# ارزیابی رفتار دینامیکی سکوهای دریایی نوع خود بالارو در خاکهای دانهای

مازیار غلامی کرزانی<sup>۱</sup>°، علی اکبر آقاکوچک<sup>۲</sup>

۱ – کارشناس ارشد سازه های دریایی، دانشگاه تربیت مدرس ۲– استاد دانشکده مهندسی عمران و محیطزیست، دانشگاه تربیت مدرس

#### چکیدہ

در این تحقیق برای بررسی رفتار واقعی سکوهای خود بالارو تحت اثر شرایط محیطی دریا، تحلیل دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اندرکنش بین خاک- سازه مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. برای این منظور رفتار پی های منفرد<sup>۲</sup>، رفتار غیرخطی خاک در نزدیکی سازه، پدیدههای ایجاد شده در مرز بین خاک و پی همچون پدیده جدایش و در نهایت رفتار غیرخطی هندسی سازه مورد بررسی قرار گرفته است. سازه انتخاب شده جهت مطالعه، سکوی خود بالارویی واقع در دریای شمال می باشد که توسط نرم افزار سه بعدی عددی ABAQUS مدل سازی شده و با استفاده از برنامهای که با زبان برنامهنویسی VBA نوشته شده است، بارگذاری شده و سپس تحلیل روی آن صورت پذیرفته است. خاک مورد استفاده در این مطالعه از نوع دانهای با زوایای اصطکاک متفاوت می باشد و برای مدل سازی خاک از روش تیر بر روی بستر غیرخطی وینکلر (BNWF) بهره برده شده است. بارگذاری به دو صورت موج تکفام<sup>۲</sup> و حالتی از دریا<sup>۲</sup> در نظر گرفته شده است. نتایج نشان می دهند که رفتار خمیری خاک باعث افزایش تغییر مکان ها در تراز بدنه و نشستهای ماندگار غیر یکسان در زیر پی ها می شود و این رفتار خمیری با کاهش زاویه افرطکاک داخلی خاک، φ، افزایش می یابد. همچنین پریود طبیعی سکو نسبت به ۲ حالت پایه های کاملا گیردار و مفصلی متفاوت است و باعث تغییر پاسخ های دینامی کی سکو می خال و می می هره این می دور این مقال خمیری با کام را ویه

**کلمات کلیدی:** سکوی دریایی خود بالارو، تحلیل دینامیکی غیرخطی، بارگذاری موج، اندرکنش خاک-سازه، روش تیر بر روی بستر غیرخطی وینکلر

# Evaluating Dynamic Response of Jack-up Platform in Granular Soil

M. Gholami Korzani<sup>1</sup>, A.A. Aghakouchak<sup>2</sup>

1- M.Sc. in Marine Structures, Tarbiat Modares University

2- Professor, Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

#### Abstract

In order to model real behavior of jackup platforms subjected to environmental conditions, a nonlinear dynamic analysis considering soil-structure interaction subject to wave loading is investigated. For this purpose, spudcans behavior, soil nolinear behavior near the structure, contact phenomena at the interface of the soil and foundation such as gapping as well as geometrical nonlinear behavior of the structure are considered. The soil which is used in this study is assumed to be granular with varying friction angles. Beam on Nonlinear Winkler Foundation method (BNWF) is a suitable model for soil media modeling. For wave loading two methods were used, monochrome wave and irregular waves representing a sea state. Results of

<sup>\*</sup> نویسنده مسوول مقاله m\_gh\_korzani@yahoo.com\*

this study show that inelastic behavior of the soil causes an increase in displacement at hull elevation and permanent unequal settlement in soil below the foundations which is increased by decreasing friction angle of soil. In fact spudcans and the underlying soil cause a relative fixity at support of the platform which changes dynamic response of structure compared to the case where the structure is assumed to have a fixed support. **Keywords:** Jack up Platforms, Wave Loading, Nonlinear Dynamic Analysis, Soil-Structure Interaction, Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF)

#### ۱– مقدمه

باتوجه به توسعه روزافزون صنایع دریایی، سکوهای خود بالارو تغییرات بسزایی کردهاند. به گونهای که امروزه این سکوها به راحتی قادر به عملیات در آبهای عمیق با شرایط محیطی سخت میباشند. برای استفاده از این سکوها در این شرایط، نیاز به یک تحلیل دینامیکی می باشد که اثرات دینامیکی موج، اثرات لنگرهای ثانویه و تغییر شکلهای بزرگ را همراه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک با سازه (به صورت غیر خطی) در بر بگیرد تا بتوان در صورت امکان از ظرفیت مازاد این سکوها استفاده نمود.

مطالعات زیادی بر روی رفتار این سکوها صورت پذیرفته است که اهم آنها به قرار زیر می باشد:

در سالهای ۱۹۹۸ و ۱۹۹۹، Williams و
 همکاران تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل دو
 بعدی تحت اثر موج تکفام با فرض مدل پلاستیک پی،
 یایه مفصلی کامل و گیردار انجام دادند [1] و [7].

- در سال ۱۹۹۹، Cassidy در پایاننامه دکترای خود تحلیل دینامیکی با فرض مدل فوق خمیری<sup>†</sup> برای پی انجام داد [۳].

- در سال ۲۰۰۴، Howarth و همکاران تحلیل دینامیکی تحت اثر طوفان را با فرض دو پی خطی و غیرخطی درگیر انجام دادند [۴].

در سال ۲۰۰۴، Nataraja و همکاران بر اساس اندازه گیریهای واقعی، میزان گیرداری و میرایی بستر را براساس SNAME T&R 5-5A بدست آوردند [۵]. – در سال ۲۰۰۶، Vlahos و همکاران رفتار پی این

سکوها را روی خاک رسی بر اساس مدل فوق خمیری<sup>۱</sup> به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند و Bienen و همکاران نیز در همان سال بر اساس این مدل تحلیل اندرکنشی سازه و خاک انجام دادند [۶] و [۷].

