

Calculation of Seismic Lateral Earth Pressure on Hunchbacked Gravity Quay Walls

Babak Ebrahimian^{1*}, Amir Reza Zarnousheh Farahani²

1- Assistant Professor, Geotechnical and Transportation Engineering Division, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

2- Graduate M.Sc. Student, Geotechnical and Transportation Engineering Division, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

ABSTRACT

Seismic lateral earth pressure is one of the key factors affecting the behavior and performance of retaining walls and is the basis for seismic analysis of such structures in many relevant codes and design guidelines. Hunchbacked gravity quay walls are a special type of retaining wall, whose unique geometry results in a different distribution pattern of lateral pressure from the soil behind the wall. In the present study, seismic lateral earth pressure on hunchbacked gravity quay walls is estimated using various methods, including nonlinear effective stress dynamic analysis and Mononobe-Okabe pseudo-static analysis, and the results are compared with corresponding experimental outcomes from shake table tests. For this purpose, an explicit finite difference numerical model is developed for nonlinear dynamic analyses, and a spreadsheet program is designed for pseudo-static analyses. Seismic lateral earth pressure is calculated for nine cases of hunchbacked gravity quay walls with varying geometries, foundation conditions, and seismic loads, at three stages: before seismic loading, at the moment of maximum lateral soil force on the wall, and after seismic loading. These results are then compared with corresponding values from shake table tests. The findings reveal that, at the moment of seismic loading when the resultant lateral soil force on the wall reaches its peak magnitude, the accuracy and quality of the lateral pressure distribution predictions obtained from nonlinear effective stress dynamic modeling are significantly higher than those of the Mononobe-Okabe pseudo-static method. However, for post-seismic loading conditions, the Mononobe-Okabe method provides more accurate and reliable predictions. Additionally, applying the suggested correction factors to the results of the Mononobe-Okabe method improves its accuracy in estimating lateral forces at the moment of peak lateral soil force by an average of 3.3 to 6.7 times.

ARTICLE INFO

Receive Date: 19 October 2024

Revise Date: 07 January 2025

Accept Date: 24 February 2025

Keywords:

Gravity quay wall
Hunchbacked geometry
Seismic lateral earth pressure
Non-linear dynamic analysis
Pseudo-static analysis
Mononobe-Okabe method

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2025.482001.3538](https://doi.org/10.22065/jsce.2025.482001.3538)

*Corresponding author: Babak Ebrahimian.

Email address: b_ebrahimian@sbu.ac.ir

محاسبه فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوارهای ساحلی وزنی پشت شکسته

بابک ابراهیمیان^{۱*}، امیررضا زرنوشه فراهانی^۲

۱- استادیار گروه مهندسی ژئوتکنیک و حمل و نقل، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد گروه مهندسی ژئوتکنیک و حمل و نقل، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی،

تهران، ایران

چکیده

فشار جانبی لرزه‌ای خاک یکی از مولفه‌های اثرگذار بر رفتار و عملکرد دیوارهای حائل بوده و در بسیاری از آئین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی، مبنای تحلیل لرزه‌ای این نوع سازه‌ها قرار گرفته است. دیوارهای ساحلی وزنی پشت شکسته نوع خاصی از دیوارهای حائلند که به واسطه هندسه ویژه‌شان دارای شکل متفاوتی از توزیع فشار جانبی موثر ناشی از خاک پشت دیوار هستند. در پژوهش حاضر، فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوارهای ساحلی وزنی پشت شکسته با استفاده از روش‌های مختلف شامل تحلیل دینامیکی غیرخطی تنش موثر و شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه برآورد و با نتایج متناظر آزمون‌های آزمایشگاهی میز لرزه مقایسه می‌شوند. برای این منظور، یک مدل عددی تفاضل محدود صریح برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و یک برنامه صفحه گسترده برای انجام تحلیل‌های شبه‌استاتیکی توسعه می‌یابند و فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر ۹ نمونه دیوار ساحلی وزنی پشت شکسته با شرایط هندسی، بستر و بارگذاری لرزه‌ای متفاوت در سه حالت پیش از اعمال بارگذاری، لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک بر دیوار و بعد از اعمال بارگذاری محاسبه و با مقادیر متناظر آزمون‌های آزمایشگاهی میز لرزه مقایسه می‌شوند. نتایج حاصل نشان می‌دهند برای لحظه‌ای از بارگذاری لرزه‌ای که برآیند نیروی جانبی خاک وارد بر دیوار به مقدار بیشینه خود می‌رسد، دقت و کیفیت پیش‌بینی توزیع فشار جانبی لرزه‌ای به دست آمده از مدل‌سازی‌های عددی دینامیکی غیرخطی تنش موثر به میزان قابل توجهی بیش‌تر از روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه است؛ درحالی‌که برای شرایط پس از بارگذاری لرزه‌ای، دقت و کیفیت پیش‌بینی روش مونونوبه-اوکابه مناسب‌تر است. همچنین، اعمال ضرایب اصلاحی پیشنهادی بر نتایج حاصل از روش مونونوبه-اوکابه می‌تواند دقت این روش را در تخمین نیروی جانبی در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک وارد بر دیوار به‌طور میانگین به میزان ۳/۳ تا ۶/۷ برابر افزایش دهد.

کلمات کلیدی: دیوار ساحلی وزنی، هندسه گوزپشتی، فشار جانبی لرزه‌ای خاک، تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل شبه‌استاتیکی،

روش مونونوبه-اوکابه

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2025.482001.3538	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://doi.org/10.22065/jsce.2025.482001.3538	۱۴۰۴/۰۱/۳۱	۱۴۰۳/۱۲/۰۶	۱۴۰۳/۱۲/۰۶	۱۴۰۳/۱۰/۱۸	۱۴۰۳/۰۷/۲۸
		*نویسنده مسئول:				
		بابک ابراهیمیان				
		b_brahimian@sbu.ac.ir				
		پست الکترونیکی:				

۱- مقدمه

دیوارهای ساحلی از جمله مهم‌ترین زیرساخت‌ها در صنعت حمل و نقل دریایی هستند. همه روزه میلیون‌ها تن کالا، فرآورده‌های هیدروکربوری و پتروشیمی از طریق بنادر میان نقاط مختلف جهان جابه‌جا می‌شوند. انجام ایمن این مبادلات و انتقال محموله‌ها در گروی حفظ قابلیت بهره‌برداری سازه‌های حائل مانند اسکله‌ها، موسوم به دیوارهای ساحلی هستند [۱]. حجم بالای مبادلات دریایی، استقرار تجهیزات و محموله‌های با ارزش و گران قیمت مستقر بر خاکریز پشت دیوارهای ساحلی از یک سو و زمان‌بر بودن فرآیند احداث و تعمیر دیوارهای ساحلی از سوی دیگر، از جمله مجموعه عواملی هستند که حفظ پایداری این سازه‌ها در شرایط بحرانی مانند زلزله را به امری حیاتی مبدل می‌سازند [۲]. با این وجود، مطالعات عددی [۳-۹] و آزمایشگاهی [۱۰-۱۳] انجام شده بر روی این سازه‌ها، حاکی از آسیب‌پذیری بالای آن‌ها در شرایط بارگذاری‌های لرزه‌ای است.

دیوارهای ساحلی وزنی به علت دوام بالا، ساخت آسان و قابلیت کاربرد برای احداث اسکله‌های مرتفع، جز پرکاربردترین سیستم‌های دیوار ساحلی، خصوصاً در بسترهای متراکم به‌شمار می‌روند [۱۴ و ۱۵]. دیوارهای ساحلی بلوکی، قدیمی‌ترین نوع دیوارهای حائل وزنی‌اند [۱۶]. این دیوارها با چیده شدن بلوک‌های بتنی بر روی یک لایه شن یا سنگ شکسته ساخته می‌شوند [۱]. برای احداث اسکله در نواحی با خطر زلزله‌خیزی زیاد، می‌توان از یک شکل خاص دیوارهای ساحلی بلوکی، موسوم به دیوار پشت‌شکسته یا گوژپشتی^۱، استفاده کرد. در دیوار پشت‌شکسته، افزایش فشارهای جانبی لرزه‌ای خاک در ناحیه پایین ارتفاع دیوار به‌واسطه تمایل شکل پشت دیوار به سمت خاکریز کاهش می‌یابد. در حالی که در اعماق سطحی که فشار جانبی لرزه‌ای خاک کم‌تر است، با تمایل شکل پشت دیوار به سمت دریا، هزینه ساخت و وزن دیوار کاهش می‌یابد [۱۲، ۱۷ و ۱۸]. هم‌چنین، به‌سبب جابه‌جایی مرکز ثقل دیوار به سمت خاکریز در دیوار پشت‌شکسته، پایداری این دیوارها در مقایسه با یک دیوار پشت قائم بهبود می‌یابد [۱۹].

فشار جانبی موثر لرزه‌ای خاک یکی از مهم‌ترین مولفه‌های اثرگذار بر رفتار دیوارهای حائل است. در بسیاری از آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها، فشار جانبی موثر لرزه‌ای خاک مبنای طراحی این سازه‌ها در شرایط لرزه‌ای قرار گرفته است [۲۰ و ۲۱]. روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه^۲ [۲۲ و ۲۳] به‌علت کاربرد آسان مرسوم‌ترین روش تحلیلی موجود برای تخمین فشار جانبی موثر خاک وارد بر سازه‌های حائل تحت بارگذاری‌های لرزه‌ای است [۲۴-۲۶]. در این روش، نیروی دینامیکی زلزله با یک نیروی اینرسی شبه‌استاتیک معادل که ضریبی ثابت از وزن گوه گسیختگی محرک خاک است، جایگزین می‌شود [۲۷ و ۲۸]. از این‌رو، برای توزیع یکنواخت شتاب‌های افقی و قائم در داخل خاکریز، گوه‌گسیختگی خاک به‌صورت یک جسم صلب در نظر گرفته می‌شود. به‌واسطه این ساده‌سازی، ماهیت نیروی دینامیکی زلزله و در نظر گرفتن آن به‌صورت یک نیروی شبه‌استاتیکی معادل، اثرات اختلاف فازها و تشدید بار سیکلی در داخل خاکریز و شرایط غیرخطی سیستم در نظر گرفته نمی‌شوند [۲۹]. هم‌چنین، در روش مونونوبه-اوکابه مصالح ژئوتکنیکی بستر تأثیری بر فشار لرزه‌ای برآورد شده توسط این روش ندارد [۲۳]. این درحالی است که حداقل درخصوص دیوارهای ساحلی پشت‌شکسته، به‌واسطه هندسه ویژه این دیوارها و حساسیت بسیار بالای زاویه دوران آن‌ها نسبت به درصد تراکم نسبی ($D_r/\%$) مصالح بستر، شرایط مصالح ژئوتکنیکی پشت دیوار تأثیر زیادی بر فشار جانبی وارد بر دیوار دارد [۱۹].

صدرکریمی و همکاران^۳ (۲۰۰۸) با انجام یک سری آزمون میزلرزه $g-1$ بر روی دو نمونه دیوار ساحلی پشت‌شکسته در دو نوع بستر ماسه‌ای متراکم غیرروان‌گرا و سست روان‌گرا، فشار جانبی لرزه‌ای وارد بر این دیوارها را در شرایط سکون^۴ و محرک^۵ اندازه‌گیری کردند [۱۲]. صدرکریمی (۲۰۱۰) فشار جانبی لرزه‌ای برآورد شده با استفاده از روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه برای دیوارهای پشت‌شکسته در بستر ماسه‌ای متراکم و در شرایط سکون و محرک را با مشاهدات آزمایشگاهی متناظر مقایسه کرد. مقایسه توزیع فشارهای

¹ Hunchback

² Mononobe and Okabe

³ Sadrekarimi et al.

⁴ At rest

⁵ Active

جانبی حاصل از روش موندنوبه-اوکابه و آزمون‌های میز لرزه نشان داد که استفاده از روش تحلیلی شبه‌استاتیک منجر به برآوردی محافظه‌کارانه از فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوارهای ساحلی پشت‌شکسته می‌شود [۱۹]. یوکسل و همکاران^۶ (۲۰۱۷) با انجام یک مجموعه آزمون میز لرزه بر روی دو نمونه دیوار ساحلی پشت‌شکسته مستقر بر روی بستر سخت، به بررسی تغییرات پارامترهای رفتاری مختلف این دیوارها از جمله توزیع فشار جانبی لرزه‌ای خاک پرداختند. نتایج ایشان نشان دادند در شرایطی که بیشینه شتاب افقی بارگذاری ورودی کوچک‌تر از $0.2g$ باشد، افزایش فشار جانبی لرزه‌ای در ارتفاع دیوار به صورت خطی است. اما در شتاب‌های افقی بیش‌تر، تغییرات فشار لرزه‌ای به صورت غیرخطی بوده و شکل توزیع فشار جانبی لرزه‌ای وارد بر دیوار به صورت شکسته است [۳۰].

یک راهکار دیگر برای برآورد فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوارهای ساحلی پشت‌شکسته، انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی است [۲۱]. این روش، کامل‌ترین و جامع‌ترین روش موجود برای تحلیل رفتار لرزه‌ای سازه‌های ساحلی است [۲۰]. در این روش، کل سیستم خاک و دیوار ارزیابی و تأثیر اندرکنش خاک و سازه در محاسبات لرزه‌ای لحاظ می‌شود. به‌علت پیچیدگی بالای روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، به‌کارگیری آن مستلزم استفاده از روش‌های عددی مانند اجزا محدود یا تفاضل محدود است. بسته به سطح کرنش مورد انتظار از خاک و شرایط زهکشی مسئله، مدل‌سازی رفتار مصالح می‌تواند به صورت خطی و یا غیرخطی و در فضای تنش‌های کل یا مؤثر انجام شود [۳۱].

طبق بررسی نگارندگان، تاکنون مطالعه‌ای در زمینه ارزیابی دقت و کیفیت پیش‌بینی روش تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی در تخمین فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوارهای ساحلی وزنی پشت‌شکسته واقع بر بسترهای متراکم غیرروان‌گرا و سست روان‌گرا و مقایسه نتایج حاصل از آن با نتایج تحلیل شبه‌استاتیک و آزمایشگاهی متناظر انجام نشده است. بر این اساس، در مطالعه حاضر، دقت و کیفیت پیش‌بینی روش‌های شبه‌استاتیک و دینامیکی غیرخطی در تخمین فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوارهای ساحلی وزنی پشت‌شکسته واقع بر بستر ماسه‌ای بررسی و مقایسه می‌شوند. برای این منظور، با به‌کارگیری روش تفاضل محدود صریح لاگرانژی^۷، مدل‌های رفتاری UBCSAND برای مصالح دانه‌ای مستعد روان‌گرایی و مدل کسشان-خمیری موه‌ر کولمب^۸ مبتنی بر منحنی‌های کاهش مدول و میرایی مصالح برای مصالح غیرروان‌گرا و همچنین لحاظ نمودن اندرکنش خاک-سازه، ابتدا مدل‌های عددی دیوار ساحلی پشت‌شکسته در نرم افزار FLAC دوبعدی نسخه ۸/۱ توسعه می‌یابند و پاسخ لرزه‌ای آن‌ها بر مبنای مشاهدات آزمایشگاهی متناظر [۱۲] اعتبارسنجی می‌شود. سپس، توزیع فشار جانبی مؤثر لرزه‌ای خاک حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و روش شبه‌استاتیک موندنوبه-اوکابه با نتایج آزمون‌های میز لرزه در شرایط مختلف مصالح بستر مقایسه و بحث می‌شوند.

۲- مدل‌سازی عددی

۲-۱- مشخصات دیوارهای بررسی شده

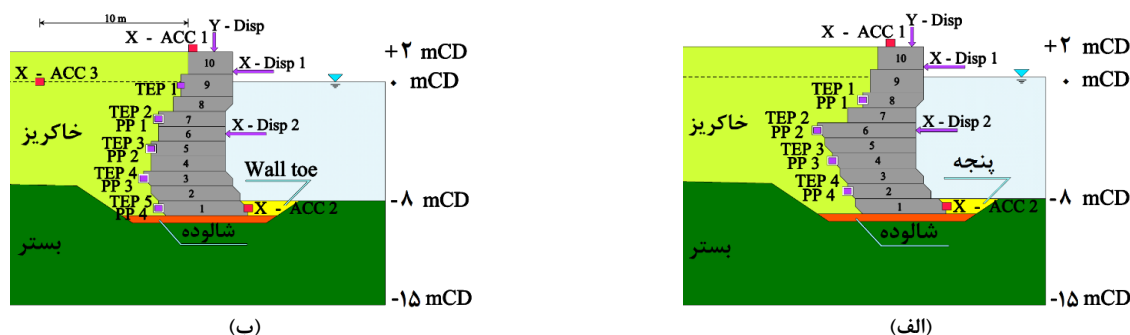
مبنای توسعه مدل‌های عددی در این مطالعه، دیوارهای وزنی بلوکی پشت‌شکسته بررسی شده در آزمون میز لرزه $1g$ است [۱۲]. دیوارهای مورد بررسی دو نوع هندسه متفاوت مطابق شکل ۱ دارند. بر اساس این شکل، دیوارها متشکل از ۱۰ عدد بلوک بتنی با هندسه‌های متفاوت هستند که بر روی هم قرار گرفته‌اند. ارتفاع بلوک‌های ۱ تا ۸ برابر ۱ متر است، در حالی که بلوک‌های فوقانی ۹ و ۱۰ دارای ارتفاع ۱/۵ متر هستند. مطابق شکل ۱، با چیده شدن بلوک‌ها بر روی یکدیگر، هندسه پشت‌شکسته برای دیوار ایجاد می‌شود. مدل‌های مورد بررسی شامل شش نمونه با بستر متراکم ($Df=90\%$)، یک نمونه با بستر نیمه متراکم ($Df=60\%$) و دو نمونه با بستر سست روان‌گرا (35% و 30%) هستند. مشخصات مدل‌های عددی مورد مطالعه، شامل نوع هندسه دیوار، چگالی نسبی بستر (Df) و بیشینه شتاب افقی (PGA) بارگذاری ورودی اعمالی، در جدول ۱ ارائه شده‌اند. مطابق شکل ۱، هر دو دیوار نوع اول و دوم دارای زاویه تمایل به

⁶ Yuksel et al.

