



University Of Qom

One-Dimensional Non-Linear Response Analysis of Granular Cemented Alluvium Using Perturbation Method

Ali Shirzad¹, Seyed Ali Asghar Hosseini² , Amir Hamidi³ 

1. M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Karaj, Iran. E-mail: omranali1369@gmail.com
2. Associate Professor, Department of Mechanical Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Karaj, Iran. E-mail: ali.hosseini@khu.ac.ir
3. Corresponding author, Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Karaj, Iran. E-mail: hamidi@khu.ac.ir

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:
Received 23 Jun 2023
Revised 20 Jan 2024
Accepted 06 Feb 2024

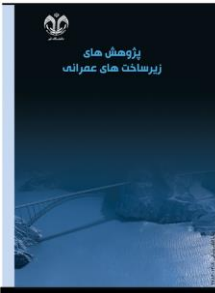
Keywords:
Perturbation Method,
Non-linear Response Analysis,
One-layered Cemented
Alluvium,
Vibrations Amplitude,
Resonance Frequency.

ABSTRACT

In present study, the response of a cemented granular and horizontal layer is investigated under one-dimensional harmonic vibrations applied at its base. The modeling was performed considering an infinite horizontal layer with displacements occurred in one direction with uniform shear stress and strain distributions on horizontal planes. It is considered that only shear displacements occur when the soil layer is subjected to seismic excitation at base. The nonlinear behavior due to cyclic loading can be determined using dynamic characteristics of soil like shear modulus and damping ratio. These dynamic characteristics are dependent to different parameters like confining pressure and cement content. In present study, an empirical model was applied for determination of dynamic characteristics of cemented and uncemented soil. By deriving the one degree of freedom equation of motion, an approximate solution was suggested using perturbation method. Finally, the resonance phenomenon was studied for cemented granular layer and the amplitudes were predicted with a precise approximation. Based on the results, the suggested method was able to predict the response of soil layer with good consistency comparing to the results of numerical methods like Runge-Kutta.

Cite this article: Shirzad A, Hosseini SAA, Hamidi A. One-Dimensional Non-Linear Response Analysis of Granular Cemented Alluvium Using Perturbation Method. Civil Infrastructure Researches. 2024; 10(1): 153-167. <https://doi.org/10.22091/cer.2024.9608.1490>





تحلیل پاسخ یک‌بعدی و غیرخطی لایه خاک دانه‌ای سیمانته تحت ارتعاش هارمونیک با استفاده از تکنیک اغتشاشات

علی شیرزاد^۱، سید علی اصغر حسینی^۲، امیر حمیدی^۳

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، کرج، ایران. رایانامه: omranali1369@gmail.com

۲. دانشیار، گروه مهندسی مکانیک، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، کرج، ایران. رایانامه: ali.hosseini@khu.ac.ir

۳. نویسنده مسئول، استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، کرج، ایران. رایانامه: hamidi@khu.ac.ir

چکیده

در این مطالعه به بررسی پاسخ آبرفت تک لایه دانه‌ای سیمانته با سطح افقی تحت اثر ارتعاشات هارمونیک یک بعدی اعمالی در پایه پرداخته شد. مدل‌سازی به صورت یک لایه نیمه بینهایت در نظر گرفته شده و جابه‌جایی‌های افقی تنها در یک جهت و تنش‌ها و کرنش‌های برشی نیز روی صفحات افقی بطور یکنواخت لحاظ شده است. فرض بر آن است که وقتی خاک تحت تأثیر تحریک لرزه‌ای در پایه قرار می‌گیرد، تنها در آن تغییرشکل برشی ایجاد می‌گردد. رفتار غیرخطی خاک که ناشی از بارگذاری سیکلی می‌باشد، با استفاده از خصوصیات تغییرشکل دینامیکی یعنی نسبت میرایی و سختی نرمال شده تعیین می‌شود. این ویژگی‌های دینامیکی به پارامترهای مختلفی مانند فشار همه‌جانبه و درصد سیمان وابسته می‌باشند. در این مطالعه از یک مدل تجربی برای تعیین خصوصیات تغییرشکل دینامیکی خاک دانه‌ای سیمانته و غیرسیمانته استفاده شد. با تشکیل معادله یک درجه آزادی مرتبه اول غیرخطی حرکت تحت ارتعاش هارمونیک، امکان ارائه راه‌حل تقریبی این معادله با استفاده از تکنیک اغتشاشات مورد ارزیابی قرار گرفت. در نهایت، وقوع پدیده تشدید در آبرفت یک لایه سیمانته بررسی شد و دامنه در سطح زمین به روش تحلیلی و با دقت مناسب تعیین گردید. براساس نتایج، روش تحلیلی پیشنهادی برای تحلیل پاسخ سیستم یک درجه آزادی از سازگاری بسیار خوبی با روش‌های عددی مرسوم مانند رانج کوتاه برخوردار است.

اطلاعات مقاله

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۴/۰۲

تاریخ بازنگری: ۱۴۰۲/۱۰/۳۰

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۱۱/۱۷

کلیدواژه‌ها:

تکنیک اغتشاشات،
تحلیل پاسخ غیرخطی،
آبرفت سیمانته تک لایه،
دامنه ارتعاشات،
فرکانس تشدید.

استناد: شیرزاد علی، حسینی سید علی اصغر، حمیدی امیر. تحلیل پاسخ یک‌بعدی و غیرخطی لایه خاک دانه‌ای سیمانته تحت ارتعاش هارمونیک با استفاده از تکنیک اغتشاشات. پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی. ۱۴۰۳؛ ۱۰(۱)، ۱۵۳-۱۶۷.

<https://doi.org/10.22091/cer.2024.9608.1490>



۱- مقدمه

ایجاد می‌کنند. با این وجود، در شرایط لرزه‌ای ممکن است دچار گسیختگی شوند [۱۰].

با توجه به لزوم تعیین تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی با سطح کرنش برشی ایجاد شده در خاک، بسیاری از مطالعات قبلی به ارزیابی تأثیر عوامل اثرگذار بر این مقادیر انجام شده‌اند [۵، ۸-۱۰].

به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی و اندرکنش خاک و سازه مبتنی بر عدم قطعیت مشخصات مهندسی لایه‌های خاک، ژانگ^۱ و همکاران، روش شبکه عصبی پیچیده یک بعدی (ID-CNN^۲) را به جای روش اجزای محدود برای تحلیل لرزه‌ای و ارزیابی عملکردی سایت ایستگاه مترو به کار گرفتند. نتایج نشان داد که عدم قطعیت در مقادیر سرعت موج برشی در حدود ۱۰ درصد مقادیر PGA را تغییر می‌دهد. از طرفی با بررسی تغییرات منحنی تردشدگی می‌توان دریافت که ارزیابی عملکردی، رفتار ایمن‌تری را برای سازه‌های زیرزمینی در زمین لرزه‌های شدید حاصل می‌کند [۱۱].

ریس^۳، مدل ساختاری جدیدی را برای در نظرگیری اثرات تحکیم ماسه پس از وقوع روانگرایی، به دلیل به کارگیری لایه‌های زهکش، ارائه داد. این فرمول‌بندی علاوه بر مزیت مورد اشاره قادر به برآورد اتساع، کاهش مدول برشی، افزایش میرایی و محاسبه اضافه فشار آب حفره‌ای در زمان وقوع پدیده روانگرایی است [۱۲].

محققان براساس داده‌های آزمایشگاهی، خصوصیات دینامیکی خاک‌های شنی، منحنی‌های کاهش مدول برشی نرمال شده و نسبت میرایی را مورد ارزیابی قرار دادند. سپس تأثیر فشار همه جانبه بر روی نسبت میرایی را براساس مطالعات انجام شده بر ماسه‌ها نشان دادند [۵ و ۱۳].

در دهه‌های گذشته زلزله‌های مخربی نشان دادند که شرایط خاک محلی تأثیر بسزایی بر روی پاسخ زمین در حین ارتعاشات لرزه‌ای دارد. به طور کلی، عوامل ثانویه مانند توپوگرافی، ماهیت سنگ بستر، ویژگی‌ها و ساختار خاک‌های رسوبی عوامل مهمی هستند که تأثیرات قابل توجهی بر روی تحریکات زمین می‌گذارند.

در بسیاری از موارد لایه‌های خاکی تحت اثر تغییرشکل‌های برشی به دلیل ارتعاشات پایه هستند. از طرفی در روش تیر برشی محدوده جانبی رسوبات آبرفت یک لایه، تأثیری در پاسخ ندارد. بنابراین جابه‌جایی‌های افقی تنها در یک جهت اهمیت دارند و تنش‌ها و کرنش‌های برشی روی صفحات افقی یکنواخت می‌باشند [۴-۱]. تغییرشکل‌های برشی ایجاد شده در خاک در بیشتر تحریکات لرزه‌ای، از محدوده کرنش‌های کوچک و الاستیک فراتر رفته و موجب ایجاد تغییرشکل‌های ماندگار در خاک می‌شوند. در این صورت به دلیل تغییرات ساختاری خاک، خصوصیات تغییرشکل دینامیکی خاک یعنی نسبت میرایی و سختی برشی دستخوش تغییراتی می‌شوند؛ که این تغییرات برای میرایی هیستریزیس با افزایش کرنش برشی به صورت افزایشی بوده و برای سختی برشی با افزایش کرنش برشی به صورت کاهش می‌باشد [۵ و ۶].

