مطالعه عددی بررسی رفتار سازه‌ای توربین‌های بادی ثابت فراساحلی دارای مقاطع مرکب فولاد و بتن متکی بر فونداسیون هایبریدی مونوپایل-پی سطحی

یاسین پهلوان نژاد طبرستانی[۱] ، مرتضی نقی پور[۲]

[۱] کارشناس ارشد مهندسی سازه‌های دریایی، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، y.pahlavannejad@yahoo.com
[۲] استاد، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، m-naghi@nit.ac.ir

اطلاعات مقاله

تاریخچه مقاله:
تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۰/۰۷/۱۲
تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۱/۰۱/۱۷

کلمات کلیدی:
توربین های بادی فراساحلی
فونداسیون هایبریدی
مقاطع CFDST
تحلیل اجزای محدود

چکیده

انرژی باد دریایی یکی از اصلی‌ترین منابع انرژی تجدیدپذیر است که باعث گسترش روزافزون مزارع بادی دریایی در سطح جهان شده است. یکی از چالش‌های مهم برای پروژه های باد فراساحلی، هزینه ساخت و ساز فونداسیون آن است که بسته به موقعیت و نوع توربین بادی، حدود ۱۶ تا ۳۴ درصد کل هزینه را در بر می‌گیرد. بنابراین، طراحی مناسب فونداسیون‌ها برای اطمینان از کارایی بهتر توربین‌های بادی دریایی بسیار مهم است. فونداسیون پیشنهادی در این تحقیق شامل یک فونداسیون هایبریدی مونوپایل-پی سطحی است که در بخشی از مونوپایل آن به جای مقاطع فولادی رایج، از مقاطع CFDST استفاده شده است. تحلیل دینامیکی فونداسیون مورد نظر تحت بارهای محیطی با استفاده از نرم افزار المان محدود آباکوس انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد استفاده از مقاطع CFDST علاوه بر اینکه می‌تواند امکان کاهش قطر مونوپایل را فراهم کند، اضافه کردن پی سطحی به مونوپایل، سختی جانبی بیشتری را برای شمع در تراز بستر ایجاد می‌کند و جابه‌جایی جانبی آن را نیز کاهش می‌دهد. همچنین با مقایسه فرکانس‌های طبیعی توربین‌های بادی متکی بر فونداسیون پیشنهادی، مشخص شد که این سازه‌ها در محدوده مجاز فرکانسی قرار می‌گیرند و خطر تشدید آنها را تهدید نمی‌کند.

Numerical investigation of structural behavior of fixed offshore wind turbines with CFDST sections based on hybrid monopile-footing foundation

Yasin Pahlavannejad Tabarestani[1], Morteza Naghipour[2]

[1] MSc of Marine Structure Engineering, Babol Noshirvani University of Technology; y.pahlavannejad@yahoo.com
[2] Professor, Babol Noshirvani University of Technology; m-naghi@nit.ac.ir

ARTICLE INFO

Article History:
Received: 04 Oct. 2021
Accepted: 06 Apr. 2022

Keywords:
Offshore wind turbine
Hybrid foundation
CFDST sections
Finite element analysis

ABSTRACT

Offshore wind energy is one of the main sources of renewable energy, which has led to the increasing expansion of offshore wind farms worldwide.One of the major challenges for offshore wind projects is the cost of construction of the foundation, which, depending on the location and type of wind turbine, accounts for about 16 to 34% of the total cost.Therefore, proper design of foundations is very important to ensure the performance of offshore wind turbines.The foundation proposed in this research includes a hybrid monopile-footing foundation in which CFDST sections have been used in monopile instead of conventional steel sections.Dynamic analysis of the foundation under environmental loads has been performed using finite element method by ABAQUS software. The results show that the use of CFDST sections, in addition to being able to reduce the diameter of the monopile, add a circular footing to the monopile, creates more lateral stiffness for the monopile at mud level and also reduces its lateral displacement.Also, by comparing the natural frequencies of wind turbines based on the proposed foundation, it was found that these structures are within the allowable frequency range and do not pose a risk of resonance.

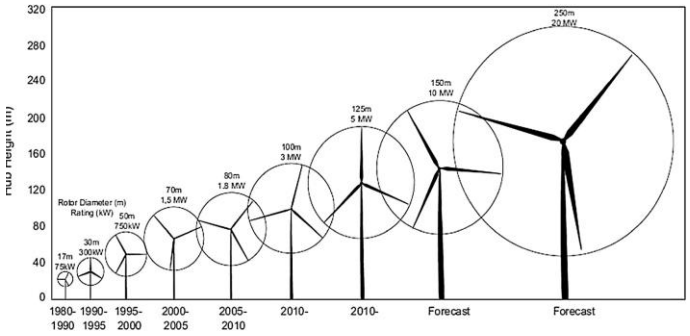
[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

۱- مقدمه

امروزه با توجه به نرخ افزایش جمعیت و مسائل اقتصادی مرتبط با آن، گرمتر شدن زمین ناشی از سوختهای فسیلی و همچنین محدود بودن این منابع، همواره جوامع را با چالش‌های اساسی جهت تامین انرژی مواجه کرده است. در چند سال اخیر استفاده از ابزارهای تولید انرژی که اثرات مخرب کمی بر محیط زیست دارند، مورد توجه محققین قرار گرفته است. توربین‌های بادی، یکی از کارآمدترین فناوری‌های تولید انرژی هستند و بکارگیری آنها با توجه به اثرات زیست محیطی مطلوبشان، به سرعت در حال گسترش است. مناطق فراساحلی[1] بدلیل شرایط باد قوی‌تر و پایدارتر و همچنین فضای آزاد بیشتر، مناطق مناسب تری جهت نصب مزارع توربین بادی به حساب می آیند. از این رو محققین با داشتن دانش و تجربه ساخت در صنایع نفت و گاز در فراساحل و با توجه به مزایای تولید انرژی در مناطق فراساحلی، رو به تحقیق و ساخت توربین های بادی در این مناطق کرده‌اند. یکی از چالش‌های مهم برای پروژه‌های باد فراساحلی، هزینه ساخت و ساز فونداسیون آن است که بسته به موقعیت و نوع توربین بادی، حدود ۱۶ تا ۳۴ درصد کل هزینه را در بر می‌گیرد[۱]. بنابراین، طراحی مناسب فونداسیون‌ها برای اطمینان از کارایی بهتر توربین‌های بادی دریایی بسیار مهم است. الزامات طراحی چنین فونداسیون‌هایی بیش از توربین‌های بادی ساخته شده در خشکی می‌باشد؛ زیرا توربین‌های بادی فراساحلی تحت ترکیبی از بارگذاری باد، موج، جریان و اثرات وزن خود، شرایط بارگذاری پیچیده‌ای را تجربه خواهند کرد که تحت این بارها، جابه‌جایی‌های سازه باید به اندازه‌ای باشد که کارایی توربین را تحت تاثیر قرار ندهد. در حال حاضر، انواع مختلفی از سیستم‌های فونداسیون در دسترس طراحان توربین‌های بادی دریایی قرار دارد. سیستم فونداسیون مناسب به طور کلی به شرایط ژئوتکنیکی بستر دریا، اندازه توربین و عمق آب بستگی دارد.

برای طراحی قابل‌اعتماد و کارآمد توربین‌های بادی فراساحلی، تمام بارهای محیطی باید به درستی ارزیابی و در طراحی در نظر گرفته شوند. علاوه بر بارهای باد، توربین‌های بادی فراساحلی در معرض بارهای اضافی ناشی از امواج و جریان‌ها قرار می‌گیرند. این بارها باید با توجه به نوع سیستم فونداسیون انتخابی، برای توربین‌های بادی در نظر گرفته شوند. معمولا برای کاهش چالش‌های موجود در طراحی سیستم فونداسیون توربین‌ها، محل‌های پیشنهادی برای مزارع بادی فراساحلی در آب‌های کم‌عمق قرار می‌گیرند. با افزایش عمق آب، بارهای محیطی روی توربین بادی ساحلی افزایش می‌یابد، و در نتیجه هزینه سیستم فونداسیون افزایش می‌یابد.

برای دستیابی به راندمان بالاتر انرژی، صنعت توربین‌های بادی فراساحلی در حال پیشرفت در آبهای عمیق‌تری است که این امر همراه با افزایش ظرفیت تولید توربین های بادی دریایی از ۵ به ۸ ، ۱۰ و سپس ۱۲ مگاوات می‌باشد(شکل۱). روند صعودی ثابت در افزایش عمق آب و اندازه توربین‌های بادی، منجر به رشد پی در پی در بارگذاری، تغییر شکل‌های بیشتر فونداسیون و به خطر افتادن عملکرد توربین‌های بادی می‌شود[۲]. این امر مستلزم وجود سازه‌ی نگهدارنده‌ی بزرگتر و مقاوم‌تر است که چالش اصلی در صنعت انرژی‌های تجدیدپذیر فراساحلی می‌باشد.



