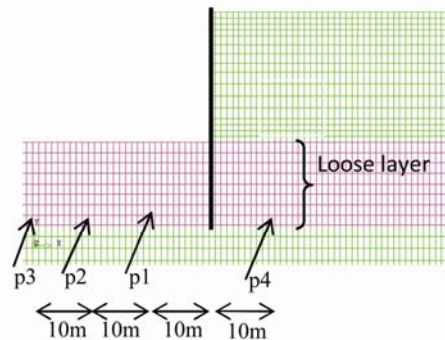
شکل (۱۸) نمودار لنگر خمشی دیوار را در لحظه ۰/۱، ۱ و ۵ ثانیه طی شتاب 0.25g و فرکانس 1Hz مقایسه نموده است. مشاهده می‌شود در ابتدای بارگذاری لنگر مقاوم وارد بر بخش مدفون (فاصله از پای دیوار: ۰-۱۴ متر) در خلاف جهت لنگر وارد بر بخش میانی طول آزاد دیوار اثر می‌کند. با این حال با گذشت زمان نه تنها لنگر مقاوم از بین رفته بلکه لنگری هم جهت با لنگر وارد بر طول آزاد به بخش مدفون اثر می‌نماید. تاریخچه زمانی مؤلفه مونوتونیک لنگر خمشی پای دیوار، شکل (۱۹)، بیانگر آن است که رشد این لنگر از لحظات ابتدایی اعمال شتاب پایه آغاز می‌شود. به علت عدم تغییر علامت لنگر مونوتونیک وارد بر بخش میانی دیوار در شتاب‌های مختلف و با توجه به هم علامت بودن این لنگر با لنگر وارد بر پای دیوار، می‌توان گفت با وجود لایه سست در اطراف بخش مدفون نه تنها لنگر مقاومی در این بخش تولید نمی‌شود، بلکه لنگری هم جهت با لنگر وارد بر بخش میانی به وجود می‌آید که حالت محرک داشته و در جهت ناپایداری دیوار عمل می‌نماید.



لنگر مقاوم لنگر محرک

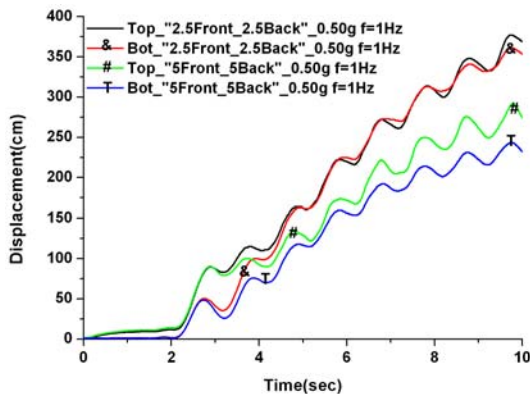
دارای گره مشترک با المان‌های واقع در مصالح متراکم نمی‌باشند.

مطابق شکل (۱۷)، مؤلفه مونوتونیک نسبت اضافه فشار آب حفره ای، t_u ، در المان‌های جلو و نزدیک به ریشه دیوار نسبت به المان‌های هم‌تراز، بیشتر رشد می‌کند. اما این نسبت با افزایش فاصله المان از ریشه دیوار با نرخ قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. علت این امر آن است که المان‌های نزدیک به مرز گودبرداری دارای تنش برشی استاتیکی می‌باشند که باعث تولید کرنش برشی بزرگ‌تر شده و پتانسیل روانگرایی خاک را افزایش می‌دهند [۱۷]. وجود سربار مؤثر کوچک‌تر و تنش برشی اولیه سبب می‌شود چنین مناطقی در صورت سست بودن خاک، به عنوان ضعیف‌ترین منطقه مجموعه رفتار کرده و در شتاب پایه‌های قوی روانگرا شوند. مطابق این شکل در حالی که المان‌های واقع در ۱۰ متری جلوی دیوار طی شتاب 0.25g دچار روانگرایی شده‌اند، خاک واقع در ۳۰ متری (تقریباً دو برابر عمق بخش مدفون) اضافه فشار کوچکی در حد ۰.۲۵٪ تنش اولیه تحمل می‌نماید. همچنین مشاهده می‌شود، طی این بارگذاری در المان‌های خاک سست پشت دیوار به علت سربار بزرگ‌تر، اضافه فشار آب حفره‌ای بزرگی تولید نشده و خطر روانگرایی در این مناطق ایجاد نمی‌شود.



