



## Experimental study of uplift of buried pipe liquefiable soil at different depths by shaking table

S. Bahram Ghannad\*, M. Hajjalilue Bonab, M. Ghorbani Barazin

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

**ABSTRACT:** Many buried structures, including tunnels and lifelines, have been severely damaged in recent earthquakes. It is noteworthy that the phenomenon of soil liquefaction has played a significant role in the occurrence of these damages. Damage caused by the uplift of lifelines has motivated the study of the uplift of buried structures. Therefore, in this study, an attempt has been made to the experimental study of the uplift of buried pipes in liquefiable soils by physical modeling at different depths. The soil used in this study is Gum Tape sand and shaking table has been used to simulate seismic load. Also, due to the importance of the deformation mechanism in this process, the particle image velocimetry method has been used to find out how the soil around the pipe moves during liquefaction. Buried pipe at three depths: 1.5, 2.5 and 5 times the diameter of the pipe has been subjected to seismic load and the degree of elevation and deformation mechanism have been investigated. The results show that with decreasing the buried depth of the pipe, due to the relatively high pore water pressure in the lower depth of the soil, the overpressure created after dynamic loading tends to be wasted and flows towards the low-pressure points (surface part). And because in the surface areas, the flow is upward, so the uplift continues to some extent. Also, the displacement vectors on the sides of the pipe are in the form of circular rings that try to raise the pipe.

### Review History:

Received: Dec. 23, 2019

Revised: Jul. 18, 2020

Accepted: Aug. 12, 2021

Available Online: Aug. 25, 2021

### Keywords:

Liquefaction

Uplift, Buried pipe

Particle Image velocimetry

Physical Modeling

### 1- Introduction

Today, the increase in population and, consequently, the increase in demand has highlighted the role of lifelines in human life.

Natural disasters such as earthquakes can cause damage to these lines. According to statistics, the rise of pipes is one of the obvious failures that the occurrence of which will lead to other damages [1, 2]. Therefore, it is important to find out the cause of uplift.

What makes the conditions more suitable for the occurrence of soil liquefaction are three factors: 1- Loose sand soil 2- High groundwater level 3- Earthquake that aggravates the conditions for its occurrence. It is worth noting that liquefaction is one of the destructive factors of lifelines that has been studied in this study. Loose sand soils have high permeability, but if this type of soil is saturated and subjected to seismicity, despite the high permeability, due to high loading speed and tendency to reduce soil volume, the opportunity for water exit is not provided and undrained condition governs the problem [3]. As a result, with the occurrence of undrained conditions, the role of effective stress, as a representative of soil resistance due to increased water pressure will be diminished, and as a result, the soil loses its shear strength and will behave like a liquid. In other words, it can be stated

that the soil has become liquefied [4]. By reducing the shear strength, the soil does not tolerate the maintenance of the buried pipe and the conditions for the rise of the pipe are provided [5, 6]. In the study of Tokida et al. [14], the effect of liquefiable soil thickness under buried substructure and the width of the structure on the amount of uplift caused by liquefaction has been investigated experimentally and shaking table has been used to simulate the earthquake load. The results show that by stopping the applied load, deformation and uplift also stop and by reducing the thickness of liquefied soil and the thickness of the buried structure, the amount of uplift decreases. In this research, shaking table has been used to model the seismic load. By considering the relative density of soil as the studied variable, it was concluded that the amount of uplift in the samples with loose sand at the beginning of the experiment was 5 to 15 mm, while there was no significant change in dense samples. However, at the end of seismic loading, the elevation of dense specimens increased significantly (about 100 mm = buried depth). The elevation of subway stations as a result of soil liquefaction was studied as numerical modeling (finite difference-finite element) by Ji-Lei et al. [16] and the results showed that liquefaction because of seismic load can initiate elevation but cannot be the main reason. The uplift starts gradually from

\*Corresponding author's email: S.bahram95@ms.tabrizu.ac.ir



**Table 1. Test program**

modeling	frequency	acceleration	Dr	H/D
Model 1	8 Hz	0.5 g	30 %	1.5
Model 2	8 Hz	0.5 g	30 %	2.5
Model 3	8 Hz	0.5 g	30 %	5

the first stage of liquefaction and increases with the amount of liquefied area, and finally, with the complete liquefaction of the area, the amount of uplift occurs more intensely. It should also be noted that the simultaneous ascent does not stop with the seismic stop. In previous studies, the PIV method has been performed only in modeling by centrifuge. In order to use this method in shaking table tests, the walls of the box are made of Plexiglas and also seismic loading has been applied by the shaking table. Huang et al. [30] believed that the rise of the pipe stops when the loading is complete. Therefore, in this research, the stopping time of the uplift will be evaluated in proportion to the loading.