برخی از مناطق جهان در پهنه با خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد قرار دارند که از آن جمله می‌توان به کلان‌شهر تهران اشاره نمود که از سطح خطر لرزه‌ای بسیار زیاد برخوردار است. از آنجاکه خصوصیات ژئوتکنیکی و زمین‌شناسی محلی تأثیرات به‌سزایی بر روی پاسخ ارتعاشات وارد بر بستر سنگی دارند، در مواردی مشاهده گردیده که لایه‌های رسوبات نرم، ارتعاشات سطحی را تا چندین برابر تقویت می‌کنند [۷-۹]. از طرفی، لایه‌های رسوبات سخت از قبیل خاک‌های سیمانته به لحاظ سختی بیشتر، پایداری بسیار خوبی را در شیب‌های تند و متوسط

¹- Zhong

²- One- dimensional Convolutional Neural Network

³- Reyes

تکنیک اغتشاشات در موارد متعددی جهت حل معادلات حاکم بر تغییرشکل استاتیکی و دینامیکی سیستم‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. از جمله ژائو^۷ و همکاران این روش را برای تحلیل رفتار پس از کمانش شمع‌ها مورد استفاده قرار دادند [۲۶]. همچنین روش اغتشاشات به منظور تعیین مختصات بلوک‌های لغزش و بهینه‌سازی مکانیزم گسیختگی در تحلیل‌های حدی مورد استفاده قرار گرفته است [۲۷ و ۲۸]. در تحقیق دیگر، روش اغتشاشات برای تعیین مقدار میانگین و میزان انحراف پارامترهای مکانیکی به دست آمده از روش آنالیز برگشتی به کار گرفته شد [۲۹]. برای مقایسه نتایج روش‌های احتمالاتی با تکنیک اغتشاشات، روش اجزای محدود تصادفی طیفی و روش مونت کارلو^۸ در بررسی کارایی این روش‌ها جهت مسائل پایداری شیب در نظر گرفته شد [۳۰]. مهمترین عواملی که بر نسبت مدول برشی تأثیرگذار هستند شامل کرنش برشی، تنش محصورکننده مؤثر میانگین، نوع خاک، شاخص پلاستیسیته و درصد سیمان هستند و سایر عوامل از قبیل فرکانس بارگذاری، تعداد سیکل بارگذاری، نسبت پیش تحکیمی، نسبت تخلخل، درجه اشباع و خصوصیات دانه‌ها از اهمیت کمتری برخوردارند [۳۱].

برای بررسی این موضوع که ارتعاش وارده به سازه‌های واقع بر بسترهای آبرفتی چه تأثیراتی روی آنها دارد، علاوه بر دانستن خصوصیات تغییرشکل دینامیکی مرتبط با لایه‌های خاک، نیاز به درک صحیحی از تأثیر لایه‌های آبرفتی بر تشدید یا تخفیف ارتعاش وارده و همچنین رفتار لایه‌های خاکی واقع بر سنگ بستر در برابر ارتعاش وارده است. رفتار لایه‌های خاکی در برابر تحریکات لرزه‌ای وارده بر سنگ بستر می‌تواند خطی یا غیرخطی باشد. از ابتدای قرن بیستم تاکنون روش‌های زیادی به منظور تحلیل لرزه‌ای لایه‌های خاکی ارائه شده

منک^۴ و سنتاکیس^۵ و همکاران، تأثیر ضریب یکنواختی بر خصوصیات تغییرشکل دینامیکی ماسه را با استفاده از آزمایش‌های ستون تشدید دامنه بالا مورد بررسی قرار دادند و مشخص شد که ضریب یکنواختی تأثیر به‌سزایی روی خصوصیات دینامیکی ماسه‌ها دارد [۱۴ و ۱۵].

وجود سیمان در خاک سبب افزایش تردی و ازدیاد مقاومت آن می‌شود [۱۶-۲۰]. حائری و حمیدی مدلی را برای پیش‌بینی رفتار خاک‌های سیمانته ارائه دادند. این مدل مبتنی بر رفتار خاک سیمانته به دو قسمت خاک غیرسیمانته و باندهای سیمانی و ترکیب رفتار مکانیکی هر دو قسمت با استفاده از معادلات تعادل انرژی و معادلات سازگاری بود [۲۱]. ترابی‌پور و حمیدی به روش تحلیل یک‌بعدی پاسخ زمین، اثرات سیمانتاسیون را روی پاسخ لرزه‌ای آبرفت درشت‌دانه مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحلیل ایشان تطابق مناسبی با مقادیر اندازه‌گیری شده در دو سایت مختلف داشت. آنها از مدل رفتاری پیشنهادی حائری و حمیدی برای به‌کارگیری رفتار غیرخطی خاک سیمانته و بررسی اثرات سیمانتاسیون روی آبرفت، استفاده کردند [۲۱ و ۲۲]. برخی از متغیرها، تأثیر به‌سزایی بر خصوصیات خاک سیمانته و در نتیجه بر پاسخ آبرفت داشت؛ به عنوان مثال، افزایش در درصد سیمان موجب افزایش زاویه اصطکاک و افزایش در زاویه اتساع می‌شود [۲۳ و ۲۴].

شیرزاد و همکاران، فرمولاسیونی تجربی را برای تعیین پارامترهای دینامیکی نسبت مدول برشی و نسبت میرایی ارائه دادند. سپس از مقیاس‌های زمانی چندگانه^۶ برای تحلیل پاسخ زمین به صورت حل مستقیم معادله حرکت یک درجه آزادی در حوزه زمان جهت تعیین فرکانس طبیعی سیستم تک‌لایه بهره گرفتند [۲۵].

7- Zhao

8- Monte Carlo Method

4- Menq

5- Senetakis

6- Multiple Scales Method

است که در سه دسته کلی روش‌های خطی، معادل خطی و غیرخطی دسته‌بندی می‌شوند. روش‌های خطی به دلیل سادگی و عدم در نظرگیری رفتار غیرخطی و تعیین مقادیر تغییرشکل‌های ماندگار خاک کاربرد گسترده‌ای در تعیین پاسخ سطح لایه آبرفتی ندارند. بدین منظور، روش معادل خطی به جهت در نظرگیری رفتار هیسترتیک لایه خاکی در اثر بارگذاری سیکلی به کار گرفته شد. از آنجاکه تعیین کرنش برشی مؤثر دارای ابهاماتی بوده و البته نسبت میرایی تا حد زیادی به فرکانس بارگذاری وابسته است و منجر به صرف هزینه و زمان زیاد محاسبات می‌شود، دارای معایبی هستند که به کارگیری روش‌های غیرخطی را اجتناب‌ناپذیر می‌کند. ارزیابی پاسخ زمین به روش غیرخطی نیازمند اطلاعات مناسبی از خصوصیات خاک دارد و از طرفی نیازمند روش‌های مناسبی است که بتوان مدل ریاضی لازم برای لایه خاکی را تحلیل نمود. تاکنون روش‌های عددی بسیاری با کمک گرفتن از مدل‌های رفتار غیرخطی جهت پیاده‌سازی در برنامه Deepsoil توانسته‌اند به خوبی به ارزیابی غیرخطی پاسخ سایت بپردازند [۳۲-۳۴]. در حال حاضر، به کارگیری روش‌های گام به گام عددی مانند روش ویلسون θ و روش تفاضلات محدود برای ارائه راه‌حل در به کارگیری مدل‌های غیرخطی ارائه شده است که از پیچیدگی و دشواری زیادی برخوردار بوده و نیازمند صرف زمان زیادی برای تحلیل غیرخطی لایه آبرفتی می‌باشند. با این وجود، تاکنون تکنیک‌های ریاضی برای ارزیابی رفتار غیرخطی سایت کمتر مورد بهره‌گیری قرار گرفته‌اند. در دهه‌های گذشته تاکنون استفاده از معادلات دیفرانسیل به منظور بررسی و تجزیه و تحلیل بسیاری از مسائل فیزیکی مرسوم بوده است. بسیاری از این مسائل فیزیکی مثل ارتعاشات لرزه‌ای با توجه به ویژگی‌های ذاتی این وقایع در دسته مسائل غیرخطی قرار می‌گیرند که نیازمند تعریف معادلات دیفرانسیل غیرخطی حاکم بر مسئله می‌باشند. بنابراین ارائه پاسخی تحلیلی برای اینگونه از مسائل دشوار است. اما با توجه به پیشرفت ریاضیات در سال‌های گذشته،

روش‌های تقریبی نیز توسعه یافته است. از تکنیک‌های متداولی که از ابتدای قرن بیستم مورد استفاده بوده می‌توان به تکنیک اغتشاشات اشاره کرد. روش اغتشاشات به طور ذاتی براساس پارامترهای کوچک و بزرگ موجود در حل که به مقادیر اغتشاش معروف می‌باشند، بنا شده است. به بیان ساده‌تر، روش اغتشاشات از مقادیر اغتشاش برای تبدیل مسائل غیرخطی به تعداد مشخصی از مسائل خطی استفاده می‌کند تا بتواند جواب مساله غیرخطی را به صورت حل مجموعه‌ای از مسائل خطی تبدیل نماید. در واقع پارامترهای اغتشاش زیربنای این روش می‌باشند [۳۵].