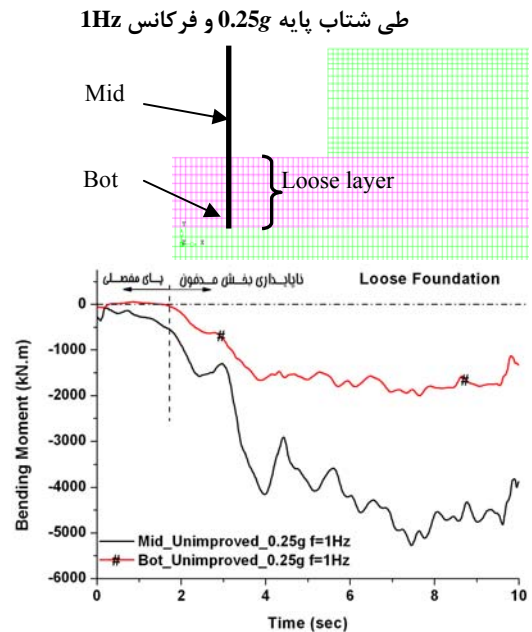
۲/۵، ۵ و ۱۲ برابر طول مدفون دیوار با مصالح بسیار متراکم بهسازی شده‌اند.

بهسازی طرفین ریشه در طول‌های بررسی شده به کاهش قابل توجه جابه‌جایی‌ها منجر می‌گردد به نحوی که مطابق شکل (۲۰) طی شتاب پایه $0.5g$ و $1Hz$ در مدل ج ۲/۵-پ ۲/۵ نسبت به مدل بهسازی نشده، جابه‌جایی تاج دیوار از ۲۳٪ ارتفاع دیوار نسبت به تراز لایروبی به ۱۷٪ و جابه‌جایی پای دیوار از ۳۰٪ به ۱۶٪ کاهش می‌یابد. علاوه بر این، طرح مذکور مانع پیش افتادگی پای دیوار از تاج می‌شود. این مسئله باعث می‌گردد در صورت عدم آسیب سازه‌ای بدنه سپر، عملیات تعمیر ساده‌تر گردد. بر اساس شکل (۲۱) که جابه‌جایی بی‌بعد تاج و پای دیوار را نسبت به ارتفاع از کد لایروبی برای شتاب پایه $0.25g$ و $0.5g$ خلاصه نموده است، با اجرای طرح ج ۲/۵-پ ۲/۵ در هر دو حرکت، مسئله پیش افتادگی پای دیوار از تاج آن اصلاح می‌گردد. با افزایش طول بهسازی به ۵ برابر از هر طرف، جابه‌جایی تاج و پای دیوار به نحو مؤثرتری کاهش می‌یابد. با توجه به اختلاف اندک نتایج طرح ج ۱۲-پ ۱۲ نسبت به ج ۵-پ ۵ طول بهینه بهسازی برای مشخصات ارائه شده کمتر از ۵ برابر عمق مدفون در طرفین ریشه تشخیص داده می‌شود.



شکل ۲۰- تاریخچه زمانی جابه‌جایی تاج و پای دیوار در مدل ج ۲/۵-پ ۲/۵ و ج ۵-پ ۵ طی شتاب $0.5g$ و $1Hz$

شکل ۱۸- تغییرات لنگر خمشی دیوار در ساختگاه بهسازی نشده در ۰/۰۱ (PH6 4)، ۳ (PH6 303) و ۵ (PH6 503) ثانیه



شکل ۱۹- تاریخچه لنگر خمشی وسط و پای دیوار در ساختگاه بهسازی نشده

وجود لنگر محرک در پای دیوار بیانگر آن است که حتی فرض عملکرد پای مفصلی در ساختگاه مستعد روانگرایی، در صورتی که تمام بخش مدفون در چنین لایه‌ای باشد، فرضی به ضرر اطمینان می‌باشد.