## 2- Materials and methods

Due to the presence of relatively large impurities, sifted soil has been used. The type of soil used in the experiments is Gum Tape sand. In this study, Lai modeling law [31] has been used. The dimensional analysis used is similar to the dimensional analysis used in the study of Otsubo et al. [32], in this study, liquefaction and strategies to diminish it, were examined. It is noteworthy that in the modeling of the Otsubo study, the law of Lai modeling has been used for dimensional analysis. The NG parameter specifies the scale for the model geometry. The scale for the pipe diameter and loading frequency is specified by the Ndp and Nf parameters, respectively, and is 5. The reason for increasing the frequency 5 times is because the scaled modeling has a lower natural period and in order to scale, it is necessary to increase the frequency 5 times. The test platform of the shaking table is a rectangle with dimensions of  $m^2 \times m^3$ , which is made of steel sheet and the capacity of the shaking table is up to 6 tons. The test box is of rigid type with dimensions of 100 m (length)  $\times$  62 m (width)  $\times$  64 m (height). Also, the walls of the rigid box are made of Plexiglas to take advantage of the PIV method. In this study, in order to investigate the effect of the buried depth of the pipe, three physical models were performed according to Table 3. In this table, the buried depth of the pipe with parameter H, the diameter of the pipe with parameter D, and the relative density of the sample with parameter Dr are specified (Table 1). In this research, a new PIV Technic has been used as a suitable method for use in modeling and geotechnical experiments. Sequential images are taken of the soil surface during deformation, and then the soil deformation is determined between each pair of consecutive images using particle image velocimetry analysis.

## 3- Results and discussion

### 3- 1- Uplift of pipe

The amount of uplift decreases with increasing depth, so that when the depth of the pipe becomes 3.33 times, the ratio of the uplift of the pipe to the diameter of the pipe decreases by 56%. The reason for this can be attributed to the increase in resistive force due to the weight of the soil above the pipe. The onset of uplift occurs when excess water pressure forms inside the soil. It is also important to note that uplift does not stop with the end of the load, although it continues in small amounts. Therefore, it can be concluded that seismic load is not only the initiator of uplift in buried structures during liquefaction, and the excess pore water pressure also plays a role in this phenomenon. It is noteworthy that when the buried depth of the pipe increases 3.33 times, the ratio of the excess pore water pressure to the effective stress is reduced by 75%.

### 4- Soil deformation mechanism

While liquefaction, the displacement vectors on the right side of the closed loop are moving from the top to the bottom of the pipe and in the between of two closed loops have direction from the bottom to the top to lift the pipe. The soil around the pipe participates in this action is a limited area, so that the maximum area involved (impact) in the rise of the pipe is 3D. In addition to the uplift at the top of the pipe, consolidation has also occurred in areas far from the pipe.

## 5- Conclusion

The results of this study are as follows:

1-In this study, when the buried depth of the pipe increases 3.33 times, the ratio of the excess pore water pressure to the effective stress decreases by 75%. 2-When the buried depth of the pipe decreases, the rising of the pipe continues even after the loading is completed. 3-In order to reduce the shear strength of the soil due to the liquefaction, the soil will behave like a liquid. 4-Excesses pore water pressure during seismic loading is one of the most important and effective variables in the elevation of buried pipes. 5- As a result of soil liquefaction, in addition to the occurrence of uplift at the top of the pipe, subsidence also occurs in the outer areas. In order to investigate the effect of the buried depth of the pipe, the maximum width of the influenced area is 6D. 6-with decreasing the buried depth of the pipe, the vertical displacement contours as a pipe uplifting indicator have become larger.

## References

- [1] N. Taylor, V. Tran, Experimental and theoretical studies in subsea pipeline buckling, *Marine Structures*, 9(2) (1996) 211-257.
- [2] T.C. Maltby, C.R. Calladine, An investigation into upheaval buckling of buried pipelines—II. Theory and analysis of experimental observations, *International journal of mechanical sciences*, 37(9) (1995) 965-983.
- [3] K. Sugito, T. Okano, R. Fukagawa, liquefaction analysis of verification on the influence of underground structure, *international journal of geomate*, 16(58) (2019) 104-109.