⁷ Lagrangian explicit finite-difference method

⁸ Elastic-plastic Mohr-Coulomb model

سمت خاکریز معادل ۲۶/۶ درجه نسبت به راستای قائم هستند. نسبت ارتفاع بخش مایل به سمت خاکریز به ارتفاع کل برای دیوارهای نوع اول و دوم به ترتیب برابر ۰/۵۴ و ۰/۲۷ است.



شکل ۱: هندسه مدل‌های عددی مورد بررسی و نقاط ثبت پارامترهای فشار جانبی خاک (TEP)، فشار آب منفذی (PP) و شتاب افقی (X-Acc) و تغییر مکان‌های افقی (X-Disp) و قائم (Y-Disp) در دیوارهای پشت‌شکسته: (الف) نوع اول، و (ب) نوع دوم.

برای مدل‌سازی رفتار لرزه‌ای دیوار ساحلی وزنی پشت‌شکسته، یک مدل عددی کرنش مسطح تفاضل محدود با استفاده از نرم‌افزار FLAC دوبعدی و پیرایش ۸/۱ توسعه داده می‌شود [۳۲]. از آنجایی که روش‌های تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی استفاده شده در این پژوهش برای تخمین فشار جانبی خاک وارد بر دیوار بر اساس شرایط کرنش مسطح توسعه یافته‌اند، متناظراً مدل‌سازی‌های عددی نیز در شرایط کرنش مسطح انجام می‌شوند. خاکریز مدل‌های عددی مورد مطالعه، شامل مصالح دانه‌ای با تراکم نسبی $Dr\% = 52\%$ است. هم‌چنین، بستر مدل‌ها متشکل از ماسه با تراکم‌های نسبی متفاوت، مطابق با جدول ۱ است. علاوه بر این، مطابق با شرایط واقعی احداث این دیوارها، لایه‌هایی از جنس سنگریزه به ارتفاع ۱ و ۰/۵ متر به ترتیب در جلوی پنجه و زیر دیوار به‌عنوان شالوده استقرار یافته‌اند.

جدول ۱. مشخصات مدل‌های عددی مورد بررسی.

شماره مدل	هندسه دیوار	تراکم نسبی بستر ($Dr\%$)	بیشینه شتاب افقی (PGA) بارگذاری ورودی (g)
۱	نوع اول	۹۰	۰/۲۵
۲	نوع اول	۹۰	۰/۳۵
۳	نوع اول	۹۰	۰/۴
۴	نوع اول	۶۰	۰/۳۴
۵	نوع اول	۳۰	۰/۲۴
۶	نوع دوم	۹۰	۰/۳۸
۷	نوع دوم	۹۰	۰/۲
۸	نوع دوم	۹۰	۰/۳۶
۹	نوع دوم	۳۵	۰/۲۲
۱۰	نوع دوم	۷۷	۰/۳۵

۲-۲- روند مدل‌سازی

در روش تفاضل محدود، شبکه‌بندی مدل باید به‌گونه‌ای توسعه داده شود که ضمن برآورده ساختن دقت مورد نیاز، مسئله در مدت زمان مناسب تحلیل شود. به‌لحاظ هندسی، مدلی با نواحی^۹ مربع شکل دارای بیش‌ترین دقت در برآورد پاسخ سازه است [۳۲]. به‌منظور جلوگیری از خطای هندسی^{۱۰} که گاهی در شبکه‌های درشت اتفاق می‌افتد، باید ابعاد نواحی به اندازه کافی کوچک انتخاب شوند. برای انتشار دقیق موج لرزه‌ای در مدل عددی، اندازه کوچک‌ترین ناحیه باید از یک دهم طول موج مرتبط با بالاترین مولفه فرکانس موج

^۹ Zones

^{۱۰} Bad geometry

ورودی که حاوی انرژی قابل ملاحظه‌ای است، کوچک‌تر باشد [۳۲]. در خصوص دیوار پشت‌شکسته به لحاظ جزئیات هندسی فراوان دیوار، لازم است ابعاد نواحی شبکه به اندازه کافی کوچک انتخاب شوند تا بتوان جزئیات هندسی را با دقت مطلوب در مدل عددی تعریف نمود. بر این اساس، با توجه به لزوم انتشار دقیق موج لرزه‌ای در مدل عددی و همچنین در نظرگیری جزئیات هندسه مدل، ابعاد تمامی نواحی شبکه‌بندی به صورت مربع با بعد 0.5 متر در نظر گرفته می‌شوند.

در این پژوهش، برای تعیین طول بهینه، ابتدا مدلی از دیوار نوع اول با طول 100 متر ساخته و پاسخ لرزه‌ای آن محاسبه می‌شود. بر اساس شکل (۲-الف)، بررسی تغییرشکل‌های خاکریز پشت دیوار نشان می‌دهد که تغییرمکان افقی سطح خاکریز در فاصله 24 متری از پشت دیوار به مقدار ثابتی می‌رسد و با افزایش فاصله بیش از 24 متر، تغییری در تغییرمکان افقی سطح خاکریز مشاهده نمی‌شود. همچنین، تغییرمکان افقی سطح بستر در فاصله 12 متری از جلوی دیوار نیز به یک مقدار ثابت میل می‌کند. بنابراین، طول اولیه مدل از جمع این دو مقدار به علاوه عرض دیوار (یعنی $24+12+9=45$ متر) محاسبه می‌شود. سپس، برای تعیین بهینه‌ترین طول، تحلیل حساسیت‌سنجی نسبت به تغییرات جابجایی افقی بالای دیوار انجام می‌شود. همان‌طور که در شکل (۲-ب) مشاهده می‌شود، در طول‌های بیشتر از 55 متر، تغییرمکان افقی ماندگار بالای دیوار پس از بارگذاری لرزه‌ای ثابت می‌ماند. بر این اساس، طول 65 متر به عنوان مقدار بهینه برای کاهش بازتاب امواج به داخل مدل انتخاب می‌شود.



شکل ۲: نتایج تحلیل حساسیت‌سنجی برای تعیین طول بهینه مدل عددی: (الف) تغییرات تغییرمکان افقی سطح فوقانی خاک در جلو و پشت دیوار، و (ب) تغییرات تغییرمکان افقی بالای دیوار نسبت به طول مدل.

برای لحاظ نمودن مراحل احداث دیوار بر پاسخ لرزه‌ای سیستم، مدل‌سازی عددی در دوازده مرحله انجام می‌شود. در هر مرحله، با انجام تحلیل استاتیکی تا دستیابی به تعادل، اثر مراحل ساخت در شرایط اولیه مدل و توزیع میدان‌های تنش و کرنش در نظر گرفته می‌شود. در مرحله اول، با شبیه‌سازی بستر دریا، شرایط اولیه آن پیش از احداث دیوار ساحلی در نظر گرفته می‌شود. در مرحله دوم، شالوده زیر دیوار متشکل از خاک درشت‌دانه شنی یا سنگریزه بر روی بستر دریا اجرا می‌شود. در مرحله سوم، اولین بلوک تشکیل‌دهنده دیوار به همراه اولین لایه خاکریز پشت آن و هم‌چنین مصالح پنجه دیوار بر روی مصالح شالوده و بستر استقرار می‌یابند. در نهایت در مراحل چهارم تا دوازدهم بلوک‌ها و لایه‌های خاکریز پشت آن‌ها بر روی یکدیگر قرار می‌گیرند تا دیوار با هندسه پشت‌شکسته ایجاد شود. پس از تکمیل مراحل ساخت و اعمال شرایط اولیه در داخل مدل، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی با اعمال بارگذاری لرزه‌ای انجام و پاسخ سیستم محاسبه می‌شود.

از تکیه‌گاه‌های غلتکی و مفصلی به ترتیب برای شبیه‌سازی شرایط مرزهای جانبی و کف مدل در طی تحلیل‌های استاتیکی استفاده می‌شود. هم‌چنین، از مرزهای آزاد^{۱۱} برای مدل‌سازی مرزهای جانبی در طی تحلیل‌های دینامیکی استفاده می‌شود [۳۲]. به واسطه طول تماس زیاد بلوک‌ها بر روی هم و همچنین تعبیه کلیدهای برشی بین آن‌ها، تغییرشکل تفاضلی میان بلوک‌ها نسبت به یکدیگر نزدیک به صفر است و معمولاً دیوار به صورت یکپارچه عمل می‌کند [۱۱، ۱۲، ۳۳ و ۳۴]. از این‌رو در شبیه‌سازی عددی دیوار به صورت یکپارچه مدل می‌شود.

¹¹ Free field

از اجزای سطح مشترک^{۱۲} برای مدل سازی اندرکنش دیوار و مصالح ژئوتکنیکی مجاور آن بهره گیری می شود. زاویه اصطکاک سطح مشترک بین دیوار و مصالح شالوده و خاکریز، بر اساس توصیه استاندارد فنی بنادر و تجهیزات ساحلی ژاپن^{۱۳} [۲۱]، برابر ۰/۶ زاویه اصطکاک مصالح در این بخش ها لحاظ می شود. هم چنین، بر اساس توصیه راهنمای^{۱۴} نرم افزار، سختی نرمال (k_n) و سختی برشی (k_s) بین سطوح براساس معادله های (۱) و (۲) برابر با 10^{11} در نظر گرفته می شوند:

$$E_s = \max \left[\left(K + \frac{4}{3} G \right) / \Delta z_{\min} \right] \quad (1)$$

$$k_s = k_n = 10 \times E_s \quad (2)$$

که K و G به ترتیب مدول حجمی و برشی مصالح و Δz_{\min} کوچک ترین بعد ناحیه شبکه مجاور در راستای نرمال هستند.

از آنجایی که تحلیل ها در این پژوهش در فضای تنش مؤثر انجام می شود، مقادیر فشار آب منفذی اولیه که نشان دهنده شرایط هیدرولیکی اولیه مصالح است، به همراه پارامترهای نفوذپذیری و تخلخل مصالح، که بر جریان آب و توزیع فشار آب منفذی در داخل مصالح تأثیر می گذارند، در مدل ها لحاظ می شوند. فشار آب منفذی اولیه نقش کلیدی در تعیین وضعیت تنش مؤثر در مدل عددی ایفا می کند، و نفوذپذیری و تخلخل مصالح نیز جریان آب و میزان تغییرات فشار آب منفذی در طول زمان و تحت اثر بارگذاری را کنترل می کنند.

۲-۳- مدل های رفتاری مصالح

مصالح ژئوتکنیکی بستر از نوع ماسه با تراکم های نسبی متفاوت (مطابق جدول ۱) و مصالح خاکریز از نوع شن با تراکم نسبی ۵۲٪ هستند. برای مدل سازی رفتار دینامیکی مصالح دانه ای متراکم ($Dr=90\%$) و نیمه متراکم ($Dr<90\%$) از مدل رفتاری کشسان-خمیری موهر-کولمب استفاده می شود. هم چنین، رفتار بلوک های بتنی با مدل رفتاری کشسان توصیف می شود.

مدول برشی (G_{\max}) بستر ماسه ای برای مدل های با بستر متراکم و نیمه متراکم با استفاده از روابط زیر محاسبه می شود [۳۵]:

$$G_{\max} = 6.6 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_c)^{0.52}, \sigma'_c < 9.8 kPa \quad (3)$$

$$G_{\max} = 8.2 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_c)^{0.43}, \sigma'_c > 9.8 kPa$$

که در آن ها، e نسبت تخلخل و σ'_c فشار مؤثر متوسط همه جانبه (بر حسب کیلو پاسکال) است. سپس، G_{\max} بر حسب مگا پاسکال حاصل می شود. هم چنین، مدول برشی خاکریز شنی با استفاده از رابطه (۴) محاسبه می شود [۳۵]:

$$G_{\max} = G_b e^{-1.3 \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_0} \right)^n} \quad (4)$$

که در آن، کیلو پاسکال $\sigma'_c = 100$ ، مگا پاسکال $G_b = 74$ و $n=0.675$ (مقدار متوسط برای شن ها) هستند.

برای مصالح ژئوتکنیکی بستر، در مدل های با بستر سست (تراکم نسبی زیر ۴۰٪) از مدل رفتاری کشسان-خمیری UBCSAND استفاده می شود. مدل UBCSAND یک مدل تنش مؤثر دو بعدی برای انجام تحلیل های تنش - تغییر شکل در سازه های ژئوتکنیکی است.

¹² Interface elements

¹³ Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI)

¹⁴ Manual

این مدل برای توصیف رفتار مصالح دانه‌ای روان‌گرا توسعه داده شده است. مدل‌سازی رفتار مکانیکی مصالح در مدل UBSCAND به صورت همبسته^{۱۵} است و اندرکنش دینامیکی میان آب منفذی و اسکلت جامد خاک به طور مستقیم مدل می‌شود. در این راستا، معادله‌های تعادل مکانیکی و جریان به طور همزمان حل و پاسخ سیال منفذی از طریق مدول حجمی سیال با پاسخ اسکلت خاک همبسته می‌شود [۳۶]. رفتار تنش-کرنش برشی در مدل UBSCAND، با استفاده از یک رابطه هایپرپولیک تخمین زده می‌شود. هم‌چنین، کرنش حجمی اسکلت خاک به کمک یک قانون جریان که خود تابعی از نسبت تنش حاضر (η) است، برآورد می‌شود. در این مدل، پاسخ‌های کشسان به صورت همگن فرض و توسط مدول برشی (G^e) و مدول بالک (B^e) به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$G^e = K_G^e P_a \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{ne} \quad (5)$$

$$B^e = \alpha G^e \quad (6)$$

که در آن K_G^e ، عدد مدول برشی کشسان؛ P_a ، فشار اتمسفر؛ σ' ، تنش میانگین در صفحه بارگذاری؛ ne ، توان کشسان؛ و α ثابتی مرتبط با نسبت پواسون هستند [۳۷].

کرنش‌های خمیری در مدل UBSCAND با سطح تسلیم و قانون جریان کنترل می‌شوند. برای خاک‌های فاقد چسبندگی، سطح تسلیم در فضای تنش، مطابق شکل ۳-الف با استفاده از یک خط گذرنده از مبدأ توصیف می‌شود که این مسئله مشابه با مدل موهر-کولمب است. در گام نخست بارگذاری برشی، کنترل سطح تسلیم با حالت تنش کنونی (نقطه A در شکل ۳-الف) انجام می‌شود. با افزایش تنش برشی و نسبت تنش ($\eta = \frac{\tau}{\sigma'}$)، نقطه تنش به موقعیت B انتقال می‌یابد. τ و σ' تنش‌های موثر برشی و قائم در صفحه تنش برشی بیشینه هستند. سطح تسلیم به موقعیت جدید که از نقطه B و مبدأ می‌گذرد، منتقل می‌شود، که این شرایط سبب ایجاد سخت‌شوندگی و کرنش‌های خمیری برشی و حجمی می‌شود. افزایش کرنش برشی خمیری ($d\gamma^P$) مطابق شکل (۳-ب) با تغییر نسبت تنش ($d\eta$) ارتباط دارد و با رابطه (۷) تعریف می‌شود:

$$G^P = G_i^P \left(1 - \left(\frac{\eta}{\eta_f} \right) R_f \right)^2 \quad (7)$$

که در آن، G_i^P ، مدول برشی خمیری در سطح پایین نسبت تنش ($\eta=0$)؛ η_f ، نسبت تنش در هنگام گسیختگی (برابر با $\sin \phi_f$)؛ ϕ_f ، زاویه اصطکاک بیشینه و R_f ، نسبت گسیختگی هستند. با استفاده از قانون جریان، افزایش کرنش حجمی خمیری ($d\varepsilon_v^P$) توسط رابطه (۸) با افزایش کرنش برشی خمیری ($d\gamma^P$) مرتبط می‌شود:

$$d\varepsilon_v^P = \left(\sin \phi_{cv} - \left(\frac{\tau}{\sigma'} \right) \right) d\gamma^P \quad (8)$$

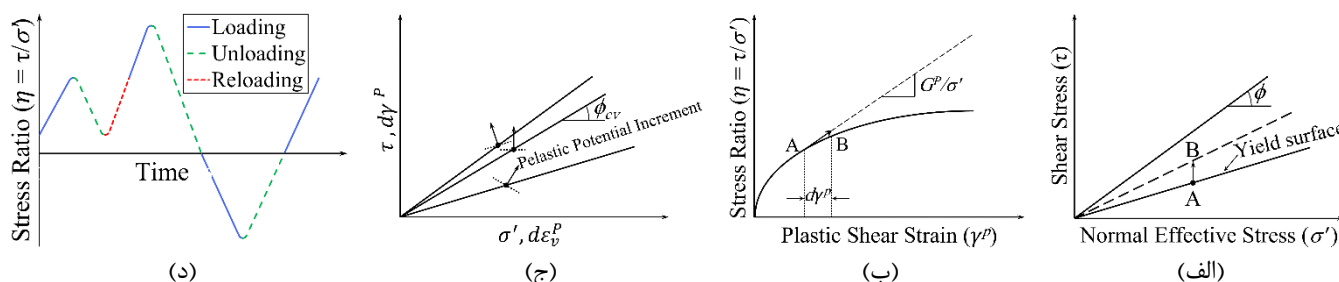
که، ϕ_{cv} ، زاویه اصطکاک حجم ثابت^{۱۶} یا زاویه تبدیل فاز^{۱۷} است. سطح تسلیم و جهت کرنش‌های خمیری که در شکل ۳-ج نشان داده شده‌اند، براساس قانون جریان هستند. در نسبت‌های تنش متناظر با ϕ_{cv} ، هیچ‌گونه فشردگی خمیری ایجاد نمی‌شود، در حالی که در نسبت‌های تنش پایین، فشردگی خمیری قابل توجهی به وجود می‌آید. مطابق شکل ۳-د، کاهش مقدار نسبت تنش، باربرداری اطلاق می‌شود. بارگذاری مجدد به عنوان حالتی که نسبت تنش بدون تغییر علامت، شروع به افزایش نماید، در نظر گرفته می‌شود و در آن هیچ‌گونه کرنش برشی و حجمی خمیری ایجاد نمی‌شود. بارگذاری مجدد تا زمانی که نسبت تنش کم‌تر از بیش‌ترین مقدار پیشین خود باشد، ادامه می‌یابد. هنگامی که نسبت تنش از بیشینه مقدار قبلی خود بیش‌تر شود، مجدداً کرنش خمیری ایجاد می‌شود.