شکل ۱- روند رشد اندازه ی سازه‌های توربین بادی فراساحلی نسبت به افزایش توان توربین [۳]

در حال حاضر بیش از ۷۵ درصد فونداسیون توربین‌های بادی فراساحلی را مونوپایل[2] ها تشکیل می‌دهند[۴]. اما این فونداسیون ها دارای محدودیت هایی می باشند؛ در آبهای عمیق با توجه به اعمال بار بیشتر به توربین بادی و همچنین برای استفاده از توربین های بادی با توان بیشتر، باید از مونوپایل‌های قطورتری نسبت به آبهای کم عمق استفاده شود که این مونوپایل‌ها صرفه اقتصادی ندارند. لذا بدیهی است که زمینه توسعه سیستم‌های فونداسیون جدید نیز وجود دارد که برای مورد خاص، مقاومت در برابر بارگذاری ترکیبی در توربین‌های بادی، کارآمدتر، اقتصادی و رضایت بخش‌تر باشند. یکی از این رویکردها، توسعه سیستم‌های فونداسیونی است که چندین فونداسیون را برای ایجاد یک سیستم فونداسیون واحد با هم ترکیب می‌کنند که به آن فونداسیون ترکیبی یا هایبریدی[3] گفته می‌شود. در تحقیق حاضر از ترکیب مونوپایل و پی سطحی دایره‌ای به عنوان سیستم هایبریدی استفاده شده است.

اصول در نظر گرفته شده برای عملکرد یک فونداسیون هایبریدی مونوپایل و پی‌سطحی شبیه به دیوار حائل تعبیه شده در خاک، با یک سکو یا پایه‌ی تثبیت‌کننده است که در آن، پایه تثبیت کننده برای ایجاد گشتاور مقاوم در خاک زیرین عمل می‌کند. بنابراین سختی جانبی دیوار حائل را افزایش می‌دهد. به عنوان مثال، کاردر

[1] Offshore
[2] Monopile
[3] Hybrid foundation

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

و بروکس[۵]، کاردر و همکاران[۶] و پوری و دالی[۷] این مفهوم را بررسی کردند. هرچند شاید مقایسه نزدیک‌تر برای فونداسیون هایبریدی مونوپایل و پی سطحی، قیاس آن با یک شمع کلاهک دار[۴] باشد. پولوس و راندولف[۸] روش‌هایی را برای تحلیل تاثیر نسبی شمع و شمع کلاهک دار تحت بارگذاری محوری نشان دادند و برخی مطالعات در مورد تاثیر کلاهک شمع بر عملکرد جانبی شمع‌های منفرد در تحقیقات کیم و همکاران[۹] موکاوا[۱۰] و ماهاراج[۱۱] گزارش شده است.

استون در سال ۲۰۱۰ با بررسی فونداسیون هایبریدی شامل پی سطحی و شمع در دستگاه سانتریفیوژ 50g ، به این نتیجه رسید که پی سطحی باعث ایجاد درجه گیرداری در دوران شمع ناشی از عکس العمل خاک در زیر پی سطحی می‌شود. همچنین نشان داد که رفتار اولیه‌ی سیستم هایبریدی شمع و پی سطحی به وسیله رفتار شمع کنترل می‌شود اما زمانی که پی سطحی شروع به دوران می‌کند، سختی جانبی سیستم هایبریدی شمع و پی سطحی تابع گیرداری دورانی ناشی از پی سطحی می شود[۱۲].

ارشی و استون یک سری آزمایش آزمایشگاهی 1-g، آزمایشات سانتریفیوژ، تحلیل عددی، و تحلیل نظری برای مطالعه رفتار فونداسیون مونوپایل-پی سطحی انجام دادند. آنها نتیجه گرفتندکه افزودن پی سطحی دایره‌ای به شمع، بهبود آشکاری را در ظرفیت باربری جانبی نهایی توربین بادی ایجاد کرده و این بهبود می‌تواند تا ۳ برابر برای یک شمع منفرد با همان اندازه، افزایش یابد. همچنین پیشنهاد شد که اگر اجازه حرکات قائم بین پی سطحی و شمع داده شود تا دو قسمت به طور مستقل عمل کنند، فونداسیون مونوپایل هایبریدی موثرتر خواهد بود[۱۳].

مقایسه سه سیستم فونداسیون شمع، هایبرید شمع و پی سطحی و سیستم فونداسیون پی سطحی در سال ۲۰۱۰ توسط لهان و همکاران بررسی شد. این آزمایشات در خاک رس کائولین انجام شد و شامل اعمال یکنواخت بارهای جانبی در ارتفاع ۳۰ متری بالای فونداسیون‌ها در نمونه اصلی بود. قطر شمع (نمونه اصلی) ۳/۸ متر بود، و پی ها ۱۲ و ۱۵ متر قطر داشتند. برای حالت پی سطحی با قطر ۱۵ متری با یک شمع توپر، ظرفیت سازه‌ای شمع برای این آزمایش بزرگ بود و بنابراین ظرفیت نهایی نشان می‌دهد که حالت‌های حدی نهایی ژئوتکنیکی به وسیله مقاومت خاک رس کنترل می‌شوند. مشخص شد که پی سطحی تنها حدود ۱۰ درصد ظرفیت سیستم ترکیبی مونوپایل-پی سطحی را تشکیل می‌دهد و سختی پس از حرکات نسبتا کوچک، با حضور پی سطحی افزایش نمی‌یابد. این نتیجه در تحلیل سه بعدی (3D) المان محدود نیز تایید شد. همچنین آنها با بررسی عکس العمل این سه فونداسیون به این نتیجه رسیدند که ظرفیت باربری جانبی تک شمع حداقل ۱۰ برابر بیشتر از پی سطحی می‌باشد و سختی اولیه هر سه سیستم بسیار به یکدیگر نزدیک می‌باشند. هدف استفاده از سیستم شمع و پی سطحی افزایش سختی اولیه نسبت به تک شمع و کاهش لنگر خمشی نسبت به تک شمع باشد؛ اما سختی سیستم ارائه شده در خاک رسی با تک شمع اختلاف چندانی ندارد و همچنین لنگر خمشی وارد بر هر دو سیستم اختلاف چندانی نسبت به هم نشان نمی‌دهند[۱۴].

ال مرسی در سال ۲۰۱۱ تحلیل‌های عددی و آزمایش‌های سانتریفیوژ را انجام داد تا رفتار سیستم مونوپایل-پی سطحی تحت شرایط بارگذاری ترکیبی را بررسی کند. او نشان داد که اندرکنش بین پی سطحی و مونوپایل در سیستم هایبریدی پیشنهادی، مقاومت بار جانبی را افزایش داده و وابستگی مقاومت جانبی را به مولفه بار قائم اعمالی بر سیستم را کاهش می‌دهد. مقاومت بار جانبی سیستم هایبریدی، حتی در نسبت‌های بار قائم پایین، به طور مستقیم از طریق بسیج فشارهای جانبی مقاوم بر روی بخش قرار گرفته در خاک، و به طور غیر مستقیم از طریق بازگشت گشتاور ناشی از تنش‌های تماسی در زیر پی سطحی ایجاد می‌شود. این دو پدیده با هم به مقاومت لغزش و چرخش کل سیستم کمک می‌کنند. همچنین نتیجه گرفته شد که نسبت بین طول شمع و قطر پی سطحی، تاثیر زیادی بر ظرفیت باربری سیستم فونداسیون دارد[۱۵].

تاکنون تحقیقات انجام شده در زمینه فونداسیون هایبریدی مونوپایل-پی سطحی صرفا شامل اضافه کردن پی سطحی به مونوپایل‌های فولادی رایج می‌باشد و تغییری در قطر و ضخامت مونوپایل در معرض آب و شمع در خاک ایجاد نشده است. در این مقاله از مقاطع CFDST به جای مقاطع فولادی رایج در مونوپایل استفاده شده است که دو جداره بودن این مقاطع، این امکان را می‌دهد تا بتوان قطر و ضخامت مونوپایل و شمع را به مقدار قابل توجهی کاهش داد.

۲- توضیح مفهوم فونداسیون هایبریدی Footing+CFDST

در طراحی مونوپایل‌ها، بارهای موج و باد از مسائل مهم هستند. به طورکلی، مقدار بارهای موج و باد به عمق آب مربوط می‌شود و بارهای موج برای اعماق آب بیشتر، منجر به ارتفاع موج قابل‌توجه‌ای می‌شود که باعث می‌شود ناحیه بزرگتری از سازه تحت بارهای موج قرار بگیرند و در نتیجه یک بازوی لنگر بزرگتری برای آن بارهای موج ایجاد شود و تنش‌های بیشتری در خط بستر به فونداسیون وارد شود. علاوه بر این، بار موج نه تنها به محیط و عمق آب دریا،

[4] Pile cap

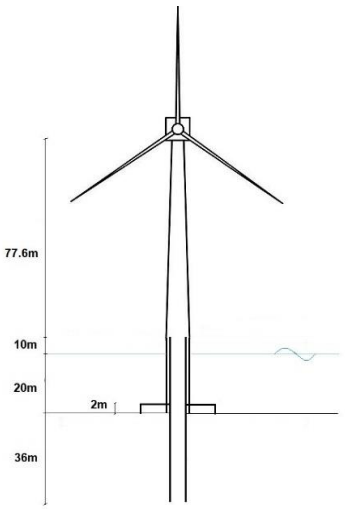
[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

بلکه به اندازه قطر مونوپایل نیز بستگی دارد. با توجه به آیین نامه DNV GL2016 [۱۶]، کل نیروی افقی ناشی از امواج که بر مونوپایل وارد می‌شود، شامل نیروی درگ[5] و نیروی اینرسی[6] می-باشد. نیروی درگ بصورت مستقیم با قطر مونوپایل رابطه دارد در حالی که نیروی اینرسی با مربع قطر مونوپایل رابطه مستقیم دارد. طبق این رابطه، کاهش قطر مونوپایل می‌تواند بار موج روی مونوپایل را کاهش دهد.