- [4] M. Jefferies, K. Been, Soil liquefaction: a critical state approach, CRC press, 2015.
- [5] S. Chian, S. Madabhushi, Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 41 (2012) 181-190.
- [6] T. Travararou, J. Chacko, W. Chen, A. Fernandez, Assessment of Liquefaction-Induced Hazards for Immersed Structures, in: Offshore Technology Conference, Offshore Technology Conference, 2012.
- [7] K. Tokida, Y. Ninomiya, T. Azuma, Liquefaction potential and uplift deformation of underground structure, WIT Transactions on The Built Environment, 3 (1970).
- [8] J.-L. Hu, H.-B. Liu, The uplift behavior of a subway station during different degree of soil liquefaction, Procedia engineering, 189 (2017) 18-24.
- [9] S. Iai, T. Sugano, Shake table testing on seismic performance of gravity quay walls, in: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [10] M. Otsubo, I. Towhata, T. Hayashida, M. Shimura, T. Uchimura, B. Liu, D. Taeseri, B. Cauvin, H. Rattetz, Shaking table tests on mitigation of liquefaction vulnerability for existing embedded lifelines, Soils and Foundations, 56(3) (2016) 348-364.

**HOW TO CITE THIS ARTICLE**

S. Bahram Ghannad, M. Hajjalilue Bonab, M. Ghorbani Barazin, *Experimental study of uplift of buried pipe liquefiable soil at different depths by shaking table*, Amirkabir J. Civil Eng., 54(1) (2022) 11-14.

**DOI:** [10.22060/ceej.2021.17581.6609](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.17581.6609)







## بررسی آزمایشگاهی بالازدگی لوله‌ی مدفون در خاک مستعد روانگرایی در اعماق مختلف

سیما بهرام قناد<sup>\*</sup>، مسعود حاجی علیلو، مارال قربانی برازین

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۱۰/۰۲  
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۴/۲۸  
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۵/۲۱  
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۶/۰۳

### کلمات کلیدی:

روانگرایی  
بالازدگی  
لوله‌ی مدفون  
سرعت‌سنجی تصویری ذرات  
مدل‌سازی فیزیکی

**خلاصه:** در زلزله‌های اخیر بسیاری از سازه‌های مدفون از جمله تونل‌ها و خطوط شریان حیاتی دچار آسیب جدی شده‌اند. قابل ذکر است که پدیده‌ی روانگرایی خاک، نقش پررنگی در به وقوع پیوستن این خسارات داشته است. خسارات ناشی از بالازدگی خطوط شریان حیاتی سبب ایجاد انگیزه برای مطالعه‌ی بالازدگی سازه‌های مدفون گردیده است. بدین جهت در این پژوهش سعی بر آن شده است که بالازدگی لوله‌ی مدفون در خاک مستعد روانگرایی به صورت مدل‌سازی فیزیکی در اعماق مختلف مورد مطالعه قرار گیرد. خاک مورد استفاده در این مطالعه ماسه‌ی قوم تپه بوده و از میز لرزه به جهت شبیه‌سازی بار لرزه‌ای استفاده شده است. همچنین به سبب اهمیت مکانیزم تغییر شکل در این روند، از روش سرعت‌سنجی تصویری ذرات برای پی بردن به نحوه‌ی حرکت خاک اطراف لوله به هنگام روانگرایی، استفاده شده است. لوله‌ی مدفون در سه عمق: ۱/۵، ۲/۵ و ۵ برابر قطر لوله، تحت بار لرزه‌ای قرار گرفته و میزان بالازدگی و مکانیزم تغییر شکل بررسی شده است. نتایج حاکی از آن است که با کاهش عمق مدفون لوله، با توجه به اضافه فشار آب حفره‌ای نسبتاً بالا در عمق پایین‌تر خاک، اضافه فشار ایجاد شده بعد از بارگذاری دینامیکی تمایل به اتلاف دارد و به سمت نقاط کم فشار (قسمت سطح) جریان می‌یابد و چون در نواحی سطحی، جریان رو به بالاست بنابراین بالازدگی تا حدودی ادامه می‌یابد. همچنین حرکت بردارهای جابه‌جایی در طرفین لوله به شکل حلقه‌های دایروی شکل می‌باشد که سعی در بالازدگی لوله را دارند.