¹⁵ Coupled

¹⁶ Constant volume friction angle

¹⁷ Phase transformation angle

برآورد اضافه فشار آب منفذی ایجاد شده در هر چرخه بارگذاری بر اساس کرنش حجمی خمیری، مدول برجهنگی^{۱۸} خاک و سختی سیال منفذی انجام می‌شود. مدل UBCSAND بر اساس قانون سخت‌شوندگی مختلط^{۱۹} سینماتیک و همسانگرد توسعه یافته است که امکان تغییر هم‌زمان اندازه و موقعیت سطح تسلیم را فراهم می‌نماید. اطلاعات تکمیلی در خصوص مبانی نظری و فرمول‌بندی مدل UBCSAND و همچنین مقادیر معمول برای ثابت‌های رفتاری مدل در مطالعات بی‌تی و بیرنه^{۲۰} (۱۹۹۸) و پارک^{۲۱} (۲۰۰۵) ارائه شده‌اند [۳۸ و ۳۹].



شکل ۳. مشخصات مدل UBCSAND: (الف) سطح تسلیم، (ب) افزایش کرنش برشی خمیری و مدول برشی خمیری، (ج) مسیره‌های کرنش‌های خمیری مرتبط با موقعیت سطح تسلیم، و (د) نمایش بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد در تاریخچه نسبت تنش [۳۶].

پارامترهای مدل UBCSAND با دو رویکردهای مستقیم و غیرمستقیم قابل تعیین‌اند [۳۹]. در رویکرد مستقیم، پارامترها با استفاده از داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی تعیین می‌شوند. در رویکرد غیرمستقیم، پارامترها براساس همبستگی میان پارامترهای کشسان و خمیری با درصد تراکم نسبی (D_r) یا مقادیر عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده (N_{160}) تعیین می‌شوند [۴۰ و ۴۱]. در مدل UBCSAND، عمده پارامترهای مهم با عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده (N_{160}) مرتبط هستند. در مطالعه حاضر، عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده (N_{160}) و زاویه اصطکاک حجم ثابت (ϕ_{cv}) براساس درصد تراکم نسبی (D_r) مصالح بستر تعیین و سایر پارامترها با استفاده از روابط همبستگی [۳۶]، بر مبنای این دو مشخصه تخمین زده می‌شوند. مشخصات مصالح ژئوتکنیکی بخش‌های مختلف مدل‌ها و پارامترهای مورد استفاده برای مصالح ژئوتکنیکی در مدل‌سازی‌های عددی در جدول‌های ۲ تا ۴ ارائه شده‌اند.

۲-۴- مشخصات میرایی

میرایی هیستریزس در مدل UBCSAND، براساس یک رابطه هذلولی میان سطح تنش برشی و کرنش برشی خمیری در نظر گرفته می‌شود [۳۶]. اما در مدل موهر-کولمب، منحنی میرایی-کرنش چرخه‌ای به صورت یک منحنی ایده‌آل با میرایی صفر در کرنش‌های الاستیک است [۳۲]. در این حالت، میرایی مصالح در کرنش‌های کوچک برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. در حالی که نمودار میرایی مصالح به صورت یک نمودار غیرخطی افزایشی است و مصالح در تمامی سطوح کرنش قابلیت استهلاک انرژی و خاصیت میرایی دارند [۴۲]. برای رفع این مسئله و لحاظ نمودن میرایی مصالح در تغییرشکل‌های کوچک دو راهکار قابل انجام هستند: (۱) لحاظ نمودن صرفاً میرایی مکانیکی ریلی (بین ۱ تا ۵ درصد) و (۲) لحاظ نمودن توأمان میرایی ریلی (بین ۰/۲ تا ۱ درصد) و میرایی هیسترتیک^{۲۲} از آن جایی که به کارگیری میرایی ریلی سبب افزایش مدت زمان حل می‌شود، استفاده از این میرایی به میزان کمینه، به لحاظ بار محاسباتی مطلوب‌تر است. بنابراین، به کارگیری میرایی‌های ریلی و هیسترتیک در کنار یکدیگر سبب تسریع روند حل مسئله می‌شود [۳۲]. از این رو در پژوهش حاضر، از میرایی ریلی (۰/۵٪) و هیسترتیک به طور هم‌زمان برای مدل‌سازی میرایی مصالح استفاده می‌شود.

برای یک خاک ایده‌آل، که در آن تنش تنها به کرنش بستگی دارد (نه تعداد چرخه‌های بارگذاری یا زمان) می‌توان یک رابطه رفتاری افزایشی به صورت زیر برای کاهش مدول برشی در نظر گرفت [۳۲]:

¹⁸ Rebound modulus

¹⁹ Mixed hardening rule

²⁰ Beaty and Byrne

²¹ Park

²² Hysteretic

$$\bar{\tau} = M_s \gamma$$

(۹)

که در آن:

 $\bar{\tau}$: تنش برشی نرمال شده ($= \tau/G_0$)

 G_0 : مدول برشی کرنش-کوچک مصالح

 γ : کرنش برشی

 M_s : مدول سکانتی نرمال شده وابسته به کرنش

جدول ۲: مشخصات مصالح ژئوتکنیکی بخش‌های مختلف مدل‌های عددی.

مدل رفتاری	تراکم نسبی (Dr) (%)	نوع مصالح	موقعیت
موهر - کولمب	۶۰ و ۹۰	ماسه	بستر
UBCSAND	۳۰ و ۳۵		
موهر - کولمب	-	سنگریزه	شالوده و پنجه دیوار
موهر - کولمب	۵۲	شن	خاکریز
کشسان	-	بتن	بلوک‌های دیوار

جدول ۳: پارامترهای مورد استفاده در مدل‌سازی‌های عددی برای مصالح غیر روان گرا.

متغیر	نماد	یکا	بستر*	پنجه	خاکریز	شالوده	بلوک دیوار
وزن مخصوص اشباع	γ_{sat}	کیلوگرم بر مترمکعب	۲۰۰۰	۱۹۰۰	۱۹۰۰	۱۹۰۰	۲۴۰۰
زاویه اصطکاک	ϕ	درجه	۳۸	۳۲	۲۸	۳۰	-
مدول حجمی	K	مگا پاسکال	۱۷۲/۲	۸۳/۳	۱۲۰	۱۲۰	۱۵۴۰۰
مدول برشی	G	مگا پاسکال	۷۹/۵	۳۸/۵	۵۵/۴	۵۵/۴	۱۱۵۸۰
چسبندگی	C	کیلو پاسکال	۵	۰	۰	۰	-
زاویه اتساع	ψ	درجه	۶	۰	۰	۰	-
ضریب نفوذپذیری	k	سانتیمتر بر ثانیه	۰/۰۱۲۵	۵۰	۵۰	۵۰	-

* مقادیر ارائه شده برای بستر مربوط به بسترهای با تراکم نسبی ۹۰٪ است.

جدول ۴: پارامترهای مورد استفاده در مدل‌سازی‌های عددی برای مصالح روان گرا.

متغیر	نماد	واحد	بستر روان گرا
وزن مخصوص اشباع	γ_{sat}	کیلوگرم بر مترمکعب	۱۹۰۰
عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده	$(N_1)_{60}$	-	۵
تخلخل	n	-	۰/۴۵۷
نسبت پواسون	ν	-	۰/۳۳
عدد مدول برشی کشسان	K_G^e	-	۴۹۴
عدد مدول حجمی کشسان	K_B	-	۲۶۳/۸۶
توان برشی کشسان	m_e	-	۰/۵
توان حجمی کشسان	n_e	-	۰/۵
عدد مدول برشی خمیری	K_G^p	-	۱۱۸/۱۵
توان حجمی خمیری	n_p	-	۰/۴
زاویه اصطکاک حجم ثابت	ϕ_{cv}	درجه	۳۰
ضریب نفوذپذیری	k	سانتیمتر بر ثانیه	۰/۱۲۵

مدول تانژانتی (M_t) به صورت زیر تعریف می شود:

$$M_t = \frac{d\bar{\tau}}{d\gamma} = M_s + \gamma \frac{dM_s}{d\gamma} \quad (10)$$

مدول برشی افزایشی در شبیه سازی غیرخطی با $G_0 M_t$ تعریف می شود. این عبارت به جای مدول برشی کرنش-کوچک (G_0) استفاده می شود. به منظور مدیریت مسیرهای کرنش دوعدی و سه بعدی، کرنش برشی به مولفه های موجود در فضای کرنش تجزیه می شود [۳۲]:

$$\gamma_1 = \gamma_1 + \Delta e_{11} - \Delta e_{22} \quad (11)$$

$$\gamma_2 = \gamma_2 + 2\Delta e_{12} \quad (12)$$

$$v_i = \gamma_i^o - \gamma_i^{oo} \quad (13)$$

$$z = \sqrt{v_i v_i} \quad (14)$$

$$n_i^o = \frac{v_i}{z} \quad (15)$$

$$d = (\gamma_i - \gamma_i^o) n_i \quad (16)$$

هنگامی که $|d|$ از مقدار بیشینه عبور می کند، مقادیر معکوس کرنش قبلی توسط معادله های (۱۷) و (۱۸) به روز می شوند:

$$\gamma_i^{oo} = \gamma_i^o \quad (17)$$

$$\gamma_i^o = \gamma_i \quad (18)$$

در خصوص مدول سکانتی نرمال شده (M_s) چهار فرمول بندی مختلف شامل پیش فرض^{۲۳}، سیگموئیدی^{۲۴} و ۳ و ۴ پارامتری و هاردین-درنویچ^{۲۵} در نرم افزار تعریف شده اند که از میان آن ها، در پژوهش حاضر از حالت سیگموئیدی ۳ پارامتری در مدل سازی های عددی استفاده می شود [۳۲]. منحنی های سیگموئیدی در محدوده تعریف شده یکنواخت هستند و رفتار مناجب مناسبی دارند. بنابراین، توابع قابل قبولی برای برآورد منحنی کاهش مدول هستند [۳۲]. مدول سکانتی در مدل سیگموئیدی ۳ پارامتری با رابطه (۱۹) تعریف می شود:

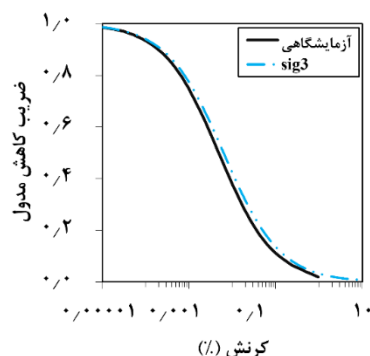
$$M_s = \frac{a}{1 + \exp(-(L - x_o)/b)} \quad (19)$$

در شکل ۴، منحنی کاهش مدول برازش داده شده برای مصالح بستر با منحنی متناظر به دست آمده از داده های آزمایشگاهی [۳۵] مقایسه شده است. با به کارگیری میرایی هیسترتیک و واسنجی نمودار کاهش مدول برشی مصالح مورد استفاده با مشاهدات آزمایشگاهی متناظر [۳۵]، عملکرد مدل موهر-کولمب در شبیه سازی تغییر لحظه ای سختی مصالح و توصیف رفتار آن ها طی بارگذاری های دینامیکی بهبود یافته است.

²³ Default

²⁴ Sigmoidal

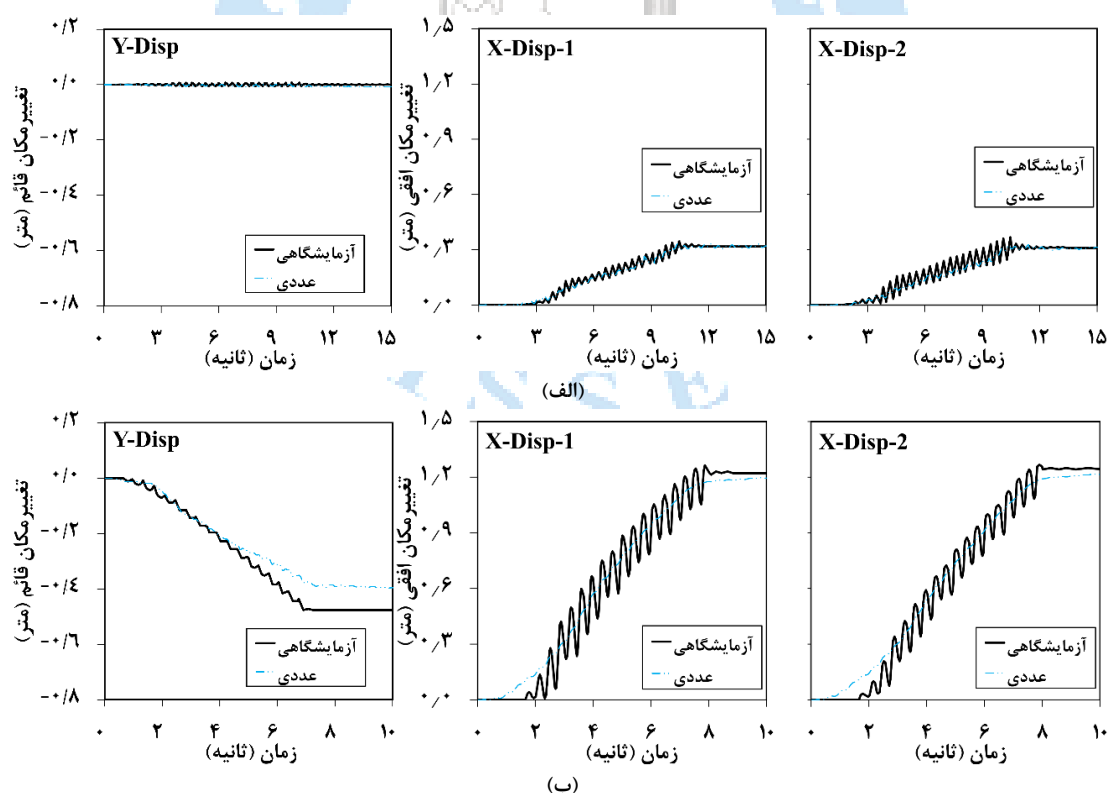
²⁵ Hardin/Drnevich

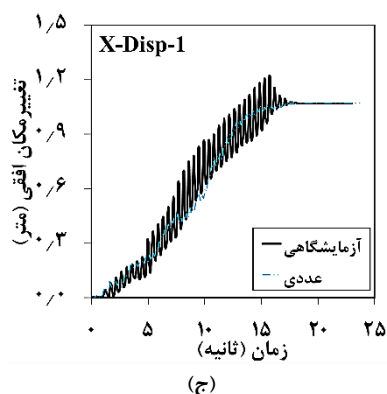


شکل ۴: مقایسه منحنی کاهش مدول برازش داده شده با مدل سیگموئیدی ۳ پارامتری پژوهش حاضر و منحنی کاهش مدول به دست آمده از داده‌های آزمایشگاهی مربوط به مصالح بستر [۳۵].

۲-۵- اعتبارسنجی مدل‌های عددی توسعه یافته

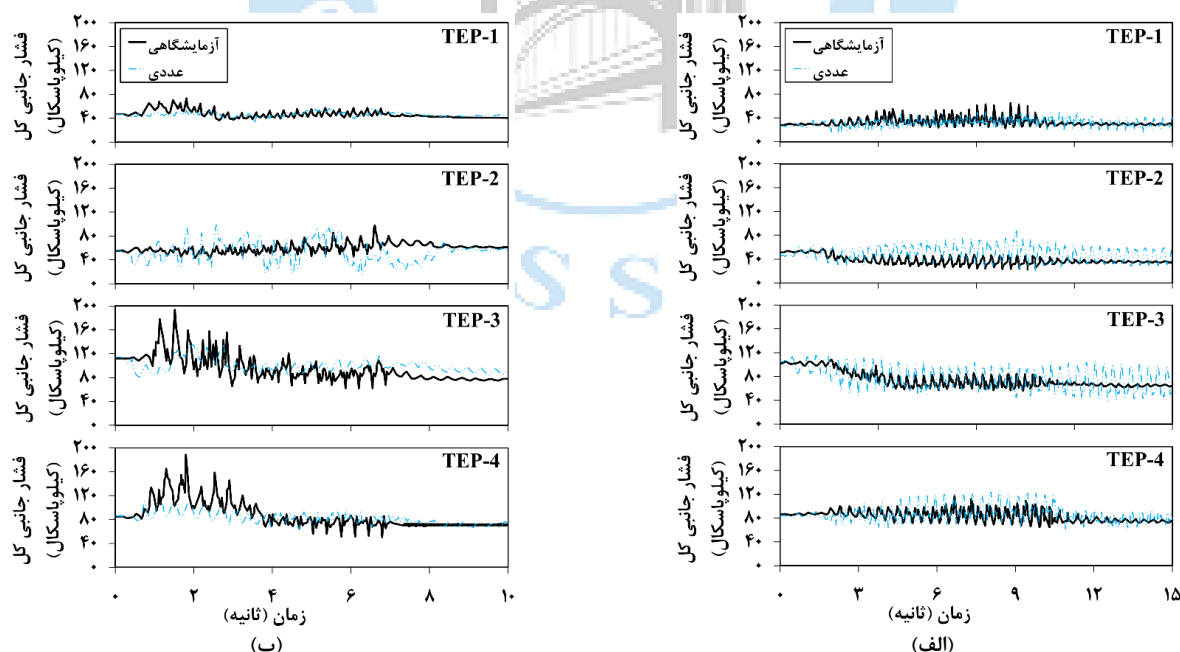
برای اعتبارسنجی مدل‌های عددی ایجاد شده، پاسخ لرزه‌ای حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی دیوار نوع اول با بسترهای متراکم (مدل شماره ۲) و روان‌گرا (مدل شماره ۵) و همچنین دیوار نوع دوم با بستر متراکم (مدل شماره ۱۰)، شامل تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان‌های افقی و قائم، شتاب افقی، فشار جانبی کل و فشار آب منفذی با مشاهدات آزمایشگاهی متناظر [۱۱ و ۱۲]، مقایسه می‌شوند. موقعیت نقاط ثبت تاریخچه‌های زمانی در شکل ۱ ارائه شده‌اند. در شکل‌های ۵ تا ۸، تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان‌های افقی و قائم، فشار جانبی کل، فشار آب منفذی و شتاب ورودی اعمالی و شتاب افقی ثبت شده در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند.