در این تحقیق به منظور کاهش بارهای موج وارد بر مونوپایل، قطر قسمتی از سازه بین خط بستر و سطح آب کاهش داده شده است و برای برآورده کردن الزامات طراحی، به جای مقطع فولادی، از ساختار لوله‌ای فولادی دوجداره پر شده با بتن (CFDST) برای آن قسمت از مونوپایل استفاده شده است. مقاطع CFDST شامل لوله های فولادی داخلی و خارجی می باشند و بین این دو لایه با بتن پر می‌شود. مقطع مرکب بتنی و فولادی که بتن به صورت محصور بین دولایه قرارگرفته است، دارای سختی خمشی بالایی است که تحت فشارهای خارجی از بروز ناپایداری جلوگیری می‌کند. مقاطع CFDST دارای ظرفیت باربری بالا، صلبیت بالا، جذب انرژی خوب، مقاومت در برابر آتش بالا و هزینه مقرون بصرفه ساخت و ساز هستند. بنابراین کاهش ظرفیت باربری و سختی مورد نیاز سازه ناشی از کاهش قطر مونوپایل را می توان با بکارگیری مقاطع CFDST به جای مقاطع فولادی رایج، تامین کرد.

شکل کلی این فونداسیون پیشنهادی مانند مونوپایل‌های رایج است با این تفاوت که تا ارتفاع ۳۰ متری از تراز بستر، مقاطع CFDST جایگزین مقاطع فولادی رایج شده است و در تراز بستر یک پی سطحی بتنی دایره‌ای به لوله داخلی مقطع CFDST که به داخل خاک رانده می شود، متصل شده است.



شکل ۲- شماتیک فونداسیون ترکیبی مونوپایل Footing+CFDST

همانطور که قبلا ذکر شده بود، هدف از بکارگیری مقاطع CFDST در مونوپایل ها این بود که بتوان از ظرفیت این مقاطع برای کاهش قطر سازه مونوپایل استفاده کرد. لذا به همین منظور در این تحقیق قطر مونوپایل به ترتیب ۱۵، ۲۰ و ۲۵ درصد نسبت به قطر مونوپایل مرجع(۶ متر) کاهش داده شد. به این ترتیب قطر لوله خارجی مقطع CFDST به ترتیب ۵/۱، ۴/۸و ۴/۵ متر می باشد. ضخامت لوله خارجی نیز از رابطه ۱ محاسبه می شود[۱۶]:

$$t = 6.35 + \frac{D}{100}\ (mm) \qquad (۱)$$

ضخامت لوله داخلی هم برای کل نمونه ها ۲۰ میلی متر در نظر گرفته شده است. ضخامت بتن هسته طبق رابطه ۲ به گونه‌ای انتخاب شده که سختی معادل مقطع CFDST و مقاطع فولادی رایج تامین شود.

$$E_s I_{ref\ monopile} = E_s I_{inner\ tube} + E_c I_{cone\ concrete} + E_s I_{outer\ tube} \qquad (۲)$$

در این رابطه E_s مدول الاستیسیته فولاد، E_c مدول الاستیسیته بتن هسته، $I_{ref\ monopile}$ ممان اینرسی مونوپایل مرجع، $I_{cone\ concrete}$ ممان اینرسی بتن هسته و $I_{inner\ tube}$ و $I_{outer\ tube}$ هم به ترتیب ممان اینرسی لوله داخلی و خارجی می باشند.

بخش دیگر فونداسیون پیشنهادی شامل پی سطحی دایروی بتنی است که ارتفاع آن ۲ متر و قطر آن ۱۲، ۱۵ و ۱۸ متر در نظر گرفته شده است که وسط این پی به اندازه قطر خارجی لوله داخلی مقطع CFDST سوراخ است و این پی در تراز بستر به شمع متصل می-شود و بتن هسته مقطع CFDST روی آن و لوله خارجی مقطع CFDST در داخل این پی قرار خواهد گرفت.

با توجه به مطالب ذکر شده و برای مشاهده تاثیر ابعاد مختلف اجزای فونداسیون هایبریدی مونوپایل Footing+CFDST بر رفتار سازه، در این تحقیق ۱۰ مدل با ابعاد مختلف مورد بررسی قرار گرفت که ابعاد این مدل ها در جدول ۱ آمده است.

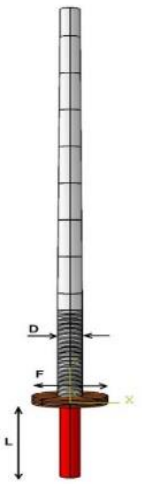
در نامگذاری نمونه ها، عدد مقابل حرف D بیانگر قطر مونوپایل، عدد مقابل حرف L بیانگر طول شمع مدفون در خاک و عدد مقابل حرف F بیانگر قطر پی سطحی است(شکل۳).

[5] Drag force

[6] Inertia force

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]



شکل۳- نامگذاری مدل ها

جدول ۱ - مشخصات نمونه‌های مورد مطالعه در تحقیق حاضر

مدل ها	قطر لوله خارجی (m)	ضخامت لوله خارجی (mm)	قطر لوله داخلی (m)	ضخامت لوله داخلی (mm)	ضخامت هسته بتنی (mm)	قطر پی سطحی (m)	طول شمع (m)
REF Monopile	۶	۶۶/۳۵	--	--	--	--	۳۶
D5.1-L36-F12	۵/۱	۵۷/۳۵	۴/۶۲۵۳	۲۰	۱۸۰	۱۲	۳۶
D5.1-L36-F15	۵/۱	۵۷/۳۵	۴/۶۲۵۳	۲۰	۱۸۰	۱۵	۳۶
D5.1-L36-F18	۵/۱	۵۷/۳۵	۴/۶۲۵۳	۲۰	۱۸۰	۱۸	۳۶
D4.8-L36-F12	۴/۸	۵۴/۳۵	۳/۹۵۷۳	۲۰	۳۶۷	۱۲	۳۶
D4.8-L36-F15	۴/۸	۵۴/۳۵	۳/۹۵۷۳	۲۰	۳۶۷	۱۵	۳۶
D4.8-L36-F18	۴/۸	۵۴/۳۵	۳/۹۵۷۳	۲۰	۳۶۷	۱۸	۳۶
D4.5-L36-F12	۴/۵	۵۱/۳۵	۲/۸۱۳۳	۲۰	۷۹۲	۱۲	۳۶
D4.5-L36-F15	۴/۵	۵۱/۳۵	۲/۸۱۳۳	۲۰	۷۹۲	۱۵	۳۶
D4.5-L36-F18	۴/۵	۵۱/۳۵	۲/۸۱۳۳	۲۰	۷۹۲	۱۸	۳۶

۳-مونوپایل مرجع

مدل توربین بادی مرجعی که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است، یک توربین بادی ۵ مگاواتی NREL است که ابعاد آن در جدول ۲ آمده است. قطر مونوپایل از تراز بستر تا ارتفاع ۳۰ متری ثابت و برابر ۶ متر است و از ارتفاع ۳۰ متری برج دارای مقطع متغییر است که در تراز ۱۰۷/۶ متری، قطر برج به ۳/۸۷متر می-رسد[۱۷].

جدول ۲ - مشخصات هندسی مونوپایل مرجع

	طول (m)	قطر (m)	ضخامت (mm)
شمع مدفون در خاک	۳۶	۶	۲۰
مونوپایل در معرض آب	۲۰	۶	۶۶/۳۵
سطح آزاد مونوپایل	۱۰	۶	۶۶/۳۵
برج	۷۷/۶	۶- ۳/۸۷	۶۶/۳۵

۴-شرایط سایت مورد مطالعه

طراحی فونداسیون‌های توربین بادی فراساحلی به شدت به شرایط ژئوتکنیکی و شرایط جوی محل سایت مورد مطالعه بستگی دارند. سایت مورد مطالعه در این تحقیق در دریای شمال، در ۸ کیلومتری ساحل شهرIjmuiden کشور هلند قرار دارد که در مطالعه جنتیل و همکاران[۱۷] به آن اشاره شده است. پارامترهای مرتبط با شرایط دریا در منطقه مورد نظر در جدول ۳ آمده است.

