

Developing Failure Envelopes for Suction Caisson Foundations of Offshore Wind Turbines in Sand Using a Numerical Approach

Hamoun Alimoradi¹, Ali Noorzad^{2*}, Babak Ebrahimiyan^{3*}

1- Ph.D. Candidate, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran
2- Associate Professor, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran
3- Assistant Professor, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

ABSTRACT

The offshore wind industry is experiencing rapid growth worldwide, serving as an effective solution to counteract climate change induced by global warming. A fundamental component of this industry is offshore wind turbines, which play a pivotal role in converting wind energy into electricity, contributing to sustainable and clean energy. Today, modern foundations, such as suction caissons, play a very prominent role in reducing cost and installation time for offshore wind turbines. This article focuses on the bearing capacity analysis of caisson foundations utilized in offshore wind turbines situated in sandy soils under combined loading conditions. Additionally, the development of failure envelopes for these foundations is addressed. For this purpose, a novel numerical approach known as the "sequential swipe test" is employed to develop the failure envelopes. This method has been less commonly used in sandy soils so far. The failure envelopes are derived using a three-dimensional explicit elasto-plastic finite element method, taking into account the soil-foundation interaction. Then, the effects of dimensions and embedment ratios of the caisson foundations are investigated on the failure envelopes. The results reveal that as the embedment ratio increases from 0.5 to 1 and subsequently to 2, the normalized horizontal bearing capacity increases by 1.8 and 2.7 times, respectively. Similarly, for the normalized rotational bearing capacity, these values increase to 2 and 3.1, respectively. Afterward, analytical relationships for the development of failure envelopes are presented, offering accurate predictions of the bearing capacity of suction caisson foundations under combined loading conditions. Eventually, simplified algebraic expressions are proposed to enhance the efficiency and applicability of the introduced relationships in engineering problems and practical scenarios. These expressions quantify the parameters based on the embedment ratios of the caisson foundations, ranging from 0.5 to 2.

ARTICLE INFO

Receive Date: 02 February 2024
Revise Date: 08 December 2024
Accept Date: 24 April 2024

Keywords:

Bearing capacity
Failure envelope
Soil-structure interaction
Sequential swipe test
Explicit finite element method
3D numerical modeling
Suction caisson foundation
Offshore wind turbine

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.440282.3341>

*Corresponding author: Ali Noorzad and Babak Ebrahimiyan.
Email address: a_noorzad@sbu.ac.ir; b_ebrahimiyan@sbu.ac.ir;

توسعه پوش‌های گسیختگی برای شالوده‌های صندوق‌های توربین‌های بادی فراساحلی واقع در ماسه به‌روش عددی

هامون علیمرادی^۱، علی نورزاد^{۲*}، بابک ابراهیمیان^{۳*}

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط‌زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

چکیده

صنعت بادی فراساحلی به‌عنوان یک راهکار مؤثر به‌منظور مقابله با تغییرات آب و هوایی ناشی از گرمایش زمین به‌سرعت در سرتاسر جهان در حال رشد و توسعه است. یکی از اجزای اساسی این صنعت، توربین‌های بادی هستند که با تبدیل انرژی حاصل از باد در فراساحل به برق، در تأمین انرژی پایدار و پاک، نقش بسیار مهمی دارند. امروزه، شالوده‌های نوین مانند صندوق‌های مکشی نقش بسیار برجسته‌ای در کاهش هزینه‌ها و مدت زمان نصب توربین‌های بادی فراساحلی ایفا می‌کنند. در این مقاله، به تحلیل ظرفیت باربری شالوده‌های صندوق‌های به‌کار رفته در توربین‌های بادی فراساحلی واقع در ماسه تحت بارگذاری‌های ترکیبی و متعاقباً، توسعه پوش‌های گسیختگی برای آن‌ها پرداخته می‌شود. برای این منظور، رویکرد عددی جدیدی به‌نام "روش آزمون جاروبی اصلاح شده" برای توسعه پوش‌های گسیختگی استفاده می‌شود. این روش تاکنون کم‌تر در خاک‌های ماسه‌ای به‌کار گرفته شده است. پوش‌های گسیختگی با استفاده از روش اجزای محدود صریح سه‌بعدی و مدل رفتاری کشسانی-مومسانی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و شالوده صندوق‌های استخراج می‌شوند. سپس، اثر ابعاد و نسبت‌های عمق مدفون مختلف شالوده‌های صندوق‌های گسیختگی بررسی می‌شوند. بر این اساس، با افزایش نسبت عمق مدفون از ۰/۵ به ۱ و متعاقباً به ۲، ظرفیت باربری افقی بی‌بعد شده به‌ترتیب ۱/۸ و ۲/۷ برابر و به‌طور مشابه، برای ظرفیت باربری دورانی بی‌بعد شده نیز این مقادیر به‌ترتیب ۲ و ۳/۱ برابر شده‌اند. در مرحله بعدی، روابط تحلیلی برای توسعه پوش‌های گسیختگی ارائه می‌شوند که می‌توانند ظرفیت باربری شالوده‌های صندوق‌های مکشی را با دقت مناسب در فضای بارگذاری‌های ترکیبی پیش‌بینی نمایند. در انتها، به‌منظور افزایش کارایی و اثربخشی روابط تحلیلی ارائه شده در مسائل مهندسی و کاربردهای عملی، عبارات جبری ساده شده‌ای برای کمی‌سازی پارامترهای روابط تحلیلی بر حسب نسبت عمق مدفون شالوده صندوق‌های (از ۰/۵ تا ۲) پیشنهاد می‌شوند.

کلمات کلیدی: ظرفیت باربری، پوش گسیختگی، اندرکنش خاک-سازه، آزمون جاروبی اصلاح شده، روش اجزای محدود صریح، مدل‌سازی عددی سه‌بعدی، شالوده صندوق مکشی، توربین بادی فراساحلی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.440282.3341	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2024.440282.3341	۱۴۰۳/۱۰/۳۰	۱۴۰۳/۰۲/۰۵	۱۴۰۳/۰۲/۰۵	۱۴۰۳/۰۱/۱۸	۱۴۰۲/۱۱/۱۳
علی نورزاد، بابک ابراهیمیان					*نویسنده مسئول:	
b_ebrahimian@sbu.ac.ir; a_noorzad@sbu.ac.ir					پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

یکی از مهم‌ترین منابع انرژی تجدیدپذیر و پاک، انرژی بادی فراساحلی است که با ادامه بحران انرژی و محیط زیست، فرصت‌های جدیدی را برای رفع نیازهای انرژی فراهم می‌کند و توجه زیادی را در سراسر جهان به خود جلب کرده است؛ به طوری که در سراسر جهان تا ابتدای سال ۲۰۲۳ میلادی، ظرفیت تولید برق از طریق توربین‌های بادی فراساحلی به حدود ۵۰/۵ گیگاوات رسیده است که ۲۰ برابر بیش‌تر از ۱۰ سال گذشته است [۱]. از این‌رو، ساخت توربین‌های بادی فراساحلی به تدریج به موضوعی مهم در پژوهش‌ها، به‌ویژه در بحث طراحی و اجرای شالوده آن‌ها بدل شده است.

یکی از انواع شالوده‌های توربین‌های بادی فراساحلی که می‌تواند به‌عنوان یک جایگزین مناسب برای شالوده‌های فراساحلی باشد، شالوده‌های صندوقه‌ای^۱ است. این شالوده شبیه یک سطل وارونه با قطر D و ارتفاع L است (شکل‌های ۱-الف و ۱-ب)، که بر اساس نسبت عمق مدفون (نسبت ارتفاع به قطر (L/D)) به دو نوع عمیق باریک ($L/D > 1$)^۲ و سطحی عریض^۳ ($L/D \leq 1$) تقسیم می‌شود [۲].

هدف از طراحی شالوده‌های صندوقه‌ای انتقال بارهای عمودی (V) و افقی (H)، و دوران (M) ناشی از باد، موج، چرخش و حرکت پره و وزن توربین به خاک زیرین بدون ایجاد گسیختگی برشی و نشست اضافی در آن است. بنابراین، انتخاب ظرفیت باربری مناسب از نکات کلیدی در طراحی شالوده‌های به‌کار گرفته شده در سازه‌های فراساحلی محسوب می‌شود. در حال حاضر، بسیاری از پژوهش‌گران از سطوح گسیختگی برای استخراج ظرفیت باربری نهایی این شالوده‌ها استفاده می‌کنند. سطوح گسیختگی، پوش‌هایی هستند که در فضای بارگذاری عمودی، افقی و دورانی ایجاد می‌شوند و رفتار شالوده درون این سطوح به صورت کشسان فرض می‌شود، درحالی‌که رفتار کشسانی-مومسانی زمانی رخ می‌دهد که بارگذاری به سطوح گسیختگی برسد [۳]. تا به امروز، پژوهش‌های گسترده‌ای برای استخراج پوش‌های گسیختگی که ظرفیت باربری شالوده‌ها تحت تأثیر بارگذاری‌های پیچیده را تعیین می‌کنند، انجام شده است که توسط باتاچاریا (۲۰۱۹) [۴] خلاصه شده‌اند.

به‌منظور تعیین پوش‌های گسیختگی در فضای بارگذاری‌های ترکیبی عمودی، افقی و دورانی (VHM) سه رویکرد اصلی آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی وجود دارند. با توجه به پیشرفت‌های حاصل شده در حوزه روش‌های عددی، استفاده از روش اجزای محدود (FEM)^۴ به‌عنوان یک ابزار قدرتمند در تعیین ظرفیت باربری و توسعه پوش‌های گسیختگی شالوده‌های صندوقه‌ای مکشی و نیز در نظرگیری اندرکنش بین شالوده و خاک در هر دو مرحله نصب و بهره‌برداری، رواج قابل توجهی یافته است [۵-۷]. مسائلی مانند اندرکنش پیچیده شالوده صندوقه‌ای و خاک، تعیین ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های توربین‌های بادی فراساحلی در خاک ماسه‌ای، و لحاظ نمودن تغییرشکل‌های بزرگ یکی از چالش‌برانگیزترین موضوعات در ژئومکانیک محاسباتی هستند. برای مدل‌سازی عددی مسائل مبتنی بر تغییرشکل‌های بزرگ و غیرخطی، به‌کارگیری الگوریتم صریح^۵ نسبت به الگوریتم ضمنی^۶ ارجح‌تر است؛ چراکه استفاده از الگوریتم صریح در حل عددی این مسائل می‌تواند ناپایداری در حل را به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش دهد [۸].

یکی از روش‌های تعیین ظرفیت باربری شالوده صندوقه‌ای تحت بارگذاری‌های ترکیبی مختلف، محاسبات اجزای محدود با روش کنترل جابه‌جایی است که نشان می‌دهد مجموعه‌ای از عوامل مانند چگالی نسبی خاک، نسبت عمق مدفون و میزان بار قائم بیش‌ترین تأثیر را بر شکل و اندازه پوش گسیختگی خاک دارند [۹ و ۱۰]. افزایش عمق مدفون و قطر شالوده‌های صندوقه‌ای تحت بارگذاری عمودی تأثیر به‌سزایی در سطح تماس بین صندوقه و خاک دارد، به طوری که این موضوع، مقاومت ناشی از جدار و نوک صندوقه و در نهایت، ظرفیت باربری عمودی را افزایش می‌دهد [۱۱-۱۳]. در مقایسه با طول صندوقه، افزایش قطر، تأثیر بیش‌تری بر ظرفیت باربری عمودی شالوده‌های صندوقه‌ای سطحی عریض دارد [۱۴]. درحالی‌که برای شالوده‌های صندوقه‌ای عمیق باریک نیاز به بررسی‌های بیش‌تری است. از سوی دیگر،

¹ Caisson foundation

² Narrow deep bucket foundations

³ Wide shallow bucket foundations

⁴ Finite element method

⁵ Explicit algorithm

⁶ Implicit algorithm

ضرایب بارگذاری ظرفیت باربری برای شالوده‌های صندوقه‌ای سطحی عریض توسط هیرای^۷ (۲۰۲۲) و براری و همکاران^۸ (۲۰۱۶) مطالعه شده است [۱۵ و ۵]. هیرای (۲۰۲۳) به کمک نظریه ظرفیت باربری مرسوم پرانتل^۹ مناسب‌ترین ضرایب معادله ظرفیت باربری عمودی برای پیش‌بینی نتایج آزمایشگاهی شالوده‌های صندوقه‌ای عمیق باریک واقع در خاک ماسه‌ای را استخراج نموده است [۱۶]. با این حال، این ضرایب تنها برای سه مورد از ابعاد شالوده‌های صندوقه‌ای صحت‌سنجی شده‌اند و در نتیجه، در حال حاضر نیاز به مطالعات گسترده‌تری در این زمینه وجود دارد.

افزایش عمق مدفون شالوده‌های صندوقه‌ای که تحت بارگذاری افقی قرار می‌گیرند، حجم خاک محصورشده توسط صندوقه را افزایش می‌دهد و منجر به افزایش وزن خاک و نیروی مقاوم خاک در برابر حرکت و دوران صندوقه می‌شود [۱۷]. در این راستا، تاثیر بیش‌تر افزایش عمق مدفون در مقابل افزایش قطر صندوقه بر ظرفیت باربری افقی در آزمایش‌های شبیه‌سازی کوچک مقیاس با دستگاه سانترفیوژ تایید شده است [۱۸].

یکی از روش‌های عددی تعیین پوش‌های گسیختگی، آزمون بارگذاری جاروبی منفرد^{۱۰} است که از مزیت‌های آن نسبت به سایر روش‌های متداول همچون آزمون‌های کاوش جابه‌جایی^{۱۱} و کاوش بارگذاری^{۱۲}، تعیین کامل مکان پوش گسیختگی در یک صفحه خاص با انجام تنها یک آزمایش عددی است [۱۹]. از سوی دیگر، در این پژوهش به منظور بالا بردن دقت استخراج پوش گسیختگی و کاهش زمان تحلیل از آزمون جاروبی اصلاح شده^{۱۳} استفاده می‌شود. تا به امروز، توسعه پوش‌های گسیختگی بر اساس روش جاروبی اصلاح شده برای تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های صندوقه‌ای فراساحلی در خاک‌های ماسه‌ای کم‌تر مورد توجه قرار گرفته است و موضوعات مرتبط در این خصوص در آیین‌نامه‌های طراحی این حوزه مانند استاندارد دی ان وی^{۱۴} در دسترس مهندسان نیست [۲۰]. در این راستا، به کاربرد روش‌های بهینه برای استخراج پوش گسیختگی در آیین‌نامه‌های طراحی شالوده‌های صندوقه‌ای توربین‌های بادی فراساحلی در خاک ماسه‌ای مانند استاندارد دی ان وی (۲۰۱۷) به اندازه کافی پرداخته نشده است [۲۰].

در این مطالعه، ظرفیت باربری و پوش‌های گسیختگی شالوده‌های صندوقه‌ای عریض سطحی و عمیق باریک در خاک ماسه‌ای تحت شرایط بارگذاری تک‌محوری و ترکیبی *VHM* تعیین و استخراج می‌شوند. بر این اساس، شبیه‌سازی‌های سه‌بعدی اجزای محدود بر اساس الگوریتم صریح به‌همراه رویکرد بارگذاری جاروبی اصلاح شده به کار گرفته می‌شوند. ابتدا مدل‌سازی‌های عددی انجام شده برای شالوده‌های صندوقه‌ای سطحی عریض و عمیق باریک تحت بارهای جانبی در برابر نتایج آزمایش‌های سانترفیوژ موجود در ادبیات فنی اعتبارسنجی می‌شوند. در ادامه، اثر ابعاد و نسبت عمق مدفون شالوده‌های صندوقه‌ای بر ظرفیت باربری تک‌محوری عمودی بررسی و ضرایب ظرفیت باربری عمودی پیشنهاد می‌شوند. سپس، ظرفیت‌های باربری جانبی به دست آمده برای شالوده‌های سطحی عریض و عمیق باریک با نتایج ادبیات فنی مقایسه می‌شوند. در این خصوص، انواع سازوکارهای گسیختگی و الگوهای حرکتی خاک در اطراف شالوده عمیق باریک تحت بارگذاری‌های تک‌محوری، جانبی و ترکیبی ارائه و بحث می‌شوند. سپس، پوش‌های گسیختگی شالوده‌های صندوقه‌ای در معرض بارگذاری‌های ترکیبی با استفاده از یک‌سری تحلیل‌های اجزای محدود صریح و به‌کارگیری روش آزمایش عددی جاروبی اصلاح شده توسعه می‌یابند. در ادامه، معادلات تحلیلی برای ایجاد پوش‌های گسیختگی و تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های صندوقه‌ای تحت بارگذاری‌های ترکیبی ارائه می‌شوند. در انتها، به منظور کاربرد این معادلات برای شالوده‌های صندوقه‌ای با ابعاد و نسبت‌های عمق مدفون مختلف، روابط همبستگی در راستای کمی‌سازی پارامترهای آن‌ها پیشنهاد می‌شوند.