۷- اثرات بهسازی اطراف ریشه

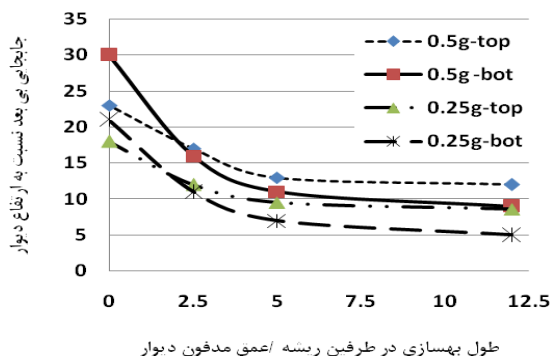
همان گونه که پیشتر اشاره شد روش بهسازی مورد مطالعه در این تحقیق روش تراکم می‌باشد. در این بخش، اثرات تراکم طرفین بخش مدفون با تأکید بر جابه‌جایی دیوار و تغییرات لنگر خمشی بررسی خواهد شد. مبنای انتخاب منطقه جلوی دیوار برای بهسازی آن است که روانگرایی ابتدا از خاک این منطقه شروع می‌شود و به نظر می‌رسد بهسازی این بخش، جابه‌جایی‌های مجموعه را کاهش و یا مد گسیختگی را تغییر دهد. همچنین با توجه به این که فشار جانبی خاک سست بیشتر از خاک متراکم است به نظر می‌رسد بهسازی خاک پشت دیوار فشار جانبی وارد بر دیوار را کاهش دهد.

با توجه به اهمیت شناسایی تأثیر طول بهسازی بر عملکرد مجموعه، رفتار مدل‌ها در طرح‌های ج ۲/۵-پ ۲/۵، ج ۵-پ ۵ و ج ۱۲-پ ۱۲، نیز طی فرکانس $1Hz$ مطالعه گردید. در این طرح‌ها مناطق جلو و پشت ریشه دیوار به ترتیب در طولی معادل

است. نتایج بیانگر آن هستند که در صورت وجود لایه مستعد روانگرایی در اطراف ریشه دیوار، خاک جلوی ریشه در سمت دریا، به علت تنش مؤثر اولیه کوچک‌تر و وجود تنش برشی استاتیکی اولیه، دچار افزایش شدید نسبت اضافه فشار آب حفره-ای می‌شود. به علت بروز روانگرایی در جلوی ریشه و بزرگ بودن فشار جانبی وارد بر پشت ریشه، احتمال بروز مود گسیختگی بخش مدفون بسیار افزایش می‌یابد. عامل اصلی بروز چنین شکستی، زایل شدن اثر تکیه‌گاهی خاک اطراف بخش مدفون و اعمال لنگر محرک در این بخش تشخیص داده شد. وابستگی شدید تغییر مکان‌ها به شتاب پایه و فرکانس حرکت ورودی، اهمیت این دو عامل را در رفتار لرزه‌ای مجموعه نشان می‌دهد. اعمال شتاب پایه بزرگ‌تر به جابه‌جایی‌های بزرگ منجر می‌شود در حالی که میزان جابه‌جایی‌ها با افزایش فرکانس حرکت ورودی کوچک‌تر می‌شود. با بهسازی خاک دو طرف ریشه علاوه بر جلوگیری از گسیختگی بخش مدفون، جابه‌جایی تاج و پای دیوار به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. تأثیر بهسازی طرفین ریشه در کاهش جابه‌جایی پای دیوار بیشتر از کاهش جابه‌جایی تاج دیوار است. حداقل طول لازم بهسازی از طرفین ریشه برای طرح‌های مطالعه شده، به منظور جلوگیری از گسیختگی بخش مدفون، دو و نیم برابر طول ریشه دیوار به دست آمده است. بازده این عملیات پس از بهسازی در پنج برابر طول ریشه، افزایش قابل توجهی نشان نمی‌دهد.