جدول ۳ - مشخصات دریا در منطقه مورد مطالعه

ارتفاع موج مشخصه با دوره بازگشت ۵۰ سال($H_{s,50}$)	۶/۹ متر
پریود پیک با دوره بازگشت ۵۰ سال($T_{p,50}$)	۷/۷ ثانیه
ارتفاع موج مشخصه میانگین(H_{ave})	۲ متر
پریود پیک میانگین(T_{ave})	۵ ثانیه
سرعت جریان با دوره بازگشت ۵۰ سال($V_{C,50}$)	۰/۸ متر بر ثانیه
ارتفاع آب(h)	۲۰ متر

۵- آنالیز بارهای وارد بر توربین های بادی

توربین‌های بادی فراساحلی، هر دو بار استاتیک (ثابت در طول زمان) و بارهای دینامیک (متغیر در طول زمان) را تجربه می‌کنند. به منظور ارزیابی پایداری سازه، در این تحقیق یک تحلیل بار ساده شده منطبق با آیین‌نامه طراحی توربین‌های بادی فراساحلی DNV (Det Norske Veritas) انجام شده است[۱۶].

بارهای اعمالی بر توربین بادی شامل موارد زیر می‌باشد:

۱- بار وزن توربین و برج نگهدارنده
۲- بار باد(شامل نیروی تراست و نیروی باد روی برج)
۳- بار موج
۴- بار جریان
۵- بار ناشی از فشار هیدرواستاتیک آب

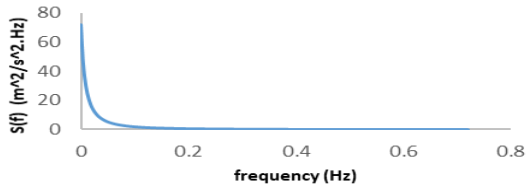
بار وزن توربین و پره‌ها به صورت جرم متمرکز در بالای برج به صورت استاتیکی اعمال شد. فشار هیدرواستاتیک آب از سطح آب تا تراز بستر بصورت استاتیکی اعمال شد و بارهای باد و موج و جریان به صورت تاریخچه زمانی که از طیف های رایج موجود استخراج شده است. گل افشانی و همکاران[۳۰] طی تحقیقاتی نشان دادند که اگر روی قسمتی از تاریخچه زمانی موج که بیشترین ارتفاع موج را داراست، تمرکز شود، نتایج با حالتی که کل تاریخچه زمانی سه ساعته بررسی می‌شود تفاوت چندانی ندارند و از زمان زیادی از شبیه سازی موج تا قبل و بعد از پیک موج اجتناب می‌شود. در این تحقیق ابتدا بیشترین ارتفاع موج تاریخچه زمانی سه ساعته استخراج شده از طیف موج شناسایی شد و بازه‌ی ۳۰ ثانیه قبل و ۳۰ ثانیه بعد این ارتفاع موج انتخاب شد و تاریخچه زمانی ۶۰ ثانیه-ای موج تعیین شد و سپس نیروی حاصل از موج وجریان طبق این تراز سطح آب به سازه اعمال شد.

مشخصات بارهای اعمالی بر سازه در جدول ۴ و شکل های ۴ تا ۸ آمده است.

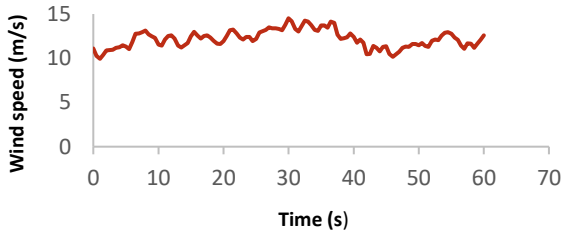
[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

جدول ۴ – بارهای وزن توربین بادی ۵مگاواتی NREL[۱۷]

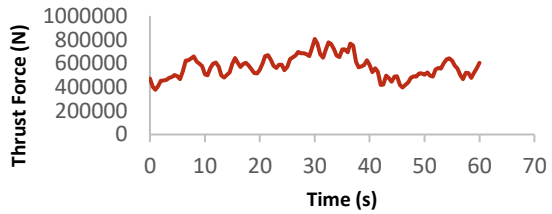
وزن روتور و ناسل (kg)	350000
وزن پره ها (kg)	17740
ممان های اینرسی ناشی از خروج از مرکزیت وزن روتور و ناسل $(kg/m^2)(x,y,z)$	$(4.37,2.35,2.54) \times 10^7$



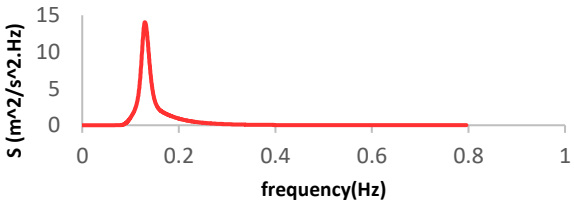
شکل ۴- نمودار چگالی طیف باد ون کارمن [۷] برای باد با سرعت میانگین ۱۲ متر بر ثانیه



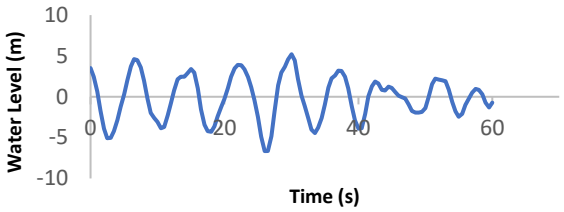
شکل ۵- تاریخچه زمانی ۶۰ ثانیه ای تغییرات سرعت باد در سطح هاب برای سرعت میانگین ۱۲ متر بر ثانیه



شکل ۶- تاریخچه زمانی ۶۰ ثانیه ای نیروی تراست [۸] اعمالی بر سازه در سطح هاب



شکل ۷- توزیع طیف موج جانسواپ [۹]



شکل ۸- تاریخچه زمانی ۶۰ ثانیه‌ای تراز سطح آب

۶-مدلسازی عددی و صحت سنجی

پس از تعیین بارهای وارد بر سازه، با توجه به ماهیت دینامیکی بارهای وارد بر سازه توربین بادی در محیط دریا، تحلیل دینامیکی توربین بادی مورد نظر دارای برجی با مقطع فولادی دو جداره پر شده با بتن (CFDST) و سیستم فونداسیون هایبریدی مونوپایل و پی سطحی با در نظرگرفتن اندرکنش خاک و سیستم فونداسیون مورد نظر، بررسی شده است. تحلیل‌های المان محدود گسترده با استفاده از بسته نرم‌افزاری ABAQUS انجام شده است و جابه-جایی‌های جانبی سازه توربین بادی مورد نظر ارزیابی شده است. پارامترهای هندسی کلیدی در شکل ۲ و جدول ۱و۲ خلاصه شده‌اند. مدل FEM از هفت جز اصلی به نام‌های توربین، برج، لوله فولادی داخلی، لوله فولادی بیرونی، بتن، خاک اطراف شمع و عناصر مرزی نامحدود تشکیل شده است. بار توربین بادی به مدل المان محدود در بالای برج اعمال می‌شود. بار موج با در نظر گرفتن تئوری موج خطی ایری و با استفاده از معادله موریسون محاسبه شده است. در این تحقیق جهت اعمال بار موج و جریان، طول مونوپایل به قطعات ۰/۵ متری تقسیم شده است و سرعت و شتاب ذرات آب در این بازه های ۰/۵ متری ثابت فرض شد که با این فرض، احتیاج به انتگرال گیری نیست و نیروی هر قسمت جداگانه محاسبه شده و به سازه اعمال شده است.برای نیروی باد روی برج، این بازه ها به طول ۱۰ متر انتخاب شد.

۶-۱- پیکره بندی هندسی

اندازه دامنه خاک در مدل FEM برابر با ۸۰ × ۳۰۰ متر است. مرز پایینی در برابر حرکات در تمام جهات ثابت است و لایه ضخیم ۱۵۰ متری خاک نامحدود مرزهای عمودی ایجاد می‌کند که امواج برشی را در محیط خاک منعکس نمی‌کند. از المان C3D8R برای مدل کردن محیط محدود خاک استفاده شده است. لایه بیرونی خاک با استفاده از یک لایه المان نیمه بینهایت CIN3D8 مدل شده است. برج و شمع‌ها با استفاده از عناصر پوسته (S4R) مدل شده‌اند. بتن با استفاده از نوع المان پیوسته مدل شده‌است(C3D8R). روتور،

[7] Von karman spectrum

[8] Thrust force

[9] JONSWAP spectrum

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

ناسل و پره ها به صورت یک جرم متمرکز در گره بالایی برج با یک اینرسی چرخشی در نظر گرفته شد که در جدول ۴ مشخص شده است.

