

EXTENDED ABSTRACT

Evaluation of the Nonlinear Response of a Single Pile Embedded in Sand Using Numerical Simulation

Navid Hasanpouri Notash^a, Rouzbeh Dabiri^{b,*}, Masoud Hajialilue Bonab^c, Larissa Khodadadi^d, Fariba Behrouz Sarand^b

^a Ph.D. of Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran

^b Associate Professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran

^c Professor, Departement of Geotechnical Engineering, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran ^d Assistant Professor, Department of Electrical Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad university, Tabriz, Iran

Received: 21 September 2023; Reviewed: 04 September 2024; Accepted: 24 December 2024

Keywords:

Pile, Interface element, Effective shear strain, Implicit and explicit solver, Abaqus.

1. Introduction

The performance of laterally loaded piles is one of the most critical issues in geotechnical engineering. The behavior of laterally loaded piles can be evaluated using 3D analysis. Although 3D analysis can accurately model the pile-soil interaction, it is used less than other methods (for example, the p-y approach, plane strain approach, etc.) due to increasing computational cost. In the literature, a comparison of 2D and 3D pile response with lateral loading has been studied. Boundary conditions of the pile head (free head and fixed head) and the ratio of buried length to the diameter (L/d) can significantly affect the accuracy of two-dimensional results. In the present study, the nonlinear performance of a single pile embedded in one layer of sand with a relative density of 40% has been evaluated using Abaqus v.6.14 under plane strain conditions and compared with experimental results. The primary objective of the present study is to enhance the precision of the two-dimensional model in predicting the pile response.

2. Methodology

To evaluate the accuracy of numerical modeling in predicting the seismic response of a single pile embedded in sand, the centrifuge test conducted by Gohl (1991) was used. In general, for the process of dynamic modeling, (1) proper definition of the interface element between the soil and structure, (2) consideration of Young's modulus variations with depth for the soil layer (or layers), (3) proper estimation of soil equivalent linear (EQL) modulus for dynamic analysis (for elastic-perfectly plastic constitutive models), (4) soil constitutive model, (5) type of numerical solution (i.e., explicit or implicit), (6) damping assigned to the model and, (7) boundary conditions used in the model have significant effects on simulation results, which have been evaluated in the following sections, respectively.

Publisher: Vice Chancellery for Research & Technology, University of Tabriz https://doi.org/10.22034/CEEJ.2024.58537.2287



Online ISSN: 2717-4077

* Orcid Cod Corresponding Author: 0000-0002-1807-1945

E-mail addresses: stu.navid_hasanpouri@iaut.ac.ir (Navid Hasanpouri Notash), rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir (Rouzbeh Dabiri), hajialilue@tabrizu.ac.ir (Masoud Hajialilue Bonab) Lkhodadadi@iaut.ac.ir (Larissa Khodadadi), sarand@iaut.ac.ir (Fariba Behrouz Sarand).

2.1. Interface element

The present study used the thin layer element for the pile-soil interaction. The thickness of the thin-layer element was considered 100 mm (about 17% of the pile diameter). The peak friction angle of the interface element was determined based on Subba Rao et al. (1998) from Equation (1).

$$\frac{\delta_{\rho}}{\varphi_{\rho}} = 1 - 0.8 exp^{m} (-15 R^{0.54})$$
(1)

Where δ_p is the peak friction angle of the interface element, ϕ_p is the peak friction angle of the sand, and R is the relative roughness determined from the following equation:

$$R = \frac{R_a}{D_{av}} \tag{2}$$

Where R_a is the average roughness, and D_{av} is the weighted average particle size of sand.

2.2. Consideration of Young's modulus variation with depth for soil layer

In the finite element model, the stiffness of the soil was considered to vary with depth. A common technique is dividing the desired soil layer into several sub-layers and assigning stiffness corresponding to the expected mean stress developed in the middle of each sub-layer. According to Hashash et al. (2020), for site response analysis conducted in the time domain, it is appropriate to divide the soil profile so that the maximum frequency of all sub-layers is the same and greater than 30 Hz. This methodology has been employed in the current study to divide the soil layer into multiple sub-layers.

2.3. Use of soil equivalent linear characteristics (EQL) for dynamic analysis (for elastic-perfectly plastic constitutive models)

Schnabel et al. (1972) suggested that the effective shear strain of the soil can be considered as 65% of the maximum shear strain (i.e., $\gamma_{eff} = 0.65\gamma_{max}$). According to Kagawa and Kraft (1980), the average shear strain of the soil around the pile can be expressed as a function of the relative lateral displacement of the pile. On the other hand, according to Yoshida et al. (2002), the effective shear strain of the soil can be determined from the zero-cross approach. In the present study, the accuracy of both approaches, proposed by Schnabel et al. (1972) and Yoshida et al. (2002), has been evaluated to determine the required Young's modulus for dynamic analysis.

2.4. Soil constitutive model

In this study, three constitutive models were used for Nevada sand: Mohr-Coulomb (MC), Drucker-Prager (DP), and Drucker-Prager/Cap (MDPC). It should be noted that the hydrostatic compression curves of Nevada sand, which are required in the MDPC model, were obtained based on the Vallejos (2008) model for different sub-layers. Plane strain condition is commonly used in geotechnical analyses. Therefore, the constitutive model parameters are often matched to obtain the same flow and failure response in plane strain conditions (Hibbitt et al., 2000). In the present study, the Drucker-Prager model parameters (*i.e.*, β , d, and ψ_{DP}) were matched with the Mohr-Coulomb model parameters (*i.e.*, ϕ , c, and ψ_{MC}) under the plane strain condition.

2.5. Type of numerical solution (Abaqus solvers)

Abaqus has two solvers, Abaqus/Standard, and Abaqus/Explicit. This study evaluated the accuracy of Abaqus solvers in predicting the pile-soil-superstructure system response.

2.6. Damping of the system

In the present study, the average value obtained from Darendeli (2001) and Menq (2003) was used to determine the small-strain damping of Nevada sand. Also, the combination of the mass and stiffness proportional damping was considered. In this way, the Rayleigh damping coefficients α and β were calculated for the two modes ω_i and ω_j , which showed the highest mass contribution from the frequency analysis. Rayleigh damping coefficients were considered to vary with depth.

2.7. Boundary conditions for dynamic analysis

In Abaqus software, infinite elements (INF) and multi-point constraints (MPCs) can be used to simulate dynamic boundary conditions. The present study evaluated the effect of lateral boundary conditions in two ways: using infinite elements along with MPC constraints (INF+MPC) and using only MPC constraints (MPC).

3. Results and discussion

Fig. 1 shows a comparison between the bending moment distribution obtained in the present study with the experimental results and the 3D analyses conducted by Wu and Finn (1997) and Rahmani et al. (2018). Based on this figure, considering the essential factors mentioned earlier, the 2D analysis method has accurately simulated the seismic response of the pile and provided reliable results.



Fig. 1. Comparison of the measured and computed bending moment distribution for the single pile at $t=t_{d,max}$.

4. Conclusions

Based on the present study, it is recommended that in cases where acceleration time history is applied at the base of the model in Abaqus, infinite elements be used with MPC constraints instead of using infinite elements alone for lateral boundaries to overcome leakage of excitation energy. On the other hand, the simultaneous use of MPC constraints and infinite elements (*i.e.*, INF+MPC) has provided a suitable wave propagation simulation in the numerical model compared to the case where only MPC constraints are used for the lateral boundaries. The main drawback of the Mohr-Coulomb (MC) model for the INF+MPC case was an increase in model run time. Therefore, the Drucker-Prager (DP) model can be a suitable alternative to the MC model if its parameters are correctly matched under the plane strain condition. Based on the results, the thin-layer element could properly simulate the pile-soil interaction behavior. Accurately predicting effective shear strain is crucial for correctly estimating soil modulus in dynamic analysis. In finite element analysis employing elastic-perfectly plastic constitutive models, the zero-cross method is recommended to determine the effective shear strain in cases where the maximum shear strain exceeds 1%. Otherwise, Schnabel et al. (1972) approach can be used with acceptable accuracy. According to the results, the implicit solver has higher accuracy than the explicit solver in estimating the pile response. The implicit solver is recommended if the dynamic analysis has no convergence problem (or computational costs).

ارزیابی پاسخ غیرخطی شمع منفرد مدفون در ماسه با استفاده از شبیهسازی عددی

نوید حسن پوری نوتاش¹، روزبه دبیری^{*2}، مسعود حاجیعلیلوی بناب³، لاریسا خدادادی⁴، فریبا بهروز سرند⁴

¹ دکتری مهندسی عمران- ژئوتکنیک، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز ² دانشیار گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز ³ استاد گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز ⁴ استادیار گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز ⁵ استادیار گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز

دريافت: 1402/6/30، بازنگرى: 1403/6/14، پذيرش: 1403/10/4، نشر آنلاين: 1403/10/4

چکیدہ

S. Themil

ارزیابی عملکرد شمع در برابر بارگذاریهای لرزهای یکی از مسائل مهم در مهندسی ژئوتکنیک بهشمار میرود. رویکردهای مختلفی در ارزیابی این عملکرد مورد استفاده قرار می گیرند که میتوان به رویکردهای پیوسته و گسسته اشاره نمود. هدف مطالعه حاضر بررسی عوامل تأثیرگذار در دقت شبیهسازیهای دوبعدی سیستم شمع - خاک- روسازه تحت ارتعاش زلزله است. ضرورت انجام این بررسیها بهبود دقت تحلیلهای دوبعدی بهمنظور کاهش هزینههای محاسباتی است. مطالعات نشان دادهاند که شبیهسازی مناسب المان فصل مشترک و مدل رفتاری مورداستفاده برای خاک تأثیر بهسزایی در تخمین دقیق پاسخ شمع بر عهده دارند. بهبود مدلهای رفتاری الاستیک- پلاستیک کامل (مانند مور - کولمب و دراکر - پراگر) در تحلیلهای دینامیکی نیز موضوع مهم دیگر است. در این زمینه، تخمین دقیق مدول نظیر کرنش برشی مؤثر در تحلیل دینامیک حائز اهمیت است. در مطالعه حاضر اثر این پارامترها در پیشبینی هرچه دقیق تر پاسخ لرزهای شمع بهصورت دوبعدی با استفاده از نرمافزار Babay مورد ارزیابی قرار گرفته و با نتایج تجربی گزارش پارامترها در پیشبینی هرچه دقیق تر پاسخ لرزهای شمع بهصورت دوبعدی با استفاده از نرمافزار Babay مورد ارزیابی قرار گرفته و با نتایج تجربی گزارش شده از آزمون سانتریفیوژ مقایسه شده است. بر اساس نتایج، تحلیل دوبعدی با استفاده از نرمافزار Babay مورد ارزیابی قرار گرفته و با نتایج تجربی گزارش نید در حالی است که میزان خطا در تخمین بیشینه جابه جایی شمع در بهترین حالت حدود 15⁴ بهدست آمد. این نتیجه نشان می دهد که اگرچه تحلیل این در حالی است که میزان خطا در تخمین بیشینه جابه جایی شمع در بهترین حالت حدود 15⁴ بهدست آمد. این نتیجه نشان می دهد که اگرچه تحلیل دوبعدی با درنظر گرفتن موارد پیشنهاد شده در مطالعه حاضر توانست دقت بالایی در تخمین بیشینه لنگر خمشی شمع ارائه دهد، اما تحلیل سه بعدی

كليدواژدها: شمع، المان فصل مشترك، كرنش برشي مؤثر، حل گر ضمني و صريح، Abaqus.

1– مقدمه

عملکرد شمعهای با بارگذاری جانبی از گذشته تا به امروز یکی از موضوعات مهم در زمینه مهندسی ژئوتکنیک بهشمار میرود. رفتار شمعهای با بارگذاری جانبی را میتوان بهصورت دقیق با استفاده از تحلیل سهبعدی مورد ارزیابی قرار داد. اگرچه تحلیل سهبعدی توانایی مدل کردن دقیق اندرکنش شمع - خاک را دارد، اما در عمل بهدلیل افزایش هزینه محاسباتی (وقت گیر بودن حل مسئله) کمتر از سایر روشها (بهعنوان مثال رویکرد y-q

ادبیات فنی مقایسهای از نتایج تحلیل دوبعدی و سهبعدی شمع با بارگذاری جانبی، مورد مطالعه قرار گرفته است (Ali و همکاران Hazzar و همکاران، 2019؛ Andreotti و Calvi. 2021). بنابراین، پیدا نمودن راهکار سادهای که بتواند عملکرد شمعهای جانبی را با دقت مناسب مورد بررسی قرار دهد، یک مسئله مهم بهشمار میآید.

Ali و همکاران (2016)، شمع منفرد تحت بارگذاری سیکلی افقی با نسبت طول دفنشدگی به قطر (L/d) در حدود 17 را بهصورت دوبعدی شبیهسازی کردند و نشان دادند که شرایط

ناشر: معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه تبریز شاپا الکترونیکی: 4077-2717

نویسنده مسئول؛ شماره تماس:09141161400

https://doi.org/10.22034/CEEJ.2024.58537.2287

 \odot \odot

* Orcid Cod Corresponding Author: 0000-0002-1807-1945

آدرس ایمیل: stu.navid_hasanpouri@iaut.ac.ir (ن. حسنپوری نوتاش)، rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir (ر. دبیری)، hajialilue@tabrizu.ac.ir (م. حاجی علیوی)، lkhodadaii@iaut.ac.ir (ل. خدادادی)، sarand@iaut.ac.ir (ف. بهروزسرند).