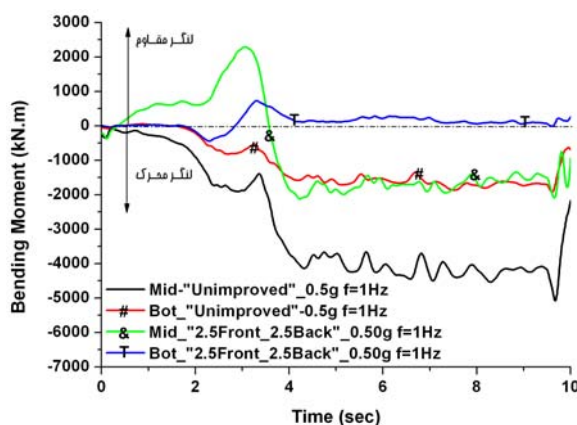
۹- مراجع

- [1] International Navigation Association, "Seismic Design Guidelines for Port Structures", Balkema, Tokyo, 2001.
- [۲] داس، ب. ام. "اصول مهندسی ژئوتکنیک"، ترجمه طاحونی، ش.، پارس آیین، ۱۳۷۷، ج. ۲، ص ۴۴۳-۵۱۴.
- [3] Psarropoulos, P. N., Klonaris, G., Gazetas, G., "Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2005, 25, 795-809.
- [۴] قلندرزاده، ع.، "راهنمای طراحی لرزه‌ای اسکله‌ها"، وزارت راه و ترابری، تهران، ۱۳۸۸، ص ۱۴۶.
- [5] Mohajeri, M., Kobayshi, Y., Kawaguchi, K., Sato, M., "Numerical Study on Lateral Spreading of Liquefied Ground Behind a Sheet Pile Model in Large Scale Shake Table Test", The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1-6 August, 2004.



شکل ۲۱- اثر طول بهسازی بر جابه‌جایی بی‌بعد شده

در توجیه علت تأثیر طرح‌های معرفی شده، لازم است به تغییرات لنگر خمشی وارد بر بخش میانی و پای دیوار توجه شود. بدین منظور در شکل (۲۲) تغییرات لنگر خمشی مونوتونیک وسط و پای دیوار طی شتاب 0.5g و 1Hz برای مدل بهسازی نشده و ج ۲/۵-پ ۲/۵ مقایسه شده است. ملاحظه می‌شود بر خلاف مدل بهسازی نشده که در آن شرایط پای مفصلی، (لنگر صفر در پای دیوار) تنها تا حوالی ۲ ثانیه دوام داشته است، بهسازی طرفین باعث حفظ این رفتار تا انتهای لرزش شده است. همچنین لنگر میانه دیوار به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته است. همین روند در سایر طرح‌های بهسازی نیز مشاهده می‌شود.



شکل ۲۲- لنگر خمشی دیوار مدل ج ۲/۵-پ ۲/۵ طی شتاب 1Hz و 0.5g

۸- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، تأثیر لایه مستعد روانگرایی در اطراف بخش مدفون دیوار ساحلی سپری مهار شده با استفاده از مدل‌سازی فیزیکی و عددی، با توجه به شتاب پایه و فرکانس حرکت ورودی بررسی و اثربخشی تراکم مناطق پشت و جلوی بخش مدفون در کاهش جابه‌جایی دیوار و تغییر مد گسیختگی آن مطالعه شده

- Report of the Port and Harbour Research Institute of Japan, 1990.
- [14] Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., "Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model", Report of The Port and Harbour Reserch Institute of Japan, 1990.
- [15] Manie, J., Kikstra, W. P., "DIANA User's Manual: Matlib", 1st Edition, TNO DIANA BV, Netherlands, 2009, pp 475-479.
- [16] Ichii K., S. Iai, Y. Sato H. Liu, "Seismic Performance Evaluation Chart for Gravity Type Quay Walls", Journal of Structural Engineering / Earthquake Engineering, JSCE, 2002, 19, 21-31.
- [17] Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, 1996.
- [18] Manie, J., Kikstra, W. P., " DIANA User's Manual: Analys", 1st Edition., TNO DIANA BV, Netherlands, 2009, pp 497-499.
- [19] Ahmadi, M., Shirasb, A., " Liquefaction Resistance of Firoozkuh Sand using Cyclic Sipmle shear Test", The 6th National Confrence on Civil Engineering, Semnan, Iran, 26-27 April, 2011 [In Persian].
- [20] Arabloue, A., Ghalandarzadeh, A., Mostafagharabaghi, A. R., Abedi, K., "A Numerical Study of Liquefaction Induced Deformation on Caisson-Type Quay Wall Using a Partially Coupled Solution", Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 2010, 133 (2).
- [6] Motamed, R., Towhata, I. "Shaking Table Model Tests on Pile Groups Behind Quay Walls Subjected to Lateral Spreading", Geotechal and Geoenviromental Engineering, 2010, 136, 477-489.
- [7] Ueda, K. Tobita, T., Iai, S. "A Numerical Study of Dynamic Behavior of a Self-Supported Sheet Pile Wall", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 October, 2008.
- [8] Kohama, E., Sugano, T, Shiozaki, Y., Mitoh, M., "Dynamic Behavior of a Steel Sheet Pile Quay Wall in the Full Scale Experiment with Regard to Liquefaction", The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1-6 August, 2004.
- [9] Nozu, A., Ichii, K., Sugano, T., "Seismic Design of Port Structures", Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, 2004, 4 (3).
- [10] Sawada, S., Ozutsumi, O., Iai, S., "Analysis of Liquefaction Induced Residual Deformation for Two Types of Quay Walls: Analysis by FLIP", The 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30 January-4 February, 2000.
- [11] Iai, S., "Simlitude for Shaking Table Test on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field", The Port & Harbour Research Institute, Japan, 1988.
- [12] Ghalandarzadeh, A., Akbari-Paydar, N., "Shaking Table Tests of Flexible Quay Walls Subjected to Backfill Liquefacti", Asian Regional Confrence on Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, New Delhi, India, 2007, pp 690-693.
- [13] Iai S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., "Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility",