- در سال ۲۰۰۸، Allotey و همکاران مدلی از پی سطحی را براساس مدل پی وینکلر تحت بارهای دوره-ای مورد بررسی قرار دادند [۸]. در این تحقیق رفتار دینامیکی این سکو ها با استفاده از مدل جدید پی بر روی بستر غیرخطی وینکلر<sup>۵</sup> که توسط Allotey و El Naggar توسعه یافته است، مطالعه شده است.

در بخش های بعدی از این مقاله پس از مرور روش های موجود برای مطالعه اندرکنش خاک- سازه و بارگذاری، مشخصات سکوی مورد مطالعه و نحوه مدل سازی اجزای سازه و خاک، روش تحلیل ارائه شده و سپس نتایج آن مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرد.

# ۲- روشهای مطالعه اندرکنش خاک و سازه

چهار روش برای یافتن پاسخ دینامیکی سازهها بر پایه اندرکنش خاک-سازه قابل بررسی است. این روش-ها به صورت زیر دستهبندی میگردند:

- روش تیر بر روی بستر ارتجاعی (وینکلر) [۹]
  - روش محيط پيوسته ارتجاعي [١٠]
- روشهای بر پایه اجزای محدود و اجزای مرزی
  [۱۱]
- روش تیر بر روی پی غیرخطی وینکلر<sup>۵</sup>(BNWF) [۸]

دو روش نخست، روشهای قدیمی میباشند که منجر به حل معادله همزمانی اندرکنش پی و خاک میشوند. این روشهای تئوریک تنها برای حالتهای بسیار ساده شدهکاربرد دارند بدین سبب امروزه کاربرد گستردهای چه در یژوهشها و چه در کاربرد ندارند.

روش سوم قادر به مدل سازی دقیق محیط خاک، مدل سازی پدیدههای اندرکنش فیزیکی و مدل سازی

درست و دقیق مرز بین خاک و پی میباشد. این روش دارای پیچیدگیهای بیشتری میباشد و به همین اندازه نیز تواناییهای بیشتری در مدلسازی واقعیتر از محیط را دارا میباشد. نتایج بدست آمده از این روش قابل قبول و نزدیک به واقعیت هستند اما به دلیل استفاده از تعداد زیادی المان، بسیار وقت گیر و پر هزینه میباشد.

آخرین روش در واقع با ایجاد تغییراتی در مدل تیر بر روی بستر ارتجاعی بوجود آمده است. در این روش از مجموعهای از فنرهای غیر خطی و میراگر استفاده می شود. این مدل قادر است رفتار غیر خطی سیستم پی و خاک را مدل کند که این غیر خطی هندسی یا به رفتار غیرارتجاعی خاک و غیر خطی هندسی یا به عبارتی بلندشدگی میباشد. در ضمن استهلاک انرژی هیسترسیس و در نهایت میرایی تشعشعی را نیز مدل می نماید. از معایب این روش می توان به عدم پیوستگی محیط خاک و تعیین خصوصیات المانهای آن اشاره نمود.

# ۳- روش های اعمال نیروی موج

دو روش برای اعمال نیروی ناشی از موج بر یک سازه دریایی وجود دارد: ۱) اعمال طیف موج و انجام تحلیل طیفی ۲- الف) اعمال نیرو به صورت موج تکفام<sup>۲</sup> با ارتفاع و پریود خاص به صورت تکراری در زمان ۲- ب) اعمال نیروی ناشی از یک حالت دریا<sup>۳</sup> با استفاده از شبیهسازی تاریخچه زمانی سطح دریا بر اساس طیف مورد نظر

در روش اول بایستی برای محاسبه طیف نیروی اعمالی به سازه از طریق رابطه مورسیون، ترم درگ را خطی سازی نموده و برای محاسبه مشخصات سینماتیکی حرکات امواج از تئوری موج خطی استفاده نمود. در روش ۲ – الف نیروی موج را می توان با استفاده از هر یک از تئوری های موج محاسبه نمود و بر سازه اثر داد. در روش ۲ – ب بایستی ابتدا طیف مورد نظر را انتخاب نمود، سپس با استفاده از روش هایی

چون معکوس سری فوریه و روش های عملی چون روش طیفی با بزرگی معین<sup>6</sup> و روش طیفی با بزرگی نامعین<sup>۷</sup> تاریخچه زمانی سطح دریا و سینماتیک موج (با استفاده از تئوری موج خطی) را از روی طیف محاسبه نمود. البته تحقیقات زیادی برای استفاده از تئوری موج های دیگر در این روش نیز صورت پذیرفته است. [17] و [17].

*ـ نشریه مهنــدسـی دریـا* 

# ۴– سکوی مورد مطالعه و نحوه مدلسازی

سکوی خودبالاروی مورد مطالعه یک سکوی ۳ پایه است که فاصلهی هر یک از پایه ها از یکدیگر ۷۰ متر است. پایههای سکو از نوع خرپایی میباشند و بیشترین عمق آب عملیاتی این سکو ۱۵۰ متر است (شکل ۱).

# ۴–۱– مدل سازی سازه

براساس مشخصات سکوی موجود جرم معادل عرشه (بار مرده و زنده سکو)در حدود ۱۸۰۰۰ تن میباشد که این جرم به گونهای بر روی عرشه گسترده شده است که دارای خروج از مرکزیت ۲- متر در راستای محور طولی سکو در قسمت انتهایی و ۱۵/۵ متر در راستای محور عرضی آن می باشد.



شکل ۱- شمایی از یک سکوی خودبالارو [۳]

نشریه مهنــدسـی د*ریــا* ـ

پایههای این سکو با استفاده از المانهای معادل، مدل سازی می شوند که بر اساس ضخامت اجزاء اصلی پایههای واقعی بدست آمده است. برای محاسبه مشخصات هیدرودینامیکی می بایستی یک قطر معادل فرض شود؛ این قطر معادل ۱۸ متر می باشد ( برابر فاصلهی هر یک از اجزای اصلی پایه).