کرنش مسطح جابهجایی سرشمع را در حدود 50% بیشتر از مشاهدات تجربی تخمین میزند. این در حالی است که بیشینه لنگر خمشی بهدست آمده از تحلیل دوبعدی شمع تقریباً با مشاهدات تجربی برابر بود. در مقابل، پروفیل لنگر خمشی در تحلیل دوبعدی در مقایسه با نتایج تجربی کمتر تخمین زده شده بود. لازم بهذکر است، رفتار شمع در مطالعه Ali و همکاران (2016) به صورت الاستیک خطی فرض شده بود. از سویی دیگر، تحلیلهای دوبعدی شمعهای با نسبت طول دفن شدگی بهقطر در حدود 6 (Hazzar و همكاران، 2019) و Andreotti و Calvi، 2021)، نشان دادهاند که تحلیل شمع در شرایط کرنش مسطح تخمین دست بالایی از تغییر شکل جانبی و لنگر خمشی شمع در مقایسه با تحلیل سهبعدی، ارائه میدهد؛ بنابراین، شرایط مرزی سرشمع (سر آزاد و سر گیردار) و همچنین طول دفن شدگی به قطر شمع (L/d) میتواند تأثیر بهسزایی در میزان اختلاف بین نتایج تحلیلهای دوبعدی و سهبعدی داشته باشد. در نظر گرفتن رفتار غیرخطی برای شمع نیز عامل مهم دیگر در میزان دقت شبیهسازیهای عددی به حساب می آید (Vitharana، 1997؛ Andreotti , 2021 Calvi

مطابق با پژوهش Vitharana (1997) در نظر گرفتن رفتار غیرخطی برای شمع باعث افزایش قابل ملاحظه تغییر شکل شمع شده و توزیع لنگر خمشی و عکسالعمل بستر در طول شمع را تغییر میدهد. به این صورت که در هر دو شمعهای سر- آزاد و سر- گیردار مقادیر لنگر خمشی و عکسالعمل بستر برای شمع خطی بیشتر از شمع غیرخطی به دست آمدهاند. فرض رفتار خطی برای شمع زمانی که جابهجایی جانبی کمتر از جابهجایی تسلیم (Δy) باشد، معتبر است.

Andreotti و Calvi (2021) نشان دادند که اگر شمع-ستون با قطر بزرگ (1/8 متر) وارد فاز پلاستیک گردد، در نظر گرفتن رفتار الاستیک خطی برای سازه (شمع-ستون)، با وجود در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک هم بهطور قابل ملاحظهای تخمین دست بالایی از ظرفیت بار جانبی مدل در شرایط دوبعدی ارائه میدهد. این در حالی است که رفتار غیرخطی برای خاک و همچنین شمع- ستون نتایج قابل اعتمادتری در شرایط دوبعدی مام دیگر در به حداقل رساندن اختلاف نتایج تجربی با شبیه-موارد از تحلیل سهبعدی جهت شبیه سازی لرزهای شمع استفاده میگردد، بااین حال کاهش هزینه های محاسباتی در تحلیل مهبعدی همواره مورد توجه پژوه شگران بوده است (2023).

بهمنظور کاهش هزینههای محاسباتی میتوان از رویکردهای تئوری نیز جهت تخمین بیشینه لنگر خمشی مقطع شمع استفاده

نمود (Hasanpouri Notash و همکاران، 2024). در مطالعه حاضر عملکرد غیرخطی شمع منفرد مدفون در یک لایه ماسه با تراکم نسبی 40% با استفاده از نرمافزار Abaqus v.6.14 (2014c ،Dassault Systèmes) در شرایط کرنش مسطح مورد ارزیابی قرار گرفته و با نتایج تجربی مقایسه شده است.

2- توصيف آزمون سانتريفيوژ

بهمنظور ارزیابی میزان دقت مدلسازی عددی در پیش بینی پاسخ لرزهای شمع منفرد مدفون در ماسه، از آزمون سانتریفیوژ انجام گرفته توسط Gohl (1991) استفاده شد. آزمون در شتاب سانتریفیوژی برابر با 60g انجام گرفته بود (یعنی؛ 60 N = 6).

شکل (1)، مربوط به آزمون سانتریفیوژ شماره 12 این مطالعه است. در این آزمون، Gohl پاسخ لرزهای شمع منفرد را در یک لایه ماسه خشک نوادا (120) با ضخامت 12 متر، نسبت تخلخل اولیه 7770 (ماسه شل) و تراکم نسبی 40% مورد بررسی قرار داد. شکل (2) نیز تاریخچه زمانی شتاب اعمالشده به کف مخزن و طیف دامنه فوریه این رکورد را در آزمون شماره 12 نشان میدهد. همان طور که ملاحظه می گردد، بیشینه شتاب این رکورد در حدود 0/15g و فرکانس غالب رکورد نیز در حدود 1/1 هرتز بوده است.

با درنظرگیری رفتار غیرخطی برای خاک و همچنین شمع-ستون، می توان به نتایج قابل اعتمادتری در شرایط دوبعدی دستیافت. متأسفانه، اطلاعاتی در مورد خواص غیرخطی شمع فولادی ضدزنگ مورد استفاده در آزمون سانتریفیوژ Gohl (1991) در دسترس نیست. لازم بهذکر است، مقدار ظرفیت لنگر خمشی پلاستیک شمع در آزمون سانتریفیوژ مشابه شمع لوله توخالی آلومینیومی مورد استفاده در آزمون میز لرزه Gohl (1991)، برابر *Zp* فرض شد. بر اساس رابطه *σy=My/Zp* که *σy=My/Zp* که *σy=My/Zp* که *my=*1296 (kN-m) مدول پلاستیک مقطع است، تنش تسلیم مقطع در مطالعه Gohl (1991) حدود 280 مگاپاسکال بهدست آمد. این مقدار محاسبه شده برای *σ*_y براساس Eurocode 3 (2006) مشابه فولاد ضدزنگ از نوع آستنیتی با درجهبندی 1/4406 میباشد. چگالی برای این نوع فولاد ضدزنگ را میتوان 8000 کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفت (BS EN 10088-5، 2009). مشخصات شمع در جدول (1) ارائه شده است. برای طراحی سازهای توصیه شده است که مقدار مدول الاستیسیته 200 گیگاپاسکال و نسبت پواسون برابر با 0/3 برای تمامی فولادهای ضدزنگ استفاده شود (Afshan و همکاران، .(2017



شکل 2- مشخصات رکورد ورودی در آزمون سانتریفیوژ Gohl (1991): الف) تاریخچه زمانی شتاب، ب) طیف دامنه فوریه

جدول 1- مشخصات شمع لولهای فولادی ضدزنگ در مطالعه Gohl (1991)

مقدار	واحد	پارامتر
8000	kg/m³	چگالی (م)
2×10^5	MPa	مدول يانگ (E)
0/3	-	نسبت پواسون (٧)
280	MPa	تنش تسلیم (fy)
580	MPa	تنش نهایی (f _u)

3- مدلسازی عددی آزمون سانتریفیوژ

در مطالعه حاضر آزمون سانتریفیوژ شماره 12 از Gohl (1991) با استفاده از نرمافزار المان محدود Abaqus بهصورت کرنش مسطح (دوبعدی) شبیهسازی شد. در این حالت، بهمنظور درنظر گیری اثر سطح مقطع در پاسخ لرزهای از المان تیر (B21) برای شمع استفاده شد. نرمافزار Abaqus از قابلیتهای فراوانی در تعریف اتصال و المان فصل مشترک بین دو محیط برخوردار است

و در حالت کلی این توانایی را دارد که تمام رویدادهای موجود در مرز دو محیط را مدلسازی نماید. بااینحال، المان تیر در اندرکنش بسیار محدود است. با المان تیر غالباً اندرکنش بهصورت قید ناحیه مدفون¹ معرفی میشود؛ بنابراین، در مطالعه حاضر بین خاک و شمع نیز از قید ناحیه مدفون استفاده شد. بااینحال، با استفاده از ناحیه مدفون تمامی درجات آزادی المان فصل مشترک در فصل مشترک خاک- شمع گرهخورده میشوند² که ممکن است بیانگر رفتار درستی از شمع در حضور بارهای وارده نباشد؛ بنابراین، راهکار مناسب بهمنظور مدل سازی اندرکنش خاک - شمع استفاده از المان فصل مشترک نازک است که در بخشهای بعد مورد بررسی قرار گرفته است.

مقدار جرم وارد بر سرشمع در مطالعه Gohl (1991)، مطابق شکل (1)، 5321 کیلوگرم (وزن معادل با 522 کیلونیوتن) بود. در مدلسازی انجام گرفته در نرمافزار Abaqus، جرم متمرکز با اعمال جرم نقطهای برروی سرشمع درنظر گرفته شد. بهمنظور اطمینان از پیوستگی مناسب جرم متمرکز با شمع، بین جرم متمرکز و شمع از قید Tie استفاده گردید. به این منظور، در این قید شمع بهعنوان سطح مبنا (اصلی)³ و جرم نقطهای تعریف شده روی سرشمع بهعنوان سطح پیرو⁴ انتخاب شد. با معرفی این قید اجازه لغزش میان جرم نقطهای و سرشمع داده نخواهد شد. بهمنظور نشان دادن صلبیت روسازه می توان از اینرسی دورانی⁵ نیز Dassault Systèmes). ممان اینرسی جرمی برای جرم متمرکز براساس Gohl (1991) برابر با (kg-m²) کا321 در Abaqus تنظیم شد. در حالت کلی، در فرایند مدل سازی دینامیکی باید به مواردی ماند:

الف) تعريف مناسب المان فصل مشترك بين خاك- سازه،

ب) در نظر گرفتن مدول یانگ متغیر با عمق برای لایه (لایههای) خاک،

پ) تخمین مناسب مشخصات معادل خطی (EQL)⁶ خاک برای گام دینامیکی (برای مدلهای رفتاری الاستیک - پلاستیک کامل)،

ت) مدل رفتاری خاک، ث) نوع حل عددی معادلات حرکت در حوزه زمان (یعنی؛ صریح یا ضمنی)، ج) میرایی اختصاصدادهشده به مدل و چ) شرایط مرزی مدل توجه ویژهای مبذول داشت که در ادامه بهترتیب مورد ارزیابی قرار گرفتهاند.

^{1.} Embedded region

^{2.} Tied

^{3.} Master surface

^{4.} Slave surface

^{5.} Rotary inertia

^{6.} Equivalent linear

1-3- المان فصل مشترک

در حالت کلی، المان فصل مشترک در مباحث اندرکنش خاک- سازه را میتوان به دو دسته المان ضخامت صفر⁷ و المان لایه نازک⁸ تقسیمبندی نمود. جزئیات بیشتری از المان فصل مشترک ضخامت صفر را میتوان در Itasca) یافت. مطالعات آزمایشگاهی، عددی و میدانی نشان دادهاند که اگرچه المان فصل مشترک ضخامت صفر پیش بینی قابل قبولی از رفتار برش موجود در بین مصالح را فراهم می کند، اما ممکن است که رفتار واقع گرایانهای از تنشهای قائم و جابهجاییهای موجود در محل اندر كنش خاك- سازه ارائه ندهد (Desai و همكاران، 1984؛ Sharma و Desai، 1992). از سویی دیگر، المان ضخامت صفر باعث افزایش هزینه محاسباتی مدل شده (از نظر زمان تحلیل) که حتی در برخی موارد می تواند به مشکل عدم همگرایی راهحل منجر گردد. این در حالی است که المان لایه نازک (که در ادبیات فنی با نام ضخامت کم⁹ و یا ناحیه برش¹⁰ نیز شناخته می شود) تنشهای قائم موجود در فصل مشترک را بهصورت مناسب محاسبه مى كند (Desai و همكاران، 1984). به بيان ديگر، المان لایه نازک محاسبه، توزیع و تمرکز تنشها و کرنشهای ایجاد شده در فصل مشترک را فراهم نموده و ازاینرو میتواند در ارزیابی خسارت پیشرونده¹¹ و شکست که در بسیاری از مسائل مهندسی ممكن است به وقوع بپيوندد، به كار رود (Sharma و Desai، .(1992

3-1-1- ضخامت المان فصل مشتر ک

اگر در المان فصل مشترک، ضخامت در مقایسه با عرض المان خیلی بزرگ باشد، در این صورت المان لایه نازک بهصورت المان جامد¹² رفتار خواهد نمود (Desal و همکاران، 1984). همچنین، اگر ضخامت خیلی کوچک باشد، ممکن است که حل عددی مسئله با مشکل مواجه گردد (Tamar، 1982)؛ بنابراین، انتخاب ضخامت مناسب، بهویژه برای تحلیل دینامیکی که جرم و مشخصات میرایی نیز در نظر گرفته میشوند، بسیار حائز اهمیت است. Desai و همکاران (1984) بر اساس مطالعات پارامتریک خود محدوده نسبت ضخامت به عرض (t/B) برابر با 2011 تا 1/0 را برای این مفهوم در تحلیل دینامیکی نیز گنجانده شده است (2010) این مفهوم در تحلیل دینامیکی نیز گنجانده شده است (2010) بهمنظور شبیهسازی آزمون سانتریفیوژ Wilson (1998)، ضخامت المان فصل مشترک لایه نازک را برای شمع فولادی - ماسه نوادا

7. Zero-thickness element

8. Thin-layer element

9. Small thickness 10. Shear zone

در حدود 13% قطر شمع (حدود 90 میلیمتر) در نظر گرفتهاند. برای دیگر پروژههای ژئوتکنیکی نیز ضخامت مشابه در ادبیات فنی انتخاب شده است. بهعنوان مثال، در مطالعه Saberi و همکاران (2019) برای سدهای سنگریزهای با پوشش بتنی¹³ ضخامت المان لایه نازک برابر 100 میلیمتر توانایی شبیه سازی رفتار فصل مشترک را داشته است. در مطالعه حاضر، ضخامت المان فصل مشترک لایه نازک به میزان 100 میلیمتر (حدوداً 17% قطر شمع) در نظر گرفته شد که مشابه با مطالعه الماقا و Hussein و INaggar در نظر گرفته شد که مشابه با مطالعه معارای ضخامت المان فصل مشترک میتواند منجربه عدم همگرایی مدل عددی گردد (1982, 2aman).