مرور مطالعات قبلی نشان می‌دهد روش مبتنی بر تحلیل جهت آنالیز طیف پاسخ در آبرفت‌های سیمانی‌شده، با تمرکز بر امکان شکست باندها ارائه نشده است. تنها مورد موجود، مطالعه ترابی‌پور و حمیدی است که آن نیز بر مبنای روشی عددی قرار دارد [۲۲]. با توجه به عدم در نظرگیری رفتار شکننده این مصالح و مدل رفتاری متناسب، برنامه‌های تجاری نیز در برآورد طیف پاسخ در این آبرفت‌ها پاسخ قابل قبولی ارائه نمی‌کنند. بر این اساس، در مطالعه حاضر با در نظرگیری آبرفت تک‌لایه به صورت سیستم جرم متمرکز با فنر غیرخطی و میرایی غیرخطی مبادرت به ارائه راه‌حل ریاضی واضحی از این سیستم یک درجه آزادی شده است. اطلاعات موردنیاز برای انجام تحلیل پاسخ لرزه‌ای سایت شامل نسبت میرایی و سختی برشی مرتبط با هر لایه خاکی در لایه آبرفت موردنظر می‌باشند. سعی بر آن است که با استفاده از تکنیک اغتشاشات پاسخ مناسبی برای معادله دیفرانسیلی غیرخطی حاکم بر سیستم یک درجه آزادی خاک، شامل فنر غیرخطی و میراگر غیرخطی تحت ارتعاش هارمونیک ارائه گردد. همچنین سازگاری پاسخ به‌دست آمده با روش عددی رانج کوتاه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- فرمولاسیون تجربی

$$D(\%) = (a * \gamma + b) / (\gamma + c) \quad (2)$$

با تحلیل رگرسیون، ضرایب معادله نسبت میرایی و کاهش مدول برشی به صورت روابط (۳) تا (۵) ارائه شده‌اند:

$$a = (\alpha_1 P_0) + (\alpha_2 C_c(\%)) + (\alpha_3 e_0) + C \quad (3)$$

$$b = (\alpha_1 P_0) + (\alpha_2 C_c(\%)) + (\alpha_3 e_0) + C \quad (4)$$

$$c = (\alpha_1 P_0) + (\alpha_2 C_c(\%)) + (\alpha_3 e_0) + C \quad (5)$$

ضرایب α_j ثوابتی هستند که با برازش روابط، براساس نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی قابل تعیین می‌باشند. این ضرایب در جدول ۱ گردآوری شده‌اند.

شیرزاد و همکاران با روش‌های آماری مرسوم و نرم‌افزار متلب توابعی را برای تبیین رفتار میرایی هیستریزیس و سختی برشی خاک‌های سیمانته و غیرسیمانته برحسب کرنش برشی به دست آوردند. این توابع با برازش به داده‌های آزمایشگاهی و مدل‌های ارائه شده در مطالعات گذشته تعیین شده‌اند. ایشان با استفاده از منحنی‌های سختی و میرایی ارائه شده توسط محققان قبلی، فرمولاسیون تجربی طبق روابط (۱) و (۲) که تأثیر پارامترهایی از قبیل فشار همه‌جانبه، درصد سیمان، نسبت تخلخل را در نظر بگیرد، ارائه دادند [۲۵، ۳۶ و ۴۰]:

$$G / G_{max} = (a * \gamma + b) / (\gamma + c) \quad (1)$$

جدول ۱- ضرایب معادلات (۳-۵) مبتنی بر مطالعات محققین قبلی [۲۵]

$G / G_{max} - \log \gamma$					
R^2	مقادیر				ضرایب
	C	α_3	α_2	α_1	
۰/۵۵۲	۰/۱۱۵۲	-۰/۰۵۰۶	-۰/۰۰۶۸	$۲/۵۱ \times 10^{-۵}$	a
۰/۶۳۵	-۰/۰۰۰۲۸۵	۰/۰۷۳۱۷	-۰/۰۰۰۲۰۶	$۴/۳۵ \times 10^{-۵}$	b
۰/۶۱۷	۰/۰۰۲۹۳	۰/۰۷۰۸	-۰/۰۰۰۷۱	$۴/۴ \times 10^{-۵}$	c
$D(\%) - \gamma(\%)$					
R^2	مقادیر				ضرایب
	C	α_3	α_2	α_1	
۰/۸۸	۳۵/۷۵	-۱۸/۶۹	-۰/۹۳۹۷	۰/۰۰۰۵۸	a
۰/۸۹۲	۰/۰۹۲۵۶	-۰/۰۸۷۸	۰/۰۰۸۷۵	$-۱/۳۲ \times 10^{-۵}$	b
۰/۸۲۴	-۰/۱۳۶۶	۰/۳	۰/۰۰۰۹۷۶	۰/۰۰۰۱۳۶	c

مسئله‌ای که قابل حل دقیق است، فرمول‌بندی نمود. نظریه اغتشاش به عبارتی به سری توانی از یک پارامتر کوچک برای پاسخ مورد نظر منجر می‌شود که انحرافات از مسئله قابل حل کامل را به صورت کمی بیان می‌کند. اولین جمله از این سری توانی، پاسخ مسئله قابل حل دقیق است و جملات بعدی، انحراف از این پاسخ به دلیل انحراف از مسئله اصلی را توصیف می‌کند.

در مطالعه حاضر از روش مقیاس زمانی چندگانه برای تحلیل و ارزیابی معادله تعادل دینامیکی حاکم بر حرکت سیستم یک درجه آزادی غیرخطی در حالت

۳- روش اغتشاشات

نظریه اغتشاشات^۹، شامل روش‌های ریاضی است که برای یافتن پاسخ تقریبی مسئله‌ای که پاسخ دقیق آن قابل دسترسی نیست، به کار می‌رود. یافتن این جواب تقریبی با یک پاسخ دقیق در مسئله مرتبط آغاز می‌شود. نظریه اغتشاش را زمانی می‌توان به کار برد که بتوان مسئله را با افزودن یک عبارت کوچک به توصیف ریاضی

^۹- Perturbation Technic

سایر مدهای ارتعاشی خودداری شده است. به عبارت دیگر، رفتار لایه آبرفت با یک سیستم یک درجه آزادی جرم- فنر- میراگر مدل می‌شود. بنابراین این امکان وجود خواهد داشت که به شکل ساده و محافظه‌کارانه‌ای، کرنش برشی را با استفاده از یک تبدیل ساده به تغییر مکان نظیر آن تبدیل نمود. بدین جهت فرض گردیده که آبرفت یک لایه به صورت همگن و یکنواخت بوده و در اثر ارتعاش وارده، رفتار آن به صورت سیکلی باشد به طوری که در هیچ نقطه‌ای از آن تغییر شکل ماندگار به وجود نیاید. از طرفی به خوبی روشن است که سختی فنر یعنی k به طور مستقیم با مدول برشی لایه خاک در ارتباط است. پس منظور از سختی یا سختی نرمال شده فنر، در واقع همان نسبت مدول برشی نرمال شده خواهد بود و میرایی میراگر نیز نسبت میرایی هیستریزس می‌باشد.

بنابراین به صورت کاملاً ساده شده تغییر مکان سطح لایه آبرفت به طور مستقیم با کرنش برشی نظیر آن در ارتباط خواهد بود:

$$u^* = \gamma^* H \quad (10)$$

پس معادلات (۶) و (۷) به صورت زیر تغییر خواهند نمود:

$$K = k_3 u^{*2} + k_2 u^* + k_1 \quad (11)$$

$$D = D_2 u^{*2} + D_1 u^* + D_0 \quad (12)$$

پارامترهای معادلات فوق به صورت $k_3 = k_3^*/H^2$, $k_2 = k_2^*/H$, $k_1 = k_1^*$ تعریف می‌شوند. به صورت مشابه ضرایب فرمولاسیون نسبت میرای تعیین می‌شوند ($D_2 = D_2^*/H^2$, $D_1 = D_1^*/H$, $D_0 = D_0^*$). از طرفی $k = G/G_{max}$ در نظر گرفته می‌شود.