بدلیل پیچیدگیهای موجود و وقتگیر بودن تحلیلها از مدلسازی عرشه به صورت دقیق اجتناب شده است و عرشه با استفاده از ۶ تیر که ۳ تیر آن میانی و ۳ تیر آن کناری نام دارند، مدل شده است. از تیرهای میانی برای انتقال وزن بالا رفته سکو به پایهها استفاده می شود. این تیرها سختی خمشی در اتصالات انتهایی خود ندارند. این نوع مدل سازی سبب می شود که وزن عرشه هیچگونه تاثیری بر روی لنگرهای خمشی پایه ها نداشته باشد. از تیرهای کناری برای انتقال سختی عرشه به پایهها استفاده می شود. این تیرها، قوطیای به ابعاد ۲۲ در ۱۱/۵ متر با ضخامت ۲۰ میلیمتر می باشند (تغییر شکل برشی این تیرها محدود شده است).

در زمان طوفان سیستم تثبیت برای کاهش لنگرهای پایه از کار افتاده و از سیستمهای هادی فوقانی و تحتانی استفادہ می شود؛ که طی گزارشهای دریافتی در حین برقراری شرایط طوفانی فقط هادیهای تحتانی در گیر هستند و کل لنگر بین عرشه و پایه از طریق این اجزاء انتقال می یابند. بر اساس مشخصات دریافتی از این سکو، سختی خمشی برای تیرهای کناری در محل اتصال آنها به پایه ها محاسبه شده است (این سختی بر اساس عمق بدنه، فاصله بين هادي.هاي فوقاني و تحتانی و مشخصات بدنه و پایه ها بدست آمده است). بر اساس مشخصات فوق الذكر، قابل ذكر است كه تیرها، المان های جانبی برای پی و خود پی ها فاقد جرم هستند. جرم پایه ها بر اساس مشخصات دریافتی و معادلسازی های استفاده شده در آنها، به صورت افزایش جرم در جرم مخصوص فولاد مدل شده است. جرم مربوط به پیها به صورت جرم متمرکز در قسمت تحتانی پایه ها مدل شده است (به دلیل یکنواخت نبودن جرم در سطح پی، وزن آن به صورت متمرکز

مدل شده است). اثر آب بر پاسخ سازه نیز به صورت جرم اضافی بر المانهای غوطهور در آب در نظر گرفته شده است.

رفتار فولاد به صورت خطی مدل شده است. میرایی مصالح فولادی بر اساس مدل رایلی به صورت ثابت برای بسامدهای اصلی لرزشی به اندازه ۵٪ در نظر گرفته شده است.

برای بهینه کردن زمان تحلیلها با توجه به بزرگ بودن حجم سازه طول المانها به اندازه ۵ متر برای عرشه و به صورت متغیر از ۱۰ (در بستر دریا) تا ۲/۵ (سطح تراز ایستابی) متر برای پایه انتخاب شده است تا افزون بر دارا بودن دقت لازم سرعت تحلیلها نیز افزایش یابد. شکل ۲ مدل اجزاء محدود سکوی مورد مطالعه را نشان می دهد.



شکل ۲- مدل اجزاء محدود سکوی مورد مطالعه

برای در نظر گرفتن بلندشدگی پی و پدیدههای غیرخطی آن (هندسی) از تحلیل برای تغییر شکلهای بزرگ بهره گرفته شده است.

۴-۲- مدلسازی پی

پی مورد استفاده در این سکو از نوع پی های منفرد<sup>۱</sup> می باشد و به شکل استوانه ای با قطر ۲۵ متر و بیشترین ارتفاع (در مرکز پی) حدود ۶ متر می باشد. برای مدل سازی دقیق شرایط تکیه گاهی سازه، از المان پوسته ای به عنوان پی معادل استفاده شده است، تا بتوان انعطاف پذیری یا صلبیت پی را نسبت به خاک زیر آن به طور واقعی مدل نمود. استفاده از این المان پوسته ای سبب شده است که پدیده هایی از جمله پوسته ای سبب شده است که پدیده هایی از جمله پوسته ای سبب شده است که پدیده هایی از جمله پوسته ای سبب شده است که پدیده هایی از مله رکت دورانی توام با بلندشدگی و حرکت لغزشی و پدیده ی تسلیم خاک در یک طرف و بلندشدگی پی در طرف دیگر قابل رویت در نتایج باشند. مش بندی این المان به صورت دایره ای می باشد. فواصل هر یک از دوایر از یکدیگر ۲/۵ متر است و تمامی خطوط شعاعی در زوایای ۱۰ درجه رسم شده است (شکل ۳).



شکل ۳- شکل پی و نحوه مش بندی آن

# ۴–۳– مدل سازی خاک

خاک مورد مطالعه در این تحقیق، خاک دانهای با زوایای اصطکاک متفاوت (بین ۲۰ تا ۳۰ درجه) در نظر گرفته شده است. با توجه به توضیحات بخش ۲ در این مطالعه از روش BNWF برای مدلسازی خاک استفاده شده است. این روش خاک را در دو بخش اصلی مدل سازی میکند: نخست مدل سازی خاک (فنرها و میراگرها)، دوم مدل سازی اندرکنش فیزیکی در برگیرنده پدیده بلندشدگی پی(المان میانی). برای مدل سازی خاک بصورت سه بعدی، خاک باید در دو جهت غیر وابسته به یکدیگر در صفحه افقی و جهت قائم موازی با راستای وارد آمدن وزن سکو، مدل شود.