EXTENDED ABSTRACT

Seismic Behavior of Anchored Quay Walls Embedded in Liquefiable Sites

Ashraf Zekri ^a, Mohammad Hossain Aminfar ^{a,*}, Abbas Ghalandarzadeh ^b, Mohammad Ali Lotfollahi-Yaghin ^a, Pooyan Ghasemi ^b

^a Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran

^b School of Civil Engineering, University College of Engineering, Tehran University, Tehran, Iran

Received: 23 June 2014; **Accepted:** 17 January 2015

Keywords:

Sheet pile, Liquefaction, Physical, Numerical, DIANA

1. Introduction

Based on the performances of existing quay walls, it is well known that the seismic behaviors of retaining quay walls are strongly dependent on the liquefaction occurrence in the souring soil. In practical situations, the orientation of the soil strata probably causes the liquefiable layers to appear adjacent to the wall root.

This paper presents the effects of liquefiable layer located adjacent to the embedded section of sheet pile walls investigated physically and numerically. The features of an existing quay wall of Rajaii port, south of Iran were considered as a prototype structure. This reinforced concrete wall is a sheet pile one of totally 35m height. The wall was anchored to concrete piles of about 13m height by cables. Recently exploration showed that along some considerable length, the wall has been embedded in a loose silty sand layer, which is susceptible to liquefaction .

The main objective of this study was to identify the failure mechanism of similar walls and to investigate the effects of frequency and amplitude of the applied base acceleration on the seismic performance. To this goal, the failure mechanism was recognized based on physical small modeling on shaking table apparatus of Tehran University then additional discussion was presented according to numerical modeling results.

2. Methodology

2.1. Experimental study

The geometry and configuration of the physical model was designed based on the similitude concepts for shaking table test on soil-structure-fluid model in 1g field [1]. As shown in Fig. 1, the seabed was modeled in 60cm of length, the wall and the backfill was formed in the section of 120cm. Because the ratio of backfill length to the wall height is high enough (over 2), then the boundary has no significant effect on the wall structure response. Deposits of sand were produced using Firoozkuh sand No. 161 by means of wet temping method. The model was subjected to a harmonic sinusoidal base acceleration of 0.25g in amplitude and 3Hz in frequency.

2.2. Numerical modeling

Numerical study was carried out using DIANA [2] finite element software and Towhata-Iai constitutive model. This model is a generalized plasticity-multiple mechanism type. The main feature of this approach is that the concept of the multiple mechanisms, within the framework of plasticity theory defined in strain space, is used as a tool for decomposing the complex mechanism in to set of one dimensional mechanism. The undrained stress path is idealized with the concept of liquefaction front, which is defined in the effective stress space as an envelope of stress points gradually approaching failure line [3].

* Corresponding Author

E-mail addresses: ashrafzekri@gmail.com (Ashraf Zekri), aminfar@tabrizu.ac.ir (Mohammad H. Aminfar), aghaland@ut.ac.ir (Abbas Ghalandarzadeh), lotfollahi@tabrizu.ac.ir (Mohammad Ali Lotfollahi-Yaghin), ghasemi.pta@gmail.com (Pooyan Ghasemi)