### ۱- مقدمه

این مطالعه به بررسی آن پرداخته شده است. خاک‌های ماسه‌ای شل دارای نفوذپذیری بالایی هستند، اما چنانچه که این نوع خاک در حالت اشباع بوده و تحت بار لرزه‌ای قرار گیرد، علیرغم نفوذپذیری بالا، به دلیل سرعت بالای بارگذاری و از طرفی تمایل به کاهش حجم خاک، فرصت خروج برای آب فراهم نشده و حالت زهکشی نشده بر مسئله حاکم می‌گردد [۳]. در نتیجه با وقوع حالت زهکشی نشده، نقش تنش موثر، به عنوان نماینده‌ی مقاومت خاک به دلیل افزایش فشار آب حفره‌ای کم رنگ شده و در نتیجه خاک مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد و رفتاری همچون مایع خواهد داشت. به بیان دیگر، می‌توان اظهار داشت که خاک روانگرا شده است [۴]. با کاهش مقاومت برشی، خاک تحمل نگهداری لوله‌ی مدفون در خود را نداشته و شرایط برای بالازدگی لوله فراهم می‌گردد [۶ و ۵].

در زلزله ۱۹۹۵ کوبه<sup>۱</sup> و ۱۹۹۹ چی‌چی<sup>۲</sup> خرابی خطوط انتقال آب به دلیل بالازدگی ناشی از روانگرایی، منجر به ناکامی آتش نشانان در مهار

امروزه افزایش جمعیت و به تبع آن افزایش تقاضا، نقش خطوط شریان حیاتی را در زندگی بشر پررنگ‌تر کرده است. خطوط شریان حیاتی از آن جهت با این نام خوانده شده‌اند که اختلال در کارکرد این خطوط، زندگی روزمره‌ی بشر را با مشکل مواجه می‌نماید.

بلایای طبیعی از جمله زلزله می‌تواند باعث ایجاد خرابی در این خطوط شوند. طبق آمار، بالازدگی لوله‌ها از جمله خرابی‌های بارز بوده که وقوع آن خسارات دیگری را در پی خواهد داشت [۲ و ۱]. بنابراین، پی بردن به دلیل وقوع بالازدگی از موضوعات مهم و ضروری می‌باشد.

آنچه شرایط را برای وقوع بالازدگی لوله مساعدتر می‌نماید، روانگرایی خاک است که وجود سه عامل: ۱- خاک ماسه‌ای شل ۲- بالا بودن سطح آب زیرزمینی ۳- بار لرزه‌ای شرایط را برای وقوع آن تشدید می‌نماید. شایان ذکر است که روانگرایی یکی از عوامل مخرب خطوط شریان حیاتی بوده که در