در هر یک از این جهات یکسری فنرها و میراگرهایی که مبین مشخصات خاک هستند قرار می گیرند؛ براساس مدل مورد استفاده [۱۴]، این فنرها و میراگرها در راستای افقی به صورت خطی و در راستای قائم، فنرها به صورت غيرخطي مدل مي شوند. براي مدلسازی رفتار بلندشدگی پی از المانهای فصل مشترک خاک و پی که المان میانی نامیده می شوند، استفاده شده است. این المانها به صورت المانی غيرخطي و الاستيک با سختي فشاري بسيار بالا و مقاومت نامحدود و سختی کششی بسیار بالا با مقاومت بسیار کوچک در نظر گرفته شده است، که به صورت سری از یک سو به فنر غیرخطی نماینده خاک در راستای قائم و از سوی دیگر به پی متصل میگردد. در نظر گرفتن این رفتار سبب می شود که با کمترین نیروی کششی به خاک المان میانی جاری میشود و سختي خاک بر پي وارد نمي گردد ولي با رسيدن پي به نقطه آغاز و وارد آوردن فشار به مجموعه، المان مياني سختی بسیار بالای فشاری از خود نشان میدهد و سختی فشاری فنر غیرخطی خاک بر پی وارد می شود. نمودار تنش-کرنش المان میانی در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل ٤- منحني نيرو-تغيير مکان المان مياني

برای مدلسازی بصورت سری المان میانی و فنر غیرخطی قائم از یک گره میانی بین گره خاک و گره پی بهره برده شده است. با این دید، برای مدل کردن خاک در راستای قائم، زیر هر گره پی باید از ۲ گره بهره جست. همچنین برای مدلسازی در راستای افقی نیاز به ۲ گره و ۴ المان میباشد. در این مطالعه با

استفاده از یک المان، رفتار افقی و المان میانی<sup><sup>۸</sup></sup> مدل میشود و با استفاده از المان دیگر که به صورت سری قرار گرفته است، رفتار قائم مدل میشود (پس بجای ۶ المان و ۴ گره از ۲ المان و ۲ گره استفاده شده است). برای چنین مدل سازی، که استفاده از المان ها و نقاط را بهینه کرده است، میبایست گره میانی فقط در راستای افقی و گره خاک در راستای قائم بسته شود. شکل ۵ چیدمان قرارگیری المان های افقی و قائم روش JBNWF



شکل ٥- مجموعه المانهای خاک زیر هر نقطه پی

برای محاسبه مشخصات المانهای فوق الذکر نیاز به بدست آوردن پارامترهای خاک میباشد که در ادامه باختصار آمده است. برای محاسبهی مدول برشی خاک، Go، از رابطه (۱) برای ماسههای گردگوشه که توسط هاردین و ریچارد ارائه شده، استفاده شده است. به علت کرنشهای زیاد خاک، این مدول با استفاده از منحنیهای کاهش مدول برشی برای کرنشهای زیاد (شکل ۶) که توسط ادریس ارائه شده است، کاهش مییابد [۱۵].

$$G_o = 6908 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \overline{\sigma_o}^{0.5}$$
(1)

برای استفاده از این منحنی میبایستی کرنش خاک بدست آید. نشست نسبی المانهای خاک در هر تحلیل مشخص می شود از طرفی با دانستن عمق لایه خاک (با توجه به منحنیهای حباب تنش عمق لایه خاک زیر

پی حدود ۵۰ متر برآورد شده است تا تقریبا تنش ایجاد شده در سطح به ۱۰ درصد آن کاهش یابد) کرنش خاک بدست میآید ولی این روند با سعی و خطا تا رسیدن به کرنش واقعی ادامه مییابد.



برای استفاده از این منحنی میبایستی کرنش خاک بدست آید. نشست نسبی المانهای خاک در هر تحلیل مشخص میشود از طرفی با دانستن عمق لایه خاک زیر توجه به منحنیهای حباب تنش عمق لایه خاک زیر پی حدود ۵۰ متر برآورد شده است تا تقریبا تنش ایجاد شده در سطح به ۱۰ درصد آن کاهش یابد) کرنش خاک بدست میآید ولی این روند با سعی و خطا تا رسیدن به کرنش واقعی ادامه می یابد.

برای محاسبه سرعت موج برشی از رابطه (۲)، از جرم مخصوص خشک استفاده شده است و در نهایت این سرعت، ۴ درصد (طبق تحقیقات هاردین و ریچارد [18]) به سبب اشباع بودن خاک کاهش مییابد.

$$V_s = \sqrt{\frac{G_o}{\rho}} \tag{7}$$

با به کارگیری روابط (۳) تا (۸) در FEMA356، سختیهای قائم و جانبی فنرهای خاک که وابسته به مدول برشی و ضریب پوآسون خاک (که ۴/۰ فرض شده است) هستند، محاسبه شده است [۱۷].

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$$
 (°)

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$$
(\*)

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.55 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8 \right] \qquad (\Delta)$$

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$$
(%)

$$K_{XX,SUT} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$$
(Y)

$$K_{XX,SUT} = GB^3 \left[ 0.53 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51 \right] \qquad (\lambda)$$

از طرف دیگر با محاسبه ظرفیت باربری پی توسط رابطه مایرهوف [۱۸] قسمت افقی (کاملا خمیری) در منحنی فنرهای قائم بدست می آید، تمامی پارامترهای لازم برای بدست آوردن منحنی رفتار خاک (غیرارتجاعی دوخطی) در راستای قائم آمده است (شکل).



شکل ۷- منحنی سختی فنرهای قائم و جانبی خاک

درخصوص میرایی خاکهای ماسهای، ۳ سیستم میرایی در خاک وجود دارد؛ نخست میرایی مصالح که در برابر دیگر میراییهای خاک ناچیز است، پس از مدلسازی این میرایی چشمپوشی میگردد. دوم میرایی هیسترتیک که در چرخههای بارگذاری با توجه به رفتار فیرخطی خاک به طور خودکار مدل میشود. سوم میرایی تشعشعی که از رابطه گزتاس و دوبری استفاده شده است. این رابطه برای پیهای دایرهای به صورت زیر میباشد [۱۹]:

- نشریه مهنــدسـی د*ریــا* 

$$C_z = \rho V_{La} A_b , C_y = \rho V_s A_b$$
<sup>(9)</sup>

$$V_{La} = \frac{3.4}{\pi (1-\nu)} V_s \tag{(1.1)}$$

$$A_b = \pi B^2 \tag{11}$$

که در آن  $V_{La} V_b$  (مساحت سطح تماس پی با خاک) از روابط (۱۰) و (۱۱) بدست میآیند.