قراردادهای علامت‌گذاری و نام‌گذاری استفاده شده در این مطالعه، مطابق موارد توصیه شده توسط آهلینهان و همکاران^{۱۵} (۲۰۲۰) در شکل ۱ و تعریف آن‌ها نیز در جدول ۱ آورده شده‌اند [۲۱].

⁷ Hirai

⁸ Barari et al.

⁹ Prandtl

¹⁰ Single swipe test

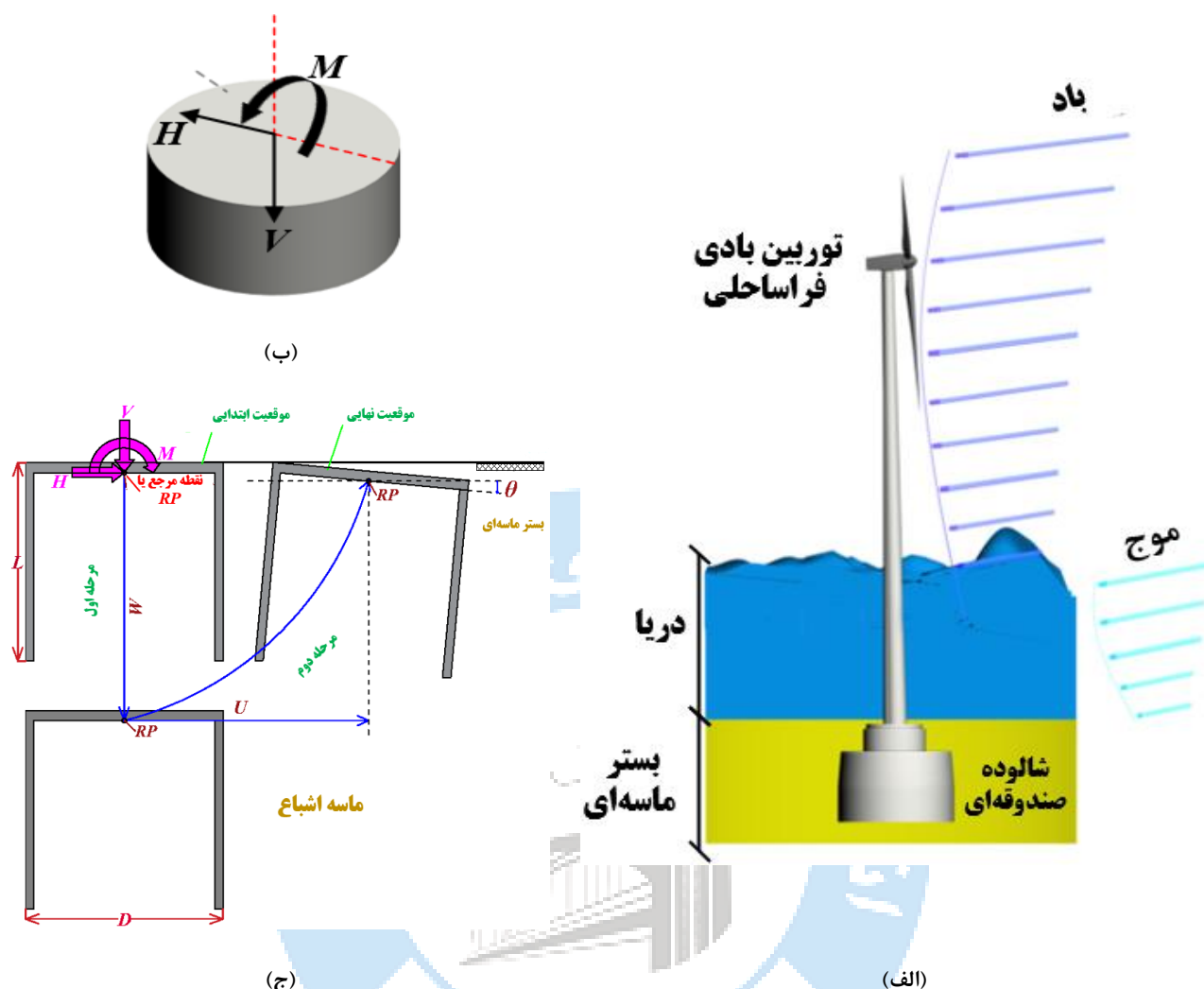
¹¹ Displacement probe test

¹² Load probe test

¹³ Modified swipe test

¹⁴ Det Norske Veritas

¹⁵ Ahlinhan et al.



شکل ۱: طرح شالوده صندوقه‌ای: (الف) نمای شماتیک شالوده صندوقه‌ای به همراه توربین بادی فراساحلی واقع در بستر ماسه‌ای، (ب) نمای سه بعدی شالوده صندوقه‌ای تحت بارگذاری های VHM و (ج) قراردادهای علامت گذاری و رویکرد بارگذاری در آزمایش جارویی اصلاح شده.

جدول ۱: تعریف نمادها.

دورانی	-	افقی	-	عمودی	-	تعریف علامت گذاری	-
-	θ	-	u	-	w	تغییر مکان	-
-	M	-	H	-	V	بارگذاری	-
-	M_0	-	H_0	-	V_0	ظرفیت باربری نهایی	-
-	$m_0 = M/DV_0$	-	$h_0 = H/V_0$	-	$v_0 = V/V_0$	ظرفیت باربری بدون بعد	-

۲- رویکرد بارگذاری

روش‌های عددی بررسی شده در ادبیات فنی برای توسعه پوش‌های گسیختگی در دو بخش عمده بارگذاری کنترل^{۱۶} (مانند آزمون کاوش بارگذاری) و جابه‌جایی کنترل^{۱۷} (آزمون کاوش جابه‌جایی، آزمون جارویی منفرد و آزمون جارویی اصلاح شده) تقسیم

¹⁶ Load controlled

¹⁷ Displacement controlled

می‌شوند. آزمون کاوش بارگذاری به این دلیل که صرفاً محدوده‌ای از پوش گسیختگی را ارائه می‌دهد، دارای دقت کم‌تری است؛ چرا که در این آزمون به‌منظور برآورد حداکثر بارگذاری منجر به همگرایی، ترکیبی از نسبت‌های از پیش تعیین شده مؤلفه‌های بارگذاری تا زمان گسیختگی به شالوده اعمال می‌شوند و تعیین دقیق مقادیر مؤلفه‌های بارگذاری به دلیل احتمال تجاوز آن از ظرفیت باربری شالوده و ایجاد عدم همگرایی مسئله، اندکی دشوار است.

در آزمون کاوش جابه‌جایی، نمو تغییرمکان از پیش تعیین شده‌ای به شالوده اعمال و به‌صورت خطی نسبت به کل زمان تحلیل تا حالت بار نهایی که نشان دهنده یک نقطه روی پوش گسیختگی است، ادامه می‌یابد. برای توسعه کامل پوش گسیختگی، باید از تعداد زیادی آزمون کاوشی با جهت‌های جابه‌جایی مختلف بهره جست؛ که این موضوع کارایی این روش را نسبتاً پایین آورده است. علاوه بر این، پیش‌بینی پوش گسیختگی به دلیل غیرخطی بودن مسیر بارگذاری دنبال شده، اندکی سخت است [۲۲ و ۲۳]. بنابراین، استفاده از روش‌هایی مانند آزمون جاروبی منفرد و یا آزمون جاروبی اصلاح شده که با تعداد محدودی آزمون، پوش گسیختگی را پیش‌بینی می‌کنند، می‌تواند مناسب‌تر باشد.

۱-۲- آزمون جاروبی منفرد

می‌توان با آزمون جاروبی منفرد پوش‌های کامل گسیختگی *VHM* را مشخص نمود. آزمون جاروبی منفرد (یا آزمون جاروبی جانبی)^{۱۸} برای اولین بار توسط تان^{۱۹} (۱۹۹۰) برای تعیین پوشش گسیختگی *VH* یک شالوده سطحی در آزمایش‌های سانتریفیوژ معرفی شد [۲۴] و پس از آن، در آزمایش‌های مدل فیزیکی توسط برن^{۲۰} (۲۰۰۰) برای بارگذاری‌های کلی *VHM* توسعه یافت [۲۵]. آزمون جاروبی منفرد در اصل ترکیبی از دو آزمون کاوش جابه‌جایی است که به ترتیب اعمال می‌شوند؛ بدین صورت که شالوده در ابتدا با یک جابه‌جایی عمودی در معرض گسیختگی قرار می‌گیرد (مرحله اول) و سپس در مرحله جاروبی (مرحله دوم) ترکیبی از جابه‌جایی افقی و دوران، درحالی‌که جابه‌جایی عمودی ثابت نگه داشته می‌شود، به شالوده اعمال می‌شوند. در پژوهش انجام شده توسط مارتین و هولزبی^{۲۱} (۱۹۹۳) فرض شده است که در مرحله جاروبی، با توجه به شباهت‌هایی که مسیر بارگذاری با نظریه مومسانی سخت‌شونده مکانیک خاک حالت بحرانی دارد، نقطه بارگذاری به پوش گسیختگی می‌پیوندد [۲۶]. از سوی دیگر، برانسی و راندولف^{۲۲} (۱۹۹۸) نشان داده‌اند که این آزمون در شالوده‌های سطحی عرضی، ظرفیت باربری کم‌تری را پیش‌بینی می‌کند؛ چراکه ممکن است مسیر بارگذاری در داخل پوش گسیختگی منحرف شود و یا آن را قطع نماید [۲۷]. یکی از مفروضات اساسی ذاتی در آزمون جاروبی جانبی این است که در طول بخش دوم بارگذاری، کاهش تغییرشکل کشسان در جهت درجه آزادی اول برابر با افزایش تغییرشکل مومسانی در همان جهت است.

۲-۲- آزمون جاروبی اصلاح شده

این آزمون به آزمون حلقه^{۲۳} و یا آزمون جاروبی متوالی^{۲۴} نیز معروف است؛ چون برای اولین بار به شکل یک مسیر بسته حلقوی شکل از جابه‌جایی‌های به‌دست‌آمده در آزمایش‌های فیزیکی به‌کار گرفته شده است [۲۴ و ۲۸]. سپس، توسط طیب و کارتر^{۲۵} (۲۰۱۰) به‌عنوان یکی از آزمون‌های کنترل جابه‌جایی پیشنهاد شده است [۲۹]. تفاوت اصلی بین آزمون‌های جاروبی منفرد و اصلاح شده به مرحله دوم بارگذاری باز می‌گردد؛ به‌طوری‌که جابه‌جایی در جهت درجه آزادی اول به‌جای ثابت ماندن، به تدریج با استفاده از یک تابع کسینوسی کاهش و در جهت درجه آزادی دوم نیز با استفاده از یک تابع سینوسی افزایش می‌یابد. این رویکرد به‌منظور بهبود دقت مسیر گسیختگی پیش‌بینی شده در بارگذاری جاروبی اصلاح شده به‌کار گرفته می‌شود. در این حالت، تغییرشکل مومسان بیش‌تری نسبت به تغییرشکل کشسان در راستای درجه آزادی اول حفظ می‌شود؛ درحالی‌که تغییرشکل مومسانی در راستای درجه آزادی دوم در حال ایجاد شدن است.

¹⁸ Side swipe test

¹⁹ Tan

²⁰ Byrne

²¹ Martine and Houlshy

²² Bransby and Randolph

²³ Loop test

²⁴ Sequential swipe test

²⁵ Taiebat and Carter

بنابراین، تعامد^{۲۶} در کل مسیر بارگذاری برقرار است و مسیر بارگذاری می‌تواند از منظر تئوری روی سطح گسیختگی باقی بماند. شکل (۱) - (ج) فرآیند آزمون جاروبی اصلاح شده در شالوده‌های صندوقه‌ای را نشان می‌دهد. اخیراً، شن و همکاران^{۲۷} (۲۰۲۲) [۳۰] از این روش برای تعیین پوش‌های گسیختگی در فضای بارگذاری‌های عمودی، افقی، دورانی و پیچشی^{۲۸} (VHMT) شالوده‌های دایره‌ای فراساحلی واقع در خاک رسی و سوریاستانا و همکاران^{۲۹} (۲۰۲۰) [۳۱] نیز برای تعیین پوش‌های گسیختگی در فضای VHM شالوده‌های سطحی و صندوقه‌ای در خاک رسی استفاده کرده و نتیجه گرفته‌اند که آزمون جاروبی اصلاح شده می‌تواند پوش گسیختگی را به‌طور دقیق ایجاد نماید. ایشان تأکید نمودند که این روش می‌تواند پیش‌بینی‌های کم‌تر محافظه‌کارانه آزمون جاروبی منفرد را در مقایسه با آزمون‌هایی همچون کاوش جابه‌جایی، کاوش بارگذاری و راه‌حل‌های تحلیلی بهبود بخشد. سوریاستانا و همکاران (۲۰۲۰) به‌منظور کنترل تغییرمکان در مرحله دوم بارگذاری رابطه (۱) را ارائه دادند [۳۱]:

$$-\left(\frac{\delta q_2}{\delta q_1}\right)_i = \tan\left(\frac{i\psi_t}{m}\right) \quad \text{for } 1 \leq i \leq m \quad (1)$$

در رابطه (۱)، q_1 و q_2 نشان‌دهنده جابه‌جایی‌های بی‌بعد شده مربوط به اولین و دومین درجه آزادی و یا همان مراحل اول و دوم بارگذاری هستند، درحالی‌که ψ_t تغییر جهت کل جابه‌جایی مرحله جاروبی در فضای تغییرمکان است. پارامتر m نحوه تغییر تدریجی راستای جابه‌جایی از طریق گسسته‌سازی تغییر جهت کل جابه‌جایی به گام‌های بارگذاری مساوی را کنترل می‌کند.

۳- توسعه مدل عددی

شبیه‌سازی‌های عددی این پژوهش بر اساس روش اجزای محدود سه‌بعدی بر مبنای الگوریتم صریح و با استفاده از نرم‌افزار آباکوس^{۳۰} نسخه ۲۰۲۱ انجام می‌شود [۸]. بر همین اساس، تمام تحلیل‌ها با رویکرد موازی‌سازی سطح - ناحیه^{۳۱} انجام می‌شود، به این صورت که مدل به ناحیه‌های مشخصی تقسیم و هر ناحیه به یک پردازنده واحد اختصاص داده می‌شود. در نتیجه، زمان اجرای تحلیل اجزای محدود با وجود تعداد قابل‌توجهی از نمونه‌ها^{۳۲}، گره‌ها^{۳۳} و المان‌ها^{۳۴} کاهش می‌یابد [۸]. همچنین، به‌منظور ارزیابی ظرفیت باربری شالوده صندوقه‌ای، فرض شده است که مشابه شبیه‌سازی‌های انجام پذیرفته موجود در ادبیات فنی، شالوده صندوقه‌ای از قبل در محل موردنظر نصب شده و فرآیند نصب در نظر گرفته نشده است [۳۲-۳۴]. در ادامه، نحوه توسعه مدل عددی و مشخصات مصالح به‌کارگرفته شده برای تعیین ظرفیت باربری و استخراج پوش‌های گسیختگی شرح داده می‌شوند.

۳-۱- مشخصات مصالح بستر ماسه‌ای

ویژگی‌های بستر ماسه‌ای در جدول ۲ آورده شده است. مدول یانگ^{۳۵} ماسه (E_s) مطابق رابطه (۲) که توسط جانبو^{۳۶} (۱۹۹۳) پیشنهاد شده است، متناسب با تنش مؤثر میانگین افزایش می‌یابد [۳۵]:

$$E_s = \kappa \sigma_{atm} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{atm}}\right)^{1-j} \quad (2)$$

²⁶ Normality

²⁷ Shen et al.

²⁸ Torsional

²⁹ Suryasentana et al.

³⁰ Abaqus

³¹ Domain-level parallelization

³² Increments

³³ Nodes

³⁴ Elements

³⁵ Young's modulus

³⁶ Janbu

در این رابطه، σ_m تنش مؤثر میانگین، σ_{atm} فشار اتمسفر (که برابر با ۱۰۰ کیلو پاسکال فرض می‌شود)، J شاخص تنش و K عدد مدول جانبی است. شاخص تنش (J) بسته به نوع و حالت خاک برای خاک‌های ماسه‌ای بین صفر و ۱ قرار می‌گیرد [۲۰]. J برابر با یک، به خاکی با رفتار تنش- کرنش کشسان، J برابر با ۰/۵، به خاکی با رفتار کشسان-مومسان و همچنین J برابر با صفر، به خاکی با رفتار کاملاً مومسان اطلاق می‌شود. مقادیر K بین ۲۰۰ و ۶۰۰ برای ماسه‌های سست تا متراکم متغیر هستند و می‌توان آن‌ها را به کمک آزمون‌های آزمایشگاهی (تک محوری و سه محوری) و آزمایش‌های درجا (نفوذ مخروط) برآورد نمود [۲۰ و ۳۶].