1 Kobe

2 Jiji

<sup>\*</sup> نویسنده عهده‌دار مکاتبات: S.bahram95@ms.tabrizu.ac.ir



از مرحله اول روانگرایی شروع شده و با افزایش میزان ناحیه‌ی روانگرا شده، افزایش می‌یابد و در نهایت با روانگرایی کامل ناحیه، میزان بالازدگی با شدت بیشتری اتفاق می‌افتد. همچنین قابل ذکر است که با توقف بار لرزه‌ای، بالازدگی هم‌زمان متوقف نمی‌شود. رفتار لرزه‌ای پی‌های مسطح قرار گرفته بر روی خاک مستعد روانگرایی توسط هاشمی نژاد و همکاران به صورت عددی و با نرم افزار flac مورد بررسی قرار گرفت. در این پژوهش برای بهسازی خاک مستعد روانگرایی از ستون‌های حاکی استفاده گردیده است و میزان روانگرایی با تغییر مشخصات هندسی فونداسیون و ستون‌های خاک، مورد بررسی قرار گرفته است. با افزایش میزان عرض فونداسیون، میزان اضافه فشار آب حفره‌ای کاهش یافته است [۱۷]. در مطالعه‌ی انجام گرفته توسط نورزاده و همکاران بررسی میزان آسیب‌پذیری تاسیسات گاز شهر تهران از روانگرایی مورد ارزیابی قرار گرفت. در این مطالعه که پدیده‌ی روانگرایی و آسیب‌پذیری لوله‌های مدفون توسط مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است، نتایج حاکی از آن است که، در برخی نواحی شهر تهران احتمال خسارات به خطوط شریان حیاتی وجود دارد که با بهسازی خاک بستر می‌توان آن‌ها را کاهش داد [۱۸]. کاهش آسیب‌پذیری لوله‌های گاز توسط کاستیگلیا و همکاران نیز توسط میز لرزه مورد بررسی قرار گرفته است، روش نوین پیشنهادی به جهت کاهش آسیب‌پذیری لوله‌های گاز در این پژوهش استفاده از کیسه‌های شن در قسمت تحتانی یا فوقانی لوله‌ی مدفون است [۱۹]. یکی دیگر از روش‌های مقابله با روانگرایی و کاهش خسارات ناشی از آن، استفاده از ژئوگرید یا ژئوکامپوزیت می‌باشد که با بررسی بهادری و همکاران، ثابت گردید که تاثیر ژئوکامپوزیت‌ها بیشتر از ژئوگریدها می‌باشد [۲۰]. در مطالعه‌ی پاپادیمیتریو<sup>۸</sup> و همکاران رفتار لوله‌های فولادی مدفون در بستر رودخانه که تحت تاثیر لغزش جانبی قرار دارند مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه با هدف پی بردن به ماکزیمم حرکت سطح زمین (PGD<sup>۹</sup>)، مدل‌سازی عددی المان محدود انجام پذیرفته است. نتایج حاکی از آن بوده است که با افزایش ضخامت دیواره‌های لوله مدفون، میزان حرکت مجاز سطح زمین قابل افزایش است [۲۱]. در مطالعه عددی انجام گرفته توسط سودوان<sup>۱۰</sup> و همکاران، بالازدگی سازه‌های مدفون شده در داخل خاک مورد بررسی قرار گرفته است. در نرم افزار المان محدود با مدل رفتاری موهر کولمب توام با مدل فین<sup>۱۱</sup> مدل‌سازی خاک روانگرا انجام شده است

آتش‌سوزی شده و خسارات غیرقابل جبرانی را به بار آورده بود [۹-۷]. از نمونه زلزله‌هایی که باعث نمو روانگرایی خاک شده‌اند، عبارتند از: زلزله ۱۹۹۵ کوبه [۱۰]، زلزله‌ی ۲۰۰۴ چاستو<sup>۱</sup> [۱۱]، زلزله‌ی ۲۰۱۰ شیلی<sup>۲</sup> [۱۲] و زلزله‌ی ۲۰۱۱ توکیو<sup>۳</sup> [۱۳].

در مطالعه‌ی توکیو<sup>۴</sup> و همکاران [۱۴] تاثیر ضخامت خاک قابل روانگرا زیر سازه‌ی مدفون و عرض سازه در میزان بالازدگی ناشی از روانگرایی به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است و از میز لرزه برای شبیه سازی بار زلزله استفاده گردیده است. نتایج حاکی از آن است که با توقف بار اعمالی، تغییر شکل و بالازدگی نیز متوقف شده و با کاهش ضخامت خاک قابل روانگرا و ضخامت سازه‌ی مدفون میزان بالازدگی کاهش می‌یابد. همچنین در این پژوهش از نوعی دیوارکشی اطراف سازه زیرزمینی برای کاهش میزان بالا زدگی، استفاده شده است. بررسی آزمایشگاهی تاثیر عمق مدفون و قطر در میزان بالازدگی سازه‌های مدفون توسط چیان<sup>۵</sup> و همکاران [۵] انجام گرفته است، نتایج بدین شکل بوده است که با افزایش قطر و عمق مدفون لوله میزان بالازدگی آن کاهش یافته است. بالازدگی لوله‌های فاضلاب ناشی از روانگرایی خاکریز پشت لوله توسط کوسکی<sup>۶</sup> و همکاران [۱۵] به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است، در این پژوهش از میز لرزه برای مدل‌سازی بار لرزه‌ای استفاده گردیده است. با در نظر گرفتن پارامتر دانسیته‌ی نسبی خاک به عنوان متغیر مورد بررسی، بدین نتیجه دست یافته شده است که میزان بالازدگی نمونه‌ها با ماسه شل در ابتدای آزمایش به میزان ۵ mm الی ۱۵ mm بوده است که در این حین تغییر خاصی در نمونه‌های متراکم به چشم نمی‌خورد، اما در اواخر بارگذاری لرزه‌ای میزان بالازدگی نمونه‌های متراکم به طرز چشم‌گیری (در حدود  $100 \text{ mm} = \frac{1}{3}$  عمق مدفون) افزایش یافته است. بالازدگی ایستگاه‌های مترو در نتیجه روانگرایی خاک را به صورت مدل‌سازی عددی (تفاضل محدود- المان محدود) با مطالعه‌ی جی‌لی<sup>۷</sup> و همکاران [۱۶] مورد بررسی قرار گرفت و نتایج حاکی از آن بوده است که روانگرایی حاصل از بار لرزه‌ای می‌تواند آغاز کننده‌ی بالازدگی باشد اما نمی‌تواند دلیل اصلی این اتفاق باشد. درجه و میزان ناحیه‌ی روانگرا شده و خاک اطراف سازه‌ی مدفون از جمله لازمه‌های اصلی بالازدگی می‌باشند. بالازدگی به صورت تدریجی