چیدمان شکل ۵ بعنوان یک المان نهایی خاک می باشد که زیر هر نقطه از پی (نقاط پررنگتر) که در شکل ۸ نشان داده شده است، قرار دارد. هر یک از این المانها دارای یک مساحت موثر می باشند، که براساس این مساحتها مشخصات آنها محاسبه شده است. این نقاط در هر ۲۰ درجه روی مدارهای دایرهای (شکل ۸) به پی متصل شده است. شکل ۹ کل فرآیند تعیین مشخصات المانهای خاک را نشان می دهد.



شکل ۸- محل قرارگیری المان های خاک

x(m) or y(m)





شکل ۹- دیاگرام نحوه بدست آوردن مشخصات المانهای خاک

#### ۴-۴- بارگذاری و برنامه جانبی

عمق آب در محل سازه مورد مطالعه ۱۵۰ متر در نظر گرفته شده است. ارتفاع موج طرح مورد استفاده در این مطالعه ۲۹ متر و پریود آن ۱۶ ثانیه است که با استفاده از روابط احتمالاتی موج، ارتفاع موج مشخصه  $H_s$ ، برای حالتی از دریا که متناظر با همین ارتفاع حداکثر باشد، ۱۶ متر و پریود آن ۱۴/۸ ثانیه بدست می آید.

بارگذاری بر روی مدل توسط یک برنامه ی جانبی که با استفاده از زبان برنامه نویسی VBA نوشته شده است، اعمال می شود. این برنامه بارگذاری موج را به دو صورت موج منظم تکفام و امواج نامنظم حالتی از دریا بر روی سازه برای زمان خواسته شده تولید می کند و با دریافت مشخصات خاک، مشخصات فنرها و میراگرهای مربوط به هر المان خاک را محاسبه می کند. همچنین با دریافت مشخصات پایهها و طول مش آنها (مش متغییر)، مش بندی پایهها و طول مش آنها (مش متغییر)، مش بندی پایهها را نیز انجام می دهد. سپس بارگذاری موج و مشخصات خاک و مش بندی است) اضافه نموده و این فایل ورودی را در محیط غیر گرافیکی ABAQUS اجرا می نماید.

بارگذاری موج برای دو حالت روش دوم بخش ۳ مورد بررسی قرار گرفته است. تئوری اصلی مورد استفاده برای موج تکفام (موج طرح) استوکس مرتبه ۵ میباشد و حالت دریای با امواج نامنظم، با استفاده از روش طیفی با بزرگی معین از طیف P-M شبیه سازی

میشود. بار موج در حالت های فوق برای واحد طول پایههای معادل محاسبه شده و در گرههای مش بندی اعمال می گردد.

با توجه به استفاده از پایه ی معادل، برای بدست آوردن NDP و  $C_m$  از روش معادل سازی در آئین نامه ی  $C_m$  استفاده شده است و ضریب  $C_{D}=0/1$  و  $C_m=0/000$  و  $C_m=0/0000$  در ادامه مورد استفاده قرار گرفته است.

با توجه به شکل ۱۰، نیروی موج می تواند در ۳ جهت ۱۸۰، ۲۱۰ و ۲۴۰ بر مدل اثر کند، ولی با توجه به اینکه بیشترین خروج از مرکزیت جرم عرشه در راستای طولی (محور تقارن) سکو بوده است، جهت ۱۸۰ درجه بحرانیترین جهت برای بررسی واژگونی این سکو می باشد. البته توجه به این نکته حائز اهمیت است که می باشد. البته توجه به این نکته حائز اهمیت است که به علت خروج از مرکزیت موجود در راستای عرضی، پاسخ هر یک از پایه ها متفاوت می باشد و نمی توان به علت این تقارن، سازه را دو بعدی مدلسازی نمود.



شکل ۱۰ - جهات موجود بارگذاری موج

# ۵- روند کلی تحلیلها

آنالیزها به دو دسته کلی زیر تقسیم میشوند:

- اثر موج تكفام
- اثر موج شبیه سازی شده از طیف برای حالت
  دریا با امواج نامنظم

هر یک از آنالیزهای فوق برای خاک با  $\phi=70^{\circ}$ ،  $\phi=70^{\circ}$  نیز انجام شده است. صحتسنجی بارگذاری و مدل با استفاده از نرمافزار SACS که یکی از نرم افزارهای تحلیل و طراحی سکوهای دریایی میباشد، انجام شده است [۲۰].

# ۶–نتایج تحلیلها

برای ارائه نتایج حاصل از تحلیل ها، قسمت هایی از سازه انتخاب شده است و رفتار این نقاط مورد بررسی قرار گرفته است. محل مورد بررسی برای پایه، عرشه و پی در شکل ۱۱ نمایش داده شده است.

# ۶–۱– مقایسه مدها

هدف از این قسمت بدست آوردن مدهای اصلی سازه با در نظر گرفتن رفتار خاک می باشد. با مقایسه های انجام شده در این قسمت می توان میزان صحت درنظر گیری پایهها به صورت مفصلی و گیردار را بررسی نمود. برای بدست آوردن این مدها در حالت در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، دو اصلاح می ایستی بر روی مدل صورت پذیرد: ۱) حذف رفتار غیرخطی در المانهای قائم خاک، ۲) حذف المانهای میانی؛ زیرا که آنالیز مودال یک آنالیز خطی میباشد و نباید عناصر دارای اثرات غیر خطی را در آن در نظر گرفت. پریودهای طبیعی سازه در هر ۳ حالت در آمده است. همانگونه که در جدول ۱ دیده می شود، تفاوت زمان تناوب مدهای اول در حالتهای پایه گیردار و مفصل بسیار قابل توجه است و با در نظرگرفتن اندرکنش با خاک اعدادی مابین این دو حالت است که حالت واقعى مىباشد؛ اين مفهوم به وجود آمدن يک میزان مشخصی گیرداری، در اثر مدل سازی خاک مىباشد.