جدول ۲: ویژگی‌های مهندسی خاک استفاده شده در مدل‌سازی‌های عددی.

مقدار	پارامتر	مقدار	پارامتر
۰/۳۵	نسبت پواسون	۰/۳	حداقل نسبت تخلخل (e_{min})
۲۰	وزن مخصوص اشباع خاک	۰/۹	حداکثر نسبت تخلخل (e_{max})
۱۸	وزن مخصوص حداکثر خاک	۰/۷	نسبت تخلخل نمونه
۱۴	وزن مخصوص حداقل خاک	۳/۸۴	ضریب یکنواختی (C_u)
۱۴/۷	وزن مخصوص خشک خاک	۰/۹۶	ضریب انحنای دانه‌بندی خاک (C_c)
۱۰/۲	وزن مخصوص مؤثر خاک	۰/۰۱۳	D_{10} (mm)
۳۳	زاویه اصطکاک داخلی ($^\circ$)	۰/۰۲۵	D_{30} (mm)
۵	چسبندگی (kPa)	۰/۰۳۷	D_{50} (mm)
۲۰	مدول یانگ در عمق انتهایی صندوقه (Mpa)	۰/۰۵	D_{60} (mm)
۰/۶	شاخص تنش	۲/۶۵	چگالی ویژه (G_s)
۴۰۰	عدد مدول جانبی	۳۳	تراکم نسبی (%)

۳-۲- هندسه مدل، شبکه‌بندی و مشخصات سطح مشترک

مدل عددی اجزای محدود توسعه یافته در شکل ۲ نشان داده شده است که به دلیل تقارن بارگذاری و تغییرشکل، فقط نیمی از مدل شبیه‌سازی شده است. شرایط مرزی جابه‌جایی‌های عمودی، افقی و دورانی کف مدل صفر در نظر گرفته شده و جابه‌جایی‌های افقی روی مرز جانبی خاک نیز مقید شده‌اند، درحالی‌که محدودیت مرزی تقارن^{۳۷} به‌عنوان وجه متقارن مدل استفاده شده است. مطابق پیشنهاد یانگ و همکاران^{۳۸} (۲۰۱۹)، قطر ناحیه استوانه‌ای خاک ۱۰ برابر قطر شالوده صندوقه‌ای و مرز پایینی مدل تا ۴ برابر ارتفاع صندوقه زیر پنجه آن گسترش یافته است تا رفتار صندوقه تحت تأثیر مرزها قرار نگیرد [۳۲]. ۲۳۱۰۴ المان آجری خطی ۸ گره‌ای سه‌بعدی^{۳۹} با انتگرال‌گیری کاهش یافته^{۴۰} (C3D8R در کتاب‌خانه المان‌های آباکوس) برای شبکه‌بندی سازه شالوده صندوقه‌ای و خاک استفاده شده‌اند [۸]. شبکه‌های نسبتاً ریز (کوچک‌تر از $0.1D$ ، که در آن D قطر صندوقه است) در خاک زیر و مجاور شالوده صندوقه‌ای به‌منظور دستیابی به توزیع دقیق محلی تنش و کرنش و اندازه‌های شبکه‌بندی درشت‌تر در نواحی دورتر از شالوده به‌کار برده شده‌اند تا ضمن کاهش زمان تحلیل، بارها و سازوکارهای گسیختگی با دقت مناسب محاسبه شود.

³⁷ Y symmetry

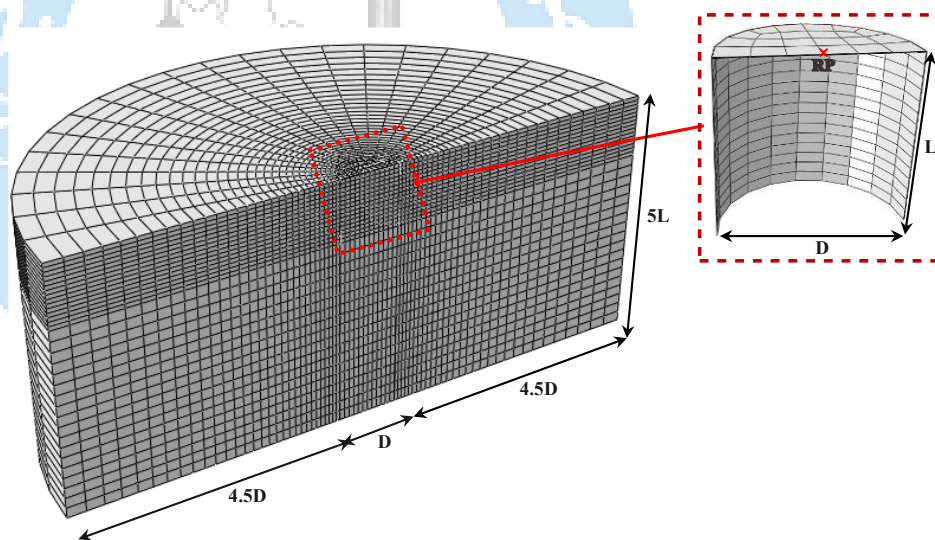
³⁸ Yang et al.

³⁹ 3 dimension eight-node linear brick element

⁴⁰ Reduced integration

مدل اصطکاک کولمب برای شبیه‌سازی تماس بین خاک و صندوقه به کار گرفته شده است. زاویه اصطکاک سطح مشترک (δ) بین شالوده صندوقه‌ای و خاک اطراف به زبری صندوقه، اندازه متوسط دانه‌های خاک، فشار عمودی در سطح مشترک و روش نصب بستگی دارد [۳۷ و ۳۸]. بر اساس آیین‌نامه دی ان وی (۲۰۱۷)، زاویه اصطکاک در سطح مشترک برحسب تراکم خاک (خاک ماسه‌ای با تراکم متوسط) معادل ۲۲ درجه برآورد و اعمال شده است [۲۰]. وقتی شالوده صندوقه‌ای در تماس با خاک اطراف است، تنش‌های برشی و عمودی از طریق سطح مشترک منتقل می‌شوند و در این حالت، لغزش زمانی بین شالوده و خاک رخ می‌دهد که تنش برشی موجود از مقدار مقاومت برشی سطح مشترک تجاوز نماید. اگر تنش عمودی به مقدار صفر برسد، جدا شدگی بین شالوده صندوقه‌ای و خاک رخ می‌دهد [۸ و ۳۹]. در نظرگیری این شرایط، تخمین بیش از حد ظرفیت باربری را به حداقل می‌رساند [۴۰-۴۲].

در این پژوهش، شالوده‌های صندوقه‌ای با قطرهای ۳، ۵، ۷ و ۹ متر و با نسبت‌های عمق مدفون ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ به منظور ارزیابی جزئی‌تر اثر نسبت عمق مدفون شالوده صندوقه‌ای بر ظرفیت باربری آن استفاده می‌شوند. مشخصات شالوده‌های صندوقه‌ای در جدول ۳ ذکر شده که شالوده با قطر ۵ متر و با نسبت عمق مدفون ۱ به عنوان مدل مرجع در نظر گرفته شده است. به این ترتیب، بازه‌ای از شالوده‌های صندوقه‌ای سطحی عریض و عمیق باریک در نظر گرفته می‌شوند. مصالح شالوده صندوقه‌ای از جنس فولاد و به منظور اطمینان از ایمنی سازه، ضخامت محفظه ۰/۱۳ برابر قطر شالوده و ضخامت صفحه بالایی ۰/۰۱ قطر آن در نظر گرفته شده‌اند [۱۰]. این مقاله بر ظرفیت باربری شالوده صندوقه‌ای و سازوکار گسیختگی خاک متمرکز است؛ بنابراین، شالوده صندوقه‌ای به عنوان یک جسم صلب فرض می‌شود که در آن، بارها و جابه‌جایی‌های مرتبط در نقطه مرجع بار^{۴۱} (LRP) اعمال می‌شوند. این نقطه در مرکز صفحه بالایی شالوده صندوقه‌ای انتخاب شده است (شکل ۱-ج).



شکل ۲: مدل عددی اجزای محدود شالوده صندوقه‌ای.

جدول ۳: مشخصات شالوده‌های صندوقه‌ای شبیه‌سازی شده.

$L/D = 0.5$	$L/D = 1$	$L/D = 1.5$	$L/D = 2$
-------------	-----------	-------------	-----------

⁴¹ Load reference point

L	$-$	L	$-$	L	$-$	L
(m)		(m)		(m)		(m)
۱/۵	-	۳	-	۴/۵	-	۶
۲/۵	-	۵	-	۷/۵	-	۱۰
۳/۵	-	۷	-	۱۰/۵	-	۱۴
۴/۵	-	۹	-	۱۳/۵	-	۱۸

۴- نتایج و بحث

۴-۱- صحت‌سنجی

در این پژوهش، تمام تحلیل‌های اجزای محدود در چارچوب روش انتگرال‌گیری صریح^{۴۲} انجام شده‌اند. اگرچه الگوریتم صریح، دینامیکی است، اما می‌توان آن را به‌طور مؤثری برای حل دسته‌های خاصی از مسائل که اساساً استاتیکی هستند، به‌کار برد. مسائل شبیه‌سازی با تغییرشکل‌های بزرگ، درجه غیرخطی زیاد و شرایط تماس اصطکاکی پیچیده عموماً در قالب این دسته‌ها قرار می‌گیرند. مزیت استفاده از راه‌حل صریح قابلیت نسبتاً بالای آن در حل مسائل غیرخطی است؛ به‌طوری‌که مشکلات همگرایی عددی با محاسبات ضمنی^{۴۳} را می‌توان با مدل‌سازی صریح کاهش داد [۴۲].

شرط استفاده از الگوریتم صریح، کم بودن انرژی جنبشی^{۴۴} نسبت به انرژی داخلی^{۴۵} در مدل عددی است. حل‌گر صریح در نرم‌افزار آباکوس از روش تفاضل مرکزی^{۴۶} برای ادغام معادلات حرکت جسم از طریق نمره‌های زمانی متعدد بهره می‌گیرد. در این نوع حل، مدت زمان شبیه‌سازی شده در مدل دارای مفهوم فیزیکی است؛ چراکه حالت سینماتیکی در هر نمو با استفاده از متغیرهای سینماتیکی (مانند سرعت‌ها و شتاب‌ها) حاصل از نمو قبلی استخراج می‌شود که تأثیر به‌سزایی بر کاهش زمان تحلیل و افزایش همگرایی محاسبات دارد. در نتیجه، حرکت شالوده باید به‌اندازه کافی آرام باشد تا منجر به پاسخ شبه‌استاتیکی دقیق، با هدف به‌حداقل رساندن انرژی جنبشی مدل شود. به‌طور کلی، انرژی جنبشی مدل نباید از ۵٪ تا ۱۰٪ انرژی داخلی آن در یک تحلیل شبه‌استاتیکی تجاوز کند [۸]. همچنین وانگ و همکاران^{۴۷} (۲۰۱۵) پیشنهاد می‌کنند که باید معیارهای سخت‌گیرانه‌تری در مسائل ژئوتکنیکی مدنظر قرار داد [۴۳]. به این صورت که مجموعه مطالعات همگرایی به‌صورت ترکیبی از اثرات سرعت تحلیل و چگالی شبکه از طریق صحت‌سنجی برای هر مسئله خاص به‌منظور دستیابی به تعادلی مناسب بین دقت در پاسخ شبه‌استاتیکی و کارایی محاسباتی مورد نیاز است.

به‌منظور صحت‌سنجی شبیه‌سازی‌های عددی این پژوهش، نتایج مدل‌های عددی مطالعه حاضر با نتایج آزمایش‌های سانتیفریوژ [۱۸]، راه‌حل‌های تحلیلی [۳۲-۳۴ و ۴۵-۴۶]، شبیه‌سازی‌های عددی به‌کمک روش اجزای محدود ضمنی [۳۲] برای دو شالوده سطحی عریض با قطر ۵ متر و نسبت عمق مدفون ۰/۵ و شالوده عمیق باریک با قطر ۳/۷۵ متر و نسبت عمق مدفون ۱/۳۳، در معرض بارگذاری‌های جانبی در شکل ۳ مقایسه شده‌اند. با بررسی سرعت در راستای حذف اثرات دینامیکی، نتایج رضایت‌بخشی با سرعت‌های بارگذاری افقی کمتر از ۰/۱ متر بر ثانیه و سرعت دورانی کمتر از ۰/۰۰۵ رادیان بر ثانیه به‌دست می‌آیند. منحنی‌های بار-جاب‌جایی جانبی بی‌بعد شده (u/D) این پژوهش با سایر مطالعات ذکر شده در بالا تطابق خوبی دارند و شباهت انحنای نمودارها نشان می‌دهد که مدل‌سازی عددی به‌روش صریح قادر به شبیه‌سازی رفتار باربری شالوده‌های صندوقه‌ای در ماسه تحت بارگذاری دورانی-جانبی است. برای هر دو نوع شالوده سطحی عریض و باریک عمیق، تغییرات بار جانبی در ابتدا نسبت به کرنش قابل توجه است، با این تفاوت که بعد از قسمت ابتدایی منحنی، در شالوده‌های سطحی عریض، منحنی بار جانبی تقریباً افقی و شیب آن نزدیک صفر می‌شود. در شالوده‌های باریک عمیق، منحنی بار

⁴² Explicit integration

⁴³ Implicit Calculations

⁴⁴ Kinetic energy

⁴⁵ Internal energy

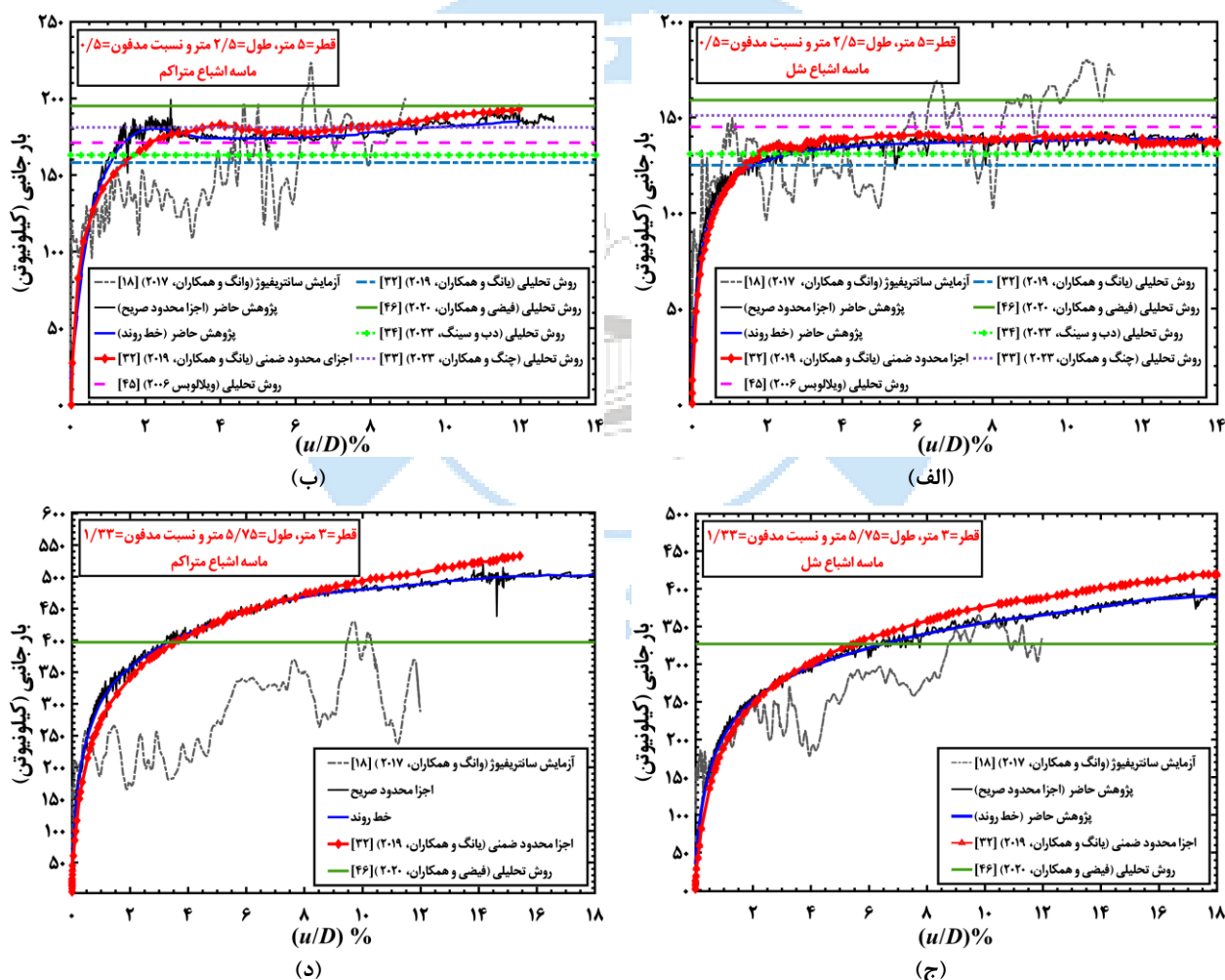
⁴⁶ Central difference method

⁴⁷ Wang et al.