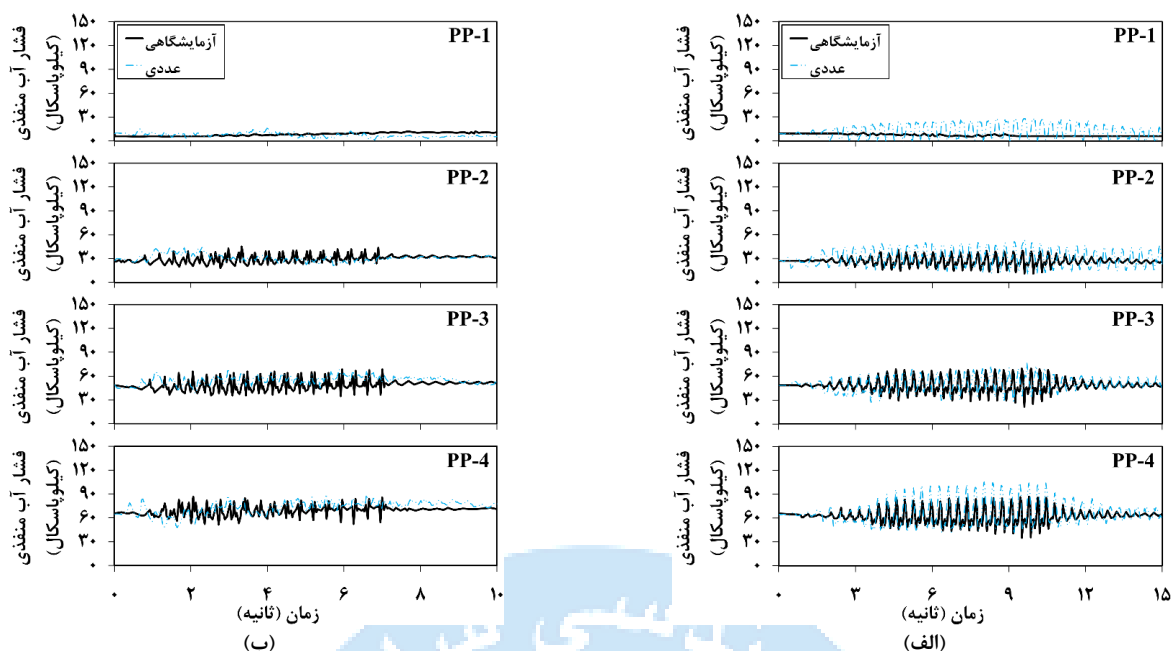


شکل ۵: مقایسه تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان‌های افقی و قائم ثبت شده در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر (۱۱ و ۱۲) برای: (الف) دیوار نوع اول واقع بر بستر متراکم (مدل ۲)، و (ب) دیوار نوع اول واقع بر بستر روان‌گرا (مدل ۵)، و (ج) دیوار نوع دوم واقع بر بستر متراکم (مدل ۱۰).

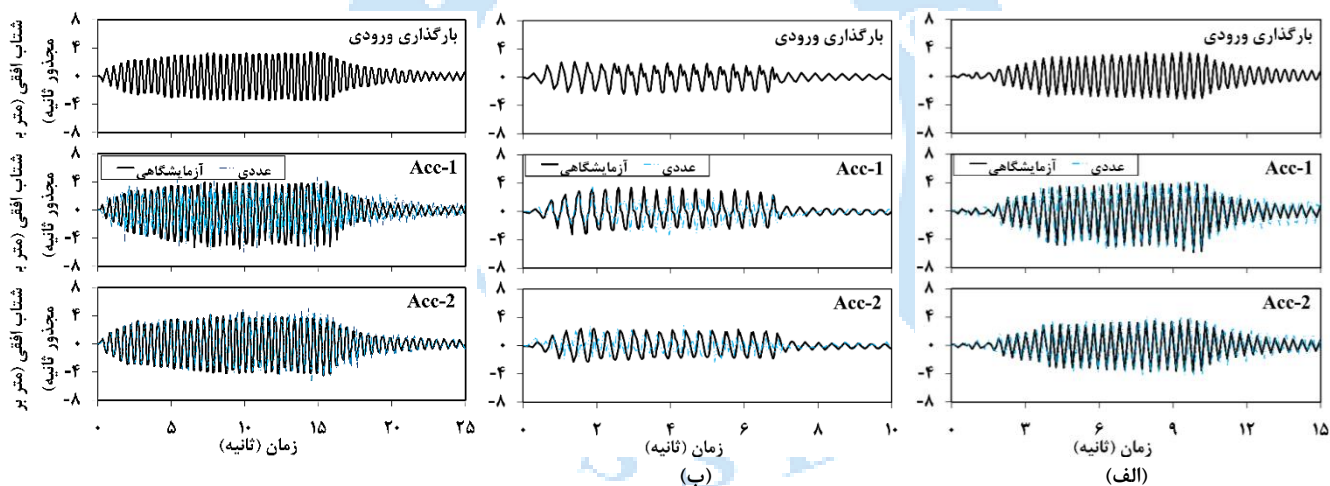
مطابق با شکل‌های ۵ تا ۸، تطابق کلی میان پاسخ مدل‌های عددی و مشاهدات آزمایشگاهی وجود دارد و مدل‌های عددی توسعه یافته به خوبی رفتار دیوارهای ساحلی وزنی پشت شکسته مستقر بر بستر متراکم و سست را شبیه‌سازی کرده‌اند. مطابق با شکل ۵، تغییر مکان‌های افقی ماندگار دیوار پس از بارگذاری لرزه‌ای در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی انطباق مناسبی با یکدیگر دارند و اختلاف میان آن‌ها در مدل‌های با بستر متراکم (مدل‌های ۲ و ۱۰) و روان‌گرا (مدل ۵) به ترتیب کم‌تر از ۲ و ۵ میلی‌متر است. همچنین روند تغییرات تاریخچه‌های زمانی در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی بر یکدیگر منطبق هستند. مطابق شکل‌های ۶ و ۷، تاریخچه‌های زمانی فشار جانبی کل و فشار آب منفذی عددی و آزمایشگاهی از یکدیگر تبعیت می‌نمایند و در مدل‌های عددی، تغییرات تنش در پشت دیوار پشت شکسته با دقت مناسبی تخمین زده شده‌اند. مطابق شکل ۸، اختلاف بسیار کمی میان تاریخچه‌های شتاب افقی در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی وجود دارد و مقادیر شتاب افقی در مدل‌های عددی با بستر متراکم و روان‌گرا به ترتیب با دقت بیش از ۹۵٪ و ۸۵٪ نسبت به مدل‌های آزمایشگاهی تخمین زده شده‌اند.



شکل ۶: مقایسه تاریخچه‌های زمانی فشار جانبی کل ثبت شده در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر (۱۲) برای: (الف) دیوار نوع اول واقع بر بستر متراکم (مدل ۲)، و (ب) دیوار نوع اول واقع بر بستر روان‌گرا (مدل ۵).

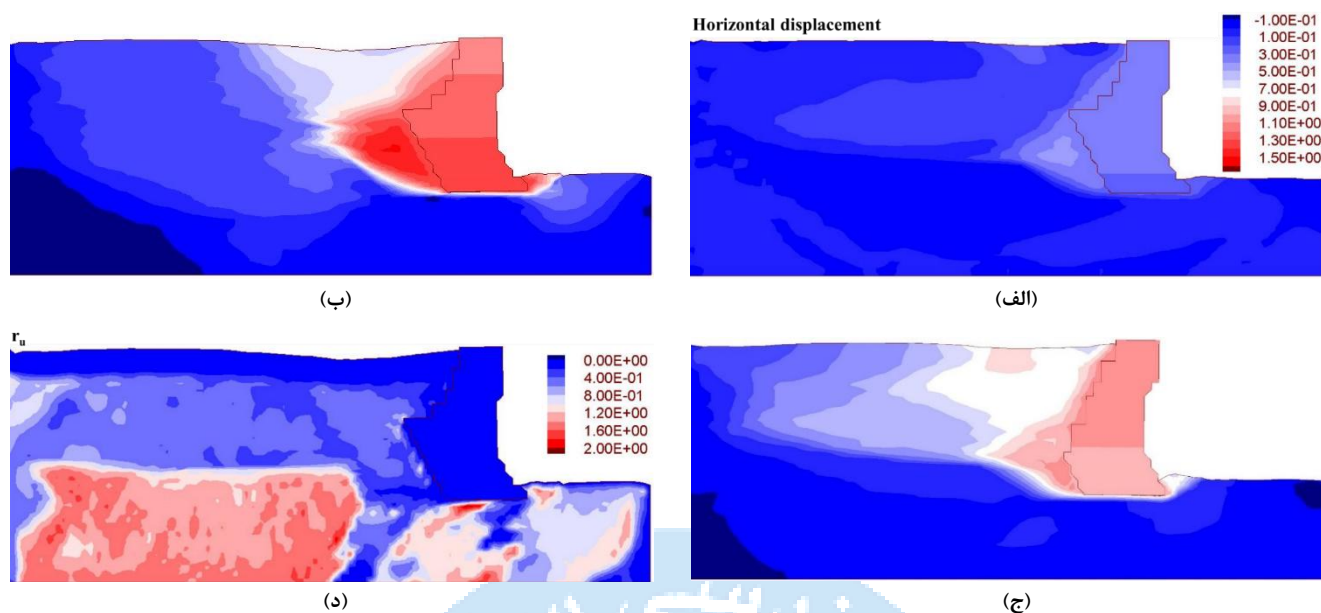


شکل ۷: مقایسه تاریخچه‌های زمانی فشار آب منفذی ثبت شده در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر ۱۱۲۱ برای: (الف) دیوار نوع اول واقع بر بستر متراکم (مدل ۲)، و (ب) دیوار نوع اول واقع بر بستر روان‌گرا (مدل ۵).



شکل ۸: تاریخچه‌های زمانی شتاب ورودی اعمالی و مقایسه تاریخچه‌های زمانی شتاب افقی ثبت شده در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر ۱۱۲ و ۱۱۲۱ برای: (الف) دیوار نوع اول واقع بر بستر متراکم (مدل ۲)، (ب) دیوار نوع اول واقع بر بستر روان‌گرا (مدل ۵)، و (ج) دیوار نوع دوم واقع بر بستر متراکم (مدل ۱۰).

شکل ۹ خطوط تراز تغییر مکان افقی و پیکربندی تغییر شکل یافته دیوار پشت شکسته را در مدل‌های ۲، ۵ و ۱۰ نشان می‌دهد. هم‌چنین در این شکل، خطوط تراز ضریب اضافه فشار آب منفذی (r_{ii}) در بخش‌های مختلف مدل ۵ ارائه شده است. ضریب اضافه فشار آب منفذی به صورت نسبت اضافه فشار آب منفذی به تنش قائم موثر اولیه تعریف می‌شود [۴۳ و ۴۴]. مطابق شکل ۹، سازوکار تغییر شکل دیوارهای پشت شکسته مستقر بر بستر متراکم لغزش افقی است. دیوار نوع اول دورانی ندارد، در حالی که در دیوار نوع دوم دوران جزئی (کم‌تر از ۱ درجه) به سمت دریا مشاهده می‌شود. اما در خصوص دیوار مستقر بر بستر روان‌گرا، دیوار علاوه بر لغزش افقی، به سمت خاکریز دوران نیز کرده است. علت این مسئله روان‌گرایی بستر دیوار است که به روشنی در شکل ۹-د مشاهده می‌شود.



شکل ۹: خطوط تراز تغییر مکان افقی و پیکربندی تغییر شکل یافته دیوار پشت شکسته در مدل‌های با: (الف) دیوار نوع اول واقع بر بستر متراکم (مدل ۲)، (ب) دیوار نوع اول واقع بر بستر روان‌گرا (مدل ۵)، (ج) دیوار نوع دوم واقع بر بستر متراکم (مدل ۱۰)، و (د) خطوط تراز ضریب اضافه فشار آب منفذی در بخش‌های مختلف دیوار نوع اول واقع بر بستر روان‌گرا (مدل ۵) پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای.

۳- محاسبه فشار جانبی لرزه‌ای خاک با روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه

در روش شبه‌استاتیکی، مبنای بارگذاری، قرار دادن یک نیروی شبه‌استاتیکی در مرکز ثقل سازه مورد بررسی است. در حقیقت این نیروی شبه‌استاتیکی که حاصل ضرب ضریب شتاب افقی یا قائم زلزله در جرم مؤثر سازه است، جایگزین نیروی وارد بر سازه در هنگام زلزله می‌باشد. در خصوص دیوارهای ساحلی، مطابق توصیه بسیاری از آیین‌نامه‌های معتبر مانند آیین‌نامه کارهای دریایی ژاپن [۲۱] و انجمن بین‌المللی زیرساخت‌های حمل و نقل آبی [۲۰]، مقدار ضریب شتاب قائم معادل زلزله (K_v) برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. ضریب شتاب افقی معادل زلزله (K_h) نیز که عموماً به صورت ضریبی از بیشینه شتاب زلزله بر روی سطح زمین (PGA) تعریف می‌شود، با استفاده از رابطه (۲۰) محاسبه می‌شود [۴۵]:

$$\begin{cases} K_h = \frac{a_{max}}{g} & a_{max} \leq 0.2g \\ K_h = \frac{1}{3} \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}} & a_{max} > 0.2g \end{cases} \quad (20)$$

که در آن، a_{max} بیشینه شتاب زلزله بر روی سطح زمین است. براساس سازوکار باربری دیوارهای وزنی که تحمل بارهای وارده به کمک وزن دیوار انجام می‌شود، حالت فشار وارد بر دیوار، براساس میزان جابجایی افقی آن به صورت حالت سکون و یا محرک است. براساس توصیه ماتسو و همکاران^{۲۶} [۴۶]، برای دیوارهایی که تغییر مکان افقی آن‌ها بیش از ۰/۳٪ ارتفاع آن‌ها است، حالت فشار جانبی محرک حاکم است. این شرایط در تمامی مدل‌های مورد بررسی در پژوهش حاضر در طی بارگذاری لرزه‌ای برقرار است. از این رو، برای تمامی مدل‌ها در طی اعمال تحریک لرزه‌ای ورودی و پس از آن حالت محرک برای دیوارها لحاظ می‌شود. اما در خصوص شرایط پیش از بارگذاری لرزه‌ای تغییر مکان افقی دیوار بسیار کوچک است و فرض حالت محرک منطقی به نظر نمی‌رسد. بنابراین، برای شرایط استاتیکی پیش از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، توزیع فشار جانبی برای هر دو حالت سکون و محرک محاسبه می‌شود. برای برآورد فشار مؤثر جانبی در

²⁶ Matsuo et al.