ذکر این نکته ضروری است، که تقریب مرتبه سه سری تیلور می‌تواند منحنی‌های $G/G_{max} - \log_{10} \gamma$ را تا کرنش برشی ۰/۱ درصد به خوبی

ارتعاش هارمونیک بهره‌گیری شده است. بدین منظور از سری تیلور برای تبدیل فرمولاسیون تجربی معرفی شده توسط شیرزاد و همکاران به یک معادله ریاضی چند جمله‌ای به صورت معادلات (۶) و (۷) بهره‌گیری شده است [۲۵]:

$$\begin{aligned} \frac{G}{G_{max}} &= [(a^* \gamma + b) / (\gamma + c)] \xrightarrow{\text{Taylor series}} \\ \frac{G}{G_{max}} &= \frac{b}{c} + \frac{\left(a - \frac{b}{c}\right) \gamma}{c} - \frac{(ac - b) \gamma^2}{c^3} \quad (6) \\ &= k_3^* \gamma^2 + k_2^* \gamma + k_1^* \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= [(a^* \gamma + b) / (\gamma + c)] \xrightarrow{\text{Taylor series}} \\ D &= \frac{b}{c} + \frac{\left(a - \frac{b}{c}\right) \gamma}{c} - \frac{(ac - b) \gamma^2}{c^3} \quad (7) \\ &= D_2^* \gamma^2 + D_1^* \gamma + D_0^* \end{aligned}$$

که در آن، ضرایب $k_2^* = (a - b/c)/c$, $k_1^* = b/c$ و $k_3^* = (ac - b)/c^3$ ثوابت معادله سختی نرمال شده و $D_1^* = (a - b/c)/c$, $D_0^* = b/c$ و $D_2^* = (ac - b)/c^3$ ثوابت نسبت میرایی هیستریزس هستند.

کرنش برشی نیز بر حسب توابع تغییر مکان جهات x (u^*) و y (v^*) به صورت رابطه (۸) نوشته می‌شود:

$$\gamma = \varepsilon_{xy} = \frac{\partial u^*}{\partial y} + \frac{\partial v^*}{\partial x} \quad (8)$$

با فرض اینکه حرکت یک‌بعدی باشد، یعنی کرنش‌های برشی فقط در راستای x وجود داشته باشند و باتوجه به مبانی روش تیر برشی تغییر شکل‌ها در راستای y حذف خواهند شد [۴-۱]:

$$\gamma = \varepsilon_{xy} = \frac{\partial u^*}{\partial y} \quad (9)$$

در این تحقیق فرض شده تعیین پاسخ سطح لایه آبرفت دانه‌ای تحت ارتعاش هارمونیک لایه بستر سنگی تنها در مود ارتعاشی اول رخ دهد و بنابراین از پرداختن به

کاربرد F آن است که مقادیر دامنه در لحظه تشدید تعیین شوند.

$$\begin{aligned} \mu_2 &= \frac{u_0^2 D_2}{m \omega_n}, \mu_1 = \frac{u_0 D_1}{m \omega_n}, \mu_0 = \frac{D_0}{m \omega_n}, \\ S_3 &= \frac{u_0^2 k_3}{k_1}, S_2 = \frac{u_0 k_2}{k_1}, S_1 = \frac{k_1}{m \omega_n^2} = 1, \\ Q &= \frac{Q^*}{m u_0 \omega_n^2}, Q = \epsilon^2 q, \omega = \frac{\omega_s}{\omega_n} \end{aligned} \quad (14)$$

براساس روش مقیاس زمانی چندگانه، به سه مقیاس زمانی $T_0 = t, T_1 = \epsilon t, T_2 = \epsilon^2 t$ نیاز داریم. به این ترتیب پاسخ معادله (۱۴) به فرم رابطه (۱۶) در نظر گرفته می‌شود.

$$\begin{aligned} u(T_0, T_1, T_2) &= u_0(T_0, T_1, T_2) + \\ \epsilon u_1(T_0, T_1, T_2) &+ \epsilon^2 u_2(T_0, T_1, T_2) \end{aligned} \quad (15)$$

۳-۲- تحلیل مسأله

پاسخ ارائه شده در رابطه (۱۶) را در معادله (۱۴) جایگذاری کرده و سپس طبق گام‌های روش اغتشاشات ساده‌سازی انجام شد تا معادلات (۱۷) تا (۱۹) ایجاد شدند [۳۵]:

$$\frac{\partial^2}{\partial T_0^2} u_0(T_0, T_1, T_2) + u_0(T_0, T_1, T_2) = 0 \quad (16)$$

$$\frac{\partial^2}{\partial T_0^2} u_1(T_0, T_1, T_2) + u_1(T_0, T_1, T_2) = \quad (17)$$

$$-S_2 u_0(T_0, T_1, T_2)^2 - 2 \frac{\partial^2}{\partial T_0 \partial T_1} u_0(T_0, T_1, T_2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2}{\partial T_0^2} u_2(T_0, T_1, T_2) + u_2(T_0, T_1, T_2) = \\ -S_3 u_0(T_0, T_1, T_2)^3 - \mu_2 \frac{\partial}{\partial T_0} u_0(T_0, T_1, T_2) u_0(T_0, T_1, T_2)^2 \\ - 2S_2 u_0(T_0, T_1, T_2) u_1(T_0, T_1, T_2) \\ - \mu_1 \frac{\partial}{\partial T_0} u_0(T_0, T_1, T_2) u_0(T_0, T_1, T_2) \\ - \mu_0 \frac{\partial}{\partial T_0} u_0(T_0, T_1, T_2) \end{aligned} \quad (18)$$

تقریب بزند. براساس بررسی سازمان زمین‌شناسی آمریکا^{۱۰} بیشترین تعداد زلزله بین سال‌های ۲۰۰۰ تا ۲۰۱۰، بین بزرگای ۴ تا ۷ قرار گرفته‌اند که در دسته زلزله‌های ضعیف تا قوی قرار می‌گیرند و کرنش برشی ایجاد شده توسط آنها در حدود کرنش‌های حد واسط ثبت گردیده است [۴۱ و ۴۲]. در مطالعه حاضر، ارتعاشات هارمونیک وارده در محدوده کرنش‌های کوچک تا حد واسط قرار دارند.

با توجه به مطالب بیان شده، معادله تعادل دینامیکی حاکم بر حرکت سیستم یک درجه آزادی تحت ارتعاش هارمونیک، به‌صورت زیر ارائه می‌گردد:

$$\begin{aligned} m(d^2 u) / (dt^{*2}) + \\ [D_2 u^{*2} + D_1 u^* + D_0] du / (dt^*) + \\ [k_3 u^{*2} + k_2 u^* + k_1] u^* = Q^* \cos(\omega t^*) \end{aligned} \quad (13)$$

که در آن u^* و t^* به ترتیب تغییرمکان سطح لایه آبرفت و زمان ارتعاش بوده و Q^* دامنه نیرو و ω^* فرکانس ارتعاش هارمونیک بستر می‌باشند.

۳-۱- حل معادله تعادل دینامیکی با استفاده از روش اغتشاشات

گام نخست در این روش بی‌بعدسازی تمام متغیرهای موجود در معادله تعادل دینامیکی است. بر این اساس نیاز است که متغیرهای یعنی u^* تغییرمکان و t^* یعنی زمان را به نحو مناسبی بی‌بعد نماییم. با انجام بی‌بعدسازی به‌صورت $u^* = u_0 / u, t^* = t / \omega_n$ معادله (۱۳) به فرم زیر بازنویسی خواهد شد:

$$\begin{aligned} \ddot{u} + [\mu_2 u^2 + \epsilon \mu_1 u + \epsilon^2 \mu_0] \dot{u} + \\ [S_3 u^3 + S_2 u^2 + S_1 u] = \epsilon^2 q \cos(\omega t) \end{aligned} \quad (13)$$

رابطه (۱۴)، معادله دینامیکی حاکم بر مسئله می‌باشد که در آن ϵ پارامتر اغتشاش، q دامنه بی‌بعد نیرو و سایر پارامترها به صورت زیر تعریف می‌شوند: $(\omega = 1 + F)$. دلیل

¹⁰- United States Geological Society

آن است، سیستم معادلات غیرمستقل^{۱۱} خواهد بود. برای از بین بردن وابستگی صریح معادلات به T_2 ، یک متغیر جدید طبق رابطه (۲۵) تعریف می‌شود:

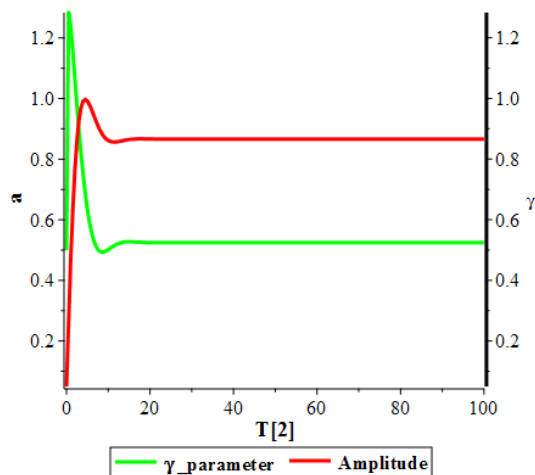
$$\gamma = FT_2 - \beta(T_2) \quad (24)$$