جانبی کماکان با شیب کمی به رشد صعودی خود ادامه می‌دهد و ابتدای این روند معادل ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های صندوقه‌ای عمیق باریک در نظر گرفته می‌شود.

۴-۲- ظرفیت باربری تک محوری

یکی از اهداف این مطالعه، استخراج ظرفیت باربری تک محوری برای شالوده‌های صندوقه‌ای با نسبت‌های عمق مدفون مختلف است. در همین راستا، بر مبنای آزمون کاوش جابه‌جایی، جابه‌جایی یک جهته به‌صورت تدریجی بر RP، تا زمانی که منحنی بار - جابه‌جایی به یک سطح افقی برسد، اعمال می‌شود. باید به این نکته توجه شود که ظرفیت باربری نهایی برای عمده مسیره‌های بارگذاری تک محوری افقی و دورانی در حالت غیر مقید قابل دستیابی است و نقاط عطف آشکار را می‌توان بر روی منحنی بار - جابه‌جایی برای این نوع بارگذاری‌ها مشاهده نمود. در این مطالعه، مطابق ادبیات پژوهش [۱۰]، ظرفیت باربری نهایی عمودی متناظر با نشست معادل ۵ و ۸ درصد قطر شالوده به ترتیب برای شالوده‌های سطحی عریض و عمیق باریک در نظر گرفته می‌شود که در این حالت عمدتاً گسیختگی خاک بر مبنای سازوکار برشی سوراخ کننده رخ می‌دهد. در اغلب موارد، شبیه‌سازی‌های عددی یک بار نهایی مشخص را ارائه می‌دهند که با یک خط تقریباً افقی در منحنی‌های بار - جابه‌جایی قابل مشاهده است.



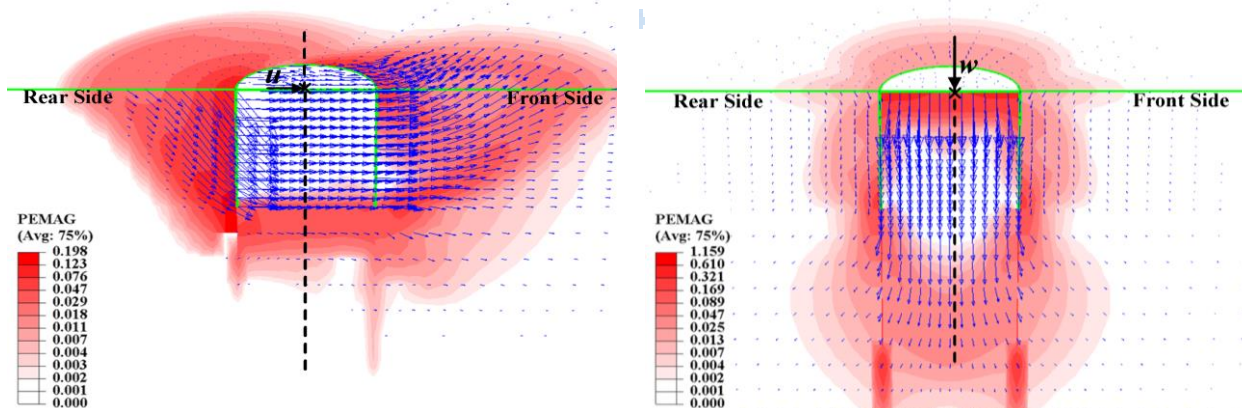
شکل ۳: مقایسه نتایج تحلیل صریح مطالعه حاضر با نتایج آزمایش سانتریفیوژ [۱۸]، تحلیل ضمنی [۳۲] و راه‌حل تحلیلی [۳۲-۳۴ و ۴۶-۴۵]: شالوده سطحی عریض در خاک ماسه‌ای (الف) شل، و (ب) متراکم، و شالوده عمیق باریک در خاک ماسه‌ای (ج) شل، و (د) متراکم.

۴-۲-۱- سازوکار گسیختگی در ظرفیت‌های باربری تک محوری

شکل ۴ خطوط تراز کرنش مومسانی و بردارهای جابه‌جایی را نشان می‌دهد. در نرم‌افزار آباکوس، مقادیر کرنش‌های مومسانی به صورت خطوط تراز بزرگای کرنش مومسانی و با نماد PEMAG نمایش داده می‌شوند. تحت بارهای تک محوری، شالوده صندوقه‌ای عمیق باریک با قطر ۵ متر و نسبت عمق مدفون ۱، حرکت رو به پایین، جابه‌جایی افقی و دوران را تجربه می‌کند. این جابه‌جایی‌ها منجر به کرنش‌های مومسانی که نشان دهنده تشکیل ناحیه برشی در اطراف شالوده است، می‌شوند.

شکل (۴-الف) نشان می‌دهد که جابه‌جایی عمودی اعمال شده (۵/۰ متر) منجر به گسیختگی شالوده صندوقه‌ای تحت بارگذاری تک محوری عمودی شده است. در اثر این بارگذاری، ناحیه برشی در امتداد محفظه و زیر شالوده به صورت قاشقی^{۴۸} گسترش می‌یابد که توسط لیو و همکاران^{۴۹} (۲۰۱۴) نیز نشان داده شده است [۱۰]. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نواحی برشی در امتداد و بیرون دامنه و همچنین در زیر خاک محبوس شده در داخل صندوقه (که به‌عنوان یک جسم تقریباً صلب عمل می‌کند) تشکیل شده‌اند. در نتیجه، ظرفیت عمودی نهایی شالوده صندوقه‌ای با استفاده از مجموع ظرفیت باربری نهایی زیر خاک محبوس شده در داخل صندوقه (به‌عنوان ظرفیت باربری انتهایی شالوده) و مقاومت عمودی خاک خارج و در امتداد دیواره‌های محفظه (به‌عنوان ظرفیت اصطکاکی) محاسبه می‌شود [۱۰].

در شکل (۴-ب)، جابه‌جایی افقی مقید شده‌ای به میزان ۰/۱۸ متر همراه با محدود کردن دوران در طول فرآیند بارگذاری، به شالوده اعمال می‌شود تا بیش‌ترین تنش‌های افقی را که باعث ایجاد ظرفیت باربری افقی می‌شود، بسیج نماید. همان‌طور که در شکل (۴-ج) مشاهده می‌شود، حین اعمال جابه‌جایی افقی مقید نشده‌ای با اندازه ۰/۱۸ متر، بیش‌ترین دوران شالوده صندوقه‌ای مربوط به سقف صندوقه و کم‌ترین آن مربوط به مرکز دوران^{۵۰} شالوده، که با نماد RC نمایش داده می‌شود، هستند. در این حالت، فشار خاک قابل توجهی در سمت فعال دامنه در بالای مرکز دوران ایجاد و کم‌ترین فشار خاک در سمت فعال زیر نقطه دوران اعمال می‌شود. مشابه با نتایج هی و همکاران^{۵۱} (۲۰۲۱)، ایجاد گسیختگی گوه مخروطی در جلو و عقب دامنه و تشکیل حرکت متعاقب آن در اطراف نوک صندوقه می‌تواند منجر به یک سازوکار حرکتی انتقالی شود [۵۲]. شکل (۴-د) نشان می‌دهد که وقتی یک دوران به میزان ۱۰ درجه به نقطه مرجع بارگذاری اعمال می‌شود، مرکز چرخش بین وسط و پایین خاک محبوس شده در داخل صندوقه قرار دارد. در این حالت، ظرفیت باربری دورانی شالوده از سازوکار دورانی قابل توجه خاک اطراف صندوقه ناشی می‌شود که به صورت جانبی در نزدیکی نوک صندوقه دچار چرخش می‌شود. این سازوکار اثر تعامل بین درجات آزادی انتقالی و چرخشی را نشان می‌دهد [۵۳].

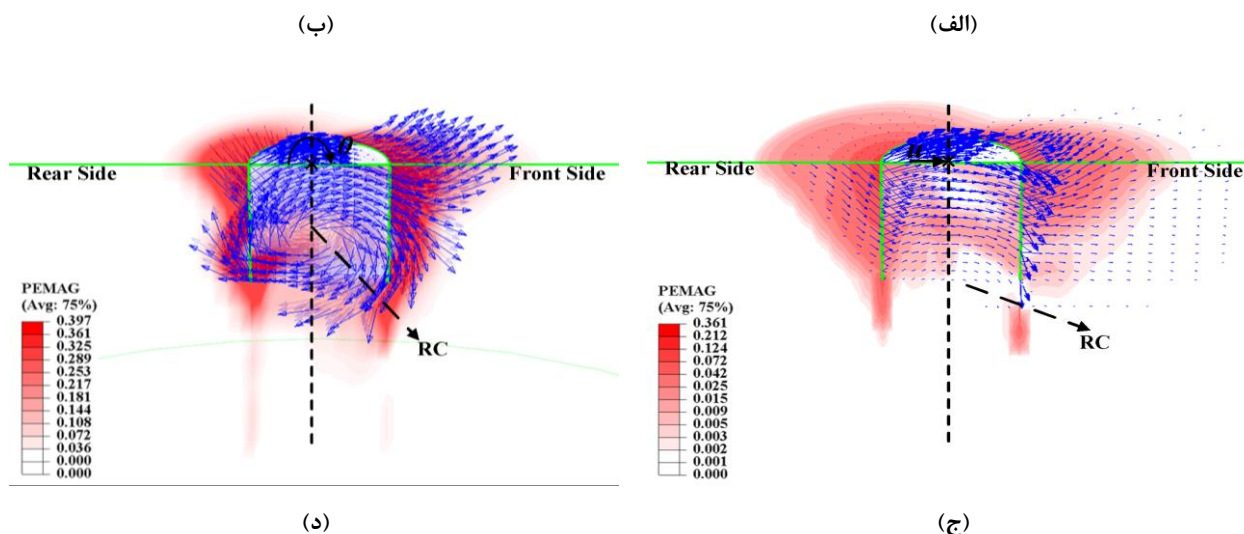


⁴⁸ Scoop

⁴⁹ Liu et al.

⁵⁰ Rotation center

⁵¹ He et al.



شکل ۴: سازوکار گسیختگی و بردارهای تغییر مکان (U, Magnitude) و خطوط تراز کرنش مومسانی (PEMAG) ایجاد شده در خاک برای شالوده صندوقه‌ای تحت بارگذاری: (الف) عمودی، (ب) افقی مهار شده، (ج) افقی مهار نشده، و (د) دورانی.

۴-۲-۲- تأثیر عمق مدفون بر ظرفیت باربری عمودی

ظرفیت باربری عمودی نهایی شالوده صندوقه‌ای تحت شرایط بارگذاری عمودی عمدتاً توسط مجموع ظرفیت باربری انتهای صندوقه (F_{base}) و اصطکاک بیرونی محفظه (f_{out}) با خاک اطراف آن مطابق رابطه (۳) تعیین می‌شود [۱۱]:

$$V_0 = f_{out} + F_{base}$$

$$f_{out} = \frac{\gamma' L^2}{2} (k_f \tan \delta) \pi D \quad (3)$$

$$F_{base} = q N_q s_q d_q + 0.5 \gamma' D N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma}$$

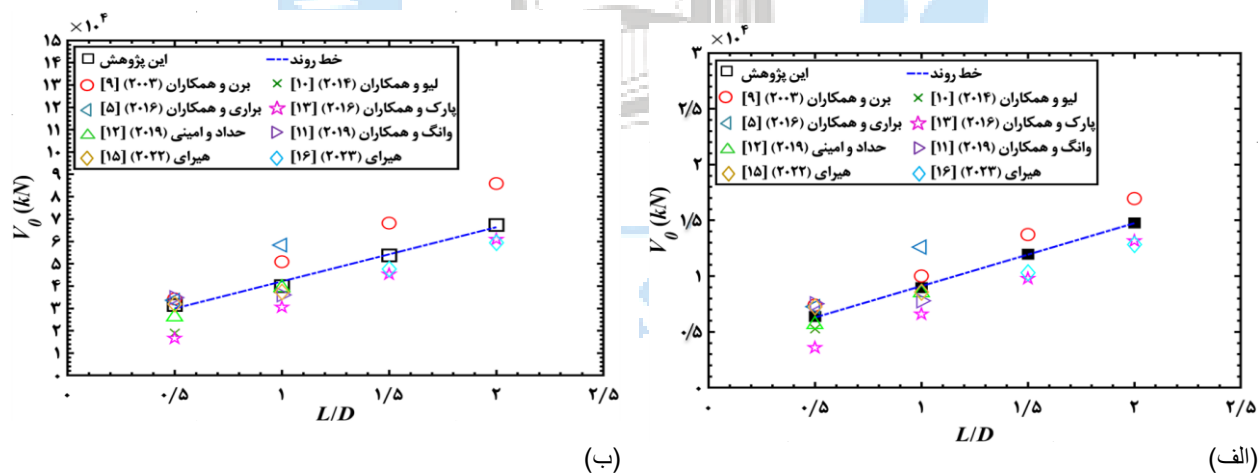
که در آن q سربار وارد بر کف شالوده، γ' وزن مخصوص موثر خاک، N_q و N_{γ} ضرایب ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی، s_q و s_{γ} ضرایب شکل و d_{γ} و d_q ضرایب عمق هستند. همچنین $k_f \tan \delta$ نشان‌دهنده ضریب سطح مشترک است که در بخش ۶ بررسی شده است.

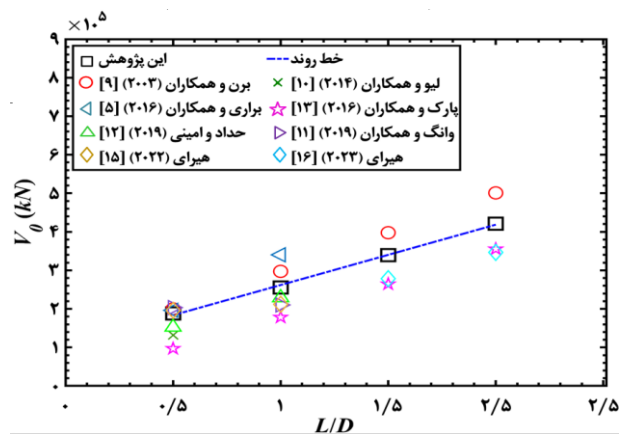
مطابق شکل ۵، برای ارزیابی ظرفیت باربری عمودی، نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی مطالعه حاضر با چندین معادله تحلیلی ظرفیت باربری پیشنهادی در ادبیات فنی [۵، ۱۳-۹ و ۱۶-۱۵] مقایسه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش نسبت عمق مدفون، ظرفیت باربری عمودی به‌صورت خطی افزایش می‌یابد و برای شالوده‌های سطحی عریض، شبیه‌سازی‌های عددی مقادیر نسبتاً نزدیکی با نتایج حاصل از معادلات تحلیلی ارائه می‌دهند. با این حال، برای شالوده‌های عمیق باریک نتایج حاصل از معادلات تحلیلی ارائه شده، اندکی محافظه‌کارانه است. به‌طوری‌که، اختلاف ظرفیت باربری عمودی حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی این پژوهش برای شالوده با قطر ۵ متر در مقایسه با نتایج حاصل از روابط تحلیلی ارائه شده توسط پارک^{۵۲} (۲۰۱۶) و هیرای (۲۰۲۳) برای نسبت‌های عمق مدفون ۱ و ۲ به‌ترتیب دارای مقادیر ۹۰۰ و ۱۷۰۰ کیلو نیوتن است [۱۶ و ۱۳]. از سوی دیگر، با افزایش قطر شالوده نیز این اختلاف افزایش می‌یابد. به‌طوری‌که، برای شالوده‌هایی با قطر ۳ و ۹ متر با نسبت عمق مدفون ۲، این اختلاف به‌ترتیب ۱۱٪ و ۲۳٪ است که نشان‌دهنده این موضوع است که روابط تحلیلی ارائه شده در ادبیات فنی به‌خوبی ظرفیت باربری عمودی را برای شالوده‌های صندوقه‌ای عمیق باریک با قطر ۹ متر پیش‌بینی نمی‌کنند. بر اساس نتایج شبیه‌سازی‌های عددی ارائه شده در شکل ۵، مناسب‌ترین ضرایب مربوط به رابطه (۳) برای شالوده‌های با نسبت‌های عمق مدفون متفاوت در جدول ۴ آمده است.