3-1-2- مقاومت المان فصل مشترك

مطالعات نشان دادهاند که زبری مصالح مورد استفاده در پروژههای ژئوتکنیکی (مانند فولاد و بتن) و اندازه متوسط ذرات خاک (*D*50) نقش مهمی در مشخصات اندرکنشی با ماسه دارد. Subba Rao و همکاران (1998) زبری مصالح را مطابق رابطه (1) بیان کردند:

$$R = \frac{R_a}{D_{av}} \tag{1}$$

که R زبری نسبی، R زبری متوسط و Dav متوسط وزنی اندازه ذرات ماسه¹⁴ است. Subba Rao و همکاران (1998) بهجای اندازه خاص مانند D_{50} ، از D_{av} استفاده کردهاند که سطح زیر منحنی دانهبندی خاک است و میتواند برای همه خاکها، ازجمله مای ریزدانه نیز به کار برده شود. مطابق شکل (3)، D_{av} براساس منحنی دانهبندی گزارش شده توسط Arulmoll و همکاران (1992) برای ماسه نوادا در حدود 0/15 میلیمتر بهدست آمد که برابر با اندازه متوسط دانهها (D_{50}) نیز است.



^{11.} Progressive damage

- 13. Concrete face rockfill dam (CFRD)
- 14. Weighted average particle size

^{12.} Solid element

 R_a بر اساس Subba Rao و همکاران (1998)، زبری متوسط R_a برای فولاد ضدزنگ Subba Rao میکرون و برای فولاد نرم 2/49 و 2/49 میکرون و برای فولاد نرم 2/49 و ماده از 2/49 مطالعه آنها، همبستگی بین نسبت بیشینه زاویه اصطکاک فصل مشترک به بیشینه زاویه اصطکاک ماسه (یعنی؛ δ_p/ϕ_p) با زبری نسبی بهصورت رابطه (2) پیشنهاد شده است:

$$\frac{\delta_{\rm p}}{\phi_{\rm p}} = 1 - 0.8 \exp^{[m]}(-15 R^{0.54})$$
 (2)

با جای گذاری مقادیر R در رابطه بالا می توان زاویه اصطکاک موجود در فصل مشترک بین ماسه/ فولاد را به دست آورد. همان طور که ملاحظه می گردد، محدوده تغییرات ($\delta p/\Phi p$) برای سطوح خیلی صاف (یعنی؛ R=0) و خیلی زبر (یعنی؛ R=1) به ترتیب 2/0 و 1 از رابطه (2) محاسبه می گردد. با درنظر گیری Dav=0.15mm برای شمع فولادی ضدزنگ و Ra=0.056 µm برای ماسه نوادا، ۲۰۵۰×8-3.71 از رابطه (1) به دست می آید.

دیگر پارامتر مقاومتی برای المان فصل مشترک، زاویه اتساع است. در پژوهش حاضر زاویه اتساع برای المان فصل مشترک نازک در نظر گرفته نشد که در تطابق با سایر مطالعات عددی در زمینه مهندسی ژئوتکنیک است (Liu، 2009؛ Damians و همکاران، 2015).

3-1-3- سفتی المان فصل مشترک

عکسالعمل سازه در برابر نیروهای وارده از طرف خاک، بسته به مشخصات سازه و خاک، میتواند متفاوت باشد. در حالت کلی، این مشخصات به صاف و زبر بودن سازه، اندازه متوسط ذرات خاک (D50) و خواص مقاومتی خاک بستگی دارد. پارامترهای مقاومتی و سفتی خاک در المان فصل مشترک خاک- سازه را میتوان از روابط (3)، (4)، (5) و (6) تعیین نمود (PLAXIS):

$$tan\delta = R_{int} tan\varphi_{soil} \tag{3}$$

$$c_{int} = R_{int} c_{soil} \tag{4}$$

$$\psi_{int} = \begin{cases} 0, & R_{int} < 1\\ \psi_{soil}, & R_{int} = 1 \end{cases}$$
(5)

$$G_{int} = R_{int}^2 G_{soil} \tag{6}$$

که در آن δ زاویه اصطکاک، Cint چسبندگی، ψ int زاویه اتساع و Gint مدول برشی برای المان فصل مشترک هستند. همچنین، ψ soil مدول برشی برای نیز بهترتیب زاویه اصطکاک، چسبندگی، ψ soil در Soil و ψ soil راویه اتساع و مدول برشی برای خاک و Rint ضریب کاهش مقاومت فصل مشترک است. مقدار 1 برای Rint بیانگر تماس صلب در فصل

مشترک خاک- سازه است. همان طور که از رابطه (5) ملاحظه می گردد، برای مقادیر Rint کمتر از 1 زاویه اتساع صفر می باشد. روابط پیشنهاد شده بالا برای مصالح المان فصل مشترک لایه نازک توانسته است که رفتار اندرکنش خاک- دیوار حائل را به صورت مناسب شبیه سازی نماید (Damians و همکاران، 2015).

مطابق شکل (1)، تنش موجود در عمق میانی مدل مورد استفاده در آزمون سانتریفیوژ Gohl (1991) در حدود 90kPa بهدست می آید. در مطالعه حاضر، براساس نتایج آزمونهای سهمحوری تحکیم یافته انجام گرفته در سه تنش تحکیم مؤثر 40، 80 و 160 كيلوپاسكال توسط Arulmoli و همكاران (1992)، مقدار [°]33 برای زاویه اصطکاک بیشینه ماسه نوادا در تراکم نسبی 40% درنظر گرفته شد که در تطابق با Popescu و Prevost (1993) نیز است. بنابراین، زاویه اصطکاک برای المان لایه نازک 11/6° از رابطه (2) تعیین می گردد. این مقدار بهدست آمده برای ، مطابق با رابطه (3)، نظیر R_{int} =0.317 است. بر این اساس، δ_p سفتی المان لایه نازک را میتوان از رابطه (6) تعیین نمود. مدول یانگ و مدول برشی با استفاده از رابطه E=2(1+v)Gmax به یکدیگر مرتبط میشوند که ۷ نسبت پواسون است. نسبت پواسون برای المان فصل مشترك 0/45 پيشنهاد شده است (PLAXIS، 2012). در مطالعه حاضر بهعلت وجود عدم قطعیت زیاد در مقادیر انتخاب-شده برای مشخصات المان لایه نازک و از سویی دیگر، اهمیت کمتر این پارامتر در مقایسه با سایر پارامترها، نسبت پواسون برای المان لايه نازك مشابه خاك مجاور آن درنظر گرفته شد.

3-2- درنظر گرفتن مدول یانگ متغیر با عمق برای لایه خاک

مدول یانگ یکی از پارامترهای مهم خاک بهشمار میرود. برای لایههای ماسهای مناسب است که تغییر سفتی خاک به شکل سهموی با عمق درنظر گرفته شود (Madabhushi و همکاران، 2010).

در مطالعه حاضر تغییرات مدول یانگ ماسه نوادا با عمق مطابق شکل (4-الف) درنظر گرفته شد. این تغییرات در سفتی خاک را میتوان به روشهای مختلفی در Abaqus معرفی نمود. یک روش سادهای که غالباً مورد استفاده قرار میگیرد، تقسیم-بندی لایه خاک مورد نظر به چندین زیرلایه و اختصاص سفتی متناسب با تنش همهجانبه مورد انتظار برای وسط هر زیرلایه است. براساس Hashash و همکاران (2020)، در تحلیلهای ساختگاه انجام گرفته در حوزه زمان مناسب است که تقسیم بندی لایههای پروفیل خاک را به گونهای انجام داد که فرکانس بیشینه همه آنها یکسان بوده و بزرگتر از 30 هرتز باشند. این رویکرد در مطالعه حاضر در نحوه تقسیم بندی لایه خاک به چندین زیرلایه مورد

استفاده قرار گرفت. به این منظور، پروفیل خاک نشان داده شده در شکل (1) به 9 زیرلایه تقسیم بندی شد. شکل (4-ب) تغییرات فرکانس هر 9 زیرلایه را با عمق نشان می دهد. شکل (5) مدول های یانگ خاک و المان لایه نازک را بسته به سطح تنش موجود در وسط هر 9 زیرلایه نشان می دهد. همان طوری که از این شکل ملاحظه می گردد، مدول المان لایه نازک در هر زیرلایه در حدود 10% مدول خاک مجاور آن به دست آمده است.





شکل 5- مدولهای یانگ خاک و المان لایه نازک برای هر زیرلایه

3-3- استفاده از مشخصات معادل خطی (EQL) خاک برای گام دینامیکی (برای مدلهای رفتاری الاستیک - پلاستیک کامل)

در رویکرد EQL از کرنش برشی مؤثر (γerf) بهمنظور تعیین مقاومت خاک (مثلاً؛ مدول برشی) استفاده می گردد. کرنش برشی مؤثر مطابق رابطه (7) اغلب به صورت نسبتی از کرنش برشی بیشینه بیان می گردد:

$$\gamma_{eff} = R_{\gamma} \cdot \gamma_{max} \tag{7}$$

در حالت کلی، Schnabel و همکاران (1972) پیشنهاد کردند که می توان کرنش برشی مؤثر خاک را به صورت 55% کرنش برشی بیشینه درنظر گرفت (یعنی؛ γeff =0.65γmax). استفاده از این رویکرد توانسته است که پاسخ لرزهای سازههای زیرزمینی را به-صورت مناسب پیشبینی نماید (Sadiq) و همکاران، 2019). مطابق رابطه (8)، Rr در ادبیات فنی به صورت تابعی از بزرگای زلزله (M) نیز بیان شده است (Idriss) و Sun).

$$R_{\gamma} = \frac{M-1}{10} \tag{8}$$

از سویی دیگر، کرنش برشی متوسط خاک موجود در اطراف شمع را میتوان مطابق با Kagawa و 1980) Kraft بهصورت تابعی از جابهجایی موضعی جانبی شمع از رابطه (9) تعیین نمود.

$$\gamma_{avg} = \left(\frac{1+\nu}{2.5d}\right)y\tag{9}$$

که در آن $\gamma_{avg} \chi_{idd}$ برشی متوسط در اطراف شمع، v نسبت پواسون خاک، D قطر یا عرض مؤثر شمع و y جابهجایی شمع نسبت به میدان آزاد¹⁵ است. با تعیین γ_{avg} میتوان مدول برشی معادل و یا نسبت میرایی متوسط مورد نیاز در تحلیل دینامیک را به دست آورد. بهعنوان یک تخمین ابتدایی، میتوان در رابطه بالا از تغییر مکان استاتیکی شمع ($y=y_s$) (Bazetas و Pobro بالا و یا تغییر مکان افقی لایه خاک (بهصورت تابعی از عمق) و یا تغییر مکان افقی لایه خاک (بهصورت تابعی از عمق) که رویکرد 2020 استفاده نمود. بااین حال، نشان داده شده است که رویکرد LOL در حرکات قوی زمین پیش بینی غیرقابل اعتمادی از پاسخ ساختگاه ارائه می دهد (Boshida و همکاران؛ 2002) و Wang و Soshida و همکاران (2002)

$$\gamma_{\text{eff}} = \begin{cases} \gamma_{\text{max}}, & f_p \ge f \\ \gamma_{\text{max}} \left[1 - \left(\frac{\log f - \log f_p}{\log f_e - \log f_p} \right)^m \right], & f_p < f < f_e \\ 0, & f \ge f_e \end{cases}$$
(10)

که f_p معکوس پریود T است که در آن کرنش برشی با استفاده از رویکرد Zero crossing به بیشینه مقدار خود می رسد، f_e فرکانسی است که بیش از آن نیازی به درنظر گرفتن رفتار غیرخطی نیست و m نیز یک پارامتر است. یک zero crossing نقطه ای است که در آن علامت یک تابع ریاضی تغییر می کند (از مثبت به منفی و یا برعکس). این اصطلاح به صورت رایج در الکترونیک مورد استفاده قرار می گیرد. Yoshida و همکاران (2002) براساس نتایج، مقادیر m=2 و Xoshida و همکاران نمودهاند. در مطالعه حاضر، دقت هر دو رویکرد پیشنهاد شده توسط Schnabel و همکاران (2012) (یعنی؛ Yoshida و شکاران توسط Joshida و همکاران (2002) در تخمین کرنش برشی مؤثر، بهمنظور تعیین مدول یانگ بهینه خاک در گام دینامیک مورد ارزیابی قرار گرفته است.

4-3- مدل رفتاری خاک

در مطالعه حاضر از سه مدل رفتاری مور- کولمب (MC)، دراکر- پراگر (DP) و دراکر- پراگر، کلاهک (MDPC) برای ماسه نوادا استفاده شده است. لازم بهذکر است، المان لایه نازک در تمامی تحلیلها بهصورت الاستیک- پلاستیک کامل مدل شد. به این صورت که در حالات استفاده از مدل رفتاری MC برای خاک، رفتار المان لایه نازک با استفاده از مدل MC و در بقیه حالات با استفاده از مدل DP در نرمافزار Abaqus شامل یک چندضلعی ششوجهی در صفحه انحرافی (یعنی؛ Π شامل یک چندضلعی ششوجهی در صفحه انحرافی (یعنی؛ Π plane همواره غیروابسته است. معیار DP در نرمافزار planus رابطه (11) بیان میگردد:

$$f = t - p \tan\beta - d = 0 \tag{11}$$

که در آن β زاویه اصطکاک مصالح (شیب سطح تسلیم برشی در صفحه ρ ، (ρ -t عنش هیدرواستاتیک و b چسبندگی است که اگر سختشوندگی بهصورت تنش تسلیم فشاری تکمحوری (σ_c)، بهصورت تنش تسلیم کششی تکمحوری (σ) و یا بهصورت تنش تسلیم برشی (چسبندگی) تعریف گردد، از روابط جداگانهای تعیین میشود. همچنین، t تنش انحرافی است که امکان انطباق مقادیر مختلف در کشش و فشار را در صفحه تنش انحرافی میدهد و از رابطه (12) تعیین می گردد:

$$t = \frac{1}{2}q \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right]$$
(12)

که در آن q تنش معادل میسِز و K نسبت تنش جریان است که شکل سطح تسلیم مدل را در صفحه تنش اصلی انحرافی (П) کنترل میکند. برای حفظ تحدبِ سطح تسلیم، مقدار این پارامتر

نمی تواند کمتر از 0/778 انتخاب شود (یعنی، 0.778≤K). لازم بهذکر است، در مدلسازی کرنش مسطح مقدار این پارامتر برابر 1 در نظر گرفته می شود که در این حالت، مطابق رابطه (12)، *t* با *p* برابر خواهد بود (2014a، Dassault Systèmes).