F پارامتر تنظیمی^{۱۲} (فرکانس) است. با به کار بردن این تابع انتقال، معادلات (۲۳) و (۲۴) به صورت (۲۶) و (۲۷) بازنویسی می‌شود:

$$F - \frac{d}{dT_2} \gamma(T_2) = \frac{5a(T_2)^2 S_2^2 + 3a(T_2)^2 S_3 - q \cos(\gamma(T_2))}{12} - \frac{q \cos(\gamma(T_2))}{2a(T_2)} \quad (25)$$

$$\frac{d}{dT_2} a(T_2) = \frac{\mu_2 a(T_2)^3}{8} - \frac{\mu_0 a(T_2)}{2} + \frac{q \sin(\gamma(T_2))}{2} \quad (26)$$

معادلات (۲۶) و (۲۷) با به کارگیری روش عددی رانج کوتا قابل حل خواهند بود. شکل ۱، نتایج انتگرال‌گیری عددی از معادلات براساس اطلاعات آزمایشگاهی ارائه شده را نشان می‌دهد [۷].



شکل ۱- نمایش تغییرات نسبت دامنه پاسخ و تغییرات زاویه فاز

با مقیاس زمانی T_2

$$C_c = 0 \%, P_0 = 100 \text{ kPa}, e_0 = 0.68, \\ H = 30m, a_0 = .05, \gamma_0 = 0.5, F = -0.5$$

$$-2 \frac{\partial^2}{\partial T_0 \partial T_1} u_1(T_0, T_1, T_2) - 2 \frac{\partial^2}{\partial T_0 \partial T_2} u_0(T_0, T_1, T_2) - \frac{\partial^2}{\partial T_1^2} u_0(T_0, T_1, T_2) + q \left(\frac{e^{\left(1 - \left(\frac{FT_2+1}{T_0}\right)T_0\right)}}{2} + \frac{e^{-\left(1 - \left(\frac{FT_2+1}{T_0}\right)T_0\right)}}{2} \right)$$

پاسخ معادلات (۱۷) تا (۱۹) براساس روش مقیاس زمانی چندگانه تعیین شده که به فرم روابط (۲۰) تا (۲۲) نوشته می‌شوند:

$$u_0(T_0, T_1, T_2) = a(T_2) \cos(\beta(T_2) + T_0) \quad (19)$$

$$u_1(T_0, T_1, T_2) = \frac{S_2 a(T_2)^2 (\cos(2\beta(T_2) + 2T_0) - 3)}{6} \quad (20)$$

$$u_2(T_0, T_1, T_2) = \frac{1}{6} \left(\frac{\left(\left(S_2^2 + \frac{3S_3}{2} \right) a(T_2) \cos(3\beta(T_2) + 3T_0) \right)}{\left(\frac{3a(T_2)\mu_2 \sin(3\beta(T_2) + 3T_0)}{16} + \mu_1 \sin(2\beta(T_2) + 2T_0) \right)} \right) a(T_2)^2 \quad (21)$$

دامنه تغییرمکان و زاویه اختلاف فاز با حذف ترم‌های مربوط به مؤلفه بزرگ زمانی به دست می‌آیند. با حذف این ترم‌ها معادلات مدولاسیون دامنه و زاویه اختلاف فاز به شکل روابط (۲۳) و (۲۴) ایجاد می‌شوند.

$$\frac{d}{dT_2} a(T_2) = -\frac{\mu_2 a(T_2)^3}{8} - \frac{\mu_0 a(T_2)}{2} + \frac{q \sin(FT_2 - \beta(T_2))}{2} \quad (22)$$

$$\frac{d}{dT_2} \beta(T_2) = \frac{10a(T_2)^3 S_2^2 - 9S_3 a(T_2)^3 + 12q \cos(FT_2 - \beta(T_2))}{24a(T_2)} \quad (23)$$

از آنجا که در هر دو معادلات (۲۳) و (۲۴) ترم T_2 به طور صریح وجود داشته و پاسخ معادله وابسته به مقدار

¹¹- Nonautonomous System

¹²- Detuning Parameter

با جایگذاری مقادیر در معادله (۲۸)، رابطه (۲۹) حاصل می‌شود [۷]. در این معادله، H ضخامت لایه آبرفتی است. معادله محتوای فرکانسی ارتباط ایجاد شده بین دامنه ارتعاشات و دامنه پاسخ و فرکانس می‌باشد.

$$\frac{q^2}{4} = \frac{\left(\frac{6949551.8}{H^4}\right)a^6}{576} + \frac{\left(\frac{504.08F+25011.05}{H^2}\right)a^4}{576} + \frac{\left(576F^2+22.5\right)a^2}{576} \quad (28)$$

برای در نظرگیری تأثیر تغییرات درصد سیمان، فشار همه‌جانبه و ضخامت لایه آبرفت بر دامنه آن، معادله پاسخ فرکانسی (رابطه (۲۸)) برای مقادیر مختلف این سه پارامتر مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته و مشخص گردید که با افزایش فشار همه‌جانبه، دامنه پاسخ^{۱۶} آبرفت تک لایه افزایش می‌یابد. با افزایش درصد سیمان، در ابتدا به‌ازای مقادیر کم دامنه ارتعاشات (q)، دامنه پاسخ در سطح آبرفت تک لایه کاهش یافته و سپس با افزایش در دامنه ارتعاشات^{۱۷}، دامنه پاسخ در سطح آبرفت یک لایه افزایش می‌یابد.

از طرفی، افزایش ضخامت لایه آبرفت موجب افزایش در دامنه پاسخ آبرفت تک‌لایه می‌گردد که این مطلب نیز از روش‌های خطی به خوبی قابل استنباط است. در شکل‌های ۳ تا ۵، آنالیز حساسیت دامنه پاسخ به ترتیب، برای درصد سیمان، فشار همه‌جانبه و ضخامت لایه آبرفت نشان داده شده است. با مراجعه به شکل‌های ۳-ب، ۴-ب و ۵-ب می‌توان دریافت که پارامتر F اثر قابل توجهی روی مقادیر دامنه پاسخ دارد. بدین صورت که وقتی $F \rightarrow 0$ میل می‌کند به دلیل وقوع تشدید در لایه آبرفت، مقادیر حداکثر دامنه a_{\max} حاصل می‌شود. اما

برای تغییرات دامنه و زاویه اختلاف فاز دو حالت وجود دارد: اولی حالت گذرا^{۱۳} که طی آن دامنه و زاویه اختلاف فاز متغیر بوده و نوسان دارند و دوم مقدار حالت پایدار^{۱۴} یا ایستا^{۱۵} که دامنه و زاویه اختلاف فاز به حد ثابتی میل می‌نمایند.

با دقت به مقادیر به‌دست آمده برای دامنه پاسخ، می‌توان دریافت که مقدار دامنه برای یک فرکانس خاص تعیین شده است. منحنی دامنه در برابر فرکانس را که به منحنی پاسخ فرکانسی و معادله حاکم بر آن به معادله پاسخ فرکانسی معروف است، را نیز می‌توان ترسیم نمود. معادله پاسخ فرکانسی با استفاده از رابطه (۲۸) حاصل می‌شود:

$$\frac{q^2}{4} = \frac{\left(100S_2^4 - 180S_2^2S_3 + 81S_3^2 + 9\mu_2^2\right)a^6}{576} + \frac{\left(480FS_2^2 - 432FS_3 + 72\mu_0\mu_2\right)a^4}{576} + \frac{\left(576F^2 + 144\mu_0^2\right)a^2}{576} \quad (27)$$

در شکل ۲-الف، تغییرات دامنه آبرفت تک لایه تحت ارتعاش هارمونیک در برابر پارامتر تنظیمی F یا همان فرکانس ترسیم شده است. منحنی دامنه پاسخ در برابر دامنه ارتعاشات به ازای مقادیر مختلف F نیز در شکل ۲-ب نشان داده شده است. براساس شکل ۲-الف، دامنه آبرفت در حد فرکانس $\omega=1$ یا $F=0$ بیشینه بوده و با ازدیاد فرکانس مقادیر دامنه کاهش می‌یابند. این بدان معنی است که تشدید در آبرفت یک لایه به شدت دامنه پاسخ را تحت تأثیر قرار داده و موجب افزایش دامنه پاسخ سطح لایه آبرفت تا چندین برابر نسبت به فرکانس‌های دیگر می‌شود. تشدید در لایه آبرفت به ازای مقادیر کوچکی از F اتفاق خواهد افتاد.