⁵² Park

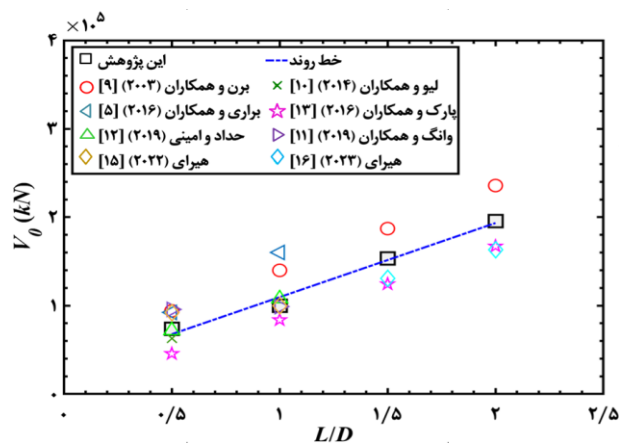
۴-۲-۳- تأثیر عمق مدفون بر ظرفیت باربری جانبی

شکل ۶ نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی برای شالوده‌های صندوقه‌ای با قطرهای (۳، ۵، ۷ و ۹ متر) و نسبت‌های عمق مدفون مختلف (۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲) را تحت‌های بارگذاری‌های افقی مقید نشده، ارائه می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، رشد ظرفیت باربری جانبی برای شالوده‌های سطحی عریض کم است و با افزایش نسبت عمق مدفون در شالوده‌های عمیق باریک ظرفیت باربری جانبی افزایش قابل ملاحظه‌ای می‌یابد. با افزایش عمق مدفون، نمو افزایشی ظرفیت باربری جانبی برای شالوده‌های عمیق باریک نسبت به شالوده‌های سطحی عریض بیشتر است. این روند افزایشی را می‌توان با زیاد شدن عمق فرورفتگی و بسیج شدن حجم بیشتر از خاک داخل صندوقه توضیح داد. در مجموع، برای تمام نسبت‌های عمق مدفون (از ۰/۵ تا ۲) رابطه غیرخطی بین ظرفیت باربری جانبی و عمق مدفون برقرار است که نتایج آزمایش سانتریفیوژ [۱۸] نیز آن را تایید می‌کند. به‌طوری‌که ظرفیت باربری جانبی بیشتر تحت تأثیر افزایش عمق مدفون است تا افزایش قطر شالوده صندوقه‌ای.





(د)



(ج)

شکل ۵: ظرفیت باربری عمودی (V_0) شالوده‌های صندوقه‌ای با نسبت‌های عمق مدفون (L/D) متفاوت برای شالوده با قطر: (الف) ۳ متر، (ب) ۵ متر، (ج) ۷ متر، و (د) ۹ متر.

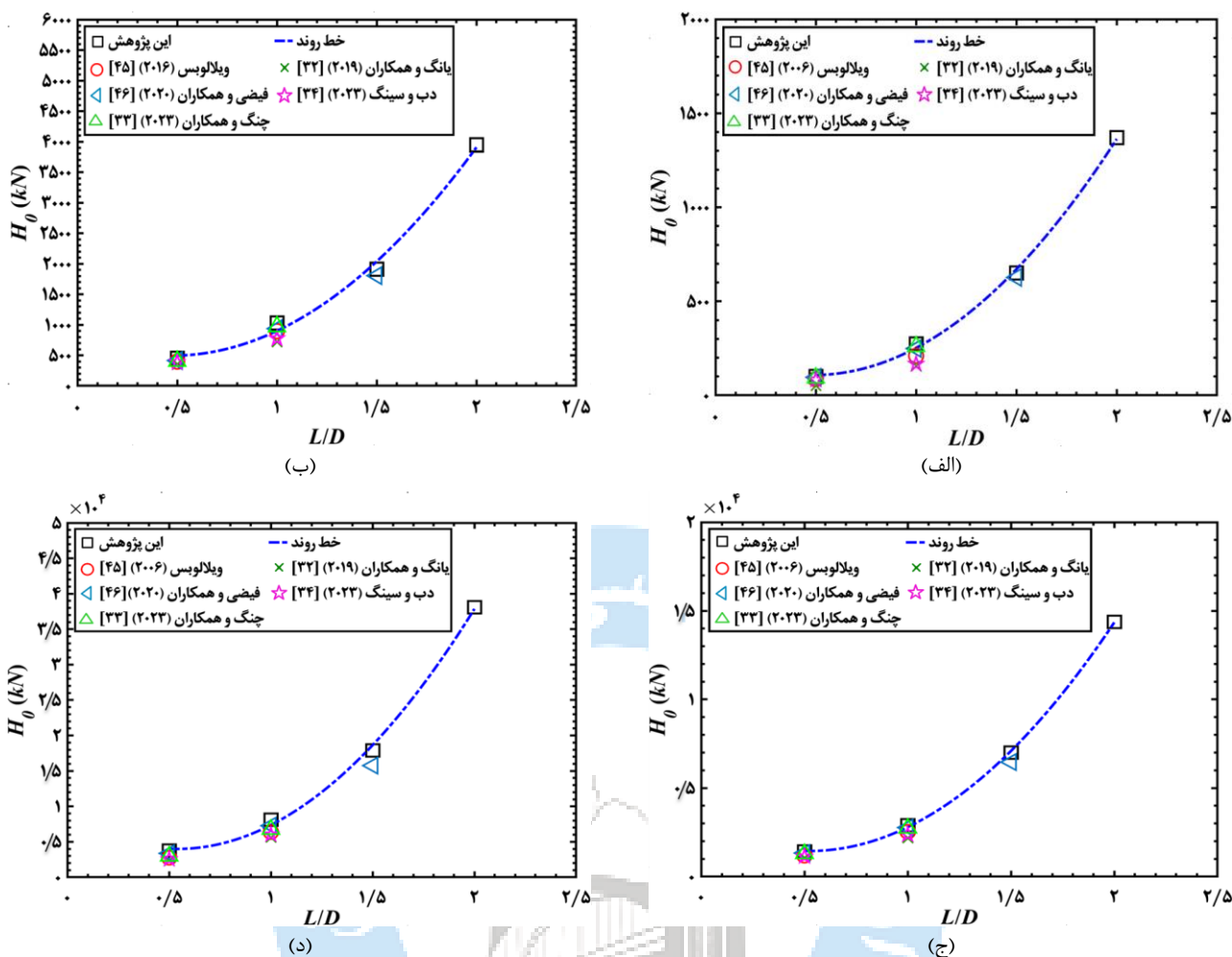
جدول ۴: ضرایب پیشنهادی ظرفیت باربری، شکل و عمق استفاده شده در رابطه (۳).

مقادیر پیشنهادی	-	ضرایب	-
پرانتل (۱۹۲۰) و رایسنر ^{۵۳} (۱۹۲۴) [۴۷ و ۴۸]	-	ظرفیت باربری	-
$N_q = \frac{1+\sin\theta}{1-\sin\theta} e^{\pi \tan\theta}$	-	N_q	-
ژو ^{۵۴} (۲۰۰۵) [۴۹]	-	ظرفیت باربری	-
$N_r = e^{(0.66+5.11 \tan\theta)} \tan\theta$	-	N_r	-
لوکیدیس و سالگادو ^{۵۵} (۲۰۰۹) [۵۰]	-	شکل	-
$1 + (0.26 \frac{1+\sin\theta}{1-\sin\theta} - 0.73)$	-	s_r	-
لوکیدیس و سالگادو (۲۰۰۹) [۵۰]	-	عمق	-
۱	-	d_r	-
پارک و همکاران (۲۰۱۶) [۱۳]	-	شکل و عمق	-
$(1 + 2.83 \tan^2 \theta) \times (0.16 \frac{L}{D}^{2.59(\sin\theta)^{5.27} + 0.68} + 1.59)$	-	$s_q \times N_q$	-

⁵³ Reissner

⁵⁴ Zhu

⁵⁵ Loukidis and Salgado



شکل ۶: ظرفیت باربری جانبی (H_0) شالوده‌های صندوقه‌ای با نسبت‌های عمق مدفون (L/D) متفاوت برای شالوده با قطر: (الف) ۳ متر، (ب) ۵ متر، (ج) ۷ متر، و (د) ۹ متر.

از سوی دیگر، با مقایسه نمودارهای به‌دست‌آمده برای شالوده‌های صندوقه‌ای با قطرهای متفاوت، مشاهده می‌شود که روند افزایشی ظرفیت باربری جانبی برای نسبت‌های عمق مدفون مختلف با افزایش قطر شالوده‌های صندوقه‌ای افزایش می‌یابد. همچنین با مقایسه نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی و ادبیات فنی می‌توان دریافت که میزان اختلاف بین نتایج تحلیل‌های عددی با نتایج راه‌حل‌های تحلیلی [۳۵-۳۴ و ۴۹-۴۷] با افزایش قطر شالوده، افزوده می‌شود. به‌طور مثال، مقادیر اختلاف نتایج عددی با نتایج روابط تحلیلی ارائه شده توسط فیضی و همکاران [۴۶] (۲۰۲۰) برای شالوده‌هایی با قطرهای ۳ و ۹ متر با نسبت عمق مدفون ۱/۵، به ترتیب برابر ۱۵ و ۳۴۰۰ کیلونیوتن است. به‌صورت کلی، نتایج راه‌حل‌های تحلیلی اندکی محافظه‌کارانه‌تر از نتایج شبیه‌سازی‌های عددی هستند. دلیل آن را می‌توان این‌گونه توضیح داد که ویلاوبوس [۴۵] (۲۰۰۶) فشار جانبی را که بر سطح داخلی صندوقه اعمال می‌شود، نادیده گرفته است، درحالی‌که یانگ و همکاران [۳۲] (۲۰۱۹) این فشار را لحاظ نموده و نتایج نزدیک‌تری در مقایسه با نتایج اجزای محدود داشته‌اند. همچنین، در راه‌حل‌های تحلیلی ارائه شده توسط فیضی و همکاران [۴۶] (۲۰۲۰)، چنگ و همکاران [۳۳] (۲۰۲۳) و دب و سینگ [۳۴] (۲۰۲۳)، تأثیر بارگذاری عمودی ناشی از وزن توربین بر ظرفیت باربری جانبی در نظر گرفته شده است و بنابراین همان‌طور که مشاهده می‌شود نتایج ارائه شده توسط چنگ و همکاران [۳۳] (۲۰۲۳)، دب و سینگ [۳۴] (۲۰۲۳) برای شالوده‌های سطحی عریض و

همچنین مقادیر به دست آمده از راه حل تحلیلی فیضی و همکاران (۲۰۲۰) [۴۶] که برای شالوده‌های عمیق باریک و تا نسبت عمق مدفون ۱/۵ کاربرد دارد، تطابق نسبتاً خوبی با نتایج عددی پژوهش حاضر داشته‌اند.

۵- ظرفیت باربری در فضای بارگذاری‌های ترکیبی

پوش‌های گسیختگی یک راه عملی برای مطالعه رفتار شالوده در شرایط بارگذاری‌های ترکیبی مختلف هستند. در این پژوهش، برای استخراج این پوش‌ها در فضای بارگذاری‌های VM ، VH و HM از روش جارویی اصلاح شده استفاده شده است. برای این منظور، در مرحله اول بارگذاری، به ترتیب تغییرمکان‌های عمودی تا ظرفیت باربری عمودی (V_0) برای فضاهای بارگذاری VH و VM و همچنین تغییرمکان‌های افقی مقید شده برای فضای بارگذاری HM اعمال شده‌اند. در مرحله دوم بارگذاری و یا همان مرحله بارگذاری جارویی نیز، زاویه تغییر جهت بارگذاری تدریجی با بزرگای ۹۰ درجه ($\Psi_t = \pi/2$) طی ۸ گام ($m = 8$) برای فضاهای تغییرمکان VH و VM و همچنین زاویه تغییر جهت بارگذاری تدریجی با بزرگای ۱۸۰ درجه ($\Psi_t = \pi$) طی ۱۶ گام ($m = 16$) برای فضای بارگذاری HM اعمال می‌شوند. برای ارزیابی تدریجی روند تغییر شکل پوش‌های گسیختگی در فضای بارگذاری ترکیبی، مجموعه‌ای از گام‌ها در بازه ۲ تا ۳۲ (۲، ۸، ۱۶ و ۳۲) به کمک آزمایش‌های عددی حساسیت‌سنجی می‌شوند. مشابه نتایج ارائه شده توسط سوریاستانا و همکاران (۲۰۲۰) [۳۱]، تغییر محسوسی در شکل پوش‌های گسیختگی برای گام‌های بیش از ۸ در فضاهای بارگذاری VH و VM و همچنین بیش از ۱۶ در فضای بارگذاری HM مشاهده نمی‌شود. در همین راستا، برای صرفه‌جویی در زمان محاسبات شبیه‌سازی‌ها، از ۸ و ۱۶ گام برای اعمال تغییرمکان‌ها در فضاهای بارگذاری مربوطه استفاده شده است.

۵-۱- سازوکار گسیختگی برای بارگذاری‌های ترکیبی

شکل ۷ توزیع کرنش مومسانی را به کمک خطوط تراز برای شالوده صندوقه‌ای با قطر ۵ متر و نسبت عمق مدفون ۱ نشان می‌دهد. مطابق شکل (۷-الف)، تحت بارگذاری VH با اعمال مقادیر تغییرمکان‌های عمودی و افقی به ترتیب برابر با ۰/۲۴ و ۰/۱۸ متر، بردارهای تغییرمکان برخلاف بارگذاری تک محوری عمودی (که در شکل ۴-الف آمده است) تا سقف صندوقه توسعه می‌یابند. در این حالت، گسیختگی توسط سازوکار انتقالی^{۵۷} کنترل می‌شود. بر اساس شکل (۷-ب)، برای شالوده تحت بارگذاری ترکیبی VM با اعمال مقادیر تغییرمکان عمودی و دوران به ترتیب برابر با ۰/۲۴ متر و ۱۰ درجه بر خلاف بارگذاری افقی تک محوری مهار شده (که در شکل ۴-ب آمده است)، گسیختگی گوه مخروطی^{۵۸} در ناحیه کم‌تری از خاک رخ می‌دهد. در این حالت، بردارهای جابه‌جایی، دوران کل صندوقه و خاک مجاور آن را در جهت عقربه‌های ساعت نشان می‌دهند که نشان‌دهنده سازوکار قاشقی دورانی^{۵۹} است. علاوه بر این، شکل (۷-ج) نشان می‌دهد که بزرگای کرنش مومسانی در حالت بارگذاری ترکیبی VM در مقایسه با صندوقه تحت بارگذاری تک محوری دورانی (شکل ۴-د) کاهش می‌یابد. متناظراً، گسیختگی گوه مخروطی به صورت افقی تقریباً به اندازه قطر شالوده در سطح بستر دریا و همچنین تا حدود نصف قطر شالوده زیر نوک صندوقه گسترش می‌یابد و گسیختگی گوه مخروطی با اندازه بزرگ‌تری به دلیل اعمال بیش‌تر تنش عمودی در مرکز دوران تشکیل می‌شود.