۔ *نشر*یه مہنےدسے دریے







شکل ۱۱- شکل محل خروجیها در سازه و پی

جدول ۱ - پريود ٥ مد اول (بر حسب ثانيه)

پایه مفصلی	با در نظر گ <mark>ر</mark> فتن خاک	پایه گیردار	شماره مد
11/88	$V/ \cdot V$	۵/۴۸	١
11/84	٧/•۶	۵/۴۶	۲
٨/٨٩	۵/۴۶	۵/۱۵	٣
•/ <b></b> .	•/٧۴	۰/۶۸	۴
٠/٧۴	•/84	۰/۵۴	۵

# ۲-۶- رفتار سکو تحت اثر موج تکفام

تغییر مکانهای عرشه برای خاکهای متفاوت تحت اثر موج تکفام در شکل ۱۲ نشان داده شده است. کمترین تغییر مکان برای خاک با زاویه اصطکاک بیشتر است. در حالت ج، بایستی توجه داشت که ظرفیت باربری پی برای تحمل وزن خالی سازه و بار موج کافی

سال هفتم/ شماره ۱۴/ پاییز و زمستان ۹۰

است ولی به دلیل بلند شدگی قسمتی از پی در پایه ۱ و همچنین تسلیم خاک در زیر قسمتی از پی در دو پایه دیگر، این کاهش ظرفیت بابری سبب نشستهای زیاد در دو پی عقب و تغییر مکان های در حال افزایش در پایه ها و عرشه می شود و یک عدم پایداری را در سازه نشان میدهد.



شکل ۱۲- تغییر مکان بدنه در حالت موج تکفام

در شکل های ۱۳ تا ۱۵ منحنی تغییرمکان خاک با زمان، نيرو-تغييرمكان المان هاى خاك و تغيير مكان المان

میانی (مبین بلندشدگی پی) ملاحظه میشوند. از این نمودارها نشستهای ماندگار، بلندشدگی پی و حالت سایکلیک بودن رفتار پی و بار را میتوان استخراج نمود. در خاک با-φ=۳۰ منحنی نیرو-تغییر شکل کاملا خطی است ولی در دو خاک دیگر، رفتـار خمیـری پـی مشـهود است ولی چنانچه توجه شود، این رفتار به صورت حلقه های تو در تو تکرار نشده است، زیرا خـاک ماسـهای است و تحمل کشش ندارد. این منحنیها نشان میدهند که رفتار خمیری بیشتر در لبههای پی اتفاق افتاده است



شکل ۱۳- منحنیهای تغییر مکان خاک و المان میانی و نیرو-تغییر شکل خاک در خاک با φ=۳۰

با کاهش زاویه اصطکاک خاک، بلندشدگیهای موضعی در پی بیشتر میشوند. قسمتهای افقی در منحنیهای تغییرمکان خاک، بلندشدگی پی را نیز نشان میدهد. همانگونه که در منحنی های نیرو-تغییرمکان خاک در شکلهای ۱۴ و ۱۵ دیده میجشود المانجهای خاک پس از میزان معینی نیرو جاری شده و سپس در سیکل بعد دوباره درگیر میجشوند. این جاری شدن در هر سیکل (نشستججهای ماندگار) تا جایی ادامه دارد که نیروی ناشی از موج كمتر از ظرفيت كل المانججها شود (زيرا با افزايش تغییر مکان پی المانججهای وسط پی نیروی بیشتری را جذب مي كنند).

در این مطالعه (بر اساس شرایط اولیه مفروض) خاک با φ<۳۰، مرز ورود به رفتار خمیری خاک است، با این دید می توان گفت برای خاک های با زاویه اصطکاک بیشتر میتوان رفتار خاک را کاملا خطی در نظر گرفت. از طرفی دیگر φ<۲۵ باعث افزایش تغییرشکلها و در نهایت منجر به عدم پایداری سازه می شود. در صورتی که این نتیجه گیری بدون در نظر گرفتن اندر کنش خاک- سازه وجود ندارد.



شکل ۱٤- منحنیهای تغییر مکان خاک و المان میانی و شکل ۱۵- منحنیهای تغییر مکان خاک و المان میانی و نیرو-تغییرشکل خاک در خاک با φ=۲۵

نیرو-تغییرشکل خاک در خاک با ¢γ=۲

#### ۶-۳- رفتار سکو تحت اثر امواج نامنظم

به علت استفاده از روابط احتمالاتی و عدم استفاده از طیفهای واقعی، حالتی از دریای تولید شده دارای بلندترین موجی حدود ۲۳ متر (متوسط بیشترینها بین هر یک از پایهها) است، که از مقدار مورد استفاده در حالت موج تکفام کمتر است (چنانچه حتی ارتفاع بیشترین موج در یک حالتی از دریا نیز با موج تکفام مورد استفاده نیز برابر باشد، نیروی اعمالی از طرف آن حدود ۶۰ تا ۷۰ درصد حالت تکفام است). مدت زمان این حالتی از دریا مورد استفاده ۴۰۰ ثانیه است که قسمتی از یک حالتی از دریای ۲۰۰۰ ثانیهای میباشد. همانگونه که در شکل ۱۶ ملاحظه می شود، تغییرمکان بدنه در این حالت نسبت به موج تکفام کمتر بوده و در خاک با φ=۲۰، مشکل حادی برای سازه اتفاق نیفتاده است. تغییرمکانهای سازه با کاهش زاویه اصطکاک خاک افزایش یافته در خاک با φ=۳۰، به دلیل خطی عمل کردن خاک، تغییرشکلهای سازه نسبت به حالت تعادل خود تقريبا دارای تقارن است.