مدل کلاهک به کار رفته در Abaqus با اضافه نمودن سطح تسلیم جدیدی، تحت عنوان سطح انتقال، به مدل کلاهک دراکر - پراگر کدنویسی شده است که مطابق شکل (6) بین سطح گسیختگی برشی و سطح کلاهک بیضی شکل قرار دارد.



شکل 5- سطح تسلیم مدل اصلاحشده دراکر -پراگر /کلاهک در صفحه p-t (2007 Helwany)

این مدل نیز در ادبیات فنی به مدل اصلاح شده دراکر - پراگر/ کلاهک (MDPC) شناخته می شود. سطح انتقال به منظور دستیابی به پایداری (همگرایی) عددی به مدل MDPC معرفی شده است (Shin و همکاران، 2015؛ Shin و Kim، 2015). سطح تسلیم کلاهک در این مدل به صورت رابطه (13) بیان می گردد:

$$F_{c} = \sqrt{(p - p_{a})^{2} + \left(\frac{Rt}{1 + \alpha - \frac{\alpha}{\cos\beta}}\right)^{2}} - R(d + p_{a} \tan\beta) = 0$$
(13)

که R پارامتر مصالح است و شکل کلاهک را کنترل می کند. مقدار این پارامتر باید بزرگتر از صفر باشد. در ادبیات فنی این پارامتر برای ماسه Ottawa برابر با 0/4 (Helwany) و 2007) و همچنین 2/45 در شرایط متراکم (Liu، 2009) انتخاب شده است. در مطالعه حاضر مقدار 8/0 برای R درنظر گرفته شد. α یک عدد کوچکی بوده و بهمنظور معرفی یک ناحیه انتقال ملایم بین سطح کسیختگی برشی دراکر- پراگر و کلاهک مورد استفاده قرار میگیرد. α صرفاً بهمنظور پایداری عددی به مدل MDPC معرفی شده است و بنابراین ثابت مصالح بهشمار نمی رود. اگر این پارامتر شده است و بنابراین ثابت مصالح بهشمار نمی رود. اگر این پارامتر فاقد ناحیه انتقال می باشد. در این حالت، طبق پیشنهاد الا000 و ایرابر با صفر درنظر گرفته شود ($\alpha=0$)، به این مفهوم است که مدل مکاران (1998) مناسب است که از مقادیر کمتر (مثلاً: 10/00 تا برای α استفاده شود. محدوده پیشنهادی برای α بین 10/00 تا 0005.

(Helwany) 2007) و همچنین Liu) ۵/01، 2009) درنظر گرفته شده است. در مطالعه حاضر ۵.01 *ه* برای ماسه نوادا در Abaqus تنظیم شد. سطح انتقال در مدل MDPC بهصورت رابطه (14) تعریف می گردد:

$$F_{t} = \sqrt{(p - p_{a})^{2} + \left[t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos\beta}\right)(d + p_{a}\tan\beta)\right]^{2}} - \alpha(d + p_{a}\tan\beta) = 0$$
(14)

در روابط (13) و (14)، pa پارامتری است که رفتار سختشوندگی- نرمشوندگی را بهصورت تابعی از کرنش حجمی پلاستیک کنترل می کند که پارامتر تکامل نیز نامیده می شود و بهصورت رابطه (15) تعریف می شود:

$$p_a = \frac{p_b \cdot Rd}{1 + R \tan\beta} \tag{15}$$

که pb نش تسلیم فشاری هیدرواستاتیک بوده و تابعی از کرنش پلاستیک حجمی است. در مدل MDPC، کرنش حجمی ماسه نوادا تحت بارگذاری هیدرواستاتیک را میتوان بر اساس مدل Vallejos (2008)، از رابطه (16) تعیین نمود.

$$\varepsilon_{v} = \frac{1}{1+e_{0}} \left\{ \left[\frac{p_{atm}}{A_{s}} \left(\frac{1+e_{0}}{b-e_{0}} \right)^{2} \right] \frac{1}{\alpha_{v}} \left(\frac{p'}{p_{atm}} \right)^{\alpha_{v}} \right\}$$
(16)

که در آن ρ نسبت تخلخل اولیه، p_{atm} فشار اتمسفر (100kPa)، ρ فشار هیدرواستاتیک، A_s و α_v نیز پارامترهای مورداستفاده برای خاکهای ماسه ای است. برای ماسه نوادا مورداستفاده برای خاکهای ماسهای است. برای ماسه نوادا $A_s/p_{atm}=637$ و 1.571 $A_s/p_{atm}=637$ کرنش حجمی پلاستیک را میتوان مطابق رابطه (17) از تفاضل کرنش حجمی کل (ϵ^p) با سهم کرنش حجمی الاستیک (ϵ^p) تعیین نمود (Let (Let $A_s)$).

$$\varepsilon_{\nu} = \varepsilon^{\rho} + \varepsilon^{\rho} \to \varepsilon^{\rho} = \varepsilon_{\nu} - \frac{p'}{K_t}$$
(17)

که در آن ^p فشار هیدرواستاتیک در هر گام بارگذاری و K_t مدول بالک تانژانت است. مدول بالک مماسی در مدل Vallejos (2008) بهصورت رابطه (18) بهدست میآید:

$$K_{t} = (1 + e_{0}) \left\{ \left[\frac{A_{s}}{p_{atm}} \left(\frac{b - e_{0}}{1 + e_{0}} \right)^{2} \right] \left[\frac{(p_{atm})^{\alpha_{v}}}{(p')^{\alpha_{v} - 1}} \right] \right\}$$
(18)

منحنیهای تراکم هیدرواستاتیک ماسه نوادا بر اساس مدل Vallejos (2008) برای زیرلایههای مختلف در شکل (7) نشان داده شده است.



شکل 6- منحنیهای تراکم هیدرواستاتیک ماسه نوادا برای (α_ν= 0/37 و 1/571 د β_s/p_{atm}=637) هر زیرلایه (α_ν= 0/37

1-4-3- تطبیق¹⁶ مدل دراکر- پراگر با شرایط کرنش مسطح

مسائل کرنش مسطح معمولاً در تحلیلهای ژئوتکنیکی مورد استفاده قرار می گیرند. بنابراین، در این شرایط پارامترهای مدل رفتاری بهصورتی معادلسازی می گردند تا جریان و پاسخ Hibbitt کرنش مسطح حاصل گردد (Hibbitt و همکاران، 2000). تطبیق کرنش صفحهای از پارامترهای مور-کولمب پیشبینی بهتری نسبت به تطبیق سهمحوری از پارامترهای مور- کولمب در مطالعه پاسخ پی ارائه داده است (Abaqus Inc، می توان بر حسب پارامترهای مدل دراکر- پراگر (βe) را می توان بر حسب پارامترهای مدل مور - کولمب (ϕe) با استفاده از روابط (19) و (20) به دست آورد.

$$\tan \beta = \frac{9 \sin \varphi}{\sin \varphi \cdot \tan \psi + \sqrt{3(9 \cdot \tan^2 \psi)}}$$
(19)

$$d = \frac{c \cdot \cos\varphi (9 - \tan\beta \cdot \tan\psi)}{\sqrt{3 (9 - \tan^2\psi)}}$$
(20)

این روابط تطابق بین پارامترهای موجود در مدلهای رفتاری مور- کولمب و دراکر- پراگر خطی را در شرایط کرنش مسطح فراهم میآورند. در این روابط، ϕ و 2 بهترتیب زاویه اصطکاک و چسبندگی مصالح در مدل مور- کولمب و β β و ψ نیز بهترتیب زاویه اصطکاک، چسبندگی و زاویه اتساع در مدل دراکر- پراگر (یعنی؛ در فضای p-t) هستند.

بر اساس Schanz و Vermeer (1996) زاویه اتساع بیشینه (*ψ*p) را میتوان برای هر دو شرایط کرنش مسطح و سهمحوری مستقیماً از رابطه (21) تخمین زد:

$$sin\psi_p = \frac{0.3I_R}{2+0.3I_R}$$
 (21)

16. Matching

که در آن *I*R شاخص اتساع نسبی بوده و از رابطه (22) تعیین می گردد:

$$I_R = I_D(Q - Inp') - R_Q \tag{22}$$

که در آن D چگالی نسبی ماسه (D=Dr/100)، p تنش مؤثر متوسط در مقاومت برشی بیشینه برحسب Ra و Ra نیز پارامترهای برازش هستند که به خصوصیات ذاتی ماسه وابستهاند. مطابق با نتایج آزمون سهمحوری فشاری زهکشی نشده castro (2001) مقادیر 9.5–Q و 0.7–Ra برای ماسه نوادا محاسبه شدهاند (2001) مقادیر 2.95 و 2.0–Ra برای ماسه نوادا محاسبه شدهاند (2013) مقادیر 2.95 و 2.0–Ra برای ماسه نوادا محاسبه شدهاند (2013) مقادیر 9.5 و 2.0 مطالعه حاضر، زاویه اتساع (2014) می موابر 8 در نظر گرفته شد. مشابه با تعیین β از روی ϕ برای شرایط کرنش مسطح، زاویه اتساع در سیستم مختصات p-t را می توان به صورت رابطه (23) بیان نمود (2020).

$$\tan\psi_{\rm DP} = \frac{3\sqrt{3}\,\tan\psi_{\rm MC}}{\sqrt{9+12\,\tan^2\psi_{\rm MC}}}\tag{23}$$

که در آن ψ_{MC} زاویه اتساع در فضای مختصات σ - (مور - کولمب) و ψ_{DP} زاویه اتساع در فضای p-t (دراکر - پراگر) است. با جاگذاری ψ_{DP} در رابطه بالا میتوان ψ_{DP} و بهتبع آن پارامترهای مدل رفتاری دراکر - پراگر را برحسب مدل رفتاری مور - کولمب محاسبه نمود. مشخصات خاک مورداستفاده در مطالعه حاضر برای ماسه نوادا در جدول (2) ارائه شده است.

3-5- حلگرهای نرمافزار Abaqus

نرمافزار Abaqus/Standard دارای دو حل گر Abaqus/Standard و Abaqus/Explicit برای حل مسائل است. نخستین و اصلی ترین تفاوت این دو حل گر در این است که حل گر Abaqus/Standard برای حل مسائل از روشهای ضمنی استفاده میکند. در مقابل، حل گر Abaqus/Explicit از روشهای صریح برای حل مسائل استفاده می کند. در حالت کلی، نتایج بهدستآمده از روش ضمنی دقیق تر از روش صریح است. محدودیت رویکرد دینامیکی ضمنی در این است که این رویکرد تغییرات شدید و یا ناگهانی در ماتریس سختی (مصالح ترد و بارگذاریهای شدید که سبب خسارتهای قابلتوجه در مدل می گردد) را نمی تواند شبیه سازی کند (مانند بارگذاری انفجار). براین اساس، اگر روش ضمنی در حل مسائل دینامیکی با خطای عددی مواجه گردد، می توان از روش صریح بهعنوان حل گر جایگزین استفاده نمود؛ بنابراین، بهعنوان یک تصمیم گیری اولیه می توان در حل مسائل استاتیک از روش ضمنی و در حل مسائل دینامیک از روش صریح استفاده نمود. بهعبارتدیگر، در مسائلی که سرعت بارگذاری بالا بوده و اثرات موج تنشى و انتقال آن مهم باشد (يعنى؛ تحليلهاى لرزهاى) مناسب است که از روشهای صریح استفاده شود (Roy و همکاران، Luo ،2016 و همكاران، 2016 و همكاران، 2017؛ Andreotti و Calvi، 2021)؛ بنابراین، در مطالعه عددی حاضر ابتدا از رویکرد دینامیکی صریح برای تحلیل استفاده شد.

المان لايه نازك	ماسه نوادا	مدل رفتاری	واحد	پارامتر	
1523	1523		kg/m ³	چگالی خشک (<i>q</i>)	
	مطابق شكل (5)، برحسب تنش	مشترک در تمامی	MDo	مدول يانگ (E)	
مطابق شکل (5)	مطابق ش مدلها مؤثر متوسط در وسط هر زیرلایه)	مدلها	IVIPa		
0/33	0/33		-	نسبت پواسون (٧)	
11/6	33	MC	-l (%)		
19/2	42/7	DP, MDPC	deg (*)	زاویه اصط∿ <i>ت (¢، ۵</i> √	
0	8	MC	1 (0)		
0	13/5	DP	deg (*)	(ψ) زاویه اتساع (ψ)	
⁵⁻ 10	⁵⁻ 10	MC			
⁵⁻ 10	⁵⁻ 10	DP, MDPC	кРа	چسبندکی (۵، ۵)	
1	1	DP, MDPC	-	نسبت تنش جريان (K)	
-	0	MDPC	-	$\left(arepsilon_{v0}^{p} ight)$ تسليم اوليه	
-	0/8	MDPC	-	خروج از مرکزیت کلاهک (R)	
-	0/01	MDPC	-	α	
-	مطابق شکل (7)، براساس تنش	MDDC			
	متوسط در وسط هر زيرلايه	MDPC	-	منحنى تراكم هيدرواستانيك	

جدول 2- مشخصات خاک و المان لایه نازک در مدل المان محدود

3-5-1- گامهای حل مسئله

پیش از آن که تحلیل دینامیکی بر روی یک سیستم انجام گیرد، همواره بایستی تعادل استاتیکی در آن برقرار باشد. همچنان که پیش تر گفته شد، دو حل گر Abaqus/Standard و Abaqus/Explicit دارای تفاوتهای بسیاری هستند که سبب می شود تا در یک تحلیل شامل چندین گام نتوان از گامهای دو حل گر به صورت همزمان استفاده نمود. به عنوان مثال؛ وجود حالتي که گام نخست Static general (با حلگر Abaqus/Standard) و گام دوم Dynamic Explicit (با حلگر Abaqus/Explicit) باشد، غیرممکن است. بهعبارتی دیگر، زمانی که در تحلیلهای دینامیکی گام Dynamic Explicit مدنظر باشد، باید تمام گامهای پیشین نیز به صورت Dynamic Explicit تعریف گردند. از سویی دیگر، شبیهسازیهای عددی در پژوهش حاضر شامل دو گام است: گام نخست، تحلیل استاتیکی (بهمنظور شبیهسازی تنشهای ژئو استاتیک بهوسیله اعمال بار گرانشی و برقراری پایداری در شرایط اولیه ناشی از وزن خود سیستم) و گام دوم، تحلیل دینامیکی سیستم تحت ارتعاش زلزله. در مطالعه عددی حاضر از گام Dynamic Explicit برای انجام تحلیل استاتیک استفاده شد. استفاده از فرمولاسیون Dynamic Explicit برای تحلیل استاتیک توانسته است که ظرفیت باربری پی نواری را بهصورت مناسب پیشبینی نماید (Helwany، 2007). در این روش بهمنظور اطمینان از صحت تنشهای اولیه بهدست آمده برای سیستم از گام Dynamic Explicit، باید اختلاف نتایج تحلیل شبه استاتیک با تحلیل استاتیک کم باشد. در این راستا، به علت ماهیت دینامیکی تحلیل، باید یک دوره زمانی مناسب برای حل مسئله اختصاص داده شود.