¹⁶- Amplitude of Oscillation

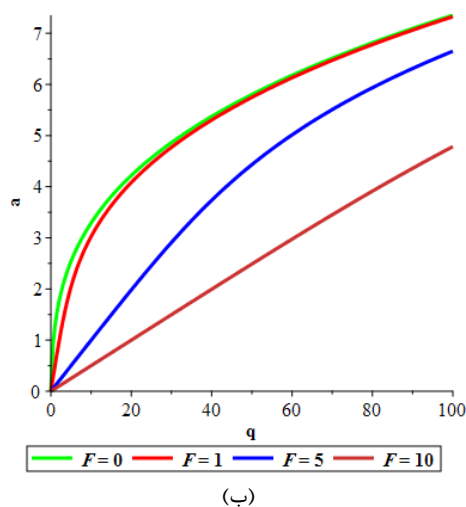
¹⁷- Amplitude of Excitation

¹³- Transient Values

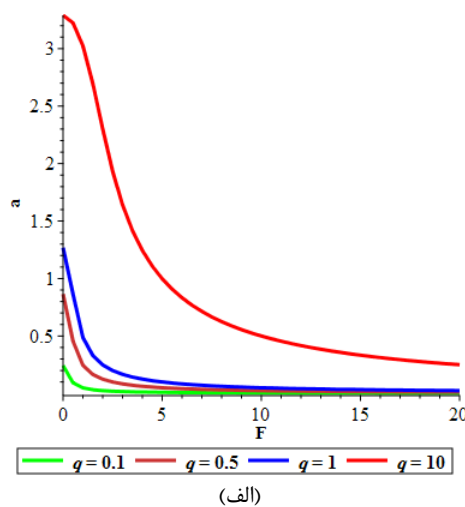
¹⁴- Steady-State Values

¹⁵- Stationary Values

می‌یابد دامنه پاسخ کاهش یافته و به صفر نزدیک می‌شود.



هرچقدر از حالت تشدید دور می‌شویم و مقادیر F افزایش

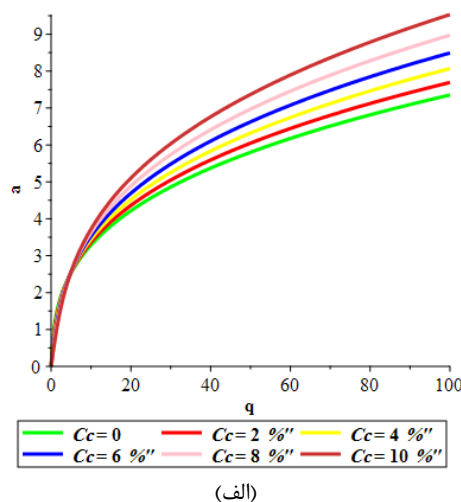
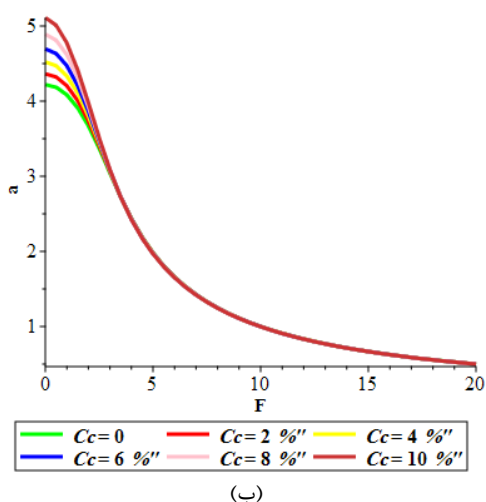


شکل ۲- منحنی نسبت دامنه پاسخ آبرفت یک لایه در برابر (الف) F و (ب) q

$$C_c = 0 \%, P_0 = 100kPa, e_0 = 0.68, H = 30m$$

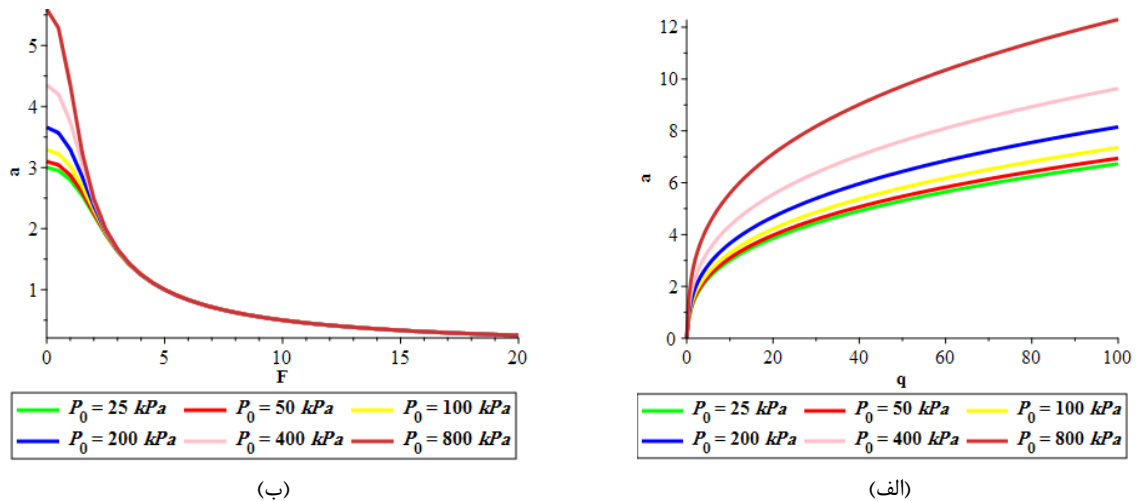
که دامنه بارگذاری q تأثیر قابل توجهی روی دامنه پاسخ دارد به نحوی که افزایش دامنه بارگذاری منجر به افزایش دامنه پاسخ می‌شود. نرخ افزایش دامنه پاسخ نسبت به دامنه‌های بارگذاری در ابتدا بیشتر بوده و سپس کاهش می‌یابد. از طرفی، این نرخ افزایش برای تغییرات پارامترهای P_0 ، C_c و H به یک اندازه نیست. به طور مثال، با افزایش در P_0 از ۴۰۰ به ۸۰۰ کیلوپاسکال، نرخ تغییرات منحنی متفاوت است.

به طوری که پارامترهای درصد سیمان C_c ، فشار همه جانبه P_0 و ضخامت لایه آبرفت H تنها به ازای مقادیر کوچک F روی دامنه پاسخ اثرگذار بوده و به ازای مقادیر بزرگتر F اثری روی دامنه پاسخ ندارند. همان طوری که دیده می‌شود نرخ کاهش دامنه پاسخ در برابر F به ازای تغییرات P_0 نسبت به C_c و H بیشتر است. این همگرایی نتایج به یک مقدار یکسان می‌تواند به دلیل افزایش در فرکانس بارگذاری باشد. به خوبی دیده می‌شود



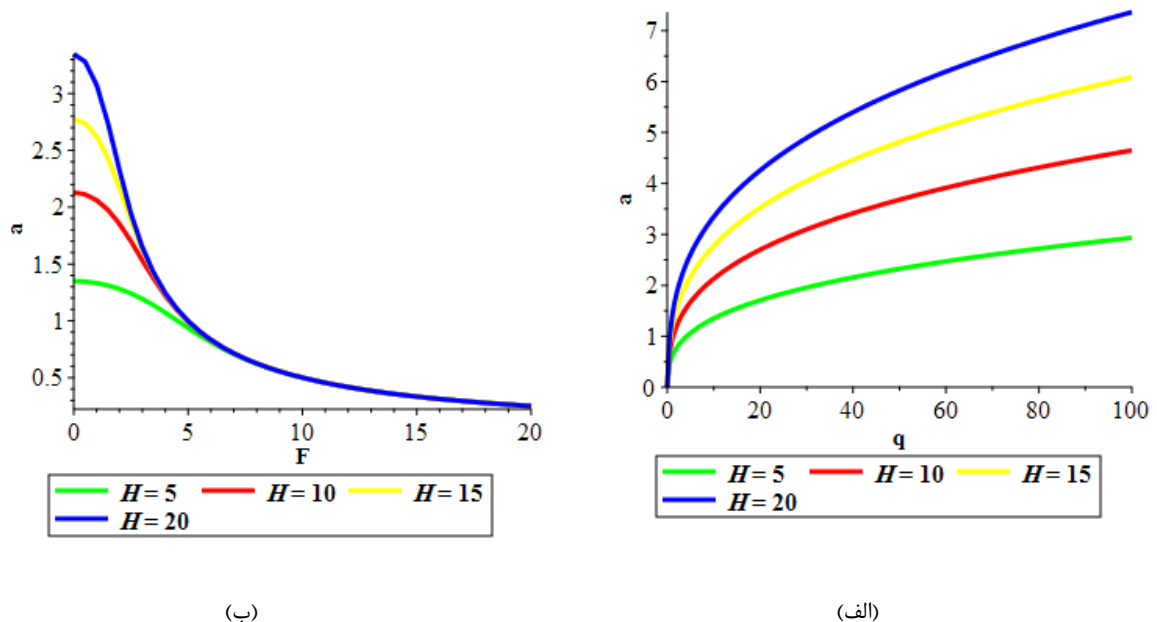
شکل ۳- بررسی تأثیر درصد سیمان بر نسبت دامنه پاسخ لایه آبرفت در برابر (الف) دامنه ارتعاشات q

$$(P_0 = 100kPa, e_0 = 0.68, H = 30m, q = 20) \text{ و } (P_0 = 100kPa, e_0 = 0.68, H = 30m, F = 0.5)$$