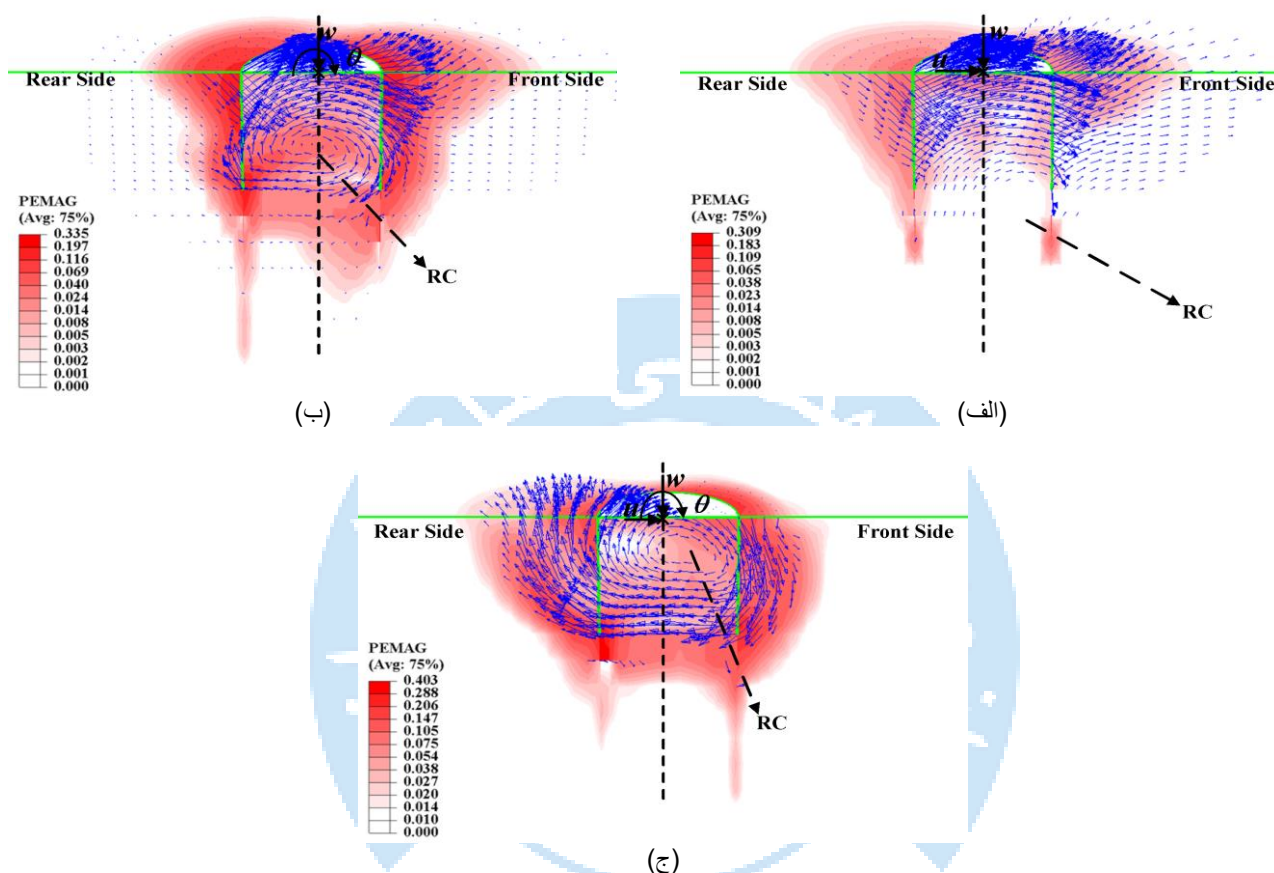
در فضای بارگذاری‌های ترکیبی VH و VM ، موقعیت مرکز دوران در مقایسه با موقعیت آن‌ها در بارگذاری‌های تک محوری افقی مقید نشده و دورانی، پایین‌تر است. این حرکت رو به پایین مرکز دوران ناشی از جابه‌جایی عمودی اعمال شده به RP در گام نخست روش جارویی اصلاح شده است. در بارگذاری ترکیبی VHM ، مقادیر تغییرمکان افقی و دوران به ترتیب برابر با ۰/۱۸ متر و ۱۰ درجه، حجم بیش‌تری از سازوکار قاشقی دورانی را نسبت به بارگذاری VM تشکیل می‌دهد (شکل ۷-ج). این موضوع به دلیل تشکیل گسیختگی گوه مخروطی در نتیجه ایجاد کرنش‌های مومسانی در اطراف شالوده است. این کرنش‌ها به ترتیب توسط ظرفیت‌های باربری افقی و دورانی تک محوری در طول مرحله بارگذاری HM ایجاد می‌شوند. در این راستا، حرکت رو به پایین بخشی از دامنه ممکن است منجر به ایجاد شکافی

⁵⁷ Transitional mechanism

⁵⁸ Conical wedge

⁵⁹ Rotational scoop mechanism

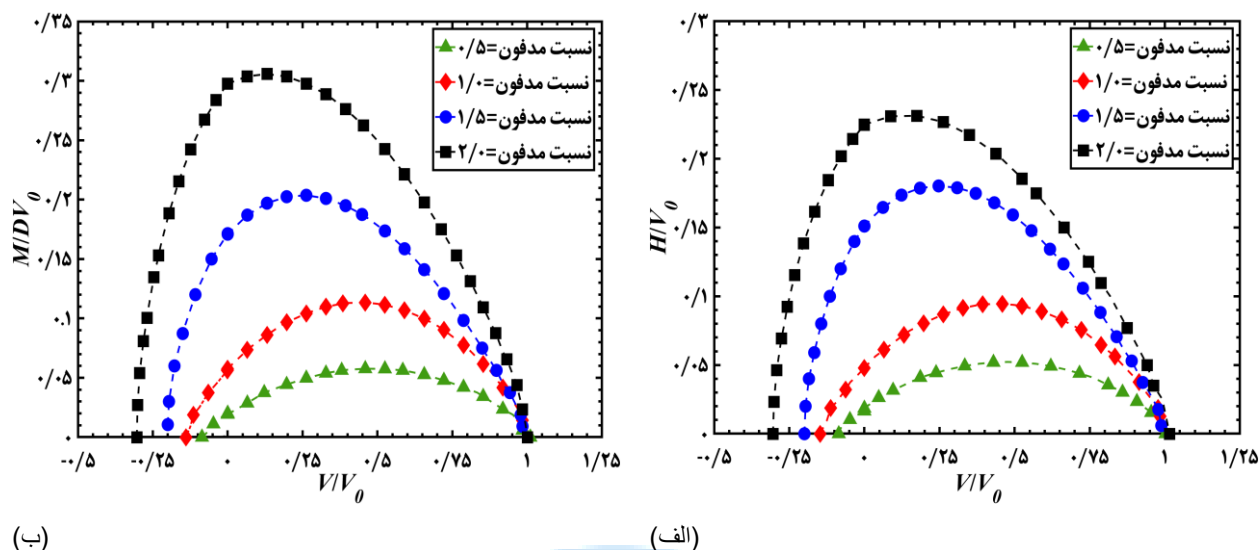
بین سقف صندوقه و خاک محبوس شده داخل آن شود که در نتیجه آن، فشار تماسی بین خاک محبوس شده و سقف صندوقه از بین می‌رود. همچنین مقاومت برشی ناشی از سطح بخش مدفون دامنه با خاک منجر به انتقال بار به بستر دریا می‌شود. در نتیجه آن، ظرفیت باربری شالوده عمدتاً توسط مقاومت برشی ناشی از سطح بخش مدفون دامنه در خاک بستر تأمین می‌شود.



شکل ۷: سازوکار گسیختگی و بردارهای تغییر مکان (U , Magnitude) و خطوط تراز کرنش مومسانی (PEMAG) ایجاد شده در خاک برای شالوده صندوقه‌ای تحت بارگذاری ترکیبی: (الف) VH ، (ب) VM ، و (ج) VHM .

۵-۲- تأثیر عمق مدفون بر ظرفیت باربری در فضای بارگذاری‌های ترکیبی VH و VM

شکل ۸ پوش‌های گسیختگی به دست آمده را تحت شرایط بارگذاری‌های ترکیبی VH و VM برای نسبت‌های عمق مدفون مختلف نشان می‌دهد. با افزایش نسبت عمق مدفون شالوده‌های صندوقه‌ای، مقدار حداکثر ظرفیت‌های باربری افقی (H/V_0) و دورانی (M/DV_0) در مقادیر کم‌تری از V/V_0 رخ می‌دهند. مطابق شکل ۸، برای هر دو فضای بارگذاری ترکیبی VH و VM ، ظرفیت باربری افقی و دورانی نسبت به ظرفیت باربری عمودی افزایش بیشتری یافته‌اند و این نرخ افزایش در نسبت‌های عمق مدفون بزرگ‌تر از یک ($L/D > 1$) شدت بیشتری داشته‌اند؛ زیرا مطابق با نتایج بخش (۴-۲-۳)، به دلیل افزایش طول محفظه، خاک بیش‌تری در داخل و بیرون محفظه تحت بارگذاری افقی و دورانی بسیج می‌شوند و این موضوع تأثیر کم‌تری بر ظرفیت باربری عمودی دارد.



(ب)

(الف)

شکل ۸: ظرفیت‌های باربری ترکیبی بی‌بعد شده شالوده صندوق‌های برای نسبت‌های عمق مدفون (L/D) مختلف: (الف) ظرفیت باربری افقی بی‌بعد شده (H/V_0) در مقابل ظرفیت باربری عمودی بی‌بعد شده (V/V_0)، و (ب) ظرفیت باربری دورانی بی‌بعد شده (M/DV_0) در مقابل ظرفیت باربری عمودی بی‌بعد شده (V/V_0).

۵-۳- ظرفیت باربری در فضای بارگذاری HM

۵-۳-۱- تأثیر عمق مدفون شالوده بر ظرفیت باربری HM

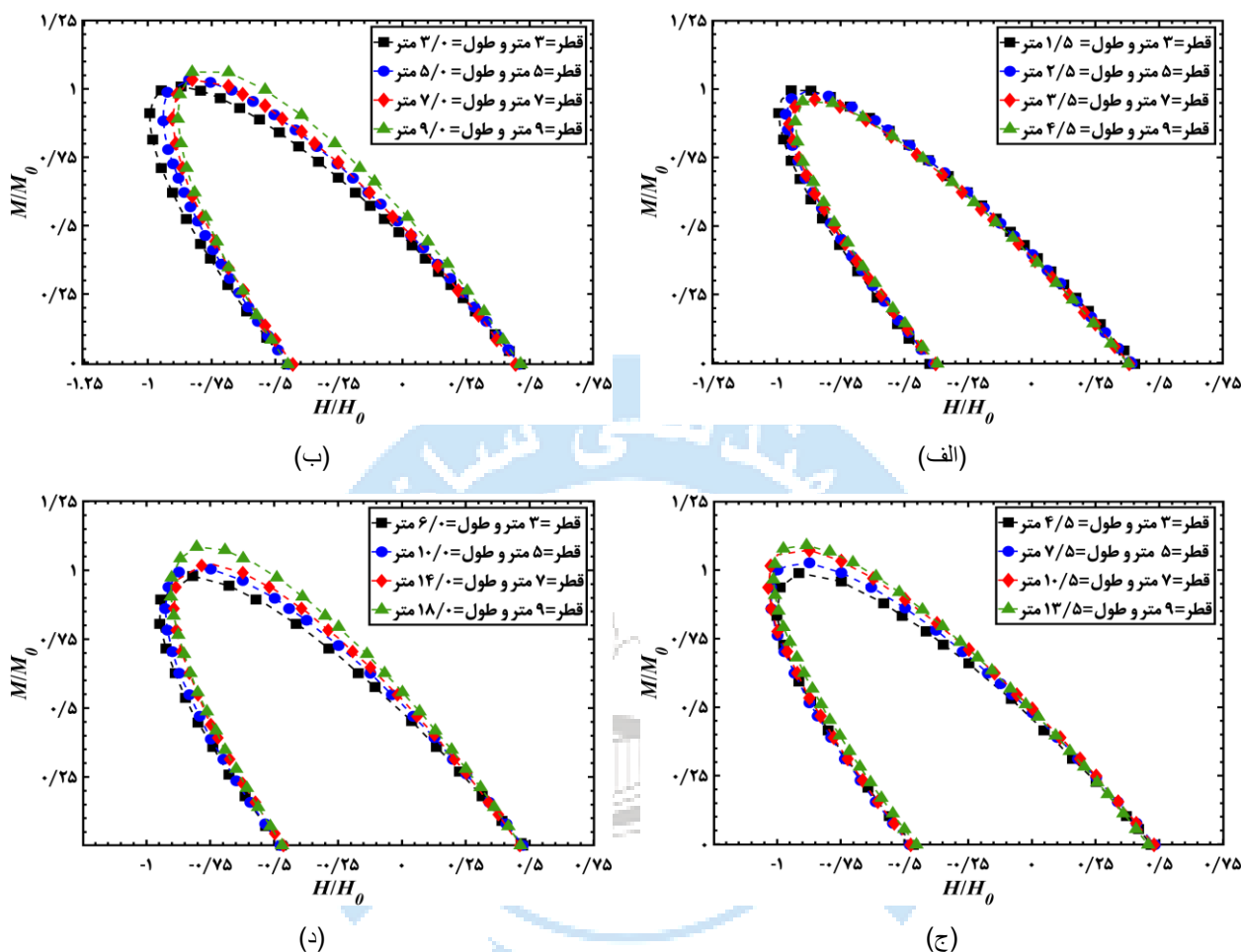
در شکل ۹، پوش‌های گسیختگی برای شالوده‌های صندوق‌های با نسبت‌های عمق مدفون مختلف در فضای بارگذاری ترکیبی HM همراه با تغییرات ظرفیت باربری افقی و دورانی به صورت بی‌بعد شده نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، برای تمام مقادیر نسبت عمق مدفون، پوش‌های گسیختگی، شکل نیم‌بیضی متمایل دارند و روند تغییر اندازه پوش‌ها در اندازه‌های مختلف مشابه نتایج ارائه شده توسط جین و همکاران^{۶۰} (۲۰۱۹) [۲۲] است. برای شالوده‌های صندوق‌های با نسبت عمق مدفون کمتر از یک ($L/D \leq 1$)، با افزایش اندازه شالوده صندوق‌های، پوش‌های گسیختگی تمایل کمی به انقباض دارند و همچنین برای شالوده‌ها با نسبت طول به قطر برابر با یک ($L/D = 1$) نیز این پوش‌ها بزرگ‌شدگی اندکی دارند. با افزایش اندازه شالوده‌های صندوق‌های عمیق باریک ($L/D > 1$) تمایل به بزرگ‌شدگی افزایش اندکی می‌یابد. به صورت کلی، شالوده‌های صندوق‌های با نسبت عمق مدفون بزرگ‌تر، ظرفیت باربری دورانی بالاتری دارند؛ زیرا نسبت عمق مدفون بالاتر منجر به ظرفیت باربری افقی کمتر در همان سطح ظرفیت خمشی می‌شود. در نتیجه، توربین‌های بادی فراساحلی با شالوده‌های صندوق‌های قرار گرفته در خاک ماسه‌ای که نسبت عمق مدفون بزرگ‌تری دارند، مقاومت دورانی بیشتری خواهند داشت.

۵-۳-۲- تأثیر بارگذاری عمودی بر ظرفیت باربری HM

عموماً توربین‌های بادی فراساحلی، سازه‌های نسبتاً سبکی هستند. به عنوان مثال، وزن توربین بادی فراساحلی ۹/۵ مگاواتی شرکت وستاس^{۶۱} ۵۳۰۰ تن است که حدوداً ۱۱ درصد ظرفیت باربری عمودی شالوده صندوق‌های به قطر ۵ متر و با نسبت طول به قطر ۱ است [۵۴]. به دلیل سبک بودن توربین‌های بادی فراساحلی، ظرفیت‌های باربری دورانی و افقی تأثیر مهمی بر طراحی آن‌ها دارند. ظرفیت‌های باربری دورانی و افقی شالوده صندوق‌های به شدت تحت تأثیر بار عمودی است. به منظور کمی‌سازی این اثر در این مطالعه، آزمایش‌های

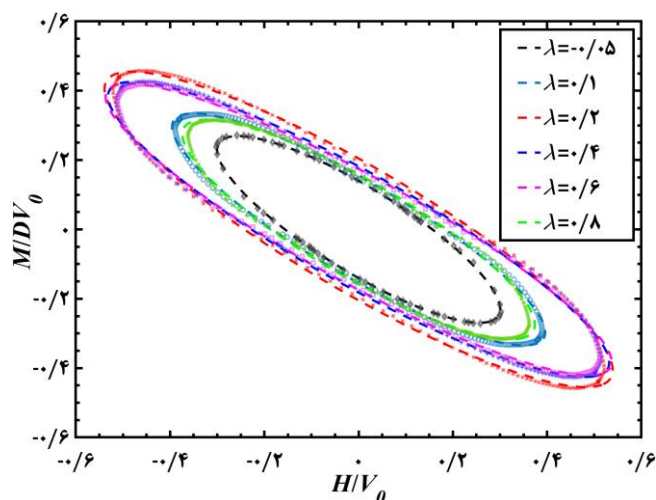
⁶⁰ Jin et al.⁶¹ Vestas

شبه‌سازی عددی به روش جاروبی اصلاح شده برای تعیین سطوح مختلف بار عمودی به کار گرفته می‌شود. به طوری که در هر آزمایش بار عمودی ثابت تا مقدار مشخص $\lambda = V_i/V_0$ اعمال می‌شود که λ نسبت بارگذاری عمودی است.



شکل ۹: پوش‌های گسیختگی بی‌بعد شده در صفحه HM برای نسبت‌های عمق مدفون برابر با: (الف) $0/5$ ، (ب) 1 ، (ج) $1/5$ و (د) 2 .