3. Results and discussion

3.1. Experimental observation

Fig. 1(a) and (b) illustrate initial and final shapes of the SPM1 model, respectively. Obviously due to base shaking, embedded in liquefiable sand, the bottom of the wall experienced higher displacement rather than its top. This mode of failure was introduced as "failure at embedment". In view of the extension of affected zones, that involved entire elements of retaining system, retrieving the serviceability of structure after this type of failure may be quite costly or even impossible. As marked on Fig. 1(b), the grid lines of colored sand indicated that the most visible deformations were localized in loose soil around the embedded section. Beside the noticeable heave of the seabed, its seaward displacement caused significant reduction in its supporting role for the embedded section and led to the large tilt of the wall. Consequently, an active wedge, extended from the embedded section to the back of the anchors, was formed. Moving along this wedge, the anchors endured significant overturning. It is noteworthy that deformed section of the seabed, in front of the embedded section, was compressed horizontally and extended vertically; whereas the affected section of loose layer, behind the embedded section, was extended horizontally and compressed vertically. Owing to the low weight of the wall and negligible settlement, the soil beneath the embedded section did not deform visibly. The settlement of dense backfill increased towards the wall while decreased in depth.

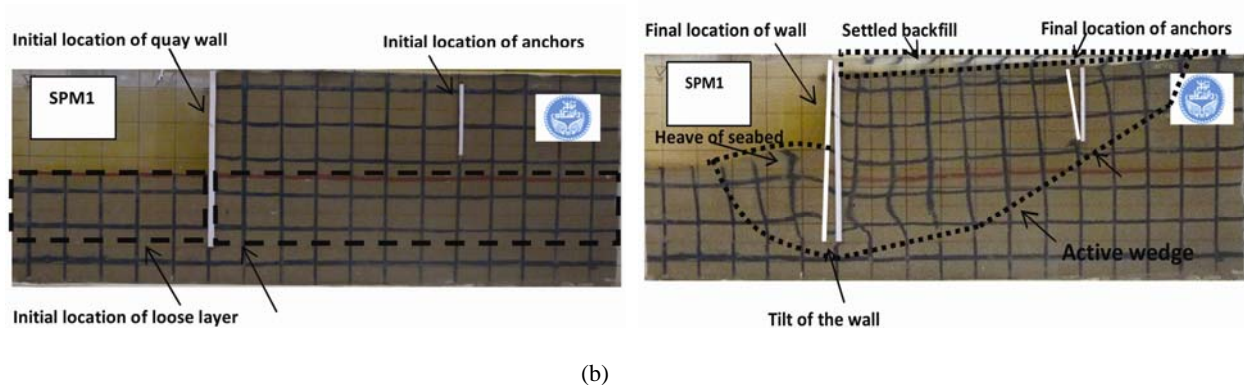


Fig. 1. (a) Initial and (b) final shapes of SPM1

3.2. Analytical results

The mentioned finite element model was also exhibited considerable amounts of deformations. However the magnitudes of displacements are strongly dependent on the characteristics of base acceleration, such as frequency and amplitude. Regardless of the scales of displacements, the final shape of the retaining structure was similar to Fig. 2.

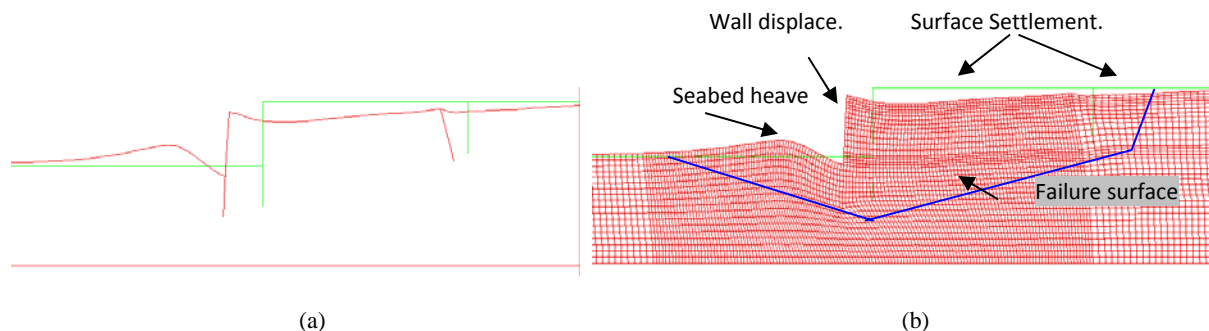


Fig. 2. Initial and final shape of the numerical model, (a) External boundaries, (b) Deformed mesh.