حالت سکون از رابطه پیشنهادی جکی [۴۷ و ۴۸] و فشار موثر جانبی در حالت محرک از رابطه مونونوبه-اوکابه [۲۲ و ۲۳] استفاده می‌شود. شایان توجه است که توزیع فشار به دست آمده از رابطه مونونوبه-اوکابه در شرایط ($K_h=0$)، معادل توزیع فشار استاتیکی کولمب [۴۹] است. فشار موثر جانبی در حالت سکون برای مصالح ژئوتکنیکی غیرچسبنده سست و با تراکم نسبی متوسط با استفاده از رابطه جکی از رابطه (۲۱) محاسبه می‌شود:

$$P_0 = K_0 \gamma h \quad (21)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (22)$$

که در آن، P_0 فشار جانبی خاک در حالت سکون، K_0 ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون، γ وزن مخصوص خاک، h ارتفاع لایه خاک و ϕ' زاویه اصطکاک داخلی خاک هستند. شایان توجه است که رابطه (۲۱) مستقل از شکل پشت دیوار است و توزیع فشار جانبی حاصل از آن صرفاً وابسته به مشخصات ژئوتکنیکی مصالح خاکریز است. هم‌چنین، فشار موثر جانبی محرک در حالت لرزه‌ای برای مصالح ژئوتکنیکی غیرچسبنده با استفاده از رابطه مونونوبه-اوکابه به صورت زیر محاسبه می‌شود:

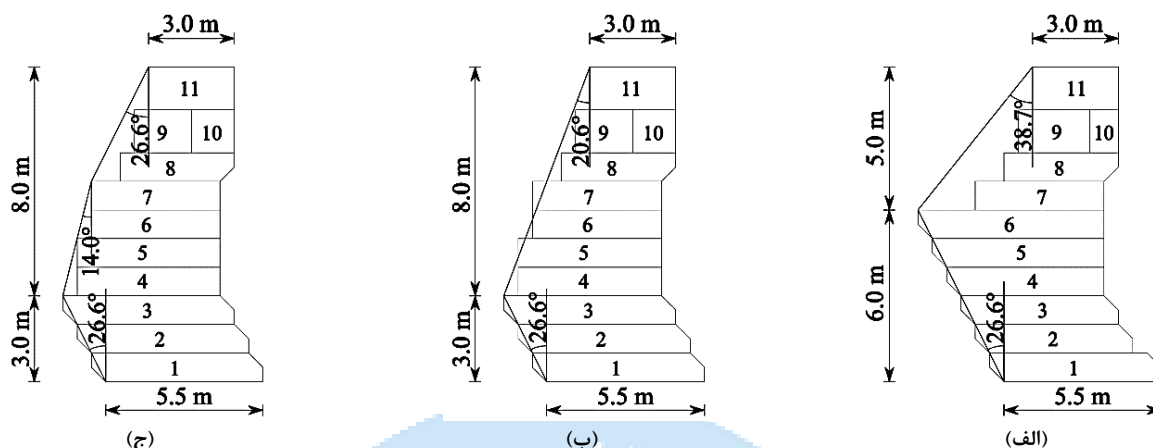
$$P_{ai} = K_{ai} \left[\Sigma \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi h \quad (23)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \Psi + \theta) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2} \quad (24)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K'_h}{1 - K_v} \right) \quad (25)$$

که در آن، P_{ai} فشار جانبی محرک وارد بر پایین سطح لایه i ام خاک، ϕ_i زاویه اصطکاک داخلی لایه i ام خاک، γ_i وزن مخصوص لایه i ام خاک، h_i ضخامت لایه i ام خاک، K_{ai} ضریب فشار جانبی محرک لرزه‌ای در لایه i ام خاک، Ψ زاویه تمایل سطح پشت دیوار از خط قائم، β زاویه سطح خاکریز از خط افق، δ زاویه اصطکاک بین مصالح خاکریز و سطح پشت دیوار (که مطابق توصیه شرح و تفسیر برای بنادر و تجهیزات ساحلی در ژاپن [۲۱] برای سطح تماس میان بتن و مصالح ژئوتکنیکی دانه‌ای برابر 0.6 زاویه اصطکاک این مصالح در نظر گرفته می‌شود)، w سربار یکنواخت توزیع شده بر روی خاکریز و θ زاویه‌ای فرضی به نام زاویه اینرسی لرزه‌ای هستند. مطابق شکل ۱۰، زاویه تمایل بخش پایینی و بالایی دیوار نوع اول به ترتیب برابر $26/6$ و $38/7$ درجه و زاویه تمایل بخش پایینی دیوار نوع دوم برابر $26/6$ درجه است. اما در خصوص زاویه تمایل بخش فوقانی دیوار نوع دوم، به واسطه نوع قرارگیری بلوک‌های شماره ۴ تا ۷ و قطع خط واصل نقطه شکست مقطع (راس بلوک شماره ۳) به کله دیوار، دو رویکرد متفاوت می‌توان برای این بخش اتخاذ نمود. در رویکرد اول، مطابق شکل ۱۰-ب برای کل بخش فوقانی دیوار یک زاویه تمایل، معادل زاویه خط واصل نقطه شکست مقطع به کله دیوار نسبت به راستای قائم، برابر $20/6$ درجه در نظر گرفته می‌شود. در رویکرد دوم مطابق شکل ۱۰-ج برای این بخش دو زاویه تمایل متفاوت شامل زاویه خط واصل نقطه شکست مقطع به رأس بلوک شماره ۷ نسبت به راستای قائم، برابر 14 درجه و زاویه خط واصل رأس بلوک شماره ۷ به کله دیوار برابر $26/6$ درجه لحاظ می‌شود. در پژوهش حاضر، هر دو رویکرد در تخمین فشار جانبی شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه برای دیوار نوع دوم در نظر گرفته شده که در شکل‌های ارائه شده به ترتیب با حالات (۱) و (۲) نام‌گذاری شده‌اند.

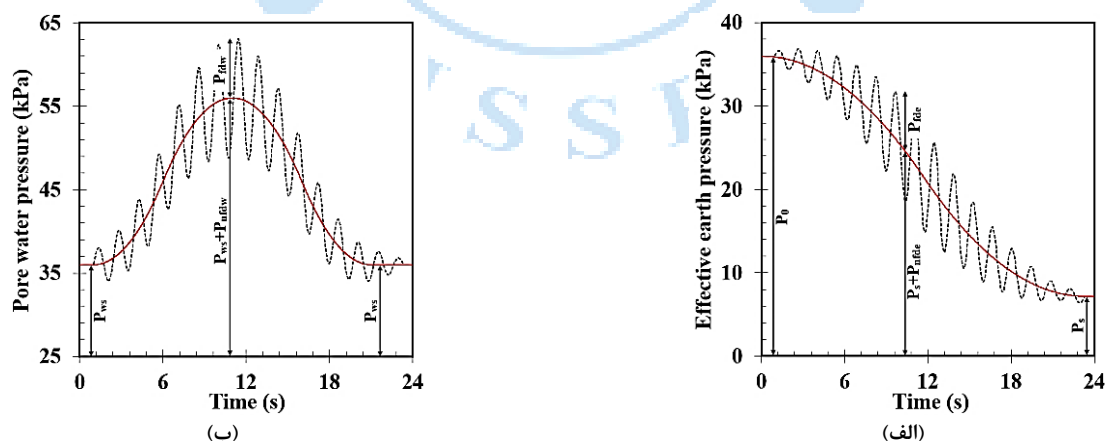
بر اساس توصیه و^{۲۷} [۵۰]، مشابه با روش قطعه‌ها^{۲۸} [۵۱-۵۳] خاکریز به تعدادی برش افقی تقسیم و فشار مونونوبه-اوکابه برای هر یک از این قطعات محاسبه می‌شود. بنابراین، با محاسبه فشار جانبی مونونوبه-اوکابه در ارتفاع‌های مختلف دیوار توزیع فشار جانبی به دست می‌آید. برای انجام این محاسبات یک برنامه صفحه گسترده^{۲۹} توسعه داده شده است.



شکل ۱۰: جزئیات هندسی و زاویه‌های تمایل در دیوارهای ساحلی پشت شکسته مورد مطالعه در پژوهش حاضر: (الف) دیوار نوع اول، (ب) دیوار نوع دوم با حالت (۱) زاویه تمایل بخش بالایی و (ج) دیوار نوع دوم با حالت (۲) زاویه تمایل بخش بالایی.

۴- بررسی دقت و کیفیت پیش‌بینی فشارهای جانبی حاصل از روش‌های شبه‌استاتیکی و دینامیکی

مطابق شکل ۱۱، فشار جانبی کل وارد بر دیوار در طی بارگذاری لرزه‌ای شامل سه مولفه فشار آب منفذی (شامل فشار هیدرواستاتیک (P_{ws}))، فشار آب دینامیکی غیر متغیر (ماندگار) (P_{nfdw}) و فشار آب دینامیکی متغیر (P_{fdw}) و سه مولفه فشار موثر جانبی (شامل فشار موثر جانبی استاتیکی (در حالت ساکن P_o و در حالت محرک P_s))، فشار موثر جانبی غیرمتغیر (ماندگار) (P_{nfde}) و فشار موثر جانبی دینامیکی متغیر (P_{fde}) است [۱۲]. در خصوص فشارهای جانبی موثر به‌واسطه گذرا بودن مولفه فشار دینامیکی متغیر، تأثیر این فشارها در میزان جابجایی‌های ماندگار دیوار کم و قابل صرف‌نظر کردن است [۱۲]. از این رو، معمولاً فشار جانبی موثر استاتیکی به‌همراه فشار موثر دینامیکی غیرمتغیر به‌عنوان مبنای تحلیل و طراحی لرزه‌ای دیوار در نظر گرفته می‌شوند.



شکل ۱۱: مولفه‌های فشار جانبی وارد بر یک دیوار حائل در طی بارگذاری لرزه‌ای: (الف) مولفه‌های فشار جانبی موثر و (ب) مولفه‌های فشار آب منفذی.

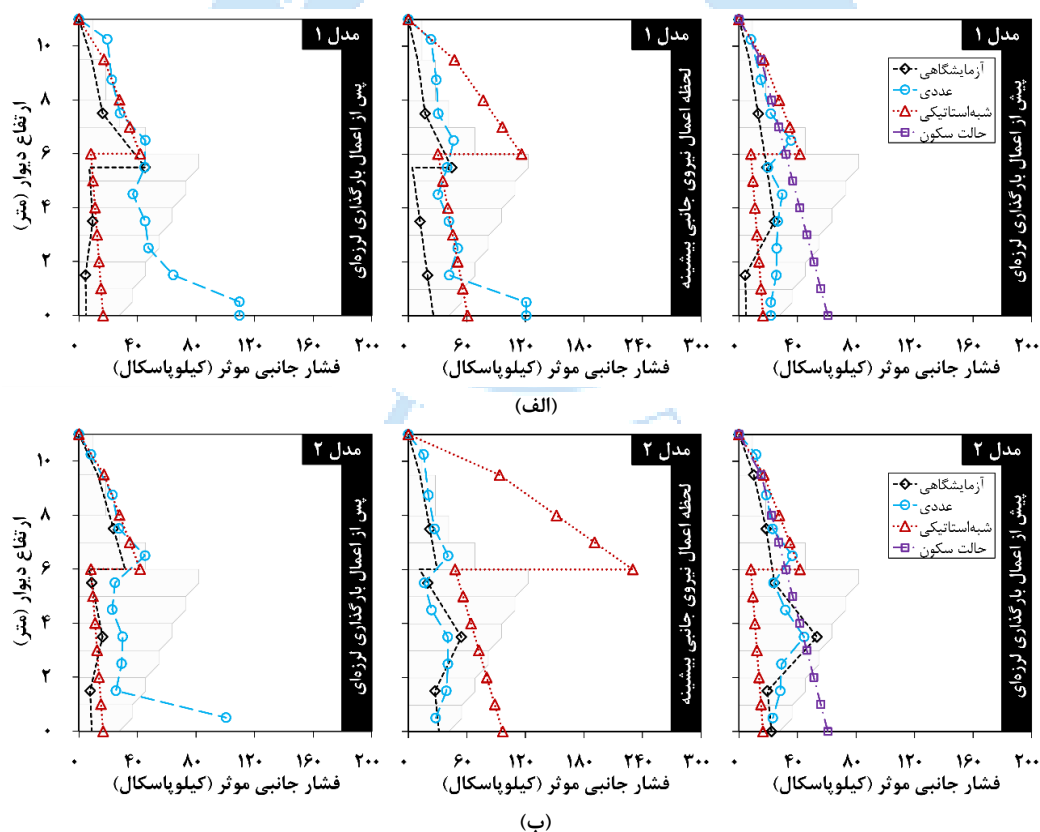
²⁷ Wu

²⁸ Slices

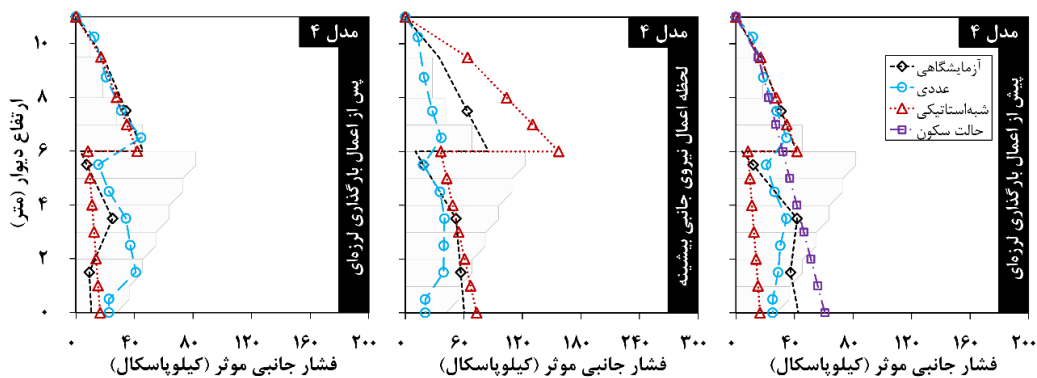
²⁹ Spreadsheet

در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، به منظور مقایسه توزیع فشار پیش‌بینی شده توسط روش‌های دینامیکی غیرخطی و شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه، توزیع فشار به دست آمده از شبیه‌سازی‌های عددی برای مدل‌های مورد مطالعه در شرایط تعادل استاتیکی پیش از بارگذاری لرزه‌ای با فشار شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه در شرایط $(K_h=0)$ ، فشار موثر جانبی 30 محاسبه شده در حالت سکون با استفاده از رابطه جکی و توزیع فشار جانبی موثر متناظر در مدل آزمایشگاهی میز لرزه [۱۲] ارائه شده‌اند. هم‌چنین، در این شکل‌ها توزیع فشار جانبی وارد بر دیوار در لحظه‌ای از بارگذاری لرزه‌ای که برآیند فشار نقاط ثبت شده در مدل آزمایشگاهی به میزان بیشینه رسیده است، با توزیع فشار جانبی موثر مدل عددی در همان لحظه و نیز توزیع فشار مونونوبه-اوکابه محاسبه شده بر اساس K_h متناظر با بیشینه شتاب بارگذاری ورودی، مقایسه شده‌اند. علاوه بر این، در این شکل‌ها توزیع فشار وارد بر دیوار پس از اتمام بارگذاری لرزه‌ای در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی و همین‌طور فشار محرک شبه‌استاتیکی متناظر $(K_h=0)$ ارائه شده‌اند.

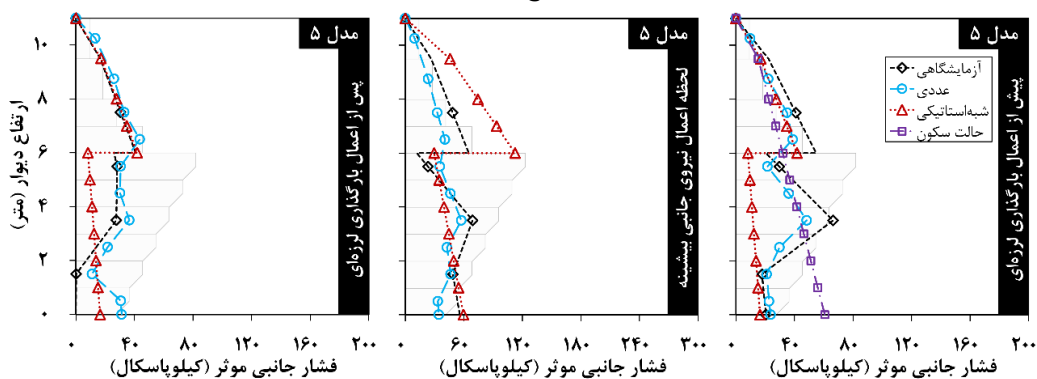
همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در تمامی مدل‌ها شکل توزیع فشار جانبی موثر دیوار به دو بخش مجزا بالای نقطه شکست پشت دیوار و پایین آن تقسیم شده است. در بخش فوقانی، به واسطه تمایل شکل پشت دیوار به سمت دریا، مقادیر فشار جانبی به ثبت رسیده علی‌رغم قرارگیری در اعماق بالاتر دیوار، بزرگ‌تر از مقادیر به ثبت رسیده در بخش پایینی هستند و در اکثر مدل‌ها در عمده لحظات، بزرگ‌ترین فشار نقطه‌ای به ثبت رسیده در بخش فوقانی دیوار قرار داشته است. این روند به درستی توسط مدل عددی تفاضل محدود و هم‌چنین روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه برآورد شده است و شکل توزیع فشار جانبی تخمینی توسط هر دو این روش‌ها به لحاظ شکلی با مشاهدات آزمایشگاهی [۱۲] هم‌خوانی دارد. اما به لحاظ کمی میزان تطابق نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و روش مونونوبه-اوکابه با مشاهدات آزمایشگاهی در شرایط مختلف، متفاوت است.



³⁰ Effective earth pressure

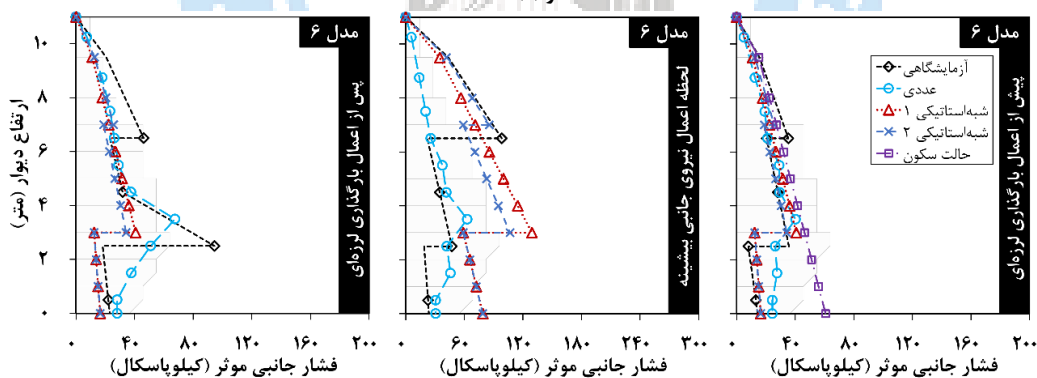


(ج)

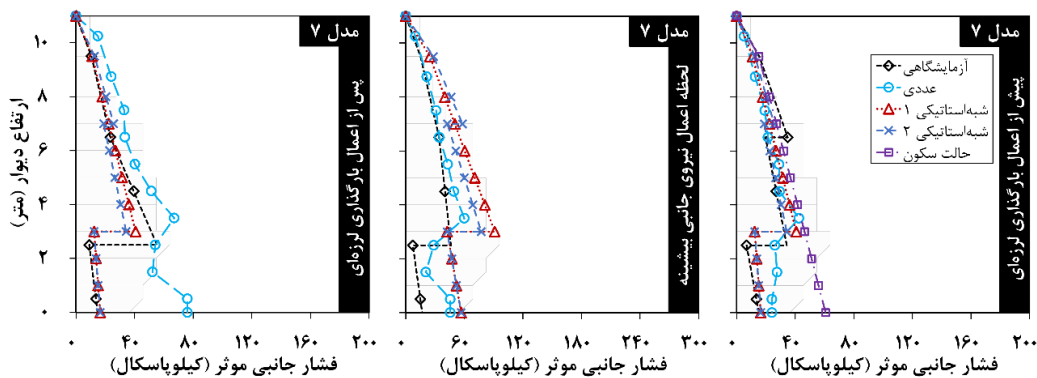


(د)

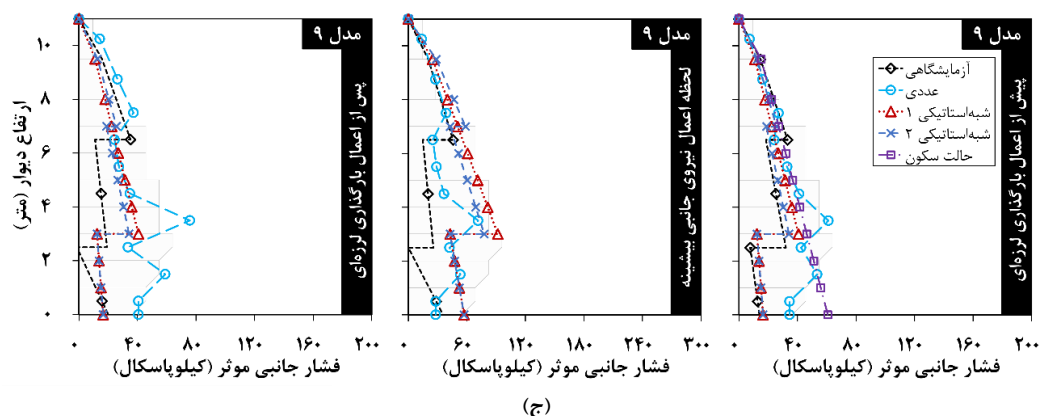
شکل ۱۲: مقایسه توزیع فشار جانبی موثر وارد بر دیوار در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] با توزیع فشار شبه‌استاتیکی در سه زمان قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، لحظه اعمال نیروی جانبی پیشینه خاک و بعد از اعمال بارگذاری لرزه‌ای برای مدل‌های دیوار پشت‌شکسته نوع اول، مدل: (الف) ۱، (ب) ۲، (ج) ۳ و ۴ (د) و ۵.