ج) خاک با ۲۰=0 شکل ۱٦- تغییر مکان بدنه در حالت موج حالتی از دریا

همانگونه که در شکل ۱۷ تا ۱۹ نشان داده شده است، رفتار خاک در خاک اول کاملا خطی و در بقیه فقط در لبه ها پی غیر خطی و در وسط نیز کاملا خطی میباشد. جز در حالت سوم، در هیچ یک از حالات بلندشدگی از پی دیده نمیشود. در منحنیهای نیرو-تغییرشکل نیز می توان رفتار غیر خطی المانها را ملاحظه نمود.





شکل ۱۷- منحنیهای تغییر مکان و نیرو-تغییر شکل خاک در خاک با ۹۰۳=φ

همانگونه که در منحنی های نیرو-تغییرمکان خاک در شکلهای ۱۸ و ۱۹ دیده می شود المان های خاک پس از میزان معینی نیرو جاری شده و سپس در سیکل بعد دوباره درگیر می شوند. این جاری شدن در هر سیکل تا جایی ادامه دارد که نیروی ناشی از موج کمتر از ظرفیت کل المان ها شود.

در خاک با ۲۰=φ ، دو نشست ناگهانی (پیک های موج در حالتی از دریا) در خاک دیده میشود که البته سازه را دچار ناپایداری نمی کند. نکته قابل توجه نسبت به حالت قبل این است که، تغییر شکل نسبی خاک در این حالت بسیار کمتر از حالت قبل میباشد. پس می توان گفت که هر سه حالت خاک برای این نوع بارگذاری تقریبا جواب های قابل قبولی دارند.

#### ۶–۴– مقایسه موج تکفام با امواج نامنظم

در این بخش پاسخ سازه در دو حالت موج تکفام و دریای نامنظم باهم مقایسه شده است تا اثرات نوع بارگذاری مورد بررسی قرار گیرد. برای اینکه مقایسهای صحیح صورت گرفته باشد می بایستی حداکثر ارتفاع موج در هر دو حالت بارگذاری باهم برابر باشند. بدین سبب سازه تحت اثر بارگذاری جدیدی با ارتفاع موج تکفام ۲۳ متر مورد تحلیل قرار گرفته است. این ارتفاع موج جدید در واقع بیشترین ارتفاع موجی است که در حالت امواج نامنظم رویت شده است.

شکل ۲۰ تغییرمکان عرشه را برای دوحالت بار گذاری و زوایای متفاوت خاک نشان داده است که ملاحظه می شود تغییر مکان ها در حالت تکفام کماکان بیشتر از امواج نامنظم است.



شکل ۱۸ - منحنیهای تغییرمکان و نیرو-تغییر شکل خاک در خاک با ۲۵=0







8-۵- واژگونی

به علت تغییرات زیادی که در وزن این سکوها بر اساس ماهیت عملکردی آنها می توان داد، و از طرفی

افزایش نیروی موج در اثر تغییر شرایط جـوی در نقـاط عملکردی متفاوت این سکوها، اثر واژگونی سکو در اثر موج مورد بررسی قرار گرفته است. برای بررسی آستانه واژگونی، میبایستی نیروی واژگون کننده را تا زمانی افزایش دهیم که ضریب اطمینان واژگونی کمتر از واحد شود و یا به عبارت دیگر بلندشدگی در پایههای سازه دیده شود. از طرفی واژگونی را میتوان به جای افزایش نيروى واژگون كننده با كاهش نيروى مقاوم بررسى كرد. در این قسمت از روش دوم استفاده شده است. در ایـن حالت وزن بدنه (۱۸۰۰۰ تن) در هر تحلیل ۲۰۰۰ تن کاهش می یابد، تا زمانی که به ۱۲۰۰۰ تن برسیم. دلیل اینکه از این میزان بیشتر کاهش داده نشده است، عدم واقعبينانه بودن مسئله مىباشد. در تئورى مى توان تا صفر نیز کاهش داد، ولی در واقعیت برای این کاهش می توان حدی قائل شد. با بررسی نیروی داخل پایهها، می توان این آستانه را مشخص نمود.

در شکل ۲۱ نیروی داخل پایه یک برای هر یک از حالات خاک و موج آمده است. با کاهش جرم عرشه، بار آستانه واژگونی دست یافته نشد. این نتایج به این معنی است که امکان واژگونی در این سکو بسیار کم است و هیچ یک از پایه ها نمیتواند به طور کامل از زمین بلند شود. البته بایستی به این نکته توجه داشت که در اکثر تحلیل ها قسمتی از پی (شکل ۲۲) بلند شده است بلندشدگی موضعی ناشی از بار وارده). این بلندشدگی موضعی را میتوان به دو قسمت تقسم کرد: ماندگار. در پاسخ ماندگار تفاوت این بلندشدگی در حدود میباشد و بلندشدگی سکوی سبکتر بیشتر درصد میباشد و بلندشدگی سکوی اوزن کمتر تا است ولی در پاسخ گذرا بلندشدگی سکو با وزن کمتر تا ماست ولی در پاسخ گذرا بلندشدگی سکو با وزن کمتر تا