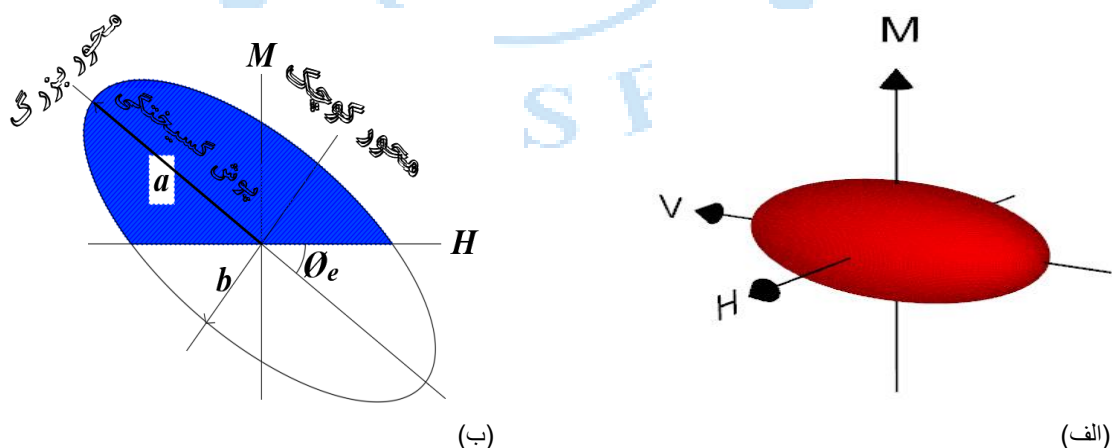
مقاطع عرضی پوش‌های گسیختگی VHM در صفحات گسسته HM برای 6 نسبت بارگذاری عمودی مختلف مطابق شکل ۱۰ ارائه شده است. می‌توان نتیجه گرفت، برخلاف روش آزمون کاوش جابه‌جایی که ممکن است در آن چندین مسیر بارگذاری به ظرفیت باربری نهایی نرسند، در روش جاروبی اصلاح شده به ازای هر آزمایش، پوش گسیختگی استخراج می‌شود. اندازه نمودار ظرفیت باربری برخلاف نتایج ارائه شده توسط سوریا سنتانا و همکاران (۲۰۲۰) که همواره دارای روند صعودی است [۳۱]، ابتدا با افزایش اندک بار عمودی به شدت افزایش می‌یابد و سپس روند کاهشی را در پیش می‌گیرد. بزرگ‌ترین پوش گسیختگی در نسبت بار عمودی برابر $0/4$ به دست می‌آید که این نتیجه با مطالعات آزمایشگاهی [۵۵-۵۶] و عددی [۲۲]، که در آن‌ها حداکثر پوش گسیختگی در نسبت بارگذاری عمودی $0/4$ تا $0/5$ حاصل شده است، مطابقت دارد. علاوه بر این، مشابه با نتایج ارائه شده توسط جین و همکاران (۲۰۱۹) [۲۲] مشاهده می‌شود که بزرگای بارگذاری عمودی بر اندازه مقاطع بیضوی پوش‌های گسیختگی در صفحات HM تأثیر ولی تغییر خاصی بر مقادیر خروج از مرکزیت (e) این مقاطع مطابق با شکل (۱۰) ایجاد نکرده است.



شکل ۱۰: پوش‌های گسیختگی بی‌بعد شده برای نسبت‌های بارگذاری‌های عمودی (λ) مختلف در صفحه بارگذاری HM.

۶- توسعه روابط تحلیلی برای ارائه پوش گسیختگی

در مطالعات قبلی نشان داده شده است که نظریه مومسانی با سخت‌شوندگی می‌تواند به‌نحو مؤثری پاسخ مومسانی خاک اطراف شالوده‌های صندوقه‌ای تحت بارگذاری‌های ترکیبی VHM را با استفاده از پوش‌های گسیختگی برآورد نماید [۷ و ۲۸ و ۳۱ و ۵۳ و ۵۸-۵۵]. شکل (۱۱-الف)، شمای پوش گسیختگی در فضای بارگذاری ترکیبی VHM را ارائه می‌دهد. مقاطع پوش گسیختگی در راستای محور بارگذاری عمودی (صفحات VH و VM) به شکل سهمی و مقاطع عمود بر محور بارگذاری عمودی (صفحات HM) به شکل بیضی شیب‌دار (دوران یافته) است که پارامترهای آن از جمله محور بزرگ a ^{۶۲}، محور کوچک b ^{۶۳} و زاویه دوران بیضی (ϕ) در شکل (۱۱-ب) نشان داده است.



شکل ۱۱: طرح پوش‌های گسیختگی: (الف) مقطع پوش‌ها در امتداد صفحه HM، (ب) مجموعه پوش‌ها در فضای بارگذاری VHM.

⁶² Long axis

⁶³ Short axis

پیش تر، معادلات موجود برای پوش های گسیختگی شالوده های صندوقه ای سطحی عریض ($L/D \leq 1$) به خوبی در ادبیات فنی توسعه داده شده اند [۵۸]. با این حال، این معادلات نیازمند اصلاحاتی برای در نظر گرفتن تأثیر نسبت های عمق مدفون مختلف بر پوش گسیختگی هستند. بنابراین روابط تحلیلی پیشین ارائه شده توسط ویلاوبوس و همکاران (۲۰۰۹) و جین و همکاران (۲۰۱۹) [۲۲ و ۵۶] نیازمند تغییراتی در راستای تخمین پوش های گسیختگی بیضوی در صفحه بارگذاری ترکیبی HM مرتبط با شالوده های صندوقه ای عمیق باریک واقع در خاک ماسه ای است. در همین راستا، به کمک برنامه نویسی الگوریتم برازش حداقل مربعات^{۶۴} در نرم افزار متلب^{۶۵}، روابط تحلیلی برای ارائه پوش های گسیختگی منطبق بر نتایج آزمایش های عددی انجام شده در این پژوهش توسعه یافته اند. به طور مثال، برای شالوده صندوقه ای با قطر ۵ متر و نسبت عمق مدفون ۲، پارامترهای مربوط به برازش سطح تسلیم بیضوی در فضای HM در محدوده ای کامل از V_i/V_0 استخراج شده است که در جدول ۵ ارائه و پوش های گسیختگی تخمین زده شده متناظر نیز در شکل ۱۰ ترسیم شده اند.

جدول ۵: پارامترهای مربوط به برازش پوش گسیختگی بیضوی در فضای بارگذاری ترکیبی HM در محدوده ای از نسبت های بارگذاری عمودی (λ).

D (m)	L (m)	V_0	$\lambda = V_i/V_0$	m_i	h_i	a	b	ϕ	e
۵	۱۰	۶۷۳۷۹	-۰/۰۵	۰/۱۴۱	۰/۱۵۷۴	۴۶۵۸	۱۲۹۷	۴۱/۳۴	۰/۱۸۵۴۱
			۰/۱	۰/۱۹۳۱	۰/۱۹۳۳	۵۶۲۸	۱۴۸۵	۳۹/۵۵	۰/۱۸۶۸۶
			۰/۲	۰/۲۰۵	۰/۲۴۲۸	۸۱۸۱	۱۹۱۴	۳۹/۶۰	۰/۱۸۹۳۰
			۰/۳	۰/۱۸۲۳	۰/۲۲۷۸	۷۹۲۰	۱۷۳۳	۳۸/۰۲	۰/۱۹۰۳۷
			۰/۴	۰/۱۷۴۷	۰/۲۲۲۹	۷۹۴۸	۱۶۷۲	۳۷/۴۲	۰/۱۹۰۹۸
			۰/۵	۰/۱۵۳۱	۰/۱۸۱۲	۵۹۲۲	۱۴۳۲	۳۹/۶۳	۰/۱۸۸۶۲

مطابق شکل ۱۰، با مقایسه پوش های گسیختگی تخمین زده شده حاصل از روابط تحلیلی اصلاحی و نتایج آزمایش های عددی متناظر برای پوش های گسیختگی بی بعد شده در صفحه HM ، مشاهده می شود که نتایج حاصل از روابط تحلیلی پیشنهادی پژوهش حاضر تطابق خوبی با پوش های گسیختگی به دست آمده از شبیه سازی های عددی دارند.

اصلاحات اعمالی در روابط تحلیلی پیشین ارائه شده در ادبیات فنی [۲۲ و ۵۶] در قالب روابط ۴ و ۵ به صورت زیر انجام شده است:

$$h_i = h_0 \left(\frac{\beta_1^{\beta_1} + \beta_2^{\beta_2}}{\chi + 1} \right)^{\frac{\beta_1 + \beta_2}{\beta_1 \beta_2}} \left(\frac{V}{V_0} + \chi \right)^{\beta_3} + \left(1 - \frac{V}{V_0} \right)^{\beta_4} \quad (۴)$$

$$m_i = m_0 \left(\frac{\beta_1^{\beta_1} + \beta_2^{\beta_2}}{\chi + 1} \right)^{\frac{\beta_1 + \beta_2}{\beta_1 \beta_2}} \left(\frac{V}{V_0} + \chi \right)^{\beta_3} + \left(1 - \frac{V}{V_0} \right)^{\beta_4} \quad (۵)$$

که در آن ها h_i و m_i به ترتیب محل تقاطع هر یک از پوش های بیضی شکل با محورهای H/V_0 و M/DV_0 ، h_0 حداکثر ظرفیت باربری افقی بی بعد شده و m_0 حداکثر ظرفیت دورانی بی بعد شده هستند. پارامترهای β_1 و β_2 به ترتیب میزان انحنای پوش گسیختگی و محل نقطه حداکثر منحنی را تعریف می کنند و برای بهبود میزان برازش معادله بر داده های آزمایشی موجود به کار می روند. پارامترهای β_3 و β_4 موقعیت های h_0 و m_0 را در امتداد محور بارگذاری عمودی پیش بینی می کنند. در روابط حاضر، χ نسبت ظرفیت باربری عمودی کششی به فشاری است.

⁶⁴ Least squares fitting algorithm

⁶⁵ MATLAB

یکی از گام‌های اساسی در تعیین پارامترهای روابط تحلیلی ارائه شده و بهبود پیش‌بینی آن‌ها، مشخص نمودن میزان ظرفیت باربری کششی است. مقاومت کششی کل (V_t) مطابق رابطه تجربی شالوده صندوقه‌ای تحت شرایط بارگذاری کششی ارائه شده توسط وانگ و همکاران (۲۰۱۹) توسط مجموع اصطکاک داخلی (f_{in}) و بیرونی محفظه (f_{out}) در شرایط زهکشی شده به دست می‌آید [۱۱]:

$$V_t = f_{in} + f_{out} \quad (6)$$

$$f_{in} = f_{out} = \frac{\gamma' L^2}{2} (k_f \tan \delta) \pi D$$

که در رابطه بالا γ' وزن مخصوص مؤثر ماسه، L ارتفاع صندوقه، k_f ضریب فشار جانبی خاک، δ زاویه اصطکاک سطح مشترک بین فولاد و ماسه است. هولزی و همکاران (۲۰۰۵)، $k_f \tan \delta$ را برابر ۰/۷، [۲] و لی و همکاران (۲۰۱۷)^{۶۶} بر اساس آزمایش‌های میز لرزه 1g، مقدار آن را برابر ۰/۸۵ تخمین زده‌اند [۵۹]. از سوی دیگر استاندارد دی ان وی (۲۰۱۷) k_f را برابر ۰/۸ برای شالوده‌های صندوقه‌ای مدفون در خاک ماسه‌ای در نظر گرفته است [۶۰].

در این پژوهش، پارامترهای مربوط به معادله‌های پیشنهادی (۴) و (۵) برای شالوده‌های صندوقه‌ای با نسبت‌های عمق مدفون متفاوت، با استفاده از روابط زیر تخمین زده می‌شوند.

$$e = 0.09(L/D)^2 - 0.45(L/D) - 0.39 \quad (7)$$

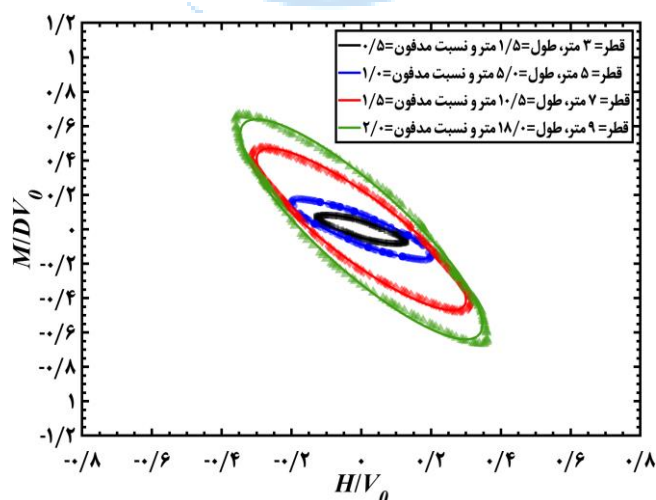
$$h_0 = 0.07(L/D) + 0.14 \quad (8)$$

$$m_0 = 0.11(L/D) + 0.13 \quad (9)$$

$$\beta_2 = -0.074(L/D)^2 + 0.045(L/D) + 0.97 \quad (10)$$

$$\beta_{3,4} = 1 \mp (L/D) \quad (11)$$

پارامتر β_1 دارای مقداری تقریباً برابر با یک است. مطابق شکل ۱۲، پوش‌های گسیختگی حاصل از آزمایش‌های عددی در صفحه بارگذاری HM برای شالوده‌های با نسبت‌های ابعادی مختلف ترسیم شده است. این پوش‌ها بر روی بزرگ‌ترین سطح HM ، به‌طور مثال، برای شالوده با قطر ۳ متر و نسبت عمق مدفون ۱، در نسبت بارگذاری ۰/۴۵ ترسیم شده‌اند. سپس، روابط (۴) و (۵) برای پیش‌بینی پوش‌های گسیختگی بی‌بعد شده به دست آمده از شبیه‌سازی‌های عددی به کار گرفته شده‌اند. با مقایسه نمودارها مشاهده می‌شود که روابط ارائه شده می‌توانند پاسخ عددی شالوده را تحت بارگذاری ترکیبی HM ، به‌ویژه برای شالوده‌های صندوقه‌ای عمیق باریک، به درستی برآورد نمایند.



شکل ۱۲: پوش‌های گسیختگی بی‌بعد شده برای نسبت‌های عمق مدفون مختلف در صفحه بارگذاری HM .

۷- نتیجه گیری

در این پژوهش به تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های صندوقه‌ای مکشی با قطرهای متفاوت ۳، ۵، ۷ و ۹ متر و با نسبت‌های عمق مدفون مختلف (۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲) واقع در خاک ماسه‌ای تحت بارگذاری‌های ترکیبی *VHM* پرداخته شده است. برای این منظور، ابتدا شبیه‌سازی‌های عددی اجزای محدود صریح با داده‌های آزمایش‌های سانتریفیوژ و معادلات تحلیلی موجود در ادبیات فنی برای دو شالوده صندوقه‌ای عریض سطحی با نسبت عمق مدفون ۰/۵ و عمیق باریک با نسبت عمق مدفون ۱/۳۳ صحت‌سنجی شده‌اند. سپس، ظرفیت‌های باربری عمودی و جانبی هر یک از شالوده‌ها استخراج و با روابط تحلیلی ارائه شده در ادبیات فنی مقایسه شده‌اند. در ادامه، یک چارچوب ساده‌ای برای استخراج پوش‌های گسیختگی شالوده‌های صندوقه‌ای با استفاده از تحلیل اجزای محدود صریح سه‌بعدی و آزمایش جاروبی اصلاح شده پیشنهاد شده است. یافته‌های اصلی پژوهش حاضر به شرح زیر هستند:

(۱) برای ارزیابی ظرفیت باربری عمودی نهایی، نتایج شبیه‌سازی‌های عددی با چندین معادله تحلیلی ظرفیت باربری عمودی موجود در ادبیات فنی مقایسه شده است. اختلاف ظرفیت باربری عمودی حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی با مقادیر متناظر حاصل از معادلات تحلیلی برای شالوده به قطر ۳ متر برای نسبت‌های عمق مدفون ۱ و ۲ به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۳۰۰ کیلو نیوتن است. از سوی دیگر، با افزایش قطر شالوده این اختلاف بیش‌تر نیز شده است. به طوری‌که، برای شالوده‌هایی با قطر ۵ و ۹ متر با نسبت عمق مدفون ۲ این اختلاف به ترتیب برابر ۹٪ و ۲۳٪ است. این موضوع نشان می‌دهد که روابط تحلیلی موجود در ادبیات فنی به طور مناسب ظرفیت‌های باربری عمودی را برای شالوده‌های عمیق باریک پیش‌بینی نمی‌کنند. بر این اساس، مناسب‌ترین ضرایب ظرفیت باربری عمودی برای شالوده‌های با نسبت‌های عمق مدفون متفاوت در مطالعه حاضر پیشنهاد شده‌اند.

(۲) به کمک نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی شالوده‌های صندوقه‌ای تحت بارگذاری‌های جانبی، رابطه غیرخطی بین ظرفیت بارگذاری جانبی و نسبت عمق مدفون به دست آمده است. بر این اساس، رشد ظرفیت باربری جانبی با افزایش نسبت عمق مدفون برای شالوده‌های عمیق باریک تسریع می‌شود. این روند را می‌توان با افزایش عمق مدفون و بسیج شدن میزان بیش‌تری از خاک داخل صندوقه توضیح داد. بارگذاری عمودی ناشی از وزن توربین و شالوده و همچنین فشار جانبی اعمال شده توسط خاک بر سطح داخلی صندوقه برای شالوده‌های عمیق باریک تأثیر به‌سزایی داشته‌اند. عدم نظر گرفتن این عوامل توسط معادلات تحلیلی موجود در ادبیات فنی باعث ارائه نتایج محافظه‌کارانه‌تری توسط آن‌ها شده‌اند. همچنین با مقایسه نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی و ادبیات پژوهش می‌توان دریافت که میزان اختلاف بین نتایج تحلیل‌های عددی مطالعه حاضر با نتایج روابط تحلیلی با افزایش قطر شالوده زیاد می‌شود. به طور مثال، برای شالوده‌هایی با قطر ۳ و ۹ متر و با نسبت عمق مدفون ۱/۵، مقادیر اختلاف با نتایج روابط تحلیلی ارائه شده توسط فیضی و همکاران (۲۰۲۰) به ترتیب برابر ۱۵ و ۳۴۰۰ کیلو نیوتن است.