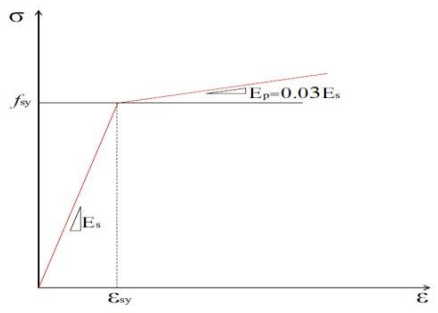
۶-۲- تعیین خصوصیات ماده

متریال مورد استفاده در این تحقیق شامل فولاد برای لوله‌های داخلی و خارجی مقطع CFDST، بتن هسته مقطع CFDST و پی سطحی و همچنین ماسه برای محیط خاک است. که در ادامه به معرفی مدل‌های رفتاری بکارگرفته شده برای هریک از آنها می-پردازیم:

۶-۲-۱- مدل رفتاری فولاد

برای هر دو لوله داخلی و خارجی از فولادی با رفتار الاستیک-پلاستیک دو خطی با سخت‌شدگی ایزوتروپیک استفاده شده است. با توجه به توصیه‌های هان و هوو [۱۸]، رابطه تنش - کرنش از دو ناحیه تشکیل شده است که در شکل نشان داده شده است. ویژگی‌های الاستیک فولاد در ناحیه اول مشخص می شوند که از مبدا شروع شده و در نقطه تسلیم به پایان می‌رسد. ثابت‌های الاستیک مانند مدول الاستیسیته و نسبت پواسون در این ناحیه تعیین می شوند. مدول الاستیسیته ۲۱۰ گیگاپاسکال و نسبت پواسون ۰/۳ و مدول ناحیه پلاستیک هم برابر با ۳ درصد مدول الاستیک در نظر گرفته شد. نواحی اول و دوم، یعنی نواحی الاستیک و پلاستیک، را می‌توان به آسانی با استفاده از معادلات زیر به دست آورد [۱۹]:

$$\begin{cases} \sigma_i = E_s\varepsilon_s & for \quad \varepsilon_s \le \varepsilon_{sy} \ (elastic\ region) \\ \sigma_i = f_{sy} + E_p(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}) & for \quad \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \ (plastic\ region) \end{cases} \quad (۳)$$



شکل ۹- رابطه دو خطی تنش-کرنش فولاد

جدول ۵- مشخصات فولاد مصرفی

F_y (Mpa)	F_u (Mpa)	E_s (Gpa)	v	Density (kg/m^3)	Density in water (kg/m^3)
355	575.5	210	0.3	7850	8880

۶-۲-۲- مدل رفتاری بتن

به طور کلی، غیرخطی بودن بتن تحت فشار را می‌توان با روش‌های مبتنی بر مفهوم آسیب یا پلاستیسیته و یا هر دو مدل کرد [۲۱،۲۰]. پلاستیسیته به عنوان تغییر شکل غیرقابل بازیابی پس از اینکه همه بارها حذف شدند، تعریف می‌شود و آسیب معمولا با کاهش ثابت‌های الاستیک مشخص می‌شود. هر دو مورد کاهش سختی باربرداری و تغییر شکل غیرقابل بازیابی به وضوح در آزمایش‌های فشاری بتن [۲۱،۲۰] دیده می‌شود. مفهوم پلاستیسیته باید با مفهوم آسیب ترکیب شود تا رفتار غیر خطی بتن را به درستی نشان دهد.

مدل CDP در ABAQUS از مفاهیم آسیب ایزوتروپیک در ترکیب با کشش ایزوتروپیک و پلاستیسیته فشاری برای نشان دادن رفتار غیرالاستیک بتن استفاده می‌کند. برای معرفی سطح تسلیم در نرم افزار آباکوس لازم است تا پارامترهای مربوط به آن در برنامه تعریف شوند. این پارامترها عبارتند از زاویه اتساع(ψ)، نسبت مقاومت فشاری تحت بارگذاری دو محوره به مقاومت فشاری تک محوره(f_{b0}/f_{c0})، خروج از مرکزیت (ε)، نسبت تنش جریان(k) و ویسکوزیته(V).

پس از تعیین پارامترهای تابع تسلیم، باید روابط تنش-کرنش بتن در فشار و کشش برای بتن تعیین شود. در این مقاله برای بتن هسته از روابط پیشنهادی هان و همکاران برای بتن محصور شده استفاده شده است که در آن رابطه تنش فشاری یک محور(σ) در مقابل کرنش(ε) به شرح زیر است[۲۲]:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \le 1) \\ \dfrac{x}{\beta_0(x-1)^2 + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (۴)$$

که در آن $x = \dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_0}$ و $y = \dfrac{\sigma}{f'_c}$ است، f'_c مقاومت فشاری استوانه ای بتن هسته بر حسب N/mm^2 است. و ε_0 و β_0 از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\varepsilon_0 = (1300 + 12.5f'_c + 800\xi^{0.2}) \times 10^{-6} \quad (۵)$$

$$\beta_0 = (1.18 \times 10^{-5})^{[0.25+(\xi-0.5)^7]}(f'_c)^{0.5} \ge 0.12 \quad (۶)$$

که در آن ξ ضریب محصورشدگی بتن است که از رابطه زیر بدست می‌آید:

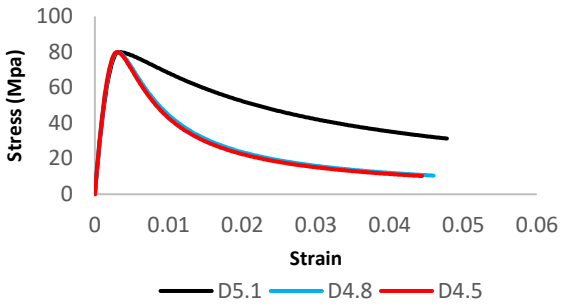
$$\xi = \frac{A_s f_{ys}}{A_c f_{ck}} \quad (۷)$$

در این رابطه A_s و A_c به ترتیب سطح مقطع فولاد بیرونی و بتن هسته است، f_{ys} تنش تسلیم فولاد و f_{ck} مقاومت مشخصه بتن هسته است که مقدار آن $0.67f_{cu} = 0.67 \times 0.85f'_c$ است و f_{cu} هم مقامت فشاری مکعبی بتن است.

بدین ترتیب منحنی تنش-کرنش بتن هسته مورد استفاده در این تحقیق با مقاومت فشاری 80Mpa طبق شکل ۱۰ رسم می‌شود.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]



شکل ۱۰- منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده هسته برای سه قطر خارجی مختلف مقطع CFDST

تفاوت در نمودارهای تنش-کرنش شکل ۱۰ به دلیل تفاوت در مقدار محصور شدگی است که با توجه به ابعاد هر یک از نمونه‌ها که قبلا اشاره شده است و روابط ارائه شده برای ضریب محصور شدگی، مقدار ضریب محصور شدگی نمونه های D5.1، D4.8 و D4.5 به ترتیب ۱/۸۸، ۰/۹۱۵ و ۰/۴۵ می‌باشد.

برای مدلسازی رفتار کششی بتن هسته و پی‌سطحی، از روابط ارائه شده توسط بلاربی و همکاران[۲۳] استفاده شده است. همچنین مدلسازی رفتار فشاری بتن محصور نشده پی‌سطحی با استفاده از مدل پوپوویکس اصلاح شده[۱۰][۲۹] انجام شده است.

مقادیر پارامترهای ذکر شده در بالا و همچنین سایر پارامترهای مورد نیاز برای تعریف رفتار بتن در جدول ۶ آمده است.

جدول ۶- پارامتر های مفروض برای رفتار بتن مورد استفاده

	ψ	f_{b0}/f_{c0}	ε	k	V	f'_c (Mpa)	E (Gpa)	Density (kg/m^3)	ν
بتن هسته مقطع CFDST	30	1.16	0.1	0.667	0.001	80	48	2500	0.2
بتن پی سطحی	30	1.16	0.1	0.667	0.001	50	33.5	2500	0.2

۶-۲-۳- مدل رفتاری خاک

با توجه به این نکات، از بین مدل‌های موجود در نرم افزار آباکوس از مدل رفتاری موهر کلمب در ترکیب با رفتار الاستیک ساده استفاده شده که در ادبیات فنی نیز رایج است. پارامترهای مورد نیاز برای مدلسازی خاک ماسه‌ای تک لایه با معیار گسیختگی موهر کلمب در جدول ۷ آمده است.

جدول ۷- پارامترهای مورد نیاز برای مدلسازی محیط خاک

نوع خاک	چگالی (kg/m^3)	مدول الاستیسیته (Mpa)	ضریب پواسون	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	زاویه اتساع (درجه)	چسبندگی (Kpa)
ماسه	۱۹۵۰	۱۲۰	۰/۲۵	۴۰	۱۰	۰/۱

۶-۳- جرم افزوده

یکی از موضوعات مهم در مسائل دینامیکی در محیط دریا، بحث اندرکنش آب-سازه است. نیروی لازم برای ایجاد شتاب a در جسمی به جرم m که در داخل آب قرار دارد، بیشتر از نیروی لازم برای این کار در خشکی است که مقدار آن برابر ma می باشد.علت این امر آن است که علاوه بر خود جسم، جرمی از سیال اطراف جسم نیز با حرکت جسم، در اثر فشار وارده شتاب می‌گیرد. این جرم، جرم افزوده یا جرم هیدرودینامیکی نامیده می‌شود. چنانچه جرم افزوده با m_a نشان داده شود و جرم مونوپایل هم با m_p نشان داده شوند، نیروی لازم برای شتاب دادن به جرم موثر، یعنی مجموع جرم مونوپایل(m_p) و جرم افزوده(m_a) با استفاده از رابطه زیر بدست می‌آید که a نشان دهنده شتاب است[۲۴]:

$$F = m_e a \quad (۸)$$

$$m_e = m_p + m_a \quad (۹)$$

مقدار جرم افزوده برابر است با:

$$m_a = c_a A_p \rho_w \quad (۱۰)$$

که در آن A_p سطح مقطع مونوپایل است، ρ_w چگالی آب که مقدار آن $۱۰۳۰ kg/m^3$ است و c_a هم ضریب جرم افزوده است که در این تحقیق مقدار آن ۱ فرض شده است.