مسئله مهم دیگر در تحلیل لرزهای، نحوه اعمال بار وزن به سیستم است. در گام دینامیکی شتاب جاذبه بهصورت آنی¹⁷ به مدل اعمال میگردد. این در حالی است که در تحلیل استاتیک یک سیستم با استفاده از حل گر صریح، اگر بار وزن بهصورت آنی به مدل اعمال گردد، ممکن است که نیروی عکسالعمل نوسانی در امتداد قائم بهوقوع بپیوندد (Yussof و همکاران، 2020). این نوسانات تغییرات تنش نادرستی را در حین تحلیل دینامیکی ایجاد نوسانات و شبیهسازی مناسب تنشهای استاتیک اولیه در حل گر صریح، مطابق شکل (8) میتوان شتاب گرانش را بهآهستگی از صفر تا 281m/s2 بهصورت خطی در یک بازه زمانی طولانی به مدل اعمال نمود (Liu) و همکاران؛ 2016). این مدت زمان در ادبیات فنی برای تحلیلهای سازهای بزرگتر از سه برابر زمان در ادبیات فنی برای تحلیلهای سازهای بزرگتر از سه برابر

همکاران، 2020). این مشکل در تحلیل استاتیک با استفاده از حلگر ضمنی وجود ندارد و میتوان بار وزن را بهصورت تدریجی (مطابق با پیشفرض Abaqus در مدت زمان 1 ثانیه) به سیستم اعمال نمود. پارامتر زمان در تحلیلهای استاتیکی (با حلگر ضمنی)، برخلاف تحلیلهای دینامیکی که اثرات اینرسی درنظر گرفته میشود، مفهوم فیزیکی ندارد.

در حالت کلی، تحلیلهای عددی که با استفاده از حلگر صریح در مطالعه حاضر انجام گرفتهاند را میتوان به مراحل:

1) انجام تحلیل فرکانسی سیستم و تعیین مود با بیشترین مشارکت جرمی،

2) اعمال بار گرانش به صورت تدریجی در گام شبه استاتیک در مدت زمان برابر با 20*T*n، که *T*n دوره تناوب مود تعیین شده از گام (1) است و

3) انجام تحلیل دینامیک بهوسیله گام Dynamic Explicit، دستهبندی نمود. لازم بهذکر است، بهمنظور بررسی صحت تنش-های اولیه بهدست آمده از حل گر صریح در گام شبهاستاتیک، باید یکبار دیگر تحلیل استاتیک با حل گر ضمنی انجام گیرد.



شکل 7- دامنه بار گرانش در تحلیلهای انجام گرفته با استفاده از حلگر صریح

6-3- میرایی اختصاص داده شده به مدل

در مباحث مربوط به اندرکنش خاک- شمع، میرایی در هر دو مصالح شمع و خاک بهوقوع می پیوندد. بااینحال، میرایی موجود در داخل شمع در مقایسه با میرایی موجود در خاک قابل صرفنظر کردن است. در این راستا، در بیشتر مطالعات مربوط به اندرکنش خاک- شمع فقط میرایی موجود در خاک در نظر گرفته شده است و از میرایی موجود در شمع صرفنظر می شود (Peiris و همکاران، 2014). در مطالعه حاضر، از میرایی شمع به دلیل جلوگیری از افزایش مدت زمان تحلیل صرفنظر شد. در تحلیل دینامیک انجام گرفته در نرمافزار Abaqus باید ضرایب میرایی رایلی ($\alpha \ e \ R$) برای مصالح تعریف گردد. بنابراین، پیش از انجام تحلیل دینامیکی بایستی این ضرایب محاسبه گردند. فرمولاسیون

^{17.} Instantaneous

میرایی رایلی در رابطه (24) ارائه شده است. همان طور که ملاحظه می گردد، ماتریس میرایی C به صورت سهمی از ماتریس جرم M و ماتریس سفتی K بیان می گردد.

$$C = \alpha[M] + \beta[K]$$
(24)

که در آن α و β بهترتیب ضرایب میرایی متناسب با جرم و سفتی هستند. میرایی رایلی مود i ام ارتعاش نیز از رابطه (25) بهدست میآید:

$$\zeta_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \tag{25}$$

که در آن *w*i فرکانس طبیعی میرا نشده در شکل مودی *i* ام است. بهمنظور محاسبه ζ و ω ، نیاز به تحلیل پاسخ مودال در حوزه فرکانس است. این در حالی است که تحلیلهای غیرخطی در هر دو روشهای المان محدود و تفاضل محدود در حوزه زمان انجام میگیرند. بهعبارتی دیگر، میرایی در مباحث زمینشناسی معمولاً مستقل از فرکانس است، در نتیجه، در تحلیلهای دینامیکی سعی بر این است که برای مصالح نسبت میرایی مستقل از فرکانس در نظر گرفته شود. اما از سویی دیگر، میرایی رایلی وابسته به فرکانس است. برای غلبه بر این مسئله، پژوهشگران پیشنهاد کردهاند که وابستگی میرایی رایلی به فرکانس را با بهکاربردن یک میرایی معین ک در یک یا دو فرکانس به خصوص حذف کنند. در این زمینه، میتوان دامنه فرکانسهای ارائه شده در میرایی رایلی را بهگونهای تعريف نمود كه ميرايي عملاً ثابت باقي بماند. به اين منظور، مطابق شکل (9) میتوان از بازه پایینی منحنی میرایی رایلی که در آن مقدار میرایی نسبتاً ثابت است، استفاده نمود. همان طور که از این شکل ملاحظه می گردد، منحنی کلی که شامل مجموع دو مؤلفه متناسب با جرم و سفتی می اشد، در $\zeta_{min}=(lphaeta)^{1/2}$ و (2011، Itasca) به کمترین مقدار خود می سد ($\omega_{min}=(lpha/eta)^{1/2}$ لازم به ذکر است، در فرکانس نظیر *min،* میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سفتی، هرکدام تقریباً نیمی از میرایی کل را فراهم میکنند.

با این حال، اگر در تعریف میرایی بهروش رایلی فرض گردد که استهلاک تنها تابع سفتی (α =0) و یا تابع جرم (β =0) باشد، بایستی فقط فرکانس یک مود را برای بهدست آوردن ضریب میرایی بحرانی درنظر گرفت. در این شرایط، α =2 ζ ه و *نگ* β =2 ζ/ω ، عیب عمده استفاده از رابطه (25) بهدست میآیند. در حالت کلی، عیب عمده استفاده از یک فرکانس برای تعیین ضرایب میرایی رایلی این است که درصورت وقوع احتمالی فرکانسهای پیشبینی نشده، سیستم میتواند که رفتار فوق میرا از خود نشان دهد (Hudson) و همکاران میتواند که رفتار فوق میرا از دو فرکانس در تعریف میرایی به روش رایلی استفاده گردد، که در آن برخلاف حالت پیشین میرایی

تابع هردو پارامتر سفتی و جرم باشد (یعنی؛ $0 \neq \alpha, \beta$ »)، بایستی برای یک مود دیگر نیز میرایی ζ را تعریف نموده و به این ترتیب، ضرایب α و β را در دو مود طبیعی *i* و *i*, با استفاده از دو معادله دو مجهولی، از رابطه (25) تعیین نمود. در این شرایط، اگر در دو فرکانس طبیعی *i* ω و *i* ω نظیر مودهای طبیعی *i* و *i*, میرایی ثابت و برابر با $\zeta = i = i$ فرض گردد، در این حالت ضرایب میرایی α و بهترتیب از روابط (26) و (27) محاسبه می گردند. لازم بهذکر است، این فرض بهعلت مستقل بودن میرایی از فرکانس در مباحث زمینشناسی فرض صحیح و مناسبی میباشد.

$$\alpha = 2\zeta \, \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \tag{26}$$

$$\beta = 2\zeta \frac{1}{\omega_i + \omega_j} \tag{27}$$

بنابراین، با انتخاب مناسب w و w، نسبت میرایی ζ در فرکانسهای موردنظر ثابت خواهد بود. همچنان که در شکل (9) نیز نشان داده شده است، در بین فرکانسهای w و w میرایی کل (ترکیبی از میرایی وابسته به جرم و سفتی) کوچکتر از میرایی بحرانی مورد نظر بوده و در خارج از این محدوده، سیستم فوق میرا خواهد بود.

در مطالعه حاضر، میرایی تابع هردو پارامتر سفتی و جرم درنظر گرفته شد. همچنین، ضرایب میرایی رایلی α و β نیز به-ترتیب از روابط (26) و (27) برای دو مود ω و ω که بیشترین مشارکت جرمی را از تحلیل فرکانسی نشان دادند، محاسبه شدند.



شکل 8- ارتباط بین میرایی رایلی با فرکانس طبیعی

میرایی کرنش کوچک خاک در شبیه سازی های عددی را میتوان با استفاده از فرمولاسیون میرایی رایلی مدل نمود. بر اساس Darendeli (2001)، نسبت میرایی کرنش کوچک خاک (یعنی؛ 10-6×) را میتوان از رابطه (28) تعیین نمود:

 $\zeta = (\varphi_6 + \varphi_7 \times \mathsf{PI} \times \mathsf{OCR}^{\varphi_8}) \times \mathsf{p}_0^{\varphi_9} \times [1 + \varphi_{10} \ln \mathbb{M}]$ (28)

که در آن ζ (برحسب درصد)، *PI* شاخص خمیری خاک (برحسب درصد)، OCR نسبت پیش تحکیمی، p'_0 فشار محصور کننده مؤثر متوسط (برحسب اتمسفر، atm)، *frq* فرکانس بارگذاری برحسب هرتز و ϕ تا 0 ϕ پارامترهایی هستند که منحنیهای میرایی مصالح را به نوع خاک و شرایط بارگذاری مرتبط میکنند. مقادیر میانگین این پارامترها برای ماسه تمیز مرتبط میکنند. مقادیر میانگین این پارامترها برای ماسه تمیز موابط ای کنند. مقادیر میانگین این پارامترها برای ماسه تمیز مرتبط میکنند. مقادیر میانگین این پارامترها برای ماسه تمیز مرتبط میکنند. مقادیر میانگین این پارامترها برای ماسه تمیز مطابق با Darendel (2003) نسبت میرایی کرنش کوچک برای خاکهای دانهای خشک را میتوان از رابطه (29) تخمین زد:

$$\zeta = 0.55 \times C_u^{0.1} \times D_{50}^{-0.3} \times \left(\frac{p'_0}{p_a}\right)^{-0.05}$$
(29)

که در آن ζ برحسب درصد، Cu ضریب یکنواختی Pa متوسط اندازه دانهها برحسب میلیمتر و D_{10} فشار اتمسفر است. برای ماسه نوادا Cu و 050 بهترتیب 1/8 و فشار اتمسفر است. برای ماسه نوادا cu و 050 بهترتیب 1/8 و از 0/15mm (2003) و Menq (2003) برای تعیین میرایی کرنش کوچک ماسه نوادا استفاده شد. همچنین، ضرایب α و میرایی رایلی نیز به صورت متغیر با عمق درنظر گرفته شد. به این صورت که لایه خاک مطابق بخش (3-2) به چندین زیرلایه تقسیم بندی شده و به این ترتیب ضرایب میرایی رایلی، بسته به سطح تنش موجود در وسط هر زیرلایه، از روی میرایی کرنش

کوچک خاک زیرلایه موردنظر تعیین گردید. بر اساس مطالب بررسی شده در بخشهای (2-3)، (3-3) و (3-6)، روند کلی مورد استفاده در مطالعه حاضر در شکل (10شکل) نشان داده شده است. لازم بهذکر است، در تحلیلهای پاسخ ساختگاه انجام گرفته در DEEPSOIL از مدل هایپربولیک درجه دوم تعمیمیافته (GQ/H)، پیشنهاد شده توسط Groholski و همکاران (2016)، با فرمول بندی بارگذاری و باربرداری هیستریک غیرمیسینگ (نوع MRDF-UIUC) استفاده شد. براساس Basarah و همکاران (2019) این فرمول بندی برای ماسه نوادا تخمین بهتری از شتابهای طیفی در پریودهای بین 1/0 تا 1 ثانیه ارائه داده است. براساس Gohl (1991) پریود طبیعی شمع برای آزمون شماره 12 در حدود 1sec گزارش شده است. منحنی های کاهش مدول مرجع (G/Gmax) و میرایی خاک نیز به ترتیب با استفاده از روابط پیشنهاد شده توسط Oztoprak و 2013) Bolton (2013) و Ishibashi و Zhang (1993) برای پروفیل خاک تعریف شد. در مطالعه حاضر کران پایین منحنی کاهش مدول پیشنهاد شده توسط Oztoprak و Bolton (2013)، بهمنظور رسيدن به مقاومت برشي واقعى (هدف) در کرنشهای برشی بزرگ، برای هر زیرلایه استفاده شد. شکل (11) مقادیر ضرایب میرایی رایلی α و β را به صورت تابعی از میرایی کرنش کوچک محاسبهشده در وسط هر زیرلایه، برای حالتی که مدولهای معادل زیرلایهها براساس کرنش نظیر γeff =0.65γmax تعیین شدهاند، نشان میدهد.