As presented in Fig. 3(a), the rates of displacements of the wall bottom were higher than those of the wall top, during studied motions. This trend caused the bottom of the wall exceeded the top after some seconds and occurrence of "failure at embedment" mode. Beside this fact that the mode changing happened rapidly in low frequencies, the amount of displacements increased with decreasing in frequency. Comparing the scale of displacements in Fig. 3(a) and (b), the growth of displacements due to higher amplitude of base acceleration was obvious.

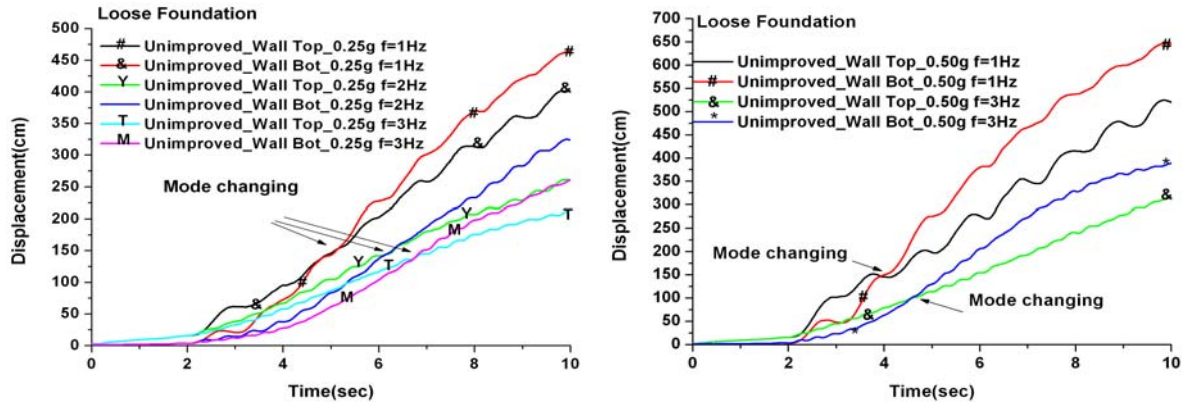


Fig. 3. Displacement time histories of the top and bottom of the wall, (a) $a_{max} = 0.25g$, (b) $a_{max} = 0.5g$

Fig. 4 demonstrates the variation of bending moment along the wall during base acceleration of $a_{max}=0.25g$, $f=1Hz$. It is obvious that the embedment zone provided significant resistant moment at the beginning of the motion, $t=0.01sec$. However this moment did not last even by $t=3s$. In addition, at $t=5s$, considerable overturning moment was applied to the wall root and wall center by the earth pressure.

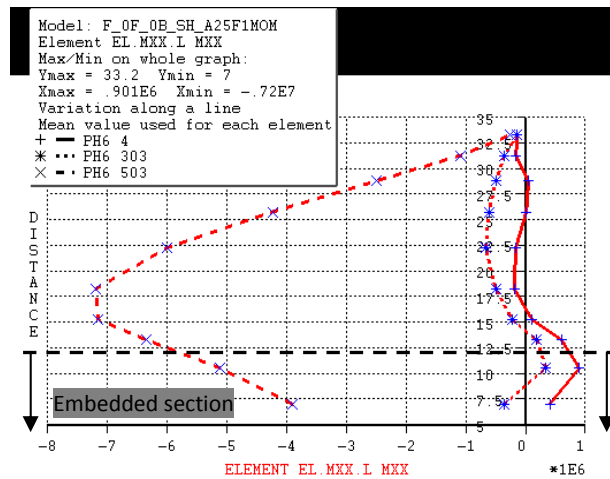


Fig. 4. Bending moment along the wall, $a_{max}=0.25g$, $f=1Hz$.

4. Conclusions

Based on the model observations and numerical results, the extension of liquefiable layer around the embedded section of the sheet pile caused failure at embedment, in which the bottom of the wall endures higher displacement than the top. Besides the softening of loose layer in front of the wall root due to liquefaction, overturning moment applied to the wall bottom were identified as the main reasons of embedment failure. The amounts of displacements were strongly dependent on the frequency and amplitude of the base acceleration.

5. References

- [1] Iai, S., "Similitude for Shaking Table Test on Soil-Structure-Fluid model in 1g Gravitational Field", The Port & Harbor Research Institute, Japan, 1988.
- [2] Manie, J., Kikstra, W. P., "DIANA User's Manual: Matlib", 1st Edition. TNO DIANA BV, Netherlands, 2009.
- [3] Iai S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., "Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility", The Port & Harbor Research Institute of Japan, 1990.