در این تحقیق از جرم موثر برای مقاطعی از مونوپایل که در آب قرار دارند، استفاده شده است تا تاثیر جرم افزوده در مدلسازی لحاظ شود.

۶-۴- خصوصیات اندرکنش بین اجزا

در این ماژول اطلاعات تماس بین سطوح درگیر در مسئله تعیین می شود. اندرکنش های خاک- شمع و بتن - شمع با استفاده از فرمول تماس سطح به سطح در آباکوس استاندارد مدل‌سازی شده است. در این روش، سطح اصلی به عنوان یک سطح متعلق به ماده‌ای که نسبتا سختی بیشتری دارد یا هندسه مش ریزتری دارد تعریف می‌شود و سطح پیرو مربوط به ماده با سختی کمتر یا ماده با یک مش بزرگتر می‌باشد[۲۵]. سطح شمع به عنوان سطح اصلی و سطح خاک و بتن در تماس با شمع به عنوان سطح پیرو تعریف شدند. در جهت نرمال، فرض بر این است که تماس سطح مشترک یک تماس سخت[۱۱] است. هنگامی که سطوح در تماس هستند، هر فشار تماسی می‌تواند بین آنها منتقل شود و اگر فشار تماس به صفر کاهش یابد،

[10] Modified Popovics model

[11] Hard contact

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

سطوح از هم جدا می‌شوند. در جهت مماسی، مدل اصطکاک کولمب ایزوتروپیک کلاسیک برای شبیه سازی سطوح مقاوم در برابر نیرو های برشی در خاک استفاده شد. ضریب اصطکاک بین شمع و خاک در این رابطه از رابطه زیر بدست می آید:

$$\mu = \tan(\frac{2}{3}\varphi) \qquad (۱۱)$$

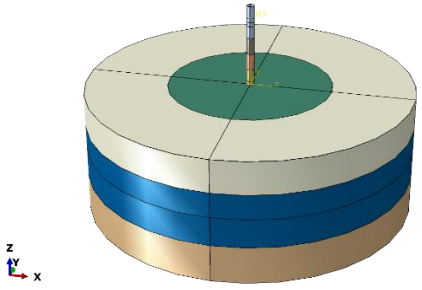
که در آن φ زاویه اصطکاک داخلی خاک است. ضریب اصطکاک بین لوله فولادی و بتن، معمولا مقادیری بین ۰/۲ تا ۰/۳ می‌باشد که نتایج قابل قبولی در مقایسه با آزمایش‌ها از خود نشان می‌دهند و در این تحقیق هم از ضریب ۰/۳ برای اصطکاک بین لوله فولادی و بتن استفاده شده است.

۶-۵- صحت سنجی

جهت صحت سنجی مدل اجزای محدود، داده های میدانی رفتار مونوپایل ها تحت بار جانبی و همچنین فرکانس‌های طبیعی سیستم توربین بادی با مدلسازی اجزای محدود مورد مقایسه قرار گرفتند.

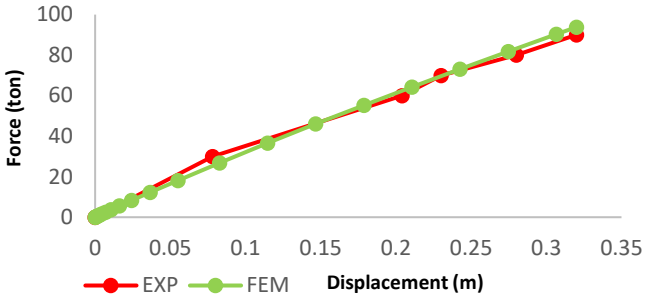
۶-۵-۱- بررسی رفتار مونوپایل تحت بارگذاری جانبی

به منظور صحت سنجی رفتار شمع، مدل المان محدود با نتایج آزمایشات میدانی مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس داده های خاک و شمع مطالعه حکم آبادی و همکاران[۲۶] یک مدل المان محدود سه بعدی در نرم افزار ABAQUS ایجاد شد. در مطالعه حکم آبادی و همکاران آزمایش‌های بارگذاری جانبی در مقیاس کامل بر روی مونوپایل‌هایی که به عنوان دلفین‌های پهلوگیری در منطقه ویژه اقتصادی پارس در عسلویه بکار گرفته شده است، انجام شد. هندسه و جنس مصالح مونوپایل و خاک منطقه در شکل های زیر آمده است. با توجه به اطلاعات بالا، مدل اجزای محدود مونوپایل مورد نظر و همچنین محیط خاک با در نظر گرفتن محیط نیمه بینهایت برای آن، در نرم افزار آباکوس طبق شکل زیر ساخته شد.



شکل ۱۱- مدل اجزای محدود مونوپایل و خاک اطراف آن مطابق مشخصات آزمایش حکم آبادی و همکاران در نرم افزار آباکوس

پس از تحلیل مدل مورد نظر، نمودار نیرو-جابه‌جایی مونوپایل در شکل۱۲ نشان داده شده است که طبق آن، مقادیر بدست آمده از تحلیل اجزای محدود با مقادیر تجربی بدست آمده از آزمایش در توافق خوبی هستند.

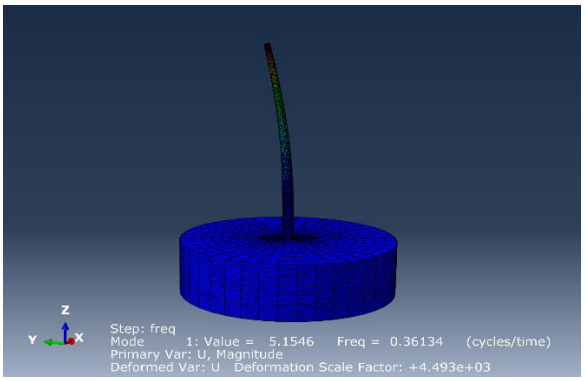


شکل ۱۲- مقایسه نتایج آزمایشات میدانی تحقیق حکم آبادی و همکاران و مدل اجزای محدود

۶-۵-۲- بررسی فرکانس طبیعی توربین های بادی

شیرزاده و همکاران[۲۷] اندازه‌گیری‌های میدانی اولین فرکانس حالت جلو-عقب (fore-aft) برای یک توربین بادی فراساحلی ۳ مگاواتی پشتیبانی شده توسط یک مونوپایل در دریای شمال در بلژیک را گزارش دادند. آزمایشات توقف سرعت بیش از حد و تحریک محیط برای تخمین اولین فرکانس حالت جلو-عقب استفاده شدند. براساس داده های خاک، مونوپایل، برج و توربین مقاله شیرزاده و همکاران، یک مدل اجزای محدود سه بعدی با استفاده از نرم افزار ABAQUS ایجاد شده است.

پس از تحلیل فرکانسی مدل مورد نظر که در شکل ۱۳ نشان داده شده است، مقایسه‌ی تحلیل المان محدود با نتایج گزارش‌شده در مقاله شیرزاده و همکاران در جدول ۸ آمده است که نشان می‌دهد نتیجه تحلیل المان محدود در توافق خوبی با نتایج گزارش شده می‌باشد.



شکل ۱۳- نتیجه تحلیل فرکانسی مونوپایل مقاله شیرزاده و همکاران و مود اول حالت fore-aft در نرم افزار آباکوس

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

جدول ۸- مقایسه فرکانس های طبیعی بدست آمده از مدلسازی اجزای محدود و اندازه گیری شده در مطالعه شیرزاده و همکاران

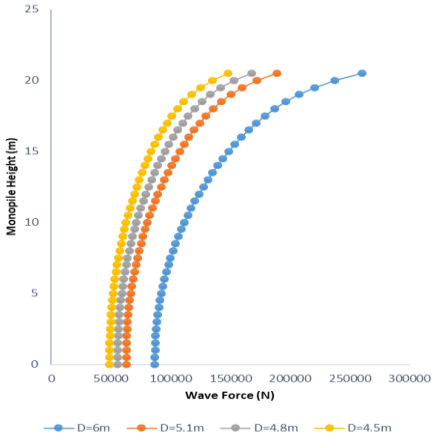
Measurement	FEM	
0.3529	0.36134	Natural frequency (1st fore-aft)

۷-نتایج

در این بخش نتایج حاصل از مدلسازی عددی انجام شده بر روی مدل های مختلف سیستم فونداسیون مونوپایل Footing+CFDST نشان داده شده است. همانطور که قبلا گفته شد، ۴ مونوپایل با قطرها و ضخامت های مختلف مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج شامل مقایسه نیروی موج وارد بر سازه، جابه‌جایی جانبی مونوپایل‌ها تحت بارگذاری دینامیکی و فرکانس طبیعی مونوپایل‌ها می‌باشد.