(الف)



(ب)

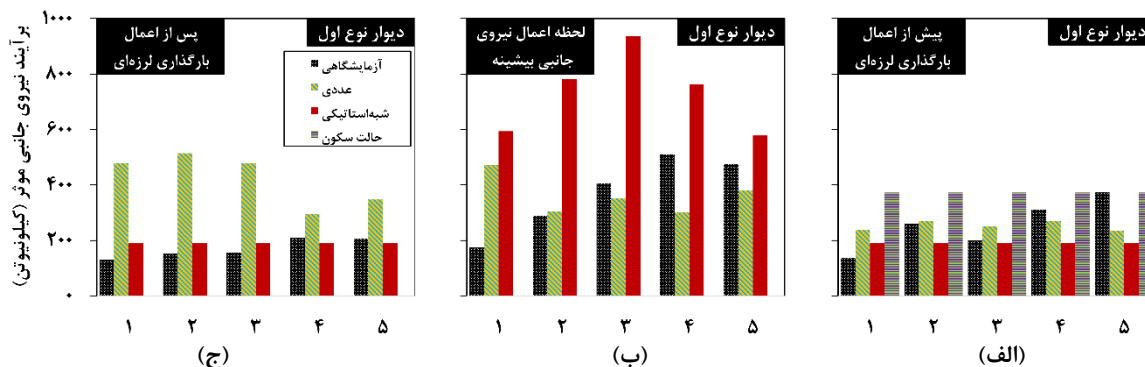


(ج)

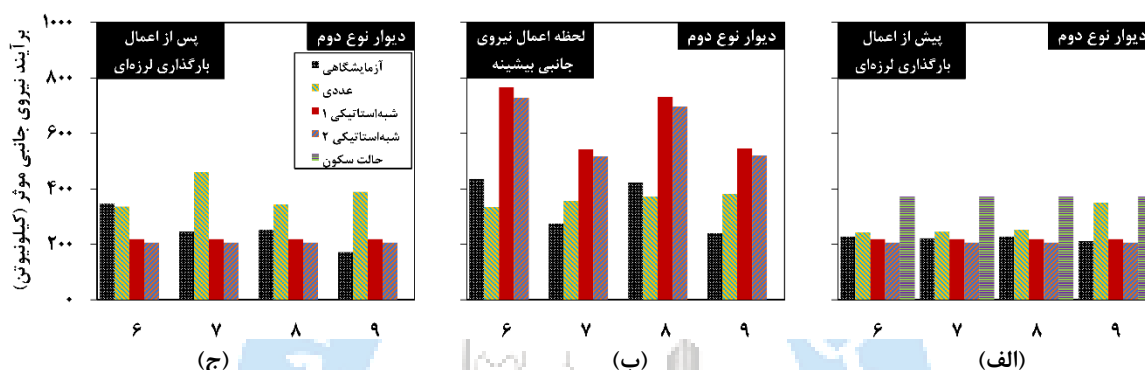
شکل ۱۳: مقایسه توزیع فشار جانبی موثر وارد بر دیوار در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] با توزیع فشار شبه‌استاتیکی در سه زمان قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک و بعد از اعمال بارگذاری لرزه‌ای برای مدل‌های دیوار پشت‌شکسته نوع دوم، مدل: الف) ۶، ب) ۷ و ج) ۹.

(ج)

به‌طور کلی، در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک در تمامی مدل‌ها، تطابق میان توزیع فشار جانبی موثر ثبت شده در آزمون‌های آزمایشگاهی و شبیه‌سازی‌های عددی، بسیار بیش‌تر از تطابق میان نتایج آزمایشگاهی و روش شبه‌استاتیک بوده و فشار جانبی برآورد شده با استفاده از رابطه مونونوبه-اوکابه به‌ویژه در بخش بالای نقطه شکست، چندین برابر بزرگ‌تر از مقادیر آزمایشگاهی بوده است. برای نمونه در خصوص مدل ۲، اختلاف میان توزیع فشار جانبی مدل عددی و آزمایشگاهی کم‌تر از ۵٪ است، در حالی که توزیع فشار شبه‌استاتیکی و مدل آزمایشگاهی در همان مدل بیش از ۱۷۱٪ درصد با یکدیگر اختلاف دارند. این تفاوت‌ها نشان می‌دهند که مدل عددی تفاضل محدود به دلیل انعطاف‌پذیری بالا در شبیه‌سازی رفتار دینامیکی و غیرخطی خاک، تطابق بهتری با نتایج آزمایشگاهی در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه دارد. از سوی دیگر، روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه، به‌واسطه فرضیات ساده‌سازی شده و عدم در نظر گرفتن تأثیرات پیچیده دینامیکی، مقادیر بیش‌تری را به‌ویژه در بخش بالای نقطه شکست ارائه می‌دهد. در مقابل، برای شرایط پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، دقت فشار جانبی برآورد شده توسط روش مونونوبه-اوکابه در شرایط $(K_h=0)$ (معادل فشار استاتیکی محرک کولمب) از روش دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی بیش‌تر بوده و مدل عددی فشار جانبی موثر را چندین برابر بزرگ‌تر از مقادیر آزمایشگاهی برآورد نموده است. برای مثال، در خصوص مدل ۵، فشار شبه‌استاتیکی برآورد شده در شرایط $(K_h=0)$ با توزیع فشار حاصل از مدل آزمایشگاهی کم‌تر از ۹٪ اختلاف دارد، در حالی که در همان مدل، اختلافی بیش از ۶۷ درصد میان توزیع فشار مدل عددی و آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. این موضوع در مقایسه میان نیروی جانبی، محل اثر آن بر دیوار و هم‌چنین لنگر واژگونی وارد بر دیوار به وضوح قابل ملاحظه است. به‌طوری‌که، مطابق شکل‌های ۱۴ و ۱۵، در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک، میانگین اختلاف میان مقدار نیروی افقی حاصل از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی برای دیوارهای نوع اول و دوم به‌ترتیب برابر ۴۹٪ و ۳۱٪ است، در حالی که این اختلاف برای روش مونونوبه-اوکابه و مدل آزمایشگاهی برای دیوارهای نوع اول برابر ۱۲۲ درصد و برای دیوارهای نوع دوم بین ۹۳/۵٪ (توزیع حالت (۱)) تا ۸۴٪ (توزیع حالت (۲)) است. علت این مسئله می‌تواند کاهش ناپایداری‌های سیستم در شرایط پس از بارگذاری لرزه‌ای باشد. روش‌های تحلیلی مانند مونونوبه-اوکابه که برای چنین شرایطی توسعه یافته‌اند، می‌توانند با دقت مناسبی رفتار سیستم را مدل‌سازی کنند. در حالی که، روش عددی دینامیکی ممکن است همچنان اثرات غیرخطی و تغییرات دینامیکی را مدل‌سازی کنند. این موضوع در مورد محل اثر نیروی جانبی و لنگر واژگونی دیوار نیز صادق است.

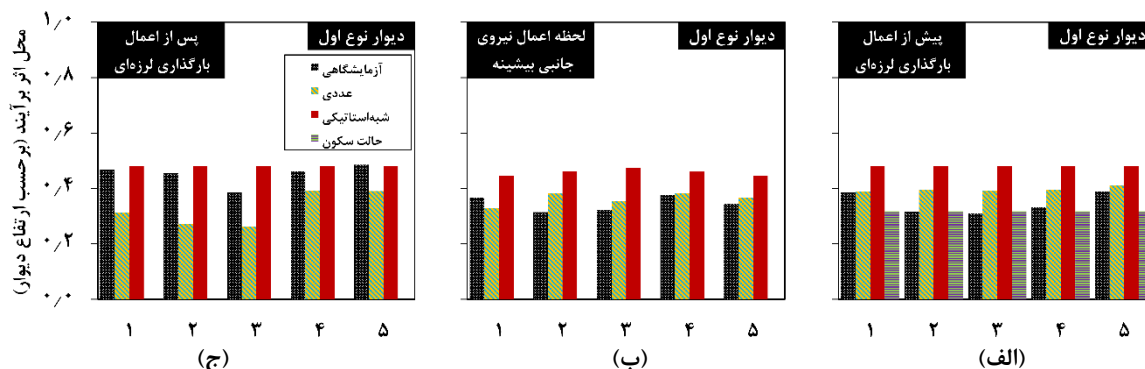


شکل ۱۴: مقایسه برآیند نیروی جانبی موثر وارد بر دیوارهای پشت‌شکسته نوع اول حاصل از مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] و روش شبه‌استاتیکی در سه زمان: (الف) قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، (ب) لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک و (ج) بعد از اعمال بارگذاری لرزه‌ای.

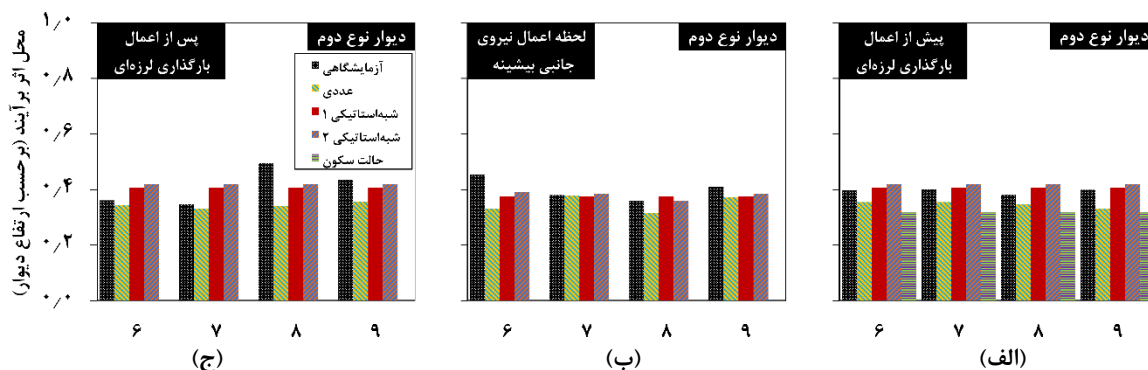


شکل ۱۵: مقایسه برآیند نیروی جانبی موثر وارد بر دیوارهای پشت‌شکسته نوع دوم حاصل از مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] و روش شبه‌استاتیکی در سه زمان: (الف) قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، (ب) لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک و (ج) بعد از اعمال بارگذاری لرزه‌ای.

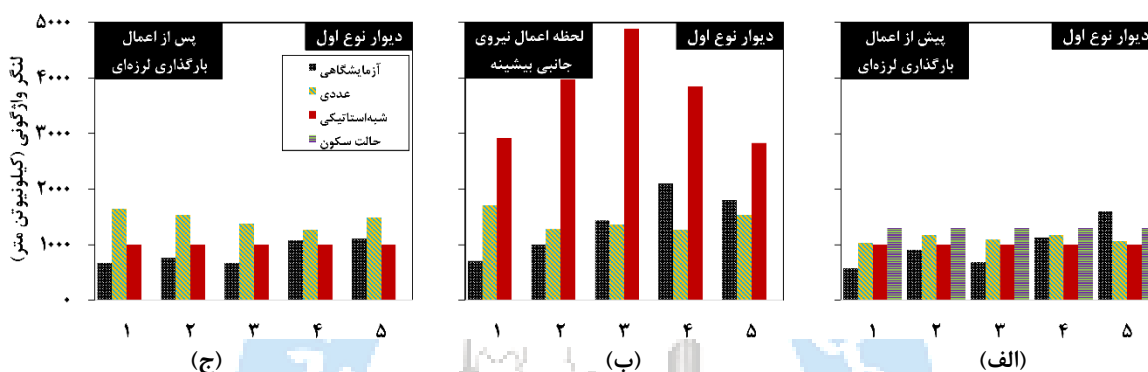
مطابق شکل‌های ۱۶ و ۱۷، میانگین اختلاف محل اثر نیروی جانبی مدلهای عددی و آزمایشگاهی در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک، در دیوارهای نوع اول برابر ۱۰٪ بوده، در حالی که این اختلاف میان روش مونتونوبه-اوکابه و مدل آزمایشگاهی برابر ۳۳/۵٪ درصد بوده است. همچنین، در خصوص لنگر واژگونی همان‌طور که در شکل‌های ۱۸ و ۱۹ ملاحظه می‌شود، میانگین اختلاف مدلهای عددی و آزمایشگاهی برابر ۴۵/۵٪ برای دیوارهای نوع اول و ۶۳٪ برای دیوارهای نوع دوم است، در حالی که لنگر واژگونی حاصل از توزیع‌های فشار جانبی شبه‌استاتیکی مونتونوبه-اوکابه و مدلهای آزمایشگاهی دارای اختلاف میانگین ۱۹۸٪ برای دیوارهای نوع اول و اختلاف میانگین بین ۵/۸۲٪ (توزیع حالت (۱)) تا ۳۳/۷۹٪ (توزیع حالت (۲)) در دیوارهای نوع دوم است. این موضوع به این علت است که روش شبه‌استاتیکی قادر به در نظر گرفتن اثرات غیرخطی و پیچیده‌ی توزیع فشار در بالای دیوار که تأثیر زیادی بر لنگر واژگونی دارد، نیست. این امر منجر به افزایش غیرواقعی مقدار لنگر واژگونی می‌شود.



شکل ۱۶: مقایسه محل اثر برآیند نیروی جانبی موثر وارد بر دیوارهای پشت‌شکسته نوع اول نسبت به تراز کف حاصل از مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] و روش شبه‌استاتیکی در سه زمان: (الف) قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، (ب) لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک و (ج) بعد از اعمال بارگذاری لرزه‌ای.

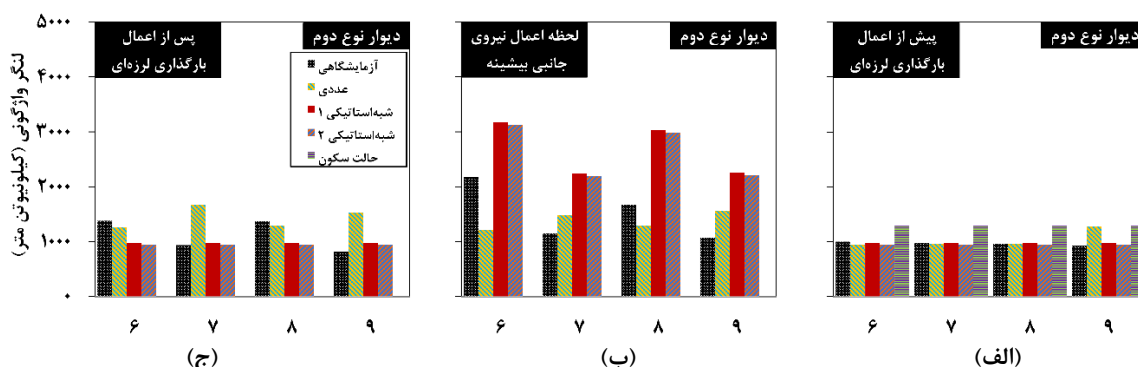


شکل ۱۷: مقایسه محل اثر برآیند نیروی جانبی موثر وارد بر دیوارهای پشت‌شکسته نوع دوم نسبت به تراز کف حاصل از مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] و روش شبه‌استاتیکی در سه زمان: (الف) قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، (ب) لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک و (ج) بعد از اعمال بارگذاری لرزه‌ای.



شکل ۱۸: مقایسه لنگر واژگونی ناشی از برآیند نیروی جانبی موثر وارد بر دیوارهای پشت‌شکسته نوع اول حاصل از مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] و روش شبه‌استاتیکی در سه زمان: (الف) قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، (ب) لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه خاک و (ج) بعد از اعمال بارگذاری لرزه‌ای.