شکل 10- روند انجام تحلیل در مطالعه حاضر



شکل 9- مقادیر ضرایب میرایی رایلی lpha و eta بهصورت متغیر با عمق

3-7- شرایط مرزی مدل در تحلیل دینامیکی

شکل (12) و ابعاد و شرایط مرزی مورد استفاده برای مدل عددی آزمون سانتریفیوژ Gohl (1991) را نشان میدهد. همانطور که از این شکل ملاحظه می گردد، در مطالعه حاضر از المانهای بی نهایت (INF) و قیود چند نقطهای (MPCs) ¹⁹ به منظور شبیه -سازی شرایط مرزی دینامیکی استفاده شده است. براساس نتایج بهدست آمده از تحلیلهای حاضر، توصیه می گردد که در مواردی که ارتعاش ورودی در تحلیلهای دینامیکی بهصورت تاریخچه شتاب به کف مدل اعمال می شود، تا حد امکان از المان های بی -نهایت بهدلیل نشت انرژی تحریک از مرزهای جانبی استفاده نگردد. در این حالات می توان از المانهای بی نهایت به همراه قیود MPC استفاده نمود. به این دلیل، مطابق شکل (12)، در مطالعه حاضر بهمنظور ارزیابی اثر شرایط مرزی در جلوگیری از انعکاس امواج لرزهای به داخل مدل، یکبار از المانهای بینهایت (INF) بههمراه قيود MPC بهصورت همزمان (يعنى؛ INF+MPC) و بار دیگر تنها از قیود MPC (بدون المانهای بینهایت) در مرزهای جانبی استفاده شد. مطابق این شکل، طول المانهای بینهایت در هر دو طرف مدل يكسان و برابر با 28 برابر قطر شمع (يعنى نصف طول مدل) انتخاب شد. همچنان که پیشتر گفته شد، در مطالعه حاضر تحلیلها در دو مرحله انجام گرفتهاند. در مرحله اول، پاسخ شمع- خاک- روسازه در شرایط استاتیکی مورد ارزیابی قرار گرفته و در مرحله دوم نیز تحلیل دینامیکی سیستم با درنظر گرفتن تنشهای بهدست آمده از مرحله پیشین بهعنوان شرایط اولیه انجام گرفت. لازم بهذکر است، در حالتی که فقط از قیود MPC (بدون المانهای بینهایت) استفاده شده بود، در گام نخست مرزهای جانبی مدل در راستای افقی گیردار بودند، اما در گام دوم (یعنی بارگذاری زلزله) این نوع شرایط مرزی غیرفعال شده و به-جای آن از قیود MPC استفاده شد. در این حالت، مطابق شکل (12) بهدلیل استفاده از قیود MPC برای مرزهای جانبی، گرههای هم تراز در دو طرف مرز می توانند در جهتهای افقی و قائم حرکات یکسان داشته باشند.

شکل و نوع تمامی المانهای مورد استفاده برای خاک به ترتیب بهصورت چهارضلعی و مرتبه اول (خطی) و از خانواده کرنش مسطح انتخاب شدند؛ بنابراین، المانهای محدود از نوع CPE4R و المانهای نامحدود نیز بهصورت CINPE4 بودند. در مطالعه حاضر برای المانهای محدود مدل از المانهای مربعی شکل با ابعاد ثابت (200× 0/2m) با تکنیک مش بندی منظم و برای المانهای نامحدود نیز ابعاد شبکه بهصورت واحد انتخاب گردیده و از تکنیک خزشی برای مش بندی این المانها استفاده شد. شمع نیز از نوع المان B21 (المان تیر انعطاف پذیر برشی) انتخاب شد. این المان از نوع تیر تیموشینکو است که برخلاف تیر اولر - برنولی امکان تغییر شکل برشی عرضی را فراهم میکند.



استفاده در مطالعه حاضر (ابعاد مقیاس نیست)

4- نتايج



(30)

19. Multi-Point Constraints (MPCs)

18. Infinite element (INF)

همان طورى كه از جدول (3) ملاحظه مى گردد، حالات استفاده از قیود MPC در مقایسه با شرایط مرزی INF+MPC تخمین دست بالا از پاسخ شمع داشتهاند. با اعمال قیود MPC برای مرزهای جانبی، شتاب اوج محاسبه شده در سطح زمین (aff) خیلی بیشتر از مقدار گزارش شده از آزمون سانتریفیوژ تخمین زده شد. این در حالی است که در صورت استفاده از المانهای بینهایت بههمراه قیود MPC (یعنی؛ INF+MPC) مقدار aff به واقعیت نزدیکتر است. این موضوع نشان میدهد که استفاده هم-زمان از قيود MPC و المانهای بینهايت (يعنی؛ INF) نسبت به حالتی که فقط از قیود MPC برای مرزهای جانبی استفاده شود، توانسته است که شبیهسازی مناسبی از انتشار موج در مدل عددی فراهم آورد. از سویی دیگر، در حالت استفاده از INF+MPC برای تعریف شرایط مرزی دینامیکی، خطای بهدست آمده از مدل رفتاری DP برحسب لنگر خمشی بیشینه، Mpk، نسبت به سایر مدلهای رفتاری کمتر بوده است. نکته مهمی که در جدول (3) باید به آن اشاره نمود، قدر مطلق اختلاف خطای M_{pk} محاسبه شده از مدل MC در دو حالت شرایط مرزی MPC و INF+MPC است که در حدود 9% میباشد. این در حالی است که این اختلاف برای مدلهای DP و MDPC بهترتیب 2 و 4% هستند. بهعبارتی دیگر، بسته به مدل رفتاری به کار رفته برای خاک نوع مرز دینامیکی می تواند اثرات متفاوتی در تحلیل داشته باشد. به این صورت که مطابق این جدول در مدل MC انتخاب نوع مرز دینامیکی می تواند نسبت به سایر مدلهای رفتاری از اهمیت و حساسیت بیشتری برخوردار باشد. همچنین، عیب اصلی مدل MC در حالت INF+MPC مدت زمان بالای تحلیل بود. با توجه به مطالب مزبور، مدل رفتاری DP بههمراه قیود MPC و المانهای بینهایت برای مرزهای جانبی (یعنی؛ حالت DP/ INF+MPC) انتخاب مناسب بهنظر میرسد. لازم بهذکر است، در ادبیات فنی استفاده از مدل رفتاری DP بهصورت مناسب توانسته است در شبیهسازی رفتار ماسه مورد استفاده قرار گیرد (Hasanpouri Notash و همکاران، 2022). مطابق با بخش (3-5-1)، بهمنظور بررسی صحت تنش-های اولیه بهدست آمده از حل گر صریح در گام شبهاستاتیک، یکبار دیگر تحلیل استاتیک با حل گر ضمنی انجام گرفت. براساس شکل (13)، در حالت کلی، اختلاف بین این تنشها کمتر از 11% به-دست آمد. لازم بهذکر است، بهدلیل بروز خطا در روند تحلیل ضمنی از یک مقدار کم برای چسبندگی ماسه (1kPa) استفاده شد. بر این اساس، برای المان لایه نازک مقدار چسبندگی در حدود 0/32kPa از رابطه (4) بهدست آمد. مطابق این شکل، تنش قائم بهدست آمده در سطح زمین از حل گر ضمنی، برخلاف حل گر صريح، مقدار مثبت محاسبه شده است.

جدول 3- درصد خطای پارامترهای محاسبه شده از تحلیل المان محدود برای مدلهای رفتاری و شرایط مرزی دینامیکی مختلف (با استفاده از حلگر صریح)

مدل رفتاری					_	
M	OPC	DP		N	MC	
شرایط مرزهای جانبی					پارامتر	
MPC	INF+ MPC	MPC	INF+ MPC	MPC	INF+ MPC	_
44/5	41/4	54/9	50/9	54/8	59/0	d _{max}
-8/3	-8/3	1/1	1/1	1/2	1/8	t _{d,max}
-3/8	7/8	-8/7	6/3	-8/5	17/9	M _{pk}
-53/2	-6/1	-101/1	12/3	-90/2	25/7	a ff
15/5	19/0	8/6	16/9	6/7	24/3	a _{ph}

dmax: بیشینه جابهجایی نسبی سرشمع (تفاضل جابهجایی سرشمع با جابهجایی کف مدل)، t_{dmax}: زمان وقوع بیشینه جابهجایی نسبی سرشمع، M_{pk}: لنگر خمشی در زمان t_{dmax}: ari اوج در سطح زمین (میدان آزاد) و a_{ph}: بیشینه شتاب سرشمع است.

مقادیر خطاها برحسب درصد هستند. علامت منفی نشاندهنده تخمین دست بالا و علامت مثبت نشاندهنده تخمین دست پایین پاسخ هستند.



شکل 11- کانتورهای تنش قائم (برحسب N/m²) محاسبه شده از:الف) تحلیل شبهاستاتیک با حلگر صریح، ب) تحلیل استاتیک با حلگر ضمنی

این مقدار مثبت بیانگر تنش کششی است که در اثر اختصاص چسبندگی برای ماسه، بهمنظور جلوگیری از ناپایداری عددی به -وقوع پیوسته است. مطابق با ادبیات فنی، بهمنظور بهبود دادن و افزایش پایداری عددی، در نظر گرفتن مقدار کمی چسبندگی برای ماسه نوادا میتواند مناسب باشد (Abuhajar و همکاران، 2015).

بهمنظور تخمین هرچه مناسبتر بیشینه لنگر خمشی و بهحداقل ساندن میزان خطا، علاوه بر تغییر مدول یانگ خاک با عمق که پیشتر در بخش (3-2) مورد بحث قرار گرفت، میتوان از مدول های یانگ متفاوت برای ماسه در گامهای استاتیک و دینامیک مطابق بخش (3-3) استفاده نمود که در بخش بعد مورد بررسی قرار گرفته است.

4-2- بررسی اثر استفاده از مشخصات معادل خطی (EQL) خاک برای گام دینامیکی

در این بخش، هدف ارزیابی اثر استفاده از مدول برشی معادل خطی خاک (مدول بهینه) در میزان بهبود پاسخ بهدست آمده از تحليل المان محدود براى مدل رفتارى الاستيك- پلاستيك كامل در حالت استفاده از حل گر صریح است. به این منظور، در مطالعه حاضر در گامهای استاتیک و دینامیک از دو مدول یانگ متفاوت برای ماسه نوادا استفاده شد. به این صورت که برای هر زیرلایه، مدول برشی نظیر کرنش برشی مؤثر (بهدست آمده از 0/65 کرنش برشی بیشینه و کرنش برشی مؤثر بهدست آمده از مطالعه Yoshida و همکاران، 2002) با استفاده از تحلیل غیرخطی از DEEPSOIL تعیین شده و بهعنوان مدول ماسه نوادا در گام ديناميك به مدل المان محدود تعريف گرديد. با انجام مقايسه بين نتایج جدول (4) برای حل گر صریح، و نتایج بهدست آمده در جدول (3) برای حالت DP/ INF+MPC، که پیشتر به عنوان بهترین حالت انتخاب شد، ملاحظه می گردد که استفاده از مدول یانگ معادل (EEOL) برای خاک در گام دینامیک تا حدودی توانسته است که باعث بهبود پاسخها و کاهش خطای بهدست آمده از شبیهسازی عددی گردد. با این حال، خطای محاسبه شده برای شتاب اوج در سطح زمین، *aff*، در مقایسه با حالت DP/INF+MPC افزایش یافته است. این افزایش خطا بیانگر کاهش مقدار بهدست آمده برای شتاب سطح زمین است که میتواند بهدلیل افزایش میرایی ناشی از کاهش مدول یانگ خاک در گام دینامیک از Es به EEOL باشد. یکی دیگر از عوامل مهم تأثیرگذار در نتایج تحلیل عددی نوع حل گر مورد استفاده برای حل معادلات حرکت (یعنی؛ صریح و ضمنی) میباشد که در ادامه مورد بررسی قرار گرفته است.

3-4- بررسی اثر نوع حلگر در پاسخ لرزهای شمع

در این بخش میزان دقت نتایج بهدستآمده از حل گر صریح

و حل گر ضمنی مورد ارزیابی قرار گرفته است. همان طور که پیش تر نیز در بخش (1-4) اشاره شد، بهدلیل بروز خطا در روند تحلیل ضمنی از یک مقدار کم برای چسبندگی ماسه استفاده شد. میزان دقت نتایج بهدست آمده از حل گرهای صریح و ضمنی در جدول (4) ارائه شده است. همان طور که ملاحظه می گردد، نتایج بهدست آمده از هر دو حل گر صریح و ضمنی به طور قابل ملاحظه -ای با یکدیگر تفاوت دارند. Garoz و همکاران (2016) و Garoz و همكاران (2019) با استفاده از حل گر المان محدود صريح و ضمني در نرمافزار Abaqus نشان دادند که شرایط مرزی دورهای در شبیهسازیهای دینامیکی بایستی با احتیاط مورد استفاده قرار گیرد. به طوری که نتایج به دست آمده از هر دو حلگر صریح و ضمنی می توانند متفاوت باشند. به منظور ایجاد شرایط مرزی دوره ای در نرمافزار Abaqus می توان از قابلیت قیود چند نقطهای (MPCs) نيز استفاده نمود (Sadiq و همكاران؛ 2019). نتايج مشابهي براي شرایط مرزی INF+MPC در مطالعه حاضر بهدست آمده است. مطابق این جدول کمترین خطا، برحسب *M_{pk}*، مربوط به نتیجه شبیهسازی بهدست آمده از حل گر ضمنیی با مدول نظیر γeff=0.65γmax است. γeff=0.65γmax (14) found. توزيع لنگر خمشی و کانتور کرنش پلاستيک معادل (PEEQ) را در زمان وقوع بیشینه جابهجایی نسبی سرشمع برای این حالت نشان میدهد.