(۳) سازوکار گسیختگی پدید آمده و کرنش مومسانی توسعه یافته در خاک مجاور شالوده صندوقه‌ای تحت بارگذاری‌های تک محوری و ترکیبی بررسی شده‌اند. در حالت بارگذاری تک محوری دورانی، شالوده صندوقه‌ای با قطر ۵ متر و نسبت عمق مدفون ۱، بیش‌ترین مقادیر کرنش مومسانی (۰/۴٪) را نسبت به بارگذاری‌های تک محوری افقی مقید شده و جانبی داشته است. بر اساس نتایج حاصل، شالوده‌های صندوقه‌ای تحت بارگذاری افقی تک محوری مقید نشده و بارگذاری ترکیبی *VH* یک سازوکار گسیختگی انتقالی ایجاد کرده‌اند. اما، شالوده‌های صندوقه‌ای تحت بارگذاری‌های دورانی تک محوری، ترکیبی *VM* و *VHM* یک سازوکار گسیختگی قاشقی دورانی نشان داده‌اند.

(۴) در هر دو فضای بارگذاری ترکیبی *VH* و *VM*، ظرفیت باربری افقی و دورانی با افزایش نسبت عمق مدفون شالوده افزایش یافته است و این نرخ افزایش در نسبت‌های عمق مدفون بزرگ‌تر از یک ($L/D \geq 1$) برای پوش گسیختگی در فضای بارگذاری *VM* نسبت به فضای بارگذاری *VH* شدت بیش‌تری داشته است؛ به نحوی که با افزایش نسبت عمق مدفون از ۰/۵ به ۱ و متعاقباً به ۲، حداکثر ظرفیت باربری افقی بی‌بعد شده به ترتیب ۱/۸ و ۲/۷ برابر و به طور مشابه، برای حداکثر ظرفیت باربری دورانی بی‌بعد شده نیز این مقادیر به ترتیب ۲ و ۳/۱ برابر شده‌اند.

۶) معادلات تحلیلی توسعه یافته در این پژوهش می‌توانند به خوبی پوش‌های گسیختگی بیضوی در صفحه بارگذاری HM را پیش‌بینی نمایند. در نتیجه، با کمک روابط تحلیلی پیشنهادی می‌توان ظرفیت باربری شالوده‌های صندوقه‌ای، به‌ویژه شالوده‌های صندوقه‌ای عمیق باریک واقع در خاک ماسه‌ای را برآورد نمود. به‌منظور تسهیل در استفاده از این معادلات، پارامترهای مربوط به آن‌ها را می‌توان با استفاده از روابط همبستگی ارائه شده در این پژوهش بر حسب نسبت‌های مختلف عمق مدفون محاسبه کرد.

مراجع

- [1] Commission IE. IEC 62271-200:2021. (2022). *High-voltage switchgear and controlgear*, Part 200.
- [2] Houlsby, G. T. and Byrne, B.W. (2005). Design Procedures for Installation of Suction Caissons in Clay and Other Materials. *Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*. 158(3), 135–144. Available at: <https://doi.org/10.1680/geng.158.2.75.61630>.
- [3] Liu, M., Lian, J. and Yang, M. (2017). Experimental and Numerical Studies on Lateral Bearing Capacity of Bucket Foundation in Saturated Sand. *Ocean Engineering*, 144, 14-20. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2016.04.001>.
- [4] Bhattacharya, S. (2019). *Design of Foundations for Offshore Wind Turbines*. John Wiley & Sons. Available at: <https://doi.org/10.1002/9781119128137>.
- [5] Barari, A., Ibsen, L.B., Taghavi Ghalesari, A. and Larsen, K.A. (2016). Embedment Effects on Vertical Bearing Capacity of Offshore Bucket Foundations on Cohesionless Soil. *International Journal of Geomechanics*, 17(4), 04016110. Available at: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000782](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000782).
- [6] Alimoradi, H., Noorzad, A. and Ebrahimian, B. (2023). Numerical Investigation of Bearing Capacity of a Bucket Foundation in Sandy Soil. In: *14th International Conference on Coasts, Ports and Marine Structures*. Tehran.
- [7] Jin, Z. (2019). *Numerical Investigation of Caisson Foundations in Sand Under Combined Monotonic Loadings for Offshore Wind Turbines*. PhD dissertation. École centrale de Nantes.
- [8] Dassault Systèmes. (2021). SIMULIA User Assistance 2021.
- [9] Byrne, B.W., Villalobos, F., Houlsby, G.T. and Martin, C.M. (2003). Laboratory Testing of Shallow Skirted Foundations in Sand. In: *BGA International Conference on Foundations: Innovations, observations, design and practice: Proceedings of The International Conference Organised by British Geotechnical Association and Held in Dundee*, Scotland, Thomas Telford Publishing, 161-173.
- [10] Liu, M., Yang, M. and Wang, H. (2014). Bearing Behavior of Wide-Shallow Bucket Foundation for Offshore Wind Turbines in Drained Silty Sand. *Ocean Engineering*, 82, 169-179. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2014.02.034>.
- [11] Wang, X., Zeng, X. and Li, J. (2019). Vertical Performance of Suction Bucket Foundation for Offshore Wind Turbines in Sand. *Ocean Engineering*, 180, 40-48. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2019.03.049>.
- [12] Haddad, A. and Amini, R. (2019). Performance of Bucket Foundation Resting on Sand Subjected To Vertical Load. *AUT Journal of Civil Engineering*, 3(2), 139-148.
- [13] Park, J.S., Park, D. and Yoo, J.K. (2016). Vertical Bearing Capacity of Bucket Foundations in Sand. *Ocean Engineering*. 121, 453-461. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2016.05.056>.
- [14] Alimoradi, H., Noorzad, A. and Ebrahimian, B. (2021). Evaluation of the Bearing Capacity of Wide suction Foundations. In: *12TH International Congress On Civil Engineering*. Tehran.
- [15] Hirai, H. (2022). Failure Surface for Shallow Foundations in Sand Using a Classical Bearing Capacity. *Soils and Foundations*. 62(2), 101125. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101125>.
- [16] Hirai, H. (2023). Failure Envelope Considering the Ultimate Tensile Capacity of Suction Caissons in Sand. *Soils and Foundations*. 63(3), 101311. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2023.101311>.
- [17] Vicent, S. and Kim, S.R. (2020). Evaluation of Horizontal and Vertical Bearing Capacities of Offshore Bucket Work Platforms in Sand. *Applied Ocean Research*, 101, 102198. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.apor.2020.102198>.
- [18] Wang, X., Yang, X. and Zeng, X. (2017). Centrifuge Modeling of Lateral Bearing Behavior of Offshore Wind Turbine With Suction Bucket Foundation in Sand. *Ocean Engineering*, 139, 140-151. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2017.04.046>.
- [19] Qing-lai, F.A.N., Mao-tian, L.U.A.N. and Xiu-bin, G.O.N.G. (2012). A unified equation of failure envelope for skirted foundations in normally consolidated clay. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 34(10), 1917-1924.
- [20] Det Norske Veritas, GL. (2017). *DNVGL-RP-C212: Offshore soil mechanics and geotechnical engineering*.

- Copenhagen, Denmark.
- [21] Ahlinhan, M.F., Houehanou, E.C., Koube, B.M. and Sungura, N. (2020). 3D Finite Element Analyses of Suction Caisson Foundations for Offshore Wind Turbines in Drained Sand. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(1), 110-127. Available at: <https://doi.org/10.1080/19386362.2019.1617500>.
- [22] Jin, Z., Yin, Z.Y., Kotronis, P. and Li, Z. (2019). Advanced Numerical Modelling of Caisson Foundations in Sand to Investigate the Failure Envelope in the HMV Space. *Ocean Engineering*, 190, 106394. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2019.106394>.
- [23] Ebrahimiyan, B., Nazari, A., Pasha, A.Y. (2015). Evaluating ϵ_{50} for Lateral Load-Displacement Behavior of Piles in Clay. *Ocean Engineering*, 96, 149–160. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2014.12.027>
- [24] Tan, F.S.C. (1990). *Centrifuge and Theoretical Modelling of Conical Footings on Sand*. PhD dissertation. University of Cambridge. Available at: <https://doi.org/10.17863/CAM.31036>.
- [25] Byrne, B.W. (2000). *Investigations of Suction Caissons in Dense Sand*. PhD dissertation. University of Oxford.
- [26] Martin, C.M. and Houlsby, G.T. (2001). Combined Loading of Spudcan Foundations on Clay: Numerical Modelling. *Géotechnique*, 51(8), 687-699. Available at: <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.8.687>.
- [27] Bransby, M.F. and Randolph, M.F. (1998). Combined Loading of Skirted Foundations. *Géotechnique*, 48(5), 637-655. Available at: <https://doi.org/10.1680/geot.1998.48.5.637>.
- [28] Martin, C. (1994). Physical and Numerical Modelling of Offshore Foundations Under Combined Loads. PhD dissertation. University of Oxford. New college.
- [29] Taiebat, H.A. and Carter, J.P. (2010). A Failure Surface for Circular Footings on Cohesive Soils. *Géotechnique*, 60(4), 265-273. Available at: <https://doi.org/10.1680/geot.7.00062>.
- [30] Shen, Z., Bie, S. and Guo, L. (2017). Undrained Capacity of a Surface Circular Foundation Under Fully Three-Dimensional Loading. *Computers and geotechnics*, 92, 57-67. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.07.018>.
- [31] Suryasentana, S., Dunne, HP., Martin, C., Burd, H., Byrne, B.W. and Shonberg, A. (2020). Assessment of Numerical Procedures for Determining Shallow Foundation Failure Envelopes. *Géotechnique*, 70(1), 60-70. Available at: <https://doi.org/10.1680/jgeot.18.P.055>.
- [32] Yang, X., Zeng, X. and Wang, X. (2019). Lateral-Moment Loading Capacity and Bearing Behavior of Suction Bucket Foundations for Offshore Wind Turbines in Sand. *International Journal of Geomechanics*, 18(11), 04018152. Available at: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001279](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001279).
- [33] Cheng, L., Ullah, S.N., Hu, Y., Zhou, M. and Jiang, W. (2023). Numerical Analysis of Lateral – Moment Capacity of Bucket Foundations for Offshore Wind Turbine in Sand. *Marine Structures*, 87, 103337. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2022.103337>
- [34] Deb, T.K. and Singh, B. (2023). Bearing Behavior of a Monopod Bucket Foundation Supporting an Offshore Wind Turbine in Sandy Soils. *International Journal of Geomechanics*, 23(10), 04023180. Available at: <https://doi.org/10.1061/IJGNALGMENG-8217>.
- [35] Janbu, N. (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial tests. In: *Proceeding Eur. Conf. Soil Mech. Foundation Eng.*, 1, 245–51.
- [36] Ebrahimiyan, B., Movahed, V. and Pasha, A.Y. (2012). Evaluation of Undrained Shear Strength of Marine Clay Using Cone Penetration Resistance at South Pars Field in Iran. *Ocean Engineering*, 54, 182-195.
- [37] EAU. (2012). *Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways: Eighth Edition*. Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische. Available at: <https://doi.org/10.1002/9783433601419>.
- [38] Ebrahimiyan, B., Noorzad, A. and Alsaleh, M.I., 2018. Modeling interface shear behavior of Granular Materials Using Micro-Polar Continuum Approach. *Continuum Mechanics and Thermodynamics*. 30, 95–126. <https://doi.org/10.1007/s00161-017-0588-4>
- [39] Bauer, E. and Ebrahimiyan, B. (2021). Investigations of Granular Specimen Size Effect in Interface Shear Box Test Using a Micro-Polar Continuum Description. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 45(17), 2467-2489.
- [40] Ebrahimiyan, B., Noorzad, A. and Alsaleh, M.I. (2021). A Numerical Study on Interface Shearing of Granular Cosserat Materials. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 25(13), 2337-2369. <https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1627249>
- [41] Ebrahimiyan, B., Noorzad, A. and Alsaleh, M.I. (2012). Modeling Shear Localization Along Granular Soil-Structure Interfaces Using Elasto-Plastic Cosserat Continuum. *International Journal of Solids and Structures*, 49(2), 257-278. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.09.005>

- [42] Ebrahimian, B., Noorzad, A. and Alsaleh, M.I. (2012). FE simulation of Shear Localization Along Granular Soil-Structure Interfaces Using Micro-Polar Elasto-Plasticity. *Mechanics Research Communications*, 39(1), 28-34.
- [43] Wang, Y., Cassidy, M.J. and Bienen, B. (2020). Numerical Investigation of Bearing Capacity of Spudcan Foundations in Clay Overlying Sand under Combined Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(11), 04020117. Available at: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002369](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002369)
- [44] Wang, D., Bienen, B., Nazem, M., Tian, Y., Zheng, J., Pucker, T. and Randolph, M.F. (2015). Large Deformation Finite Element Analyses in Geotechnical Engineering. *Computers and Geotechnics*, 65, 104-114. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.12.005>.
- [45] Villalobos, F.A. and Jara, F.V. (2006). *Model Testing of Foundations for Offshore Wind Turbines*, PhD dissertation, Oxford University.
- [46] Faizi, K., Faramarzi, A., Dirar, S. and Chapman, D. (2020). Development of an Analytical Model for Predicting the Lateral Bearing Capacity of Caisson Foundations in Cohesionless Soils. *cean Engineering*, 218, 108112. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.108112>.
- [47] Prandtl, L. (1920). Über die härte plastischer körper. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, *Mathematisch-Physikalische Klasse*, 1920, 74–85.
- [48] Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem, In: *Proceedings of the 1st International Congress for Applied Mechanics*. Delft, 295–311.
- [49] Zhu, M. and Michalowski, R.L. (2005). Shape Factors For Limit Loads on Square and Rectangular Footings. *journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2), 223-231. Available at: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:2\(223\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:2(223))
- [50] Loukidis, D. and Salgado, R. (2009). Bearing Capacity of Strip and circular footings in Sand Using Finite Elements. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 871-879. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.01.012>.
- [51] Ghaseminejad, V. and Rowshanzamir, M. A. (2017). Evaluation of Behavior of Bucket Foundations Under Pure Loading. *Scientia Iranica*, 24(6), 2803-2816. <https://doi.org/10.24200/sci.2017.4166>.
- [52] He, B., Jiang, J., Cheng, J., Zheng, J. and Wang, D. (2021). The Capacities of Tripod Bucket Foundation Under Uniaxial and Combined Loading. *Ocean Engineering*, 220, 108400. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.108400>
- [53] Barari, A., Ghaseminejad, V. and Ibsen, L.B. (2021). Failure Envelopes for Combined Loading of Skirted Foundations in Layered Deposits. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 147(4), p.04021008.
- [54] Management P. Offshore wind. (2019). *Presentation for Women in Wind Technology Webinar Why offshore wind ?*, p. 1–9. Available at: <https://www.globalwomennet.org/about-gwnet/women-wind-2020/>
- [55] Ibsen, L.B., Barari, A. and Larsen, K.A. (2014). Adaptive Plasticity Model for Bucket Foundations. *Journal of Engineering Mechanics*, 140(2), 361-373. Available at: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000633](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000633)
- [56] Villalobos, F.A., Byrne, B.W. and Houlsby, G.T. (2009). An Experimental Study of the Drained Capacity of Suction Caisson Foundations Under Monotonic Loading For Offshore Applications. *Soils and foundations*, 49(3), 477-488. Available at: <https://doi.org/10.3208/sandf.49.477>.
- [57] Ibsen, L.B., Larsen, K.A. and Barari, A. (2014). Calibration of Failure Criteria for Bucket Foundations on Drained Sand under General Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(7), 04014033. Available at: [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000995](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000995).
- [58] Govoni, L. (2018). A Numerical Investigation on the Yield Surface for Shallow Foundations Embedded in Sand. *Computers and Geotechnics*, 94, 83-94. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.08.017>
- [59] Lee, S., Tran, N.X. and Kim, S.R. (2017). Experimental investigation of the vertical pullout cyclic response of Bucket Foundations in Sand. *Applied Ocean Research*, 68, 325-335. Available at: <https://doi.org/10.1016/j.apor.2017.06.006>.
- [60] Det Norske Veritas, GL. (2017). *DNV-OS-J101: Design of Offshore Wind Turbine Structures*. Copenhagen, Denmark.