در مقابل، در خصوص شرایط پس از بارگذاری لرزه‌ای عکس این نتایج به‌دست آمده است. به‌طوری‌که، مطابق شکل‌های ۱۴ تا ۱۹، در شرایط پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، میانگین اختلاف نیروی جانبی، محل اثر آن و لنگر واژگونی مدل‌های عددی و آزمایشگاهی دیوارهای نوع اول به‌ترتیب برابر ۱۶۴/۵٪، ۲۸٪ و ۸۲/۵٪ و دیوارهای نوع دوم برابر ۶۴٪، ۱۴/۵٪ و ۴۵٪ است. در حالی‌که این اختلاف میانگین میان توزیع فشار جانبی شبه‌استاتیکی و آزمایشگاهی دیوارهای نوع اول به‌ترتیب برابر ۲۲٪، ۷/۵ و ۲۹/۵ درصد است. هم‌چنین، در خصوص دیوارهای نوع دوم این مقادیر بین ۲۲٪ (توزیع حالت (۱)) تا ۲۳/۵٪ (توزیع حالت (۲)) برای میانگین اختلاف نیروی جانبی، بین ۱۳/۵٪ (توزیع حالت (۱)) تا ۱۴٪ (توزیع حالت (۲)) برای میانگین اختلاف محل اثر نیروی جانبی و بین ۲۰/۵٪ (توزیع حالت (۱)) تا ۱۹/۵٪ (توزیع حالت (۲)) برای میانگین اختلاف لنگر واژگونی هستند. همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد در شرایط پس از بارگذاری لرزه‌ای، رفتار سیستم به حالت پایدار لحاظ شده در تحلیل‌های شبه‌استاتیک نزدیک می‌شود، اما مدل‌های عددی همچنان اثرات غیرخطی و دینامیکی باقی‌مانده از بارگذاری لرزه‌ای را مدل‌سازی می‌کنند. این موضوع باعث می‌شود که مدل‌های عددی مقادیر نیروی جانبی، محل اثر آن و لنگر واژگونی را بیش از مقادیر واقعی برآورد کنند.



شکل ۱۹: مقایسه لنگر واژگونی ناشی از برآیند نیروی جانبی موثر وارد بر دیوارهای پشت شکسته نوع دوم حاصل از مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] و روش شبه‌استاتیکی در سه زمان: (الف) قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، (ب) لحظه اعمال نیروی جانبی پیشینه خاک و (ج) بعد از اعمال بارگذاری لرزه‌ای.

برخلاف نتایج به دست آمده در لحظه اعمال نیروی جانبی پیشینه و همچنین پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، در شرایط پیش از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، نتایج حاصل در مدل‌های مختلف، متفاوت هستند و نمی‌توان به طور کلی در خصوص دقت روش‌های عددی و شبه‌استاتیکی و برتری آن‌ها نسبت به یکدیگر اظهار نظر نمود. به طوری که، میزان اختلاف نیروی جانبی و لنگر واژگونی روش‌های عددی و شبه‌استاتیکی با نتایج آزمایشگاهی نزدیک به هم بوده و مقادیر برآورد شده توسط این روش‌ها نزدیک به هم هستند. برای نمونه، میانگین اختلاف نیروی جانبی و لنگر واژگونی مدل‌های عددی و آزمایشگاهی در دیوارهای نوع اول به ترتیب برابر ۳۱٪ و ۴۰/۵٪ و در دیوارهای نوع دوم به ترتیب برابر ۲۳٪ و ۱۱/۵٪ است. در حالی که، این اختلاف برای فشار محرک شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه در حالت $(K_R=0)$ و مدل عددی در دیوارهای نوع اول به ترتیب برابر ۳۲٪ و ۳۵/۵٪ و در دیوارهای نوع دوم این مقادیر بین ۲٪ (توزیع حالت (۱)) تا ۷٪ (توزیع حالت (۲)) برای میانگین اختلاف نیروی جانبی و برابر ۲/۵ درصد (برای هر دو حالت توزیع) برای میانگین اختلاف لنگر واژگونی بوده است. نکته حائز اهمیت در خصوص شرایط پیش از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، اختلاف قابل توجه میان مقادیر فشار جانبی حالت سکون محاسبه شده با استفاده از رابطه جکی [۴۶ و ۴۷] و مشاهدات آزمایشگاهی است، به طوری که اختلاف میانگین نیروی جانبی و لنگر واژگونی برآورد شده با استفاده از این رابطه در دیوارهای نوع اول با مقادیر آزمایشگاهی متناظر به ترتیب برابر ۴۵/۳٪ و ۳۲/۵٪ و در دیوارهای نوع دوم به ترتیب برابر ۶۷/۲ و ۳۴/۷ است، که این میزان اختلاف چندین برابر مقادیر اختلاف نتایج شبیه‌سازی عددی و رابطه مونونوبه-اوکابه برای تعیین فشار جانبی محرک با مشاهدات آزمایشگاهی است. علاوه بر این، در تمامی مدل‌ها، محل اثر برآیند نیروی جانبی نیز به میزان قابل توجهی پایین‌تر از محل اثر برآیند توزیع فشار جانبی مدل‌های آزمایشگاهی [۱۲] بوده است. علت اصلی این اختلاف چشم‌گیر می‌تواند عدم تأثیر زاویه تمایل شکل دیوار در رابطه جکی باشد، به نحوی که بیش‌ترین میزان اختلاف در شکل توزیع به دست آمده از این رابطه با شکل توزیع آزمایشگاهی نیز در بخش پایینی دیوارها و در زیر نقطه شکست بوده است.

هم‌چنین نتایج فوق نشان می‌دهند، در تمامی مدل‌های بررسی شده، از میان دو حالت توزیع فشار شبه‌استاتیکی ارائه شده برای دیوار نوع دوم، توزیع حالت (۲) در تمامی شرایط بارگذاری چه به لحاظی شکلی و چه به لحاظ کمی از تطابق بالاتری با مشاهدات آزمایشگاهی برخوردار بوده است. این مسئله نشان می‌دهد در تعیین زوایای تمایل پشت دیوار، هیچ یک از بلوک‌های میان دو رأس متصل شونده به یکدیگر، نباید خط واصل میان آن دو رأس را قطع نمایند و در صورتی که چیدمان بلوک‌ها به نوعی باشد که مانند بخش بالایی دیوار نوع دوم پژوهش حاضر این خط توسط بلوک‌های میانی قطع شود، بایستی مشابه با شکل ۱۰-ج برای بخش‌های مختلف ارتفاع دیوار دو (یا چند) زاویه تمایل متفاوت تعیین شود. از این رو، ممکن است شکل توزیع فشار جانبی دیوارهای پشت شکسته دارای چندین نقطه شکستگی مختلف باشد.

همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، در تمامی مدل‌های بررسی شده، در لحظه اعمال نیروی جانبی پیشینه، کیفیت پیش‌بینی فشار جانبی برآورد شده با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به میزان قابل ملاحظه‌ای بالاتر از روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه است و فشار تخمین زده شده با استفاده از رابطه مونونوبه-اوکابه چندین برابر بزرگ‌تر از فشار اندازه‌گیری شده در مدل آزمایشگاهی

است. یک راهکار موجود برای بهبود تخمین ارائه شده توسط این روش و کاهش اختلاف نتایج آن با شرایط واقعی، اعمال ضرایب اصلاحی مانند α و β در محاسبه P_{ai} با استفاده از رابطه (۲۳) است.

تعیین و پیشنهاد ضرایب اصلاحی جامع برای دیوارهای پشت شکسته مستلزم مطالعه توزیع فشار جانبی وارد بر دیوارهای ساحلی پشت شکسته در ارتفاع و هندسه‌های گوناگون و بررسی دقت پیش‌بینی فشار جانبی برآورد شده با استفاده از رابطه مونونوبه-اوکابه برای آن‌ها است. با این حال، بر اساس میانگین اختلاف میان نیروهای جانبی حاصل از رابطه مونونوبه-اوکابه در مدل‌های مورد مطالعه در پژوهش حاضر با مشاهدات آزمایشگاهی که برابر ۸۸٪ است و همچنین میانگین اختلاف میان لنگر واژگونی میان آن‌ها که معادل ۱۱٪ است، ضرایب α و β برای افزایش تطابق فشار شبه‌استاتیکی تعیین می‌شوند. هر دو ضریب با استفاده از رگرسیون^{۳۱} خطی تعیین می‌شوند. مبنای این روش، تعیین ضریب (یا ضرایب) براساس بیشینه تطابق میان مقادیر پیش‌بینی شده و مشاهده شده است [۵۴].

ضریب α به صورت یک ضریب ثابت که بهترین تطابق میان توزیع فشار جانبی شبه‌استاتیکی و توزیع آزمایشگاهی را در کل ارتفاع دیوار فراهم می‌نماید تعریف می‌شود. در مقابل ضریب β به صورت یک ضریب پلکانی و براساس بیشینه تطابق فشار بخش فوقانی دیوار (β_{top}) و بخش پایینی دیوار (β_{bottom}) تعیین می‌شود. مقادیر α_i و β_i برای مدل‌های مورد بررسی در جدول ۵ ارائه شده‌اند. میانگین مقادیر ضرایب α_i و β_i که در جدول ۵ ارائه شده‌اند به عنوان ضرایب اصلاحی فشار جانبی شبه‌استاتیکی (α و β) تعریف می‌شوند.

جدول ۵: مقادیر α_i و β_i حاصل از تحلیل رگرسیون برای مدل‌های مختلف و ارائه ضرایب اصلاحی α و β

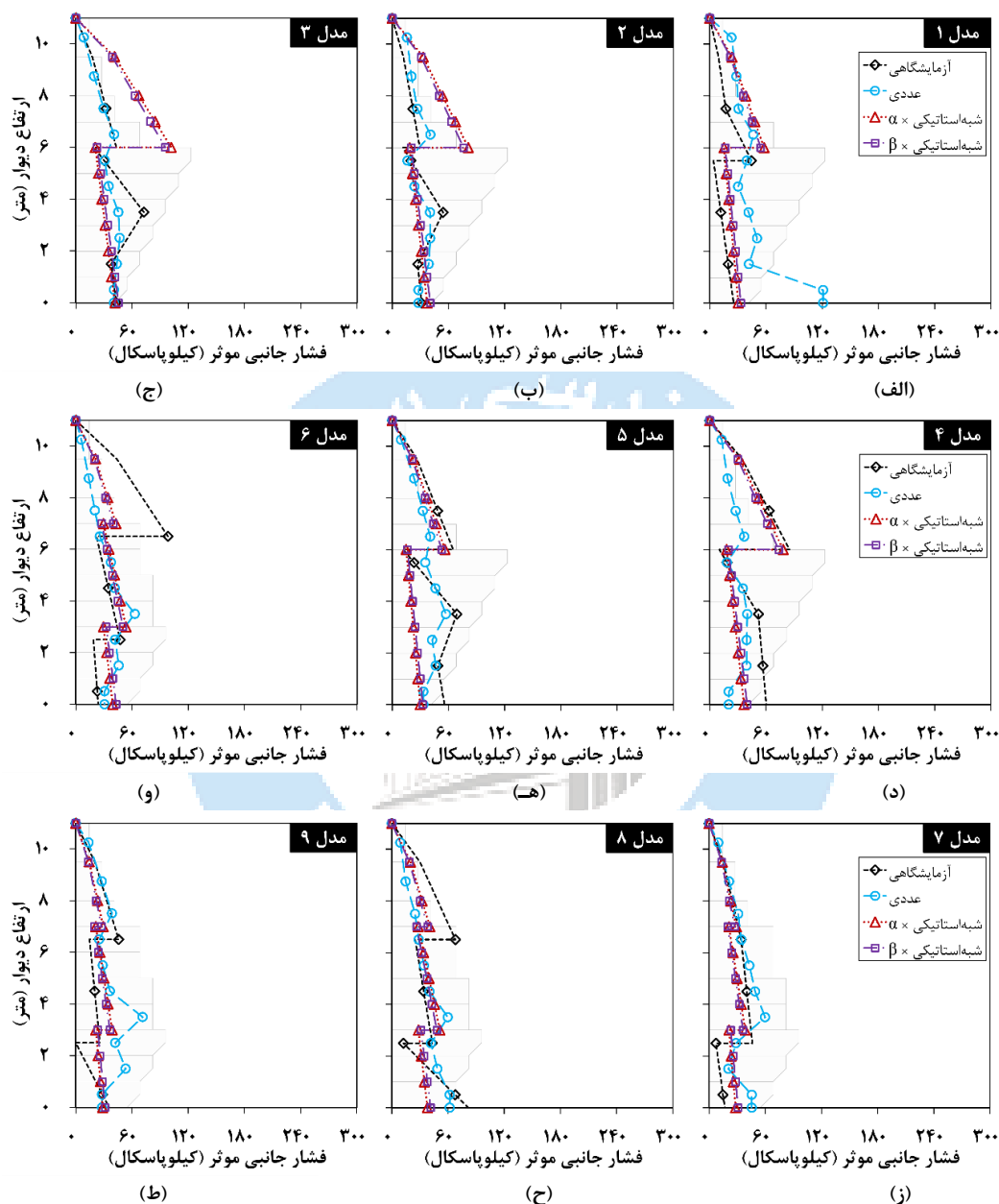
مقادیر میانگین		β_i		α_i	شماره مدل
β		β_i			
$\beta_{top,i}$	β_{top}	$\beta_{bottom,i}$	$\beta_{top,i}$		
		۰/۳۲۲	۰/۳۰۲	۰/۳۱۱	۱
		۰/۴۹۱	۰/۱۳۳	۰/۲۵۸	۲
		۰/۷۸۹	۰/۲۱۲	۰/۴۲۳	۳
		۰/۷۸۸	۰/۵۵۱	۰/۶۱۴	۴
۰/۵۴۶	۰/۴۶۹	۱	۰/۵۷۸	۰/۸۱۹	۵
		۰/۳۰۱	۰/۷۳۹	۰/۵۱	۶
		۰/۲۴۲	۰/۵۵	۰/۴۴۷	۷
		۰/۶۳۲	۰/۶۲۹	۰/۶۳۱	۸
		۰/۳۶۲	۰/۵۲۹	۰/۴۲۲	۹

شایان توجه است که رویکرد احتمالاتی در محاسبه ضرایب اصلاحی فوق لحاظ نشده است و علاوه بر این، تعداد مدل‌های مرجع بررسی شده نیز محدود هستند. از این‌رو، نمی‌توان صرفاً بر مبنای نتایج این پژوهش ضرایب جامعی که در بر گیرنده تمامی شرایط ژئوتکنیکی و سطوح لرزه‌ای باشند، ارائه نمود. پیشنهاد ضرایب اصلاحی فوق و بررسی اثر آن‌ها بر روی نتایج حاصل از رابطه مونونوبه-اوکابه، برای نشان دادن امکان بهبود دقت این رابطه است. شکل توزیع فشار جانبی حاصل از رابطه مونونوبه-اوکابه برای مدل‌های مورد بررسی در پژوهش حاضر در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه با اعمال ضرایب α و β در شکل ۲۰ نشان داده شده است. همچنین برآیند نیروی جانبی، محل اثر آن و لنگر واژگونی در مدل‌ها پس از اعمال این ضرایب در شکل‌های ۲۱ و ۲۲ ارائه شده‌اند. لازم به ذکر است در خصوص دیوارهای نوع دوم به واسطه تطابق بالاتر شکل توزیع حالت (۲)، ضرایب α و β در آن‌ها اعمال شده است.

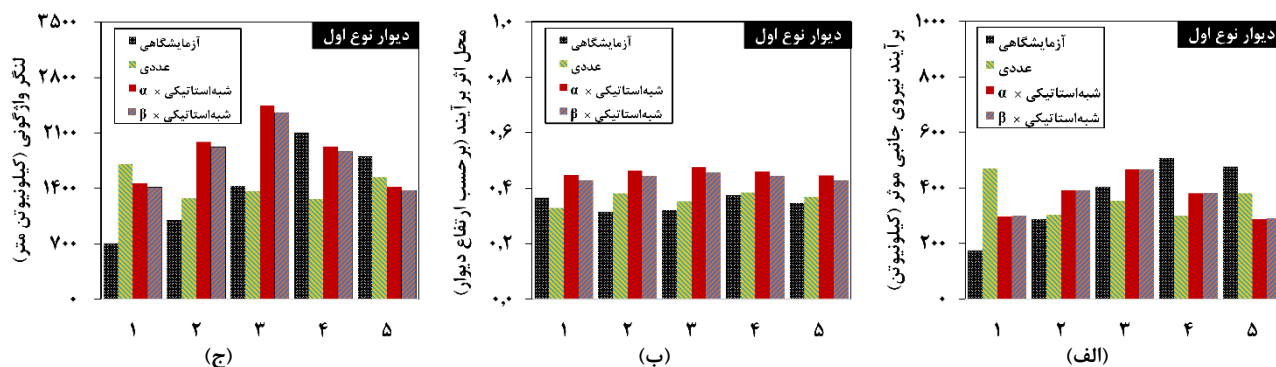
همان‌طور که ملاحظه می‌شود در تمامی مدل‌ها اعمال ضرایب α و β موجب کاهش اختلاف میان نتایج آزمایشگاهی و روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه شده است. برای نمونه، میانگین اختلاف نیروی جانبی مدل آزمایشگاهی و روش مونونوبه-اوکابه در دیوارهای نوع اول از ۱۲٪ حالت اولیه به ۳۷٪ و در دیوارهای نوع دوم از ۸۴٪ به ۱۲/۵٪ کاهش یافته است. همچنین، میانگین اختلاف لنگر واژگونی ناشی از توزیع‌های فشار شبه‌استاتیکی و مدل‌های آزمایشگاهی در دیوارهای نوع اول از ۱۹۸٪ به ۶٪ و در دیوارهای نوع دوم از ۷۹/۳٪ به

³¹ Regression

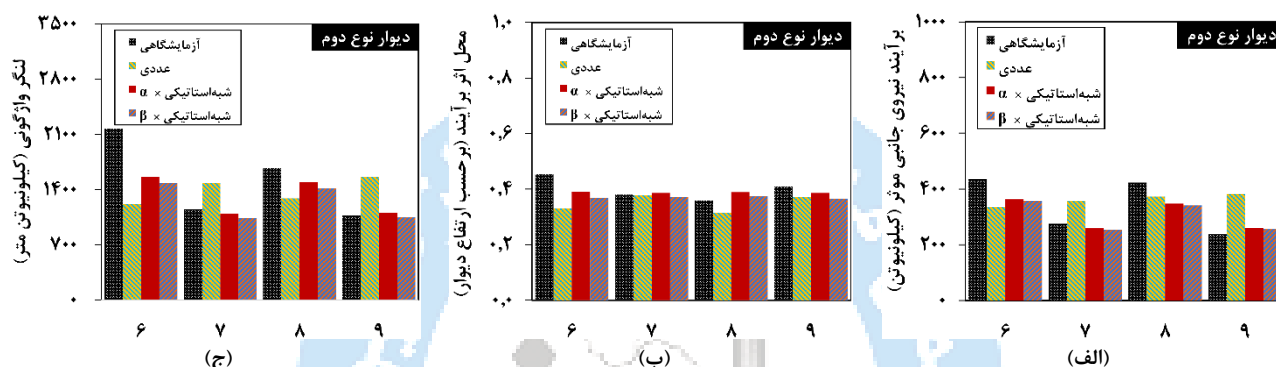
٪ ۱۱/۵ رسیده است. اما علی‌رغم به‌کارگیری این ضرایب، همچنان در در لحظه اعمال نیروی جانبی پیشینه، نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، از تطابق بیشتری با مشاهدات آزمایشگاهی برخوردارند. نتایج نشان می‌دهند اعمال ضرایب اصلاحی، دقت روش موندوبه-اوکابه در تخمین فشار جانبی لرزه‌ای خاک در پشت دیوارهای ساحلی وزنی پشت‌شکسته و تطابق آن با مشاهدات آزمایشگاهی را افزایش می‌دهد.