- 1 Chuetsu
- 2 Chile
- 3 Tokyo
- 4 Tokida
- 5 Chian
- 6 Koseki
- 7 Ji-Lei

8 Papadimitriou

9 Peak Ground Displacement

10 Sudevan

11 Finn



حاکمی از آن است که ناحیه‌ی پلاستیک تشکیل شده در اطراف لوله ناشی از روانگرایی خاک  $D$  ۵ الی  $6D$  بزرگ‌تر از ناحیه‌ی پلاستیک تشکیل شده ناشی از نیروی خارجی می‌باشد. در پژوهش حاضر بالازدگی لوله‌ی مدفون در خاک مستعد روانگرایی در عمق‌های مدفون متفاوت توسط میز لرزه مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین از روش PIV برای پی بردن به میزان تغییر شکل خاک اطراف لوله استفاده گردیده است. در مطالعات پیشین روش PIV صرفاً در مدل‌سازی توسط سنتز فیوژ انجام پذیرفته است که به جهت استفاده از این روش در میز لرزه، دیواره‌های جعبه از جنس پلکسی گلس ساخته شده و همچنین بارگذاری لرزه‌ای توسط میز لرزه اعمال گردیده است. هوانگ و همکاران [۳۰] بر این باور بودند که بالازدگی لوله با اتمام بارگذاری، متوقف می‌شود. بنابراین در این تحقیق زمان توقف بالازدگی متناسب با بارگذاری اعمالی مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

## ۲- مواد و روش‌ها

### ۲-۱- مشخصات مصالح و تحلیل ابعادی

به علت وجود ناخالصی‌های نسبتاً زیاد، خاک الک شده مورد استفاده قرار گرفته است. نوع خاک استفاده شده در آزمایشات، ماسه‌ی قوم تپه می‌باشد که خواص آن در جدول ۱ آورده شده است.

همچنین قابل ذکر است که برای مدل‌سازی فیزیکی، نیاز است تا تحلیل ابعادی در راستای حفظ رفتار خاک و سازه انجام گیرد. در این مطالعه از قانون مدل‌سازی لای [۳۱] استفاده گردیده است. تحلیل ابعادی به کار گرفته شده همانند تحلیل ابعادی صورت گرفته در مطالعه‌ی اوتسوبو<sup>۷</sup> و همکاران [۳۲] می‌باشد، در این مطالعه نیز روانگرایی و راهکارهای مقابله با آن مورد بررسی قرار گرفته بود. قابل ذکر است که در مدل‌سازی مطالعه‌ی اوتسوبو نیز از قانون مدل‌سازی لای به جهت تحلیل ابعادی استفاده گردیده است. در قانون مدل‌سازی لای با بهره‌گیری از معادلات تعادل و شرایط مرزی حاکم بر مسئله، تحلیل ابعادی برای مدل‌سازی‌های فیزیکی صورت می‌گیرد. لای اظهار داشت که در مدل‌سازی میز لرزه به دلیل محدودیت فضای مدل‌سازی، لازم است تا ابعاد مدل به ابعاد کوچک مقیاس شود، بنابراین با بهره‌گیری از این مقیاس می‌توان دیگر پارامترهای تاثیرگذار در رفتار خاک را مقیاس نمود. در مطالعه‌ی حاضر همچون مطالعه‌ی اوتسوبو از مقیاس ۱ به ۵ (مدل آزمایشگاهی به مدل اصلی) استفاده گردیده است.