جدول 4- درصد خطای مدل DP با شرایط مرزی INF+MPC در دو حالت استفاده از حلگر صریح و ضمنی بادرنظر گرفتن مدول یانگ استاتیک Esa برای گام استاتیک و EEa

(مدول نظیر کرنش برشی مؤثر) برای گام دینامیک

منى	حل گر صریح حل گر ضمنی			
(γ_{eff} from		(γ_{eff} from		. 11
zero	(y.g=0.65y)	zero	(γ _{eff} =0.65γ _{max})	پارامتر
cross	(yen=0.03 y max)	cross		
method)		method)		
%14/6	%15/2	%42/6	%43/1	d _{max}
%-9/8	%-9/6	%0/7	%0/7	t _{d,max}
%9/8	%0/8	%3/8	4%	<i>M</i> _{pk}
%-15/9	%21/7	%20/8	%16/4	a ff
%19/9	%11/7	%15/6	%15/5	a _{ph}

شکل (15) توزیع لنگر خمشی بهدست آمده در شکل (14) را با نتایج تجربی و همچنین تحلیلهای سهبعدی انجامگرفته توسط Wu و Finn (1997) و Rahmani و همکاران (2018) مقایسه می کند. مطابق این شکل، تحلیل دوبعدی با درنظر گرفتن موارد ذکر شده در بخشهای پیشین، توانسته است که عملکرد لرزهای شمع را به صورت مناسب شبیه سازی نماید.

همان طور که از جدول (4) ملاحظه می گردد، استفاده از روش

zero-cross در تعیین کرنش برشی مؤثر به همراه استفاده از حل-گر ضمنی در مدل المان محدود توانسته است که بیشینه تغییر مکان نسبی سر شمع (dmax) و شتاب اوج در سطح زمین (aff) را با خطای کمتری نسبت به دیگر حالات شبیهسازی نماید. با این حال، بیشینه لنگر خمشی بهدست آمده برای شمع در این حالت دقت کمتری در مقایسه با حالت DP/INF+MPC داشته است (افزایش از 3/6% به 9/8%). شکل (Error! Reference 16 source not found.) دامنه کرنش برشی تعیینشده از روش zero-cross را در برابر فرکانس برای زیرلایه اول نشان می-دهد. مطابق این شکل، بیشینه دامنه کرنش برشی در فرکانس *f*p 2.15Hz= بهوقوع پيوسته است كه بيشتر از فركانس غالب تحريك (يعنى؛ 1/129Hz) است.



شکل 14- نتایج بهدست آمده از حل گر ضمنی برای مدل رفتاری DP با شرایط مرزی INF+MPC و مدول دینامیکی نظیر DP در زمان وقوع بیشینه جابهجایی نسبی سرشمع:



• Gohl (1991)

2

0

-2

-4



شكل 13- دامنه كرنش برشى بهدست آمده از تحليل غيرخطي DEEPSOIL برای زیر لایه اول: الف) در حوزه زمان، ب) در حوزه فرکانس با استفاده از روش zero-cross

بنابراین، براساس Yoshida و همکاران (2002) برای این زيرلايه كرنش برشى مؤثر بايد معادل كرنش برشى بيشينه در نظر گرفته شود. نتایج مشابهی برای سایر زیرلایهها (بهجز زیرلایه دوم) بهدست آمد که در اینجا فقط نتایج بهدست آمده برای زیرلایه اول ارائه شده است. در مدلهای رفتاری الاستیک- پلاستیک کامل، در صورت وقوع كرنش پلاستيك، ميرايي المان ميتواند بيش از مقدار واقعی تخمین زده شود. از سویی دیگر، مطابق با رابطه (6) مدول برشی المان لایه نازک (یعنی؛ فصل مشترک) به لایه مجاور خود (یعنی؛ خاک) بستگی دارد. بنابراین، در مواقعی که کرنش

برشی لایه خاک بیشترین مقدار خود درنظر گرفته شود (γ_{eff} =γ_{max})، میرایی لایه خاک افزایش یافته و سبب می گردد که استهلاک انرژی المانهای لایه نازک نیز در مدلهای رفتاری الاستيك- پلاستيك كامل افزايش يابد. با توجه به اين كه المان-های لایه نازک سفتی کمتری نسبت به المانهای مجاور خود (یعنی؛ خاک) دارند، این استهلاک بیشتر انرژی در المانهای لایه نازک می تواند پاسخهای نادرست از نیروهای وارد بر شمع ارائه دهد. بنابراین، توصیه می گردد که در مواقعی که از مدل رفتاری الاستیک- پلاستیک کامل برای خاک و المان لایه نازک استفاده می گردد، اگر بیشینه کرنش برشی بهدست آمده از تحلیل غیرخطی ساختگاه (مانند؛ DEEPSOIL) برای لایه خاک بیشتر از 1% محاسبه شود، از روش zero-cross برای تعیین کرنش برشی معادل در تحلیل المان محدود استفاده گردد. در غیر این صورت، مدول یانگ معادل خاک در گام دینامیک را می توان با تقریب قابل قبولی از روی کرنش برشی نظیر 0/65 کرنش برشی بیشینه به-دست آور د.

بر اساس Yoshida و همکاران (2002) در تحلیلهای پاسخ ساختگاه، روش zero-cross برای کرنشهای برشی بیشتر از 1% شبيهسازي دقيق ترى نسبت بهروش معادل خطى ارائه داده است. براساس نتایج بهدست آمده از مطالعه حاضر استفاده از حل گر ضمنی بههمراه مدل رفتاری DP با شرایط مرزی INF+MPC و مدول نظیر *γeff* =0.65*γmax* بهعنوان بهترین انتخاب در کاهش خطای شبیهسازی کرنش مسطح سیستم شمع- خاک- روسازه در مقايسه با نتايج آزمون سانتريفيوژ Gohl (1991) پيشنهاد مي-گردد. شکل (17) نتایج بهدست آمده از Abaqus را برای این حالت نشان مىدهد. همانطور كه ملاحظه مى گردد، نوآورى مطالعه حاضر بهبود تحلیل دوبعدی در شبیهسازی پاسخ لرزهای شمع است که می تواند به طور چشم گیری زمان و هزینه های محاسباتی را کاهش دهد. در حالی که این موضوع در ادبیات فنی کمتر مورد توجه قرار گرفته است. این نتایج نشان میدهد که با درنظر گرفتن مجموعهای از نکات مطرح شده در مطالعه حاضر می توان با دقت مناسبی پاسخ لرزهای شمع را شبیهسازی نمود. این رویکرد مدلسازی به مهندسان کمک مینماید که بدون نیاز به روشهای پیچیدهتر تحلیل لرزهای شمع را بهطور مؤثرتری مورد مطالعه قرار دهند. شکل (18) منحنی هیسترزیس المان لایه نازک را در اعماق z≈d و z≈15d نشان میدهد. همانطور که از این شکل ملاحظه می گردد، در اعماق پایین بهدلیل افزایش فشار همه جانبه، شیب منحنی تنش- کرنش برشی افزایش یافته و مقدار کرنش برشی المان لايه نازك نيز كاهش يافته است.





شکل 14- نتایج شبیهسازی بهدست آمده از حلگر ضمنی با مدل رفتاری DP و شرایط مرزی INF+MPC و مدول نظیر 65% کرنش برشی بیشینه: الف) شتاب سرشمع، ب) تاریخچه زمانی شتاب میدان آزاد در فاصله 20d از مرکز شمع (d قطر شمع است)

(ب)



شکل 15- پاسخ هیسترزیس تنش- کرنش برشی در نقاط انتگرالگیری برای المان لایه نازک در اعماق d و 15d (b قطر شمع است)

5- نتيجەگىرى

در مطالعه عددی حاضر عملکرد لرزهای شمع منفرد مدفون در ماسه نوادا با استفاده از تحلیل دوبعدی در Abaqus مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان دادند، نوع شرایط مرزی و حلگر مورد استفاده در تحلیل المان محدود (یعنی؛ صریح و ضمنی)

می توانند که تأثیر قابل توجهی در شبیه سازی های عددی داشته باشند. بر اساس نتایج توصیه می گردد، در مواردی که ارتعاش ورودی در تحلیلهای دینامیکی به صورت تاریخچه شتاب به کف مدل اعمال می شود، تاحدامکان به تنهایی از المان های بی نهایت به دلیل نشت انرژی تحریک از مرزهای جانبی استفاده نگردد. در این موارد می توان از المان های بی نهایت به همراه قیود MPC استفاده نمود. استفاده همزمان از قيود MPC و المانهاي بينهايت (يعني؛ INF+MPC) در مطالعه حاضر توانسته است که شبیهسازی مناسبی از انتشار موج در مدل عددی در مقایسه با حالتی که فقط از قیود MPC برای مرزهای جانبی استفاده شود، فراهم آورد. مدل رفتاری مورد استفاده در تحلیل عددی، عامل مهم دیگر در داشتن یک شبیهسازی موفق بهشمار میرود. بر اساس نتایج، استفاده از مدل DP، مطابق با رعایت اصول ارائه شده در مطالعه حاضر، توانسته است که دقت مناسبی در شبیهسازی لرزهای شمع منفرد داشته باشد. در این زمینه، عیب اصلی مدل MC در حالت INF+MPC مدت;مان بالای تحلیل بود؛ بنابراین، مدل DP در صورت تطبيق مناسب پارامترها، مىتواند كه جايگزين مناسبى برای مدل MC باشد.

بر اساس نتایج، درنظرگیری المان لایه نازک برای شبیهسازی اندرکنش خاک- شمع توانسته است که بهصورت مناسب رفتار لرزهای شمع را پیشبینی نماید. در مطالعه حاضر، مشخصات مقاومتی المان لایه نازک با استفاده از ضریب کاهش مقاومت (یعنی؛ Rint) تعیین شد. نتایج نشان دادند که تخمین دقیق مدول معادل در گام دینامیک می تواند تأثیر قابل توجهی در دقت نتایج بهدست آمده از مدلهای رفتاری الاستیک- پلاستیک کامل داشته باشد. مدول دینامیک خاک با کرنش برشی مؤثر در ارتباط است. در این زمینه، کرنش برشی مؤثر نظیر 0/65γmax و کرنش برشی مؤثر بهدست آمده از رویکرد zero-cross بهمنظور تعیین مدول دینامیک خاک مورد ارزیابی قرار گرفتند. تاریخچه زمانی کرنش برشی در مطالعه حاضر، از تحلیل غیرخطی پاسخ ساختگاه با استفاده از DEEPSOIL به دست آمد. بر اساس نتایج، رویکرد zero-cross که به صورت گسترده در مباحث الکترونیک مورداستفاده قرار می گیرد، توانسته است که بیشینه تغییر مکان نسبی سرشمع (dmax) و شتاب اوج در سطح زمین (aff) را در مدل المان محدود با خطاى قابلقبولى شبيهسازى نمايد. بااين حال، توصيه مي گردد كه در تحليل دوبعدي المان محدود با استفاده از مدلهای رفتاری الاستیک- پلاستیک کامل، مواقعی از روش zero-cross در تعیین کرنش برشی مؤثر استفاده گردد که بیشینه كرنش برشى بهدست آمده از تحليل غيرخطى ساختگاه براى لايه خاک بیشتر از 1% باشد. علت آن میتواند ناشی از وقوع استهلاک بیشتر انرژی در المانهای لایه نازک (یعنی؛ فصل مشترک) باشد که ممکن است، پاسخهای نادرست از نیروهای وارد بر شمع ارائه

دهد. مطابق با نتایج، استفاده از حل گر ضمنی در مقایسه با حل گر صريح دقت بالايي در تخمين پاسخ شمع داشته است. توصيه می گردد، تا زمانی که مشکل عدم همگرایی و همچنین هزینههای محاسباتی (بهدلیل نیاز به استفاده از مشبندی ریزتر) در تحلیلهای دینامیکی وجود ندارد، از حل گر ضمنی استفاده شود. درنهایت، بر اساس مقایسه نتایج بهدستآمده از مطالعه حاضر با مقادیر اندازه گیری شده در آزمون سانتریفیوژ، استفاده از حل گر ضمنی بههمراه مدل رفتاری DP، شرایط مرزی INF+MPC و همچنین مدول دینامیک نظیر γeff = 0.65γmax، بهعنوان بهترین انتخاب در کاهش خطای شبیهسازی کرنش مسطح سیستم شمع-خاک- روسازه پیشنهاد می گردد. بر اساس نتایج، می توان با اطمينان رويكرد مورد استفاده در مطالعه حاضر را جهت شبیهسازی دوبعدی سیستم شمع- خاک- روسازه مورد استفاده قرار داد. بااین حال امکان دارد این شبیه سازی برای دیگر حالات مدلسازی دارای محدودیت باشد. بهعنوان مثال، امکان دارد این شرایط برای ارزیابی پاسخ گروه شمعها، شمعهای کوتاه (صلب) و یا شرایط اشباع خاک نتایج مناسبی ارائه ندهد. بااینحال، برای تحقيقات آينده پيشنهاد مىگردد كه رويكرد مدلسازى مورد استفاده در مطالعه حاضر برای شرایط مختلف مورد راستیآزمایی قرار گیرد تا اعتبار آن بیشتر تأیید گردد.