ب)موج حالتی از دریا



شکل ۲۱- نیروی موجود در پایه ۱ برای هر یک از حالات خاک و موج



شکل ۲۲- شمایی از بلندشدگی موضعی پایه ۱ در حالت موج تکفام و وزن ۱۲۰۰۰ تن

#### ۷ – نتیجهگیری

در این مقاله روشی مناسب برای تحلیل اندرکنش سکوهای خودبالارو و خاک بستر دریا تحت اثر امواج دریا ارائه شده است. یافتههای به دستآمده در این مطالعه را می توان به صورت زیر دستهبندی نمود: ۱) مدلسازی پی در ابعاد واقعی و همچنین در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی- خمیری در خاک های دانهای، باعث شده است که: الف) در خاکهای با زاویـه ی اصطکاک کمتر، رفتـار خمیری در کرنشهای کمتری اتفاق میافتد، این امر سبب افزایش تغییر مکانها در تراز بدنه میشود. ب) رفتار خمیری خاک، در سیکل های متوالی باعث ایجاد نشستهای ماندگار و غیریکنواخت در زیر هر یک از پايەھا مىشود. ۲) با افزایش زاویهی اصطکاک خاک، تغییرمکان در تراز بدنه کاهش می یابد. این امر به سبب رفتار خطی خاک است. از طرفی دیگر این رفتار لزوم درنظر گرفتن اندرکنش را کاهش می دهد. ۳) مقایسهی دو نوع بار گذاری متفاوت ارائه شده، نشان می دهد که در حالت دریای نامنظم، نیروهای اعمالی به سازه نسبت به موج تکفام متناظر با موج حداکثر آن حالت دریا، کمتر است و رفتار غیرخطی خاک نیز بدليل اين كاهش نيرو، كاهش مي يابد.

۴) در تحلیلهای مرسوم، انتهای پایهها را گیردار یا مفصلی درنظر میگیرند. پریود سازه در این دو حالت، بسیار متفاوت است. در نظر گرفتن اندرکنش خاک، پریود سازه را نیز تغییر میدهد و این پریود مابین دو حالت فوق می باشد و بسته به سختی خاک و ابعاد پی تغییر می کند.

۵) بر اساس نتایج ارائه شده در تحلیلهای واژگونی، این سکوها دارای ضریب ایمنی بالایی در برابر واژگونی می باشند و در صورت وجود ابعاد کافی پی ها واژگونی این سکوها، حتی با در نظر گرفتن رفتار خاک، نادر است. البته در اکثر تحلیل ها قسمتی از پی بلند شده است (بلندشدگیهای موضعی ناشی از بار وارده).

#### کلید واژگان

1-Spud can
 2-Monochrome
 3-Sea state
 4-Hyper Plasticity
 5-Beam on Nonlinear Winkler Foundation
 6-Deterministic Spectral Amplitude
 7-Nondeterministic Spectral Amplitude
 8-Gap Element

#### ۸- مراجع

1-Williams, M.S., Thompson, R.S.G., Houlsby, G.T., (1998), Non-Linear Dynamic Analysis of Offshore Jack-Up Units, - نشریه مهنــدسـی د*ریــا* 

Soils, Geotech. Eng., ASCE, Volume 110, Issue 1, Pages 20-40.

11-Yegian, M., Wright, S., (1973), Lateral resistance Displacement Soil -Relationships for Pile Foundations in Soft Clays, Proc. 5th Offshore Technology Conf., OTC 1893, Houston, Volume 2, Pages 663-676.

12-Goda, Y., (1985), Random Seas and Design of Maritime Structures, University of Tokyo Press.

13-Chakrabarti, S.K., (1987), Hydrodynamics of Offshore Structures, CBI Industries.

14-Harden, C., Hutchoinson, T., et al, Numerical Modeling of the (2005),Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundation, PEER Reports 2005/04.

Foundation 15-Canadian Engineering Manual (4th edition), (2006), Canadian Geotechnical Society.

16-Hardin, B.O., Richard, Jr., (1963), Elastic Wave Velocities In Granular Soils, Journal of Mechanics and Foundations Div., ASCE, Volume 89, Pages 33-65.

17-Nehrp Guidelines Seismic for the **FEMA** Rehabilitation of Building, Publication 356, (2000), Washington D.C.

J.E., 18-Bowles, (1997), Foundation Analysis and Design (5th edition), The McGraw-Hill Companies.

19-Zhang, J., Tang, Y., (2007), Radiation Damping of Shallow Foundation on Nonlinear Soil Medium, Proc. 4th international Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, paper 1150.

20-Structural Analysis Computer System (SACS), Engineering **Dynamics** Incorporated (EDI), Bentley Sustaining Infrastructures.

Computers and Structures, Volume 69, Issue 2. Pages 171-180.

2-Williams, M.S., Thompson, R.S.G., Houlsby, G.T., (1999), A Parametric Study of the Non-Linear Dynamic Behavior of an Offshore Jack-Up Unit, Engineering Structures, Volume 21, Issue 5, Pages 383-394.

(1999),3-Cassidy, M.J., Non-Linear Analysis of Jack-Up Structures Subjected to Random Waves, Thesis of PhD at the University of Oxford.

4-Howarth, M., Dier, A., Jones, W., Hunt, R.J., (2004), Jack-Up Response to Wave-In-Deck Loads During Extreme Storms, Marine Structures, Volume 17, Issue 3-4, Pages 275-290.

5-Nataraja, R., Hoyle, M.J.R., Nelson, K., Smith, N.P., (2004), Calibration of Seabed Fixity and System Damping from GSF Magellan Full-Scale Measurements, Marine Structures, Volume 17, Issue 3-4, Pages 245-260.

6-Bienen, B., Cassidy, M.J., (2006), Advances in the Three-Dimensional Fluid-Interaction Structure-Soil Analysis of Jack-Up Structures, Offshore Marine Structures, Volume 19, Pages 110-140.

7-Vlahos, G., Cassidy, M.J., Byrne, B.W., (2006), The Behaviour of Spudcan Footings on Clay Subjected to Combined Cyclic Loading, Applied Ocean Research, Volume 28, Issue 3, Pages 209-221.

8-Allotey, N., El Naggar, M.H., (2008), An Investigation into the Winkler Modeling of the Cyclic Response of Rigid Footings, Soil Dynamics and Earthquake Eng., Volume 28, Issue 1, Pages 44-57.

9-Winkler, E., (1876), Die Lehre von der Elastizitat und Festigkeit, Verlag.

10-Gazetas, G., Dobry, R., (1984), Horizontal Response of Piles in Layered

۱۷