طبق قانون مدل‌سازی لای به منظور انجام تحلیل ابعادی برای تغییر

که نتایج حاکمی از آن بوده سات که شروع روانگرایی به دلیل افزایش فشار آب حفره‌ای بوده است و شتاب ورودی حداقل برای شروع روانگرایی  $g$  ۰/۲۲ می‌باشد [۲۲]. با بررسی وو<sup>۱</sup> و همکاران، بالازدگی لوله‌های مدفون شده در اعماق عمیق و کم مورد بررسی قرار گرفته است، دست‌آورد این پژوهش، وابستگی عمق بحرانی مدفون لوله به دانسیته ماسه را نتیجه داده است [۲۳]. در راستای کاهش میزان بالازدگی حاصل از روانگرایی، مدل‌سازی عددی روانگرایی در نرم افزار FLAC توسط محمود و همکاران، انجام گرفت که در نتیجه‌ی این مطالعه، انجام زهکشی در اطراف سازه و یک لایه ماده نفوذ ناپذیر در زیر آن از روش‌های کاهش بالازدگی می‌باشد [۲۴].

آنچه در مطالعات اولیه به عنوان محدودیت و خلا شناخته شده است، نبود روش دقیق اندازه‌گیری تغییر شکل خاک می‌باشد. بعضاً از ماسه‌های رنگی و یا میله‌های پلاستیکی مدفون در خاک برای پی بردن به تغییر شکل خاک استفاده شده است، با این حال نقص اصلی این روش‌ها دقت اندازه‌گیری پایین بوده است [۲۵]. در مطالعات پیشین، تعداد زیادی مکانیزم‌ها و روش‌های تئوری به عنوان روش اندازه‌گیری تغییر شکل خاک مطرح گردیده است. در مطالعه تراوتمن<sup>۲</sup> و همکاران [۲۶] از فرمولی بر اساس مقاومت خاک در برابر بالازدگی لوله و در مطالعه‌ی ماجر<sup>۳</sup> و همکاران [۲۷] از تئوری سطح لغزش برای توصیف تغییر شکل خاک استفاده شده است و در نهایت بدین نتیجه پی برده شده است که روش‌های استفاده شده هم‌خوانی خوبی با نتایج حاصل از مدل‌سازی آزمایشگاهی ندارند [۲۸]، که علت آن را می‌توان به عدم درک صحیح از تغییر شکل خاک نسبت داد. بنابراین نیاز به روش اندازه‌گیری دقیق، پررنگ‌تر شده تا مکانیزم تغییر شکل خاک را در اثر تغییر انواع پارامترها از جمله مشخصات خاک، عمق مدفون سازه‌ی مدفون به نمایش بگذارد. در وایت<sup>۴</sup> و همکاران [۲۹] روشی بر اساس سرعت‌سنجی تصویری ذرات (PIV)<sup>۵</sup> ابداع شده است که توسط این روش می‌توان تغییر شکل خاک را به صورت پیوسته و با دقت بالایی اندازه‌گیری نمود. در هوانگ<sup>۶</sup> و همکاران [۳۰] مکانیزم بالازدگی لوله‌های مدفون در ماسه‌ی نیمه متراکم را توسط روش PIV مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه تفاوت در مکانیزم تغییر شکل خاک ناشی از بالازدگی لوله توسط نیروی خارجی و روانگرایی مورد بررسی قرار گرفت که نتایج

- 1 Wu
- 2 Trautmann
- 3 Majer
- 4 White
- 5 Particle Image Velocimetry
- 6 Huang

جدول ۱. مشخصات ماسه‌ی قوم تپه

Table 1. Properties of sand soil

پارامتر خاک	مقدار
Gs	۲/۶۶
D <sub>10</sub>	۰/۲۱ mm
D <sub>30</sub>	۰/۳ mm
D <sub>60</sub>	۰/۴۳ mm
طبقه بندی متحد	SP
C <sub>c</sub>	۱
C <sub>u</sub>	۲/۰۵
$\rho d_{min}$	۱/۴۹ gr/cm <sup>3</sup>
$\rho d_{max}$	۱/۷۲ gr/cm <sup>3</sup>

جدول ۲. تحلیل ابعادی