۷-۱- مقایسه نیروهای موج وارد بر مونوپایل

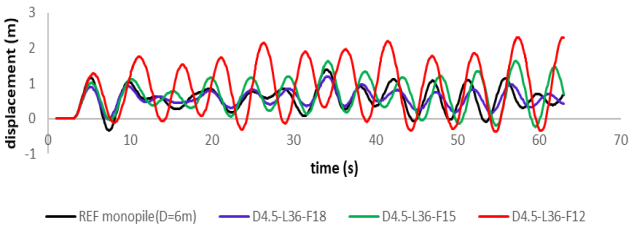
نیروهای موج وارد بر ۴ مونوپایل با قطرهای مختلف در شـــکل ۱۴ نشان داده شده است.



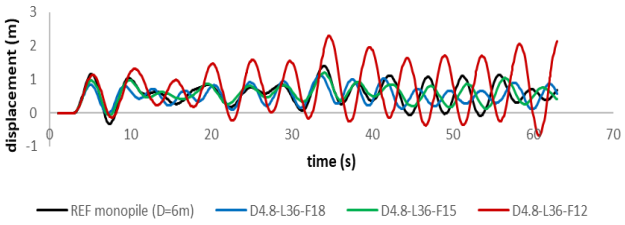
شکل ۱۴- مقایسه نیروهای موج وارد بر مونوپایل با قطرهای مختلف.

۷-۲- جابه‌جایی جانبی مونوپایل Footing+CFDST

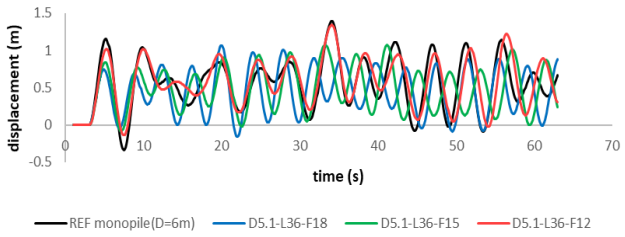
در این بخش رفتار جانبی ۳ مونوپایل Footing+CFDST با قطرهای خارجی مختلف با مونوپایل مرجع مورد مقایسه قرار می-گیرند:



شکل ۱۵- جابه‌جایی در تراز هاب برای سیستم فونداسیون مونوپایل Footing+CFDST با قطر مونوپایل ۴/۵ متر و قط های مختلف پی سطحی



شکل ۱۶- جابه‌جایی در تراز هاب برای سیستم فونداسیون مونوپایل Footing+CFDST با قطر مونوپایل ۴/۸ متر و قطرهای مختلف پی سطحی



شکل ۱۷- جابه‌جایی در تراز هاب برای سیستم فونداسیون مونوپایل Footing+CFDST با قطر مونوپایل ۵/۱ متر و قطرهای مختلف پی سطحی

جدول ۹- مقایسه جابه‌جایی بیشینه افقی در تراز هاب برای مدل های مختلف فونداسیون و مونوپایل مرجع

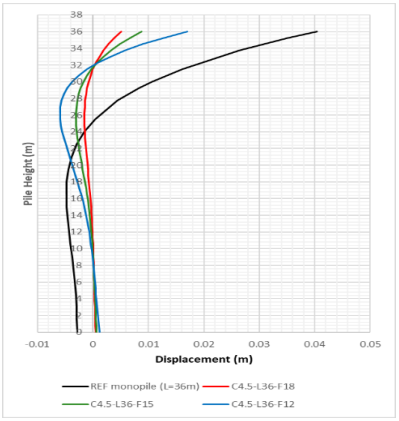
مدل‌ها	درصد کاهش قطر خارجی	درصد کاهش ضخامت لوله خارجی	درصد کاهش قطر شمع	جابه‌جایی افقی بیشینه در تراز هاب (m)	درصد کاهش یا افزایش جابه‌جایی افقی بیشینه در تراز هاب
REF Monopile	--	--	--	۱/۳۹	--
D5.1-L36-F12	۱۵٪	۱۳/۵۶ ٪	۲۲/۹۱ ٪	۱/۳۴	-۳/۵۹ ٪
D5.1-L36-F15	۱۵٪	۱۳/۵۶ ٪	۲۲/۹۱ ٪	۱/۰۷	-۲۳/۰۲ ٪
D5.1-L36-F18	۱۵٪	۱۳/۵۶ ٪	۲۲/۹۱ ٪	۱/۰۶	-۲۳/۷۴ ٪
D4.8-L36-F12	۲۰٪	۱۸/۰۸ ٪	۳۴/۰۴ ٪	۲/۲۹	+۶۴/۷۴ ٪
D4.8-L36-F15	۲۰٪	۱۸/۰۸ ٪	۳۴/۰۴ ٪	۱/۱۹	-۱۴/۳۸ ٪
D4.8-L36-F18	۲۰٪	۱۸/۰۸ ٪	۳۴/۰۴ ٪	۱/۱۲	-۱۹/۴۲ ٪
D4.5-L36-F12	۲۵٪	۲۲/۶ ٪	۵۳/۱۱ ٪	۲/۱۹	+۵۷/۵۵ ٪
D4.5-L36-F15	۲۵٪	۲۲/۶ ٪	۵۳/۱۱ ٪	۱/۶۲	+۱۶/۵۴ ٪
D4.5-L36-F18	۲۵٪	۲۲/۶ ٪	۵۳/۱۱ ٪	۱/۱۹	-۱۴/۳۸ ٪

۷-۳- جابجایی بیشینه شمع در سطح خاک

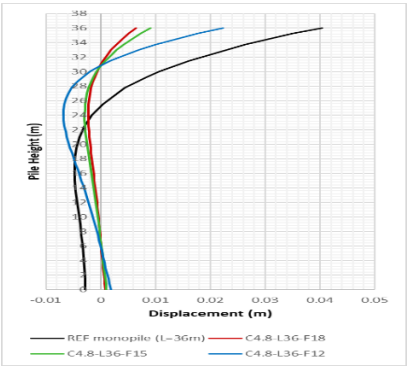
در شکل های ۱۸ تا ۲۰ تغییر شکل‌های بیشینه شمع‌های مدفون در خاک برای ابعاد مختلف شمع و پی سطحی نشان داده شده است.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

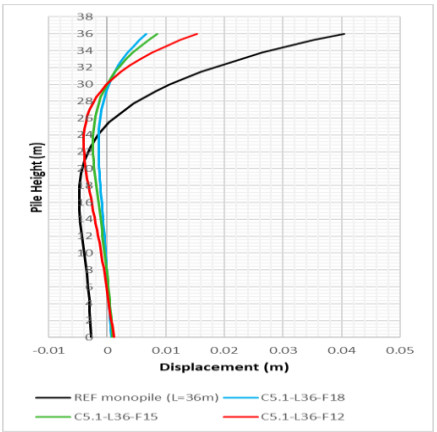
[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]



شکل ۱۸- جابه‌جایی نوک شمع در تراز بستر برای سیستم فونداسیون مونوپایل Footing+CFDST با قطر خارجی ۴/۵ متر و شعاع‌های مختلف پی‌سطحی



شکل ۱۹- جابه‌جایی نوک شمع در تراز بستر برای سیستم فونداسیون مونوپایل Footing+CFDST با قطر خارجی ۴/۸ متر و شعاع‌های مختلف پی سطحی



شکل ۲۰- جابه‌جایی نوک شمع در تراز بستر برای سیستم فونداسیون مونوپایل Footing+CFDST با قطر خارجی ۵/۱ متر و شعاع‌های مختلف پی‌سطحی

با مقایسه جابه‌جایی جانبی شمع‌ها در تراز بستر در شکل‌های ۱۸ تا ۲۰ می‌توان دریافت که کلیه مدل‌های پیشنهادی سختی جانبی بیشتری را برای شمع‌ها فراهم کرده که موجب کاهش جابه‌جایی در تراز بستر شده است. همچنین مقدار عمق بحرانی شمع‌ها از حدود ۱۱ متر در مونوپایل مرجع به ۴ متر در مدل‌های با قطر خارجی ۴/۵ متر و ۶ متر برای مدل‌های با قطر ۴/۸ و ۵/۱ متر کاهش یافته است.

۷-۴- فرکانس‌های طبیعی سازه

فرکانس طبیعی یک توربین باد فراساحلی، یک معیار اصلی طراحی برای سازه پشتیبان مونوپایل است، زیرا رفتار دینامیکی سازه را تعریف می‌کند. فرکانس طبیعی کلی نباید با فرکانس‌های تحریک ناشی از باد و امواج همزمان باشد. در طراحی، اولین فرکانس طبیعی (f_1) بین فرکانس‌های 1P (فرکانس سرعت روتور) و 3P (فرکانس عبور تیغه) قرار می‌گیرد، که طراحی نرم-سخت نامیده می‌شود. بر اساس سرعت روتور ، اولین فرکانس طبیعی (f_1) لازم است در دامنه بین ۰/۲۰۲ هرتز (1P) و ۰/۳۴۵ هرتز (3P) باشد تا از عمل تشدید جلوگیری شود[۲۸]. اگر عدم قطعیت ۵ درصدی طبق پیشنهاد آیین نامه DNV در نظر گرفته شود، دامنه فوق از ۰/۲۱۲ هرتز تا ۰/۳۲۸ هرتز می‌شود.