6- مراجع

- ABAQUS INC., "Analysis of Geotechnical Problems with ABAQUS", ABAQUS, Incorporated., 2003.
- Abuhajar O, El Naggar H, Newson T, "Seismic soilculvert interaction", Canadian Geotechnical Journal Canadian Science Publishing, 2015, 52 (11), 1649-67. https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0494
- Afshan S, Luquin IA, Gardner L, Gedge G, Jandera M, Saladrigas ER, Rossi B, Stranghoner N, Zhao O, "Design Manual for Structural Stainless Steel", 4th Edition, SCI, Silwood Park, Ascot, Berkshire (Number:SCI P413), 2017.
- Ali RS, Idriss R, Allaoua B, Fahim K, "Comparison between 2d and 3d analysis of a mono-pile under lateral cyclic load", 5^{ème} Congrès Maghrébin en Ingénierie Géotechnique, October, 2016.
- Alizadeh Sabet S, "Application of a Cosserat Continuum Model to Non-associated Plasticity", PhD Dissertation, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, 2020.
- Andreotti G, Calvi GM, "Design of laterally loaded pilecolumns considering SSI effects: Strengths and weaknesses of 3D, 2D, and 1D nonlinear analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamic, John Wiley & Sons, Ltd, 2021, 50 (3), 863-888. https://doi.org/10.1002/eqe.3379
- Arulmoli K, Muraleetharan KK, Hossain MM, Fruth LS, "VELACS (Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies) Laboratory Testing Program: Soil Data Report", The Earth Technology Corporation, Project No. 90-0562, Washington, D.C.,

- Gazetas G, Dobry R, "Horizontal response of piles in layered soils", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, 1984, 110 (1), 9410 (1984) 110, 1 (20) 20-40. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-
- Gohl WB, "Response of pile foundations to simulated earthquake loading: experimental and analytical results volume II", Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 1991.
- Groholski DR, Hashash YMA, Kim B, Musgrove M, Harmon J, Stewart JP, "Simplified Model for Small-Strain Nonlinearity and Strength in 1D Seismic Site Response Analysis", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, 2016, 142 (9), 04016042. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001496
- Hasanpouri Notash N, Dabiri R, Hajialilue Bonab M, Khodadadi L, Behrouz Sarand F, "A finite element modeling of drained triaxial test on loose sand using different constitutive models", AUT Journal of Civil Engineering, Amirkabir University of Technology, 2022, 6 (3), 339-358.

https://doi.org/10.22060/ajce.2023.22031.5817

Hasanpouri Notash N, Dabiri R, Hajialilue Bonab M, Khodadadi L, Behrouz Sarand F, "Evaluation of the inertial and kinematic interactions effects on the seismic behavior of single piles embedded in sand using different theoretical approaches", Geotechnical and Geological Engineering, Springer, 2024, 42 (1), 285-305.

https://doi.org/10.1007/s10706-023-02571-w

- Hashash YMA, Musgrove MI, Harmon JA, Ilhan O, Xing G, Numanoglu O, Groholski DR, Phillips CA, Park D, "DEEPSOIL 7", Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, 2020.
- Hazzar L, Hussien MN, Karray M, "Two-dimensional modelling evaluation of laterally loaded piles based on three-dimensional analyses", Geomechanics and Geoengineering, Taylor & Francis, 2019, 15 (4), 263-280.

https://doi.org/10.1080/17486025.2019.1640897

- Helwany S, "Applied Soil Mechanics: With ABAQUS Applications", John Wiley & Sons, 2007.
- Hibbitt, Karlsson, Sorensen, "ABAQUS/Explicit User's Manual", Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Incorporated, 2000.
- Hudson M, Idriss IM, Beikae M, "User's Manual for QUAD4M: A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base", University of California, 1994.
- Hussein AF, El Naggar MH, "Seismic behaviour of piles in non-liquefiable and liquefiable soil", Bulletin of Earthquale Engineering, Springer Science and Business Media B.V., 2022, 20 (1), 77-111. https://doi.org/10.1007/s10518-021-01244-4
- Idriss I, Sun J, "User's manual for SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits", University of California, 1992.
- Ishibashi I, Zhang X, "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", Soils and

1992.

Basarah YI, Numanoglu OA, Hashash YMA, Dashti S, "Impact of Hysteretic Damping on Nonlinear Dynamic Soil-Underground Structure-Structure Interaction Analyses", American Society of Civil Engineers, 2019, 208-218.

https://doi.org/10.1061/9780784482100.022

- BS EN 10088-5, "Stainless Steel-Part 5: Technical delivery conditions for bars, rod, wire sections and bright products of corrosion resisting steels for construction purposes", British Standard. 2009.
- Castro G, "Redistribution research", Memorandum to Void Redistribution Research Team By GEI Consultants, University of California, Davis, CA, 2001.
- Damians IP, Yu Y, Lloret A, Bathurst RJ, Josa A, "Equivalent interface properties to model soilfacing interactions with zero-thickness and continuum element methodologies", Manzanal D, Sfriso AO, editors. From Fundam to Appl Geotech 6th Int Symp Deform Charact Soils, Buenos Aires, IOS Press, November, 2015.
- Darendeli MB, "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves", Ph.D. Dissertation, Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin, 2001.
- Dassault Systèmes, "Abaqus 6.14 Analysis user's guide Volume III: Materials", Abaqus 6.14 Documentation, 2014a.
- Dassault Systèmes, "Abaqus 6.14 Analysis user's guide Volume IV: Elements", Abaqus 6.14 Documentation, 2014b.
- Dassault Systèmes, "Abaqus Version 6.14", 2014c.
- Desai CS, "Constitutive modeling and computer methods in geotechnical engineering", Acta Geotechnica Slovenia, 2010, 7 (1), 5-29. Corpus ID: 210044235
- Desai CS, Zaman MM, Lightner JG, Siriwardane HJ, "Thinlayer element for interfaces and joints", International Journal of Numerical Analitical and Methods in Geomechnics, John Wiley & Sons, Ltd, 1984,8 (1), 19-43.

https://doi.org/10.1002/NAG.1610080103

- Eurocode 3, "Design of steel structures-Part 1-4: General rules-Supplementary rules for stainless steels, EN 1993-1-4", European Standard, 2006.
- Garoz D, Gilabert FA, Sevenois RDB, Spronk SWF, Van Paepegem W, "Consistent application of periodic boundary conditions in implicit and explicit finite element simulations of damage in composites", Composites Part B: Engineering, Elsevier, 2019, 168, 254-266.

https://doi.org/10.1016/J.COMPOSITESB.2018.12. 023

Garoz D, Gilabert FA, Sevenois RDB, Spronk SWF, Rezaei A, Van Paepegem W, "Definition of periodic boundary conditions in explicit dynamic simulations of micro-or meso-scale unit cells with conformal and non-conformal meshes", ECCM 2016-Proceeding of the 17th European Conference on Composite Materials, European Society for Composite Materials (ESCM), Munich, Germany, 2016.

- Pradhan SK, Desai CS, "DSC model for soil and interface including liquefaction and prediction of centrifuge test", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, 2006, 132 (2), 214-222. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:2(214)
- Rahmani A, Taiebat M, Finn WDL, Ventura CE, "Evaluation of p-y springs for nonlinear static and seismic soil-pile interaction analysis under lateral loading", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Elsevier, 2018, 115, 438-447.

https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2018.07.049

- Roy K, Hawlader B, Kenny S, Moore I, "Finite element modeling of lateral pipeline-soil interactions in dense sand", Canadian Geotechnical Journal, NRC Research Press, 2016, 53 (3), 490-504. https://doi.org/10.1139/CGJ-2015-0171
- Saberi M, Annan CD, Konrad JM, "Implementation of a soil-structure interface constitutive model for application in geo-structures", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Elsevier, 2019, 116, 714-731.

https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.11.001

- Sadiq S, Van Nguyen Q, Jung H, Park D, "Effect of flexibility ratio on seismic response of cut-andcover box tunnel", Advances in Civil Engineering, Wiley, 2019.
- https://doi.org/10.1155/2019/4905329
- Schanz T, Vermeer PA, "Angles of friction and dilatancy of sand", Geotechnique, Thomas Telford Ltd, 1996, 46 (1), 145-151.

https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.1.145

- Schnabel PB, Lysmer J, Seed HB, "SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", Earthquake Engineering Research Center, 1972.
- Sharma KG, Desai CS, "Analysis and Implementation of Thin-Layer Element for Interfaces and Joints", Journal of Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers, 1992, 118 (12), 2442-2462. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1992)118:12(2442)
- Shin H, Kim JB, "Physical interpretations for cap parameters of the modified Drucker-Prager cap model in relation to the deviator stress curve of a particulate compact in conventional triaxial testing", Powder Technology, Elsevier, 2015, 280, 94-102. https://doi.org/10.1016/j.powtec.2015.04.023
- Shin H, Kim JB, Kim SJ, Rhee KY, "A simulation-based determination of cap parameters of the modified Drucker-Prager cap model by considering specimen barreling during conventional triaxial testing", Computational Materials Science, Elsevier, 2015,100 (PA), 31-38.

https://doi.org/10.1016/j.commatsci.2014.10.024

- Subba Rao KS, Allam MM, Robinson RG, "Interfacial friction between sands and solid surfaces", Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, Thomas Telford-ICE Virtual Library, 1998, 131 (2), 75-82. https://doi.org/10.1680/IGENG.1998.30112
- Vallejos J, "Hydrostatic compression model for sandy soils", Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45 (8),

Foundations, Elsevier, 1993, 33 (1), 182-191. https://doi.org/10.3208/SANDF1972.33.182

- Itasca, "FLAC manual (fast lagrangian analysis of continua)", Itasca Consult Group, Incorporated, ,version 7,USA, 2011.
- Kagawa T, Kraft LM, "Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings", Soils Found, Elsevier, 1980, 20 (4), 19-36.
- Kamai R, Boulanger RW, "Simulations of a centrifuge test with lateral spreading and void redistribution effects", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, 2013, 139 (8), 1250-1261. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000845
- Lee KZZ, Chang NY, Ko HY, "Numerical simulation of geosynthetic-reinforced soil walls under seismic shaking", Geotextile and Geomembranes, Elsevier, 2010, 28 (4), 317-334. https://doi.org/10.1016/J.GEOTEXMEM.2009.09.0 08
- Liu H, "Dynamic analysis of subway structures under blast loading", Geotechnical and Geological Engineering, Springer, 2009, 27 (6), 699-711. https://doi.org/10.1007/S10706-009-9269-9
- Luo C, Yang X, Zhan C, Jin X, Ding Z, "Nonlinear 3D finite element analysis of soil-pile-structure interaction system subjected to horizontal earthquake excitation", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Elsevier, 2016, 84, 145-156. https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2016.02.005
- Madabhushi G, Knappett J, Haigh S, "Design of pile foundations in liquefiable soils", Imperial College Press, 2010.
- Menq F-Y, "Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils", Ph.D. Dissertation, Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin, 2003.
- Ochmański M, Mašín D, Duque J, "An approach for 2D modelling of laterally loaded piles", Soils and Foundations, Elsevier, 2023, 63 (1), 101263. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101263
- Oettl G, Stark RF, Hofstetter G, "A comparison of elasticplastic soil models for 2D FE analyses of tunnelling", Computers in Geotechnics, Elsevier, 1998, 23 (1-2), 19-38.

https://doi.org/10.1016/S0266-352X(98)00015-9

- Oztoprak S, Bolton MD, "Stiffness of sands through a laboratory test database", Geotechnique, Thomas Telford Ltd, 2013, 63 (1), 54-70. https://doi.org/10.1680/GEOT.10.P.078
- Peiris T, Thambiratnam D, Perera N, Gallage C, "Soil-Pile interaction of pile embedded in Deep-Layered marine sediment under seismic excitation", Structural Engineering International, Taylor & Francis, 2014, 24 (4), 521-531. https://doi.org/10.2749/101686614X138546943 14720
- PLAXIS, "PLAXIS 2D reference manual", Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2012.
- Popescu R, Prevost JH, "Centrifuge validation of a numerical model for dynamic soil liquefaction", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Elsevier, 1993, 12 (2), 73-90. https://doi.org/10.1016/0267-7261(93)90047-U

1169-1179. https://doi.org/10.1139/T08-048

- Vitharana N, "Rational prediction of lateral behaviour of concrete piles incorporating pile (concrete) nonlinearity", Proceding 14th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering Recent Development in Foundation Technics, 1997, 915-920.
- Wang D, Zhao C, "Strain-threshold-and frequencydependent seismic simulation of nonlinear soils", Earthquake Science, 2014, 27 (6), 615-626. https://doi.org/10.1007/S11589-014-0102-Z
- Wilson DW, "Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay", Ph.D. Dissertation, University of California Davis, 1998.
- Wu G, Finn WDL, "Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain", Canadian Geotechnical Journal, National Research Council of Canada, 1997, 34 (1),44-52. https://doi.org/10.1139/T96-088
- Yasseri S, "Seismic Design of Subsea Jumper per ISO: Part I-Preliminaries", International Journal of Coastal and Offshore Engineering, 2020, 4 (1), 31-43. https://doi.org/10.29252/ijcoe.4.1.31
- Yoshida N, Kobayashi S, Suetomi I, Miura K, "Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Elsevier, 2002, 22 (3), 205-222.

https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00011-8

Yussof MM, Silalahi JH, Kamarudin MK, Chen PS, Parke GAR, "Numerical evaluation of dynamic responses of steel frame structures with different types of haunch connection under blast load", Applied Science, Multidisciplinary Digital Publishing Institute, 2020, 10 (5), 1815. https://doi.org/10.3390/app10051815

Zaman M, "Influence of interface behavior in dynamic soil-structure interaction problems", Ph.D. Dissertation, Faculty of The Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Arizona, 1982.

Zhang L, Goh SH, Liu H, "Seismic response of pile-raftclay system subjected to a long-duration earthquake: centrifuge test and finite element analysis", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Elsevier, 2017, 92, 488-502. https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2016.10.018