شکل ۴- بررسی تأثیر فشار همه‌جانبه بر نسبت دامنه پاسخ لایه آبرفت در برابر (الف) دامنه ارتعاشات q

(ب) پارامتر F ($C_c = 0\%, e_0 = 0.68, H = 30m, q = 10$) و ($C_c = 0\%, e_0 = 0.68, H = 30m, F = 0.1$)



شکل ۵- بررسی تأثیر عمق لایه آبرفت بر نسبت دامنه پاسخ در برابر دامنه ارتعاشات q

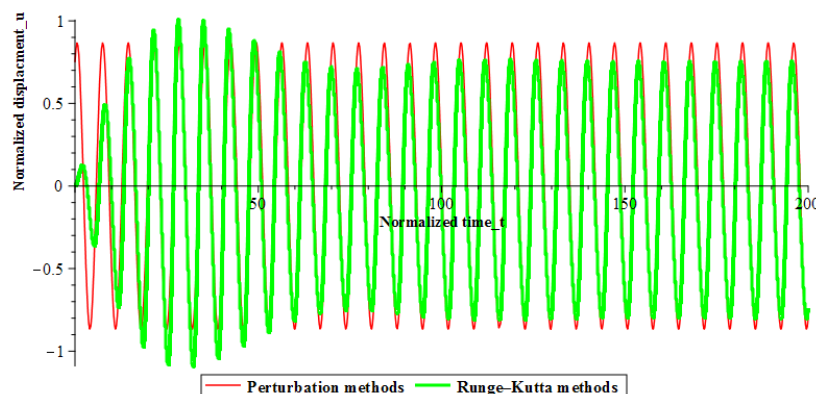
(ب) پارامتر F ($C_c = 0\%, e_0 = 0.68, H = 30m, F = 0.1$) و ($C_c = 0\%, e_0 = 0.68, H = 30m, q = 10$)

که در آن a یعنی دامنه پاسخ آبرفت تک لایه و پارامتر مستقل γ هر دو ثابت در نظر گرفته شده و تحلیل پاسخ در حالت پایدار بررسی گردیده است.

شکل ۶، پاسخ آبرفت تک‌لایه تحت ارتعاش هارمونیک را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود پاسخ به‌دست آمده از روش اغتشاشات با پاسخ به‌دست آمده از روش انتگرال‌گیری عددی رانج کوتاه، از نظر دامنه و محتوی فرکانسی تطابق بسیار خوبی دارد.

اگر در تعیین پاسخ کلی از ترم‌های دوم و سوم (به جهت تأثیر کم آن‌ها بر تغییرمکان سطح لایه آبرفت تک لایه) صرف‌نظر شود با جایگذاری مقادیر به‌دست آمده برای دامنه و زاویه اختلاف فاز از روابط (۲۰) و (۲۵) در رابطه (۱۶) پاسخ کلی معادله حرکت به صورت رابطه (۳۰) تعیین خواهد شد:

$$u(t) = a \cos(\omega t - \gamma) + O(\epsilon) \quad (30)$$



شکل ۶- مقایسه پاسخ معادله حرکت با درن ظرگیری رفتار غیرخطی حین ارتعاش هارمونیک به روش اغتشاشات و انتگرال گیری رانج

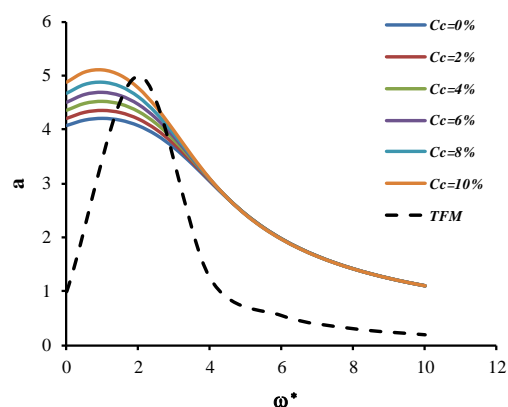
$$\text{کوتا } (C_c = 0\%, P_0 = 100kPa, e_0 = 0.68, H = 30m)$$

نسبت دامنه در روش تابع انتقال، بیشتر از مقدار به دست آمده از روش پیشنهادی است. علت اصلی، در نظر گرفتن رفتار خطی برای مصالح می‌باشد که سبب بروز تشدیدهای ناصحیح^{۱۹} در پاسخ حاصله می‌شود.

۴- نتیجه گیری

در این مقاله از روش اغتشاشات به منظور ارائه فرمولاسیون تحلیلی برای تعیین پاسخ سطحی آبرفت دانه‌ای یک لایه با درنظرگیری اثرات رفتار هیستریزس و غیرخطی تحت ارتعاش هارمونیک استفاده شده است. برای تخمین نسبت میرایی و سختی برشی خاک‌های دانه‌ای غیر سیمانته و سیمانته از یک فرمولاسیون تجربی براساس رگرسیون غیرخطی از داده‌های تجربی استفاده شد. فرمولاسیون مذکور با استفاده از سری تیلور تا تقریب مرتبه سوم حول نقطه صفر به یک چندجمله‌ای برحسب تغییرمکان تبدیل گردید. به طوری که این چندجمله‌ای به ترتیب سختی برشی و نسبت میرایی را برای بیشتر مطالعات تحقیقات قبلی تا کرنش برشی ۰/۱ درصد به خوبی تقریب می‌زند. دامنه پاسخ و زاویه اختلاف فاز مبتنی بر خصوصیات دینامیکی آبرفت تک لایه به صورت ترم‌های غیرخطی تعیین گردیدند. سپس از مقادیر حالت پایدار برای تعیین پاسخ در سطح آبرفت تک لایه استفاده

شکل ۷ نیز پاسخ ارتعاشی لایه آبرفت سیمانی را به صورت نسبت دامنه پاسخ در برابر فرکانس ارتعاشات برای درصدهای مختلف سیمان ارائه می‌نماید. مطابق این شکل، افزایش درصد سیمان از صفر تا ۱۰ درصد، سبب افزایش حداکثر دامنه نرمال شده طیف پاسخ از ۴/۲ تا ۵/۲ شده است.



شکل ۷- بررسی تأثیر درصد سیمان بر نسبت دامنه پاسخ لایه آبرفت در برابر فرکانس ارتعاشات

$$(P_0 = 100kPa, e_0 = 0.68, H = 30m, q = 20)$$

در شکل ۷، خروجی روش تحلیلی ارائه شده با پاسخ حاصل از روش تابع انتقال^{۱۸} برای آبرفت تک‌لایه غیرسیمانی میرا، قرار گرفته بر سنگ بستر صلب مقایسه شده است [۴۳]. روش مذکور، اساس تحلیل‌های خطی در نرم‌افزارهای تجاری مانند DEEPSOIL است. طبق نتایج، علی‌رغم تطابق کیفی نسبتاً مناسب، نقطه اوج

¹⁹- Spurious Resonances

¹⁸- Transfer Function Method (TFM)

(ب) از منحنی پاسخ آبرفت در برابر فرکانس مشخص گردید که با ازدیاد فشار میانگین (عمق) دامنه پاسخ آبرفت تک‌لایه افزایش داشته است. از طرفی با افزایش درصد سیمان، ابتدا دامنه پاسخ کاهش و سپس افزایش می‌یابد.

(پ) با افزایش ضخامت لایه آبرفت دامنه پاسخ افزایش می‌یابد.

(ت) معادله پاسخ فرکانسی به خوبی می‌تواند مقادیر دامنه پاسخ در سطح آبرفت تک‌لایه را به‌ازای فرکانس‌های مختلف پیش‌بینی نماید.

شد. معادله پاسخ فرکانسی نشان داد که تشدید در حد میل پارامتر F به سمت صفر ایجاد می‌شود. اهم نتایج به‌دست آمده به‌قرار زیر است:

(الف) با استفاده از تکنیک اغتشاشات مشخص گردید که امکان تعیین پاسخ سطح آبرفت تک‌لایه به صورت سیستم یک‌درجه آزادی شامل جرم، فنر غیرخطی و میراگر غیرخطی تا حد رضایت بخشی وجود خواهد داشت. به طوری که مقایسه نتایج تحلیل پاسخ به روش اغتشاشات و روش انتگرال‌گیری عددی رانج کوتا تطابق مناسبی را نشان می‌دهند.