در این تحقیق به منظور تخمین فرکانس طبیعی سازه، یک سری تحلیل فرکانسی با استفاده از نرم افزار آباکوس انجام شد که نتایج آن در جدول ۱۰ آمده است.

جدول ۱۰- مقایسه فرکانس های طبیعی سازه در مقایسه با مقادیر فرکانس های 1P و 3P

3P (Hz)	1P (Hz)	1 st Mode (side to side) (Hz)	1 st Mode (fore-aft) (Hz)	مدل ها
0.328	0.212	0.25027	0.2459	REF Monopile
0.328	0.212	0.22646	0.22572	D5.1-L36-F12
0.328	0.212	0.2505	0.24965	D5.1-L36-F15
0.328	0.212	0.26326	0.26217	D5.1-L36-F18
0.328	0.212	0.2208	0.22005	D4.8-L36-F12
0.328	0.212	0.24258	0.24163	D4.8-L36-F15
0.328	0.212	0.25392	0.25279	D4.8-L36-F18
0.328	0.212	0.21546	0.21462	D4.5-L36-F12
0.328	0.212	0.23389	0.23284	D4.5-L36-F15
0.328	0.212	0.24319	0.24202	D4.5-L36-F18

۸-نتایج کلی

- در مقایسه با مونوپایل‌های رایج(قطر ۶ متر)کاهش قطر مونوپایل به ۸۵، ۸۰ و ۷۵ درصد قطر مونوپایل‌های رایج به ترتیب می‌تواند حدود ۲۷، ۳۵ و ۴۳ درصد از بار موج وارد بر سازه را کاهش دهد.
- در سیستم فونداسیون پیشنهادی مونوپایل Footing+CFDST، افزایش اندازه قطر پی سطحی باعث بهبود رفتار جانبی توربین بادی می‌شود.
- سیستم فونداسیون پیشنهادی مونوپایل Footing+CFDST، سختی جانبی بیشتری را برای شمع فراهم می‌کند و جابه‌جایی‌ها در تراز بستر کاهش می‌یابد و علاوه بر این، عمق بحرانی شمع‌ها را نیز کاهش می‌دهد.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

- همه‌ی مدل‌های بررسی شده در این تحقیق در محدوده مجاز فرکانسی (بین حد بالای فرکانس 1P و حد پایین فرکانس3P) قرار می‌گیرند و لذا سازه از خطر تشدید محفوظ می‌ماند.

- در سیستم فونداسیون پیشنهادی، قطر و ضخامت لوله‌های فولادی کاهش یافته است که این نشان می‌دهد که وزن فولاد و هزینه مربوط به آن می‌تواند به طور قابل توجهی کاهش یابد. بنابراین مونوپایل هایبریدی یک جایگزین مقرون به صرفه برای مونوپایل معمولی رایج برای توربین‌های بادی فراساحلی است.

- سیستم فونداسیون پیشنهادی مونوپایل CFDST+Footing به دلیل ظرفیت باربری و سختی جانبی و خمشی بالا، می‌تواند گزینه‌ای مناسب برای نسل بعدی توربین‌های بادی که ابعاد بزرگتر و وزن بیشتری دارند، به حساب بیاید. علاوه بر این می‌توان از این فونداسیون‌ها برای بازسازی مونوپایل‌های رایج برای بکارگیری توربین هایی با توان بیشتر استفاده کرد.

۹ – مراجع

1 - Bhattacharya, S. (2019). *Design of foundations for offshore wind turbines*. John Wiley & Sons.

2 - Qi, W. G., & Gao, F. P. (2019). Local Scour around a Monopile Foundation for Offshore Wind Turbines and Scour Effects on Structural Responses. In *Geotechnical Engineering-Advances in Soil Mechanics and Foundation Engineering*. IntechOpen

3 - Wang, X., Zeng, X., Li, J., Yang, X., & Wang, H. (2018). A review on recent advancements of substructures for offshore wind turbines. *Energy conversion and management*, *158*, 103-119.

4 - EWEA (2016). The european offshore wind industry - key trends and statistics 2015. Technical report, EWEA.

5 - Carder, D. R. and Brookes, N. J. (1993). Discussion. In Retaining structures (ed. C. R. I.Clayton), pp. 498–501. London: Thomas Telford.

6 - Carder, D. R., Watson, G. V. R., Chandler, R. J., & Powrie, W. (1999). Long-term performance of an embedded retaining wall with a stabilizing base slab. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, *137*(2), 63-74.

7 - Powrie, W., & Daly, M. P. (2007). Centrifuge modelling of embedded retaining walls with stabilising bases. *Geotechnique*, *57*(6), 485-497.

8 - Poulos, H. G., & Randolph, M. F. (1983). Pile group analysis: a study of two methods. *Journal of Geotechnical Engineering*, *109*(3), 355-372.

9 - Kim, J. B., & Singh, L. P. (1974). *EFFECT OF PILE CAP-SOIL INTERACTION ON LATERAL CAPACITY OF* (No. Final Rpt.).

10 - Mokwa, R. L. (1999). *Investigation of the resistance of pile caps to lateral loading* (Doctoral dissertation, Virginia Tech).

11 - Maharaj, D. K. (2003). Load-deflection response of laterally loaded single pile by nonlinear finite element analysis. *Electronic J. Geot. Engrg*.

12 - Stone, K. J. L., Newson, T. A., El Marassi, M., El Naggar, H., Taylor, R. N., & Goodey, R. J. (2010). An investigation of the use of a bearing plate to enhance the lateral capacity of monopile foundations. In *Frontiers in Offshore Geotechnics II* (pp. 641-646). CRC Press.

13 - Arshi, H. S., & Stone, K. J. L. (2011, September). An investigation of a rock socketed pile with an integral bearing plate founded over weak rock. In *Proceedings of the 15th European Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 705-711).

14 - Lehane, B. M., Powrie, W., & Doherty, J. P. (2010). Centrifuge model tests on piled footings in clay for offshore wind turbines. In *Frontiers in Offshore Geotechnics II* (pp. 623-628). CRC Press.

15 - El-Marassi, M. (2011). Investigation of hybrid monopile-footing foundation systems subjected to combined loading.

16 - DNV·GL, 2016. DNVGL-ST-0437: Loads and Site Conditions for Wind Turbines. Det Norske Veritas, Oslo, Norway.

17 - Gentils, T., Wang, L., & Kolios, A. (2017). Integrated structural optimisation of offshore wind turbine support structures based on finite element analysis and genetic algorithm. *Applied energy*, *199*, 187-204

18 - Han, L. H., & Huo, J. S. (2003). Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard. *Journal of Structural Engineering*, *129*(1), 68-7.

19 - Pagoulatou, M., Sheehan, T., Dai, X. H., & Lam, D. (2014). Finite element analysis on the capacity of circular concrete-filled double-skin steel tubular (CFDST) stub columns. *Engineering Structures*, *72*, 102-112.

20 - Maekawa, K., Okamura, H., & Pimanmas, A. (2003). *Non-linear mechanics of reinforced concrete*. CRC Press.

21 - Contrafatto, L., & Cuomo, M. (2006). A framework of elastic–plastic damaging model for concrete under multiaxial stress states. *International Journal of Plasticity*, *22*(12), 2272-2300.

22 - Ye, Y., Han, L. H., & Guo, Z. X. (2017). Concrete-filled bimetallic tubes (CFBT) under axial compression: Analytical behaviour. *Thin-Walled Structures*, *119*, 839-850.

23 - Belarbi, A., & Hsu, T. T. (1994). Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *Structural Journal*, *91*(4), 465-474.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]

24 - Zuo, H., Bi, K., & Hao, H. (2018). Dynamic analyses of operating offshore wind turbines including soil-structure interaction. *Engineering Structures*, *157*, 42-62.
25 - Johnson, K., Karunasena, W., Sivakugan, N., & Guazzo, A. (2001). Modeling pile-soil interaction using contact surfaces. In *Computational mechanics–New frontiers for the New millennium* (pp. 375-380). Elsevier.
26 - Hokmabadi, A. S., Fakher, A., & Fatahi, B. (2012). Full scale lateral behaviour of monopiles in granular marine soils. *Marine structures*, *29*(1), 198-210.
27 - Shirzadeh, R., Devriendt, C., Bidakhvidi, M. A., & Guillaume, P. (2013). Experimental and computational damping estimation of an offshore wind turbine on a monopile foundation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, *120*, 96-106.
28 - Bhattacharya, S., Nikitas, N., Garnsey, J., Alexander, N. A., Cox, J., Lombardi, D., ... & Nash, D. F. (2013). Observed dynamic soil–structure interaction in scale testing of offshore wind turbine foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *54*, 47-60.
29 - Popovics, Sandor. "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete." *Cement and concrete research* 3.5 (1973): 583-599.
30 - Golafshani, A. A., Bagheri, V., Ebrahimian, H., & Holmas, T. (2011). Incremental wave analysis and its application to performance-based assessment of jacket platforms. *Journal of Constructional Steel Research*, *67*(10), 1649-1657.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-09]

[DOR: 20.1001.1.17357608.1401.18.35.5.6]