شکل ۲۰: مقایسه توزیع فشار جانبی موثر وارد بر دیوار پشت‌شکسته در لحظه اعمال نیروی جانبی پیشینه در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] با توزیع فشار شبه‌استاتیکی همراه با اعمال ضرایب اصلاحی α و β برای مدل: (الف) ۱، (ب) ۲، (ج) ۳، (د) ۴، (هـ) ۵، (و) ۶، (ز) ۷، (ح) ۸ و (ط) ۹.



شکل ۲۱: مقایسه (الف) برآیند نیروی جانبی، (ب) محل اثر نیروی جانبی نسبت به تراز کف و (ج) لنگر واژگونی ناشی از نیروی جانبی موثر وارد بر دیوارهای پشت‌شکسته نوع اول در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] با مقادیر معادل ناشی از فشار شبه‌استاتیکی با اعمال ضرایب اصلاحی α و β در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه.



شکل ۲۲: مقایسه (الف) برآیند نیروی جانبی، (ب) محل اثر نیروی جانبی نسبت به تراز کف و (ج) لنگر واژگونی ناشی از نیروی جانبی موثر وارد بر دیوارهای پشت‌شکسته نوع دوم در مدل‌های عددی پژوهش حاضر و آزمایشگاهی متناظر [۱۲] با مقادیر معادل ناشی از فشار شبه‌استاتیکی با اعمال ضرایب اصلاحی α و β در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه.

۵- نتیجه‌گیری

در مطالعه حاضر دقت روش‌های مختلف تخمین فشار جانبی موثر لرزه‌ای خاک وارد بر دیوارهای ساحلی بلوکی پشت‌شکسته ارزیابی شده است. برای این منظور، مدل‌های عددی تفاضل محدود از این دیوارها ایجاد و با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تنش موثر تاریخچه زمانی رفتار لرزه‌ای دو نوع دیوار پشت‌شکسته در سطوح لرزه‌ای مختلف بررسی شده است. سپس، پاسخ به‌دست آمده از مدل‌های عددی براساس مشاهدات آزمایشگاهی متناظر [۱۱ و ۱۲] اعتبارسنجی شده‌اند. متعاقباً، توزیع فشار جانبی موثر خاک به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی با فشار موثر جانبی حاصل از روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه و فشار سکون جکی در سه زمان قبل از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، لحظه‌ای از بارگذاری لرزه‌ای که برآیند نیروی جانبی وارد بر دیوار به مقدار بیشینه خود رسیده است و پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای مقایسه شده‌اند. نتایج حاصل از این پژوهش نشان داده‌اند:

- ۱- در تمامی مدل‌ها، شکل توزیع فشار جانبی موثر لرزه‌ای وارد بر دیوارها به دو بخش مجزا بالای نقطه شکست مقطع و پایین آن تقسیم شده‌اند که در بخش بالایی، به‌واسطه تمایل شکل پشت دیوار به سمت دریا، مقادیر فشار جانبی به‌ثبت رسیده علی‌رغم قرارگیری در اعماق بالاتر دیوار، بزرگ‌تر از مقادیر به‌ثبت رسیده در بخش پایینی هستند.
- ۲- در شرایط استاتیکی پیش از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، نتایج حاصل نشان داده‌اند فشار سکون محاسبه شده از رابطه جکی، به‌واسطه عدم در نظرگیری زاویه تمایل پشت دیوار، به میزان قابل توجهی بزرگ‌تر از مقادیر آزمایشگاهی است. اما در این شرایط، توزیع‌های فشار جانبی به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی و رابطه مونونوبه-اوکابه برای محاسبه فشار جانبی موثر خاک در حالت محرک در شرایط $(K_h=0)$ (که معادل فشار جانبی محرک استاتیکی کولمب است) نزدیک نتایج آزمایشگاهی [۱۲] است.

این موضوع نشان می‌دهد در شرایط استاتیکی پیش از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، استفاده از هر یک از این روش‌ها منجر به نتایج نزدیک به هم می‌شود و هیچ یک از دو روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و رابطه مونونوبه-اوکابه نسبت به یکدیگر برتری قابل ملاحظه‌ای ندارند.

۳- در لحظه اعمال نیروی جانبی بیشینه، در تمامی سطوح لرزه‌ای هر دو نوع دیوار پشت‌شکسته مورد مطالعه در پژوهش حاضر، دقت توزیع فشار جانبی موثر لرزه‌ای به‌دست آمده از شبیه‌سازی عددی به میزان قابل توجهی بالاتر از روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه بوده و توزیع فشار شبه‌استاتیکی بسیار بزرگ‌تر از مقادیر آزمایشگاهی بوده است.

۴- در مقابل برای شرایط استاتیکی پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، در تمامی مدل‌ها توزیع فشار به‌دست آمده از روش شبه‌استاتیکی مونونوبه-اوکابه در حالت ($K_h=0$) از دقت بالاتری نسبت به مدل عددی متناظر برخوردار بوده و فشار جانبی به‌دست آمده از شبیه‌سازی عددی به‌میزان قابل توجهی بزرگ‌تر از مقادیر آزمایشگاهی بوده است.

۵- در تعیین زوایای تمایل پشت دیوار، هیچ یک از بلوک‌های میان دو رأس متصل شونده به یکدیگر، نباید خط واصل میان آن دو رأس را قطع نماید و در صورتی که چیدمان بلوک‌ها به نوعی باشد که مانند بخش بالایی دیوار پشت‌شکسته نوع دوم این خط توسط بلوک‌های میانی قطع شود، بایستی برای بخش‌های مختلف ارتفاع دیوار دو (یا چند) زاویه تمایل متفاوت در نظر گرفته شوند.

۶- برای دیوارهای ساحلی بلوکی پشت‌شکسته، فشارهای جانبی برآورد شده با استفاده از روش تحلیلی مونونوبه-اوکابه صرفاً در حوزه مسائل استاتیکی قابل قبول است و استفاده از آن در تحلیل لرزه‌ای این سازه‌ها موجب برآورد غیر صحیح نیروی جانبی وارد بر دیوار می‌شود. یک راهکار موجود برای بهبود تخمین ارائه شده توسط این روش و کاهش اختلاف نتایج حاصل از آن با شرایط واقعی، اعمال ضرایب اصلاحی در فشار جانبی محاسبه شده برای بخش‌های بالا و پایین نقطه شکست مقطع پشت دیوار است. تعیین ضرایب اصلاحی جامع برای تمامی شرایط ژئوتکنیکی و سطوح لرزه‌ای، مستلزم بررسی دیوارهای ساحلی پشت‌شکسته با هندسه‌های متفاوت است. با این وجود، بر اساس نتایج این پژوهش، اعمال ضرایب اصلاحی α و β ، بر روی توزیع فشارهای جانبی حاصل از روش شبه‌استاتیکی، امکان تطابق مناسب‌تر نتایج این روش با نتایج آزمایشگاهی را فراهم می‌نماید.

مراجع

- [1] De Gijt, J. G., Broeken, M. L. (2013). *Quay Walls*. SBRCURnet Municipality Rotterdam Port of Rotterdam, SBRCURnet, Rotterdam, The Netherlands, an imprint of the Taylor & Francis Group. Rotterdam, Netherlands
- [2] Ebrahimian, B., Zarnousheh Farahani, A. R., Noorzad, A., Izak Abbasian, F. (2023). Examining the Effect of Wall Height on the Seismic Response of Gravity Block Quay Walls. In *Proceeding of 5th Iranian National Geotechnical Engineering Conference*, Tabriz, Iran.
- [3] Ebrahimian, B., Zarnousheh Farahani, A. R. (2023). Seismic Vulnerability Analysis of Caisson-type Gravity Quay Walls with Improved Backfill Using Fragility Curves. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 10(7), 5-31. doi: 10.22065/jsce.2022.358083.2920
- [4] Ebrahimian, B., Zarnousheh Farahani, A. R. (2024). Optimizing the geometry of hunchbacked block-type gravity quay walls using non-linear dynamic analyses and supervised machine learning technique. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 40(1), 17-31. doi: 10.24200/j30.2023.61126.3150.
- [5] Karafagka, S., Fotopoulou, S., Karatzetzou, A., Kroupi, G., Pitilakis, K. (2023). Seismic performance and vulnerability of gravity quay wall in sites susceptible to liquefaction. *Acta Geotechnica*, 18(5), 2733-2754.
- [6] Ebrahimian, B., Zarnousheh Farahani, A. R., Noorzad, A. (2018). Seismic Behavior of hunchbacked block-type gravity quay wall. In *Proceeding of International Conference on Coasts, Ports and Marine Structures (ICOPMAS)*, Tehran, Iran, 235-236.
- [7] Ebrahimian, B., Zarnousheh Farahani, A. R., Noorzad, A. (2019). Effect of applied surcharge length on seismic behavior of broken-back wall. In *Proceeding of 8th International Conferences of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8)*, Tehran, Iran.

- [8] Shekari, M. R. (2023). Numerical study on response characteristics of a caisson-type quay wall subjected to bidirectional ground shaking. *Ocean Engineering*, 273, 113639.
- [9] Zarnousheh Farahani, A. R., Ebrahimian, B., Noorzad, A. (2018). Considering the geometry effect on the seismic behavior of block type gravity quay walls. In *Proceeding of 3rd Iranian Conference on Geotechnical Engineering*. Tehran, Iran.
- [10] Moghadam, A. M., Ghalandarzadeh, A., Towhata, I., Moradi, M., Ebrahimian, B., Hajjalikhani, P. (2009). Studying the effects of deformable panels on seismic displacement of gravity quay walls. *Ocean engineering*, 36(15-16), 1129-1148.
- [11] Baziar, M. H., Sanaie, M., Amirabadi, O. E., Khoshniazpirkoochi, A., Azizkandi, A. S. (2020). Mitigation of hunchbacked gravity quay wall displacement due to dynamic loading using shaking table tests. *Ocean Engineering*, 216, 108056.
- [12] Sadrekarimi, A., Ghalandarzadeh, A., Sadrekarimi, J. (2008). Static and dynamic behavior of hunchbacked gravity quay walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(2), 99-117.
- [13] Anastasopoulos, I., Loli, M., Antoniou, M., Knappett, J., Brennan, A., Gazetas, G. (2015, July). Centrifuge testing of multi-block quay walls. In *Proceeding of SECED 2015 conference: earthquake risk and engineering towards a resilient world*. Cambridge, UK. pp. 766-777.
- [14] Lopez Gumucio, J. P. (2013). *Design of Quay Walls using the Finite Element Method: The importance of relieving structures in quay walls*, Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology, Delft, Netherland.
- [15] Ebrahimian, B. (2013). Numerical modelling of the seismic behaviour of gravity-type quay walls. *Engineering seismology, geotechnical and structural earthquake engineering*, IntechOpen, London, United Kingdom.
- [16] Pasquali, R., Lai, C. G., Corigliano, M. (2009). Some issues in seismic analysis and design of blockwork wharves. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(1), 102-130.
- [17] Ebrahimian, B., Zarnousheh-Farahani, A. R. (2023). Mitigation of deformations of a hunchbacked block-type gravity quay wall subjected to dynamic loading through optimizing its back-face configuration. In *Seismic Evaluation, Damage, and Mitigation in Structures*, Woodhead Publishing, Cambridge, United Kingdom, 365-380.
- [18] Alielahi, H., Rabeti Moghadam, M. (2017). Fragility curves evaluation for broken-back block quay walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(1), 1-22.
- [19] Sadrekarimi, A. (2010). Pseudo-static lateral earth pressures on broken-back retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(11), 1247-1258.
- [20] PIANC, (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Brussels: Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC) General Secretariat - Maritime Navigation Commission. Working Group No. 34, Balkema, Tokyo, Japan.
- [21] OCDI, (2020). *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Tokyo: Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI).
- [22] Mononobe, N. (1929). On determination of earth pressure during earthquake. In *Proceeding of World Engineering Congress*, 9, 177-185.
- [23] Okabe, S. (1924). General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. In *Proceeding of Japanese Society of Civil Engineering*, 10(6), 1277-1323.
- [24] Azad, A., Yasrobi, S. S., Pak, A. (2008). Seismic active pressure distribution history behind rigid retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(5), 365-375.
- [25] Al Atik, L., Sitar, N. (2010). Seismic earth pressures on cantilever retaining structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 136 (10), 1324-1333.
- [26] Ertuğrul, Ö. L., Zahin, B. B. (2023). A parametric study on the dynamic lateral earth forces on retaining walls according to European and Turkish Building Earthquake Codes. *Turkish Journal of Engineering*, 7(3), 196-207. <https://doi.org/10.31127/tuje.1100015>
- [27] Nozu, A., Ichii, K., Sugano, T. (2004). Seismic design of port structures. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 4(3), 195-208.
- [28] Jo, S.-B., Ha, J.-G., Lee, J.-S., & Kim, D.-S. (2016). Evaluation of the seismic earth pressure for inverted T-shape stiff retaining wall in cohesionless soils via dynamic centrifuge. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 345-357. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.10.009>.
- [29] Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. In prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice-Hall, New Jersey, U.S.A.
- [30] Yuksel, Z. T., Yuksel, Y., Cetin, K. O., Cevik, E. (2017). Seismic response of hunchbacked block type gravity quay walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 101, 225-233.

- [31] Potts, D. M., Zdravković, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory (Vol. 1)*, Thomas Telford, London, UK.
- [32] Itasca, (2019). FLAC Version 8.1: Fast Lagrangian Analysis of Continua-User's Guide, *Itasca Consulting Group Inc.*, Minneapolis, Minnesota.
- [33] Ebrahimian, B., Ehterami, A. A., & Noorzad, A. (2025). Seismic performance of inclined discontinuous broken-back block-type gravity quay walls: Numerical investigation and GEP-based modeling. *Ocean Engineering*, 315, 119735. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.119735>
- [34] Ehterami, A. A., Ebrahimian, B., Noorzad, A. (2024). Numerical Investigation of the Influence of Seismic Excitation Characteristics on the Response of Hunchbacked Block-type Quay Walls with Varying Geometries. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*. doi: 10.48303/jsee.2024.2039374.1121
- [35] Sadrekarimi, A. (2013). Dynamic behavior of granular soils at shallow depths from 1 g shaking table tests. *Journal of Earthquake Engineering*, 17(2), 227-252.
- [36] Beaty, M., Byrne, P. (2011). UBCSAND Constitutive Model version 904aR. *Itasca UDM Web Site* 69.
- [37] Hardin, B. O. (1978). The nature of stress-strain behavior for soils. In *Proceeding of Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Pasadena, California, 3-89.
- [38] Beaty, M., Byrne, P. (1998). An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 3, 766-777.
- [39] Park, S. S. (2005). *A Two Mobilized-plane Model and Its Application for Soil Liquefaction Analysis*. Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Canada.
- [40] Ebrahimian, B., Zarnousheh-Farahani, A. R. (2023). Developing seismic fragility curves for caisson-type quay walls with improved backfill soil. In *Seismic Evaluation, Damage, and Mitigation in Structures*, Woodhead Publishing, Cambridge, United Kingdom, 205-234.
- [41] Sternik, K. (2015). Technical Note: Prediction of Static Liquefaction by Nor Sand Constitutive Model. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 36(3), 75-83. <https://doi.org/10.2478/sgem-2014-0029>
- [42] Rossetto, T., Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering structures*, 25 (10), 1241-1263.
- [43] Das, B. M., Sobhan, K. (2013). *Principles of Geotechnical Engineering* (8th ed.). Cengage Learning.
- [44] Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3rd ed.). Wiley.
- [45] Noda, S., Uwabe, T., Chiba, T. (1975). Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall. *Report of Port and Harbour Research Institute*, 14(4), 67-111.
- [46] Matsuo, M., Kenmochi, S., Yagi, H. (1978). Experimental study on earth pressure of retaining wall by field tests. *Soils and Foundations*, 18(3), 27-41.
- [47] Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355-358.
- [48] Jaky, J. (1948). Pressure in silos. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering ICSMFE*, London, UK, 103-107.
- [49] Coulomb, C.A. 1776. Essai sur une application des règles des maximis et minimis a` quelques proble`mes de statique relatifs a` l'architecture. In *Me`moires Academie Royale Pre`sente's par Divers Savants, Paris. Vol. 7*, 343-382.
- [50] Wu, T. H. (1976). *Soil Mechanics. 2nd Ed.* Allyn and Bacon, Boston, USA.
- [51] Shahgholi, M., Fagher, A., Jones, C. J. F. P. (2001). Horizontal slice method of analysis. *Geotechnique*, 51(10), 881-885.
- [52] Wang, Y. Z. (2000). Distribution of earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, 50(1), 83-88.
- [53] Lo, S. R., Xu, D. W. (1992). A strain-based design method for the collapse limit state of reinforced soil walls or slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 29 (5), 832-842.
- [54] Freedman, D. A. (2009). *Statistical Models: Theory and Practice*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.