References

- [1] Ambraseys NN. On the shear response of a two-dimensional truncated wedge subjected to an arbitrary disturbance. *Bulletin of the seismological society of America*. 1960 Jan 1; 50(1): 45-56. doi: **10.1785/BSSA0500010045**
- [2] Gazetas G. Seismic response of earth dams: some recent developments. *Soil dynamics and earthquake engineering*. 1987 Jan 1; 6(1): 2-47. doi: **10.1016/0267-7261(87)90008-X**
- [3] Makdisi FI, Seed HB. Simplified procedure for evaluating embankment response. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1979 Dec; 105(12): 1427-1434. doi: **10.1061/AJGEB6.0000898**
- [4] Mononobe N, Takata A, Matumura M. Seismic stability of the earth dam, *Trans. 2nd Congress on Large Dams*, Washington DC, USA, 1936; 435-444.
- [5] Seed HB, Wong RT, Idriss IM, Tokimatsu K. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of geotechnical engineering*. 1986 Nov; 112(11): 1016-1032. doi: **10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:11(1016)**
- [6] Feng T, Tang Y, Wang Q, Zhang J, Song J. Experimental Investigation of Dynamic Characteristics of Subsea Sand-Silt Mixtures. *Advances in Civil Engineering*. 2019; 2019(1): 5619039. doi: **10.1155/2019/5619039**
- [7] Pestana JM, Salvati LA. Small-strain behavior of granular soils. I: Model for cemented and uncemented sands and gravels. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 2006 Aug; 132(8): 1071-1081. doi: **10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:8(1071)**
- [8] Park D, Hashash YM. Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. *Journal of earthquake engineering*. 2004 Mar; 8(02): 249-274. doi: **10.1080/13632460409350489**
- [9] Phillips C, Hashash YM. A simplified constitutive model to simultaneously match modulus reduction and damping soil curves for nonlinear site response analysis. In *Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics IV*. 2008; 1-10. doi: **10.1061/40975(318)9**
- [10] Sitar N, Clough GW. Seismic response of steep slopes in cemented soils. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1983 Feb; 109(2): 210-227. doi: **10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:2(210)**
- [11] Zhong Z, Ni B, Shi Y, Shen J, Du X. Convolutional neural network-based seismic fragility analysis of subway station structure considering spatial variation of site shear-wave velocity. *Computers and Geotechnics*. 2023 Nov 1; 163: 105741. doi: **10.1016/j.compgeo.2023.105741**
- [12] Reyes, S.F.Z. Advanced numerical modelling of the cyclic/dynamic response of offshore structures in inhomogeneous non-cohesive soils. PhD Thesis, University of Bristol, UK. 2023.
- [13] Idriss IM, Seed HB. Seismic response of horizontal soil layers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1968 Jul; 94(4): 1003-1031. doi: **10.1061/JSFEAQ.0001163**
- [14] Menq FY. Dynamic properties of sandy and gravelly soils. The University of Texas at Austin; 2003.
- [15] Senetakis K, Anastasiadis A, Ptilakis K. Normalized shear modulus reduction and damping ratio curves of quartz sand and rhyolitic crushed rock. *Soils and Foundations*. 2013 Dec 1; 53(6): 879-893. doi: **10.1016/j.sandf.2013.10.007**

- [16] Khodaparast M, Rajabi AM, Kabi A. The study of strength behavior of sandy soil mixed with plastic waste and cement slurry. *Civil Infrastructure Researches*. 2017 Mar 8; 2(2): 43-49. doi: **10.22091/CER.2017.828** [In Persian]
- [17] Hamidi A, Abdoos S. Application of Lime and Portland Cement for Improvement of Clay Contaminated with Anthracene and Glycerol. *Civil Infrastructure Researches*. 2020 Feb 20; 5(2): 111-122. doi: **10.22091/CER.2020.5374.1198** [In Persian]
- [18] Heidarli E, Ouria A. Laboratory Study of the Effect of Cement Stabilization of the Interface of Reinforcement and Sand on the Interface Shear Strength. *Civil Infrastructure Researches*. 2023 Aug 23; 9(1): 77-89. doi: **10.22091/cer.2022.8359.1415** [In Persian]
- [19] Pakbaz MS, Alipour R. Influence of cement addition on the geotechnical properties of an Iranian clay. *Applied Clay Science*. 2012 Oct 1; 67: 1-4. doi: **10.1016/j.clay.2012.07.006**
- [20] Alipour R, Heidarzadeh H. Site response variations by ground improvement. In 8th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering. Tehran, Iran. 2019. [In Persian]
- [21] Haeri SM, Hamidi A. Constitutive modelling of cemented gravelly sands. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*. 2009 May 28; 4(2): 123-139. doi: **10.1080/17486020902855696**
- [22] Torabipour A, Hamidi A. Ground Response Analysis of Cemented Alluviums Using Non-Recursive Algorithm. *Journal of Earthquake Engineering*. 2020 Sep 1; 24(9): 1390-1416. doi: **10.1080/13632469.2018.1481156**
- [23] Amini Y, Hamidi A, Asghari E. Shear strength–dilation characteristics of cemented sand–gravel mixtures. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2014 Oct 1; 8(4): 406-413. doi: **10.1179/1939787913Y.0000000026**
- [24] Hamidi A, Soleimani S. Shear strength-dilation relation in cemented gravelly sands. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2012 Oct 1; 6(4): 415-425. doi: **10.3328/IJGE.2012.06.04.415-425**
- [25] Shirzad A, Hamidi A, Hosseini SA. Nonlinear free vibration analysis of granular soil layer using perturbation technique. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 2021 Sep 23; 53(7): 2977-2994. doi: **10.22060/CEEJ.2020.17605.6614** [In Persian]
- [26] Zhao MH, He W, Wang HH. Perturbation analysis on post-buckling behavior of pile. *Journal of Central South University of Technology*. 2007 Dec; 14(6): 853-857. doi: **10.1007/s11771-007-0162-5**
- [27] Hambleton JP, Sloan SW. Coordinate perturbation method for upper bound limit analysis. In 2nd International symposium on computational geomechanics, Dubrovnik 2011; 373-84.
- [28] Hambleton JP, Sloan SW. A perturbation method for optimization of rigid block mechanisms in the kinematic method of limit analysis. *Computers and Geotechnics*. 2013 Mar 1; 48: 260-271. doi: **10.1016/j.compgeo.2012.07.012**
- [29] Liu SJ, Wang HC. Interval back analysis on mechanical parameter of geotechnical engineering. *Applied Mechanics and Materials*. 2012 Sep 5; 170: 399-402. doi: **10.4028/www.scientific.net/AMM.170-173.399**
- [30] Farah K, Lutfi M, Abichou T, Hassis H. Comparison of different probabilistic methods for analyzing slope stability. *International Journal of Civil Engineering*. 2014 Jul 10; 12(3): 264-268.
- [31] Darendeli MB. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. The university of Texas at Austin; 2001.
- [32] Hashash YM, Park D. Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment. *Engineering Geology*. 2001 Oct 1; 62(1-3): 185-206. doi: **10.1016/S0013-7952(01)00061-8**
- [33] Hashash YM, Park D. Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2002 Sep 1; 22(7): 611-624. doi: **10.1016/S0267-7261(02)00042-8**
- [34] Hashash YM, Tsai CC, Phillips C, Park D. Soil-column depth-dependent seismic site coefficients and hazard maps for the upper Mississippi Embayment. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2008 Aug 1; 98(4): 2004-2021. doi: **10.1785/0120060174**
- [35] Nayfeh AH. Introduction to perturbation techniques. John Wiley & Sons; 2011 Apr 8.
- [36] Phillips C, Hashash YM. Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil dynamics and earthquake engineering*. 2009 Jul 1; 29(7): 1143-1158. doi: **10.1016/j.soildyn.2009.01.004**
- [37] Saxena SK, Avramidis AS, Reddy KR. Dynamic moduli and damping ratios for cemented sands at low strains. *Canadian Geotechnical Journal*. 1988 May 1; 25(2): 353-368. doi: **10.1139/t88-036**
- [38] Acar YB, El-Tahir ET. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1986 Nov; 112(11): 1001-1015. doi: **10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:11(1001)**.
- [39] Sharma SS, Fahey M. Degradation of stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*. 2003 Jul; 129(7): 619-629. doi: **10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:7(619)**
- [40] Sharma SS, Fahey M. Deformation characteristics of two cemented calcareous soils. *Canadian geotechnical journal*. 2004 Dec 1; 41(6): 1139-1151. doi: **10.1139/t04-066**

- [41] Das BM, Ramana GV. Principles of soil dynamics. Boston, MA: PWS-Kent Publishing Company; 1993 Dec 4.
- [42] Ishihara K. Soil behaviour in earthquake geotechnics. Oxford University Press; 1996 Jul 25.
- [43] Kramer SL. Geotechnical earthquake engineering. Pearson Education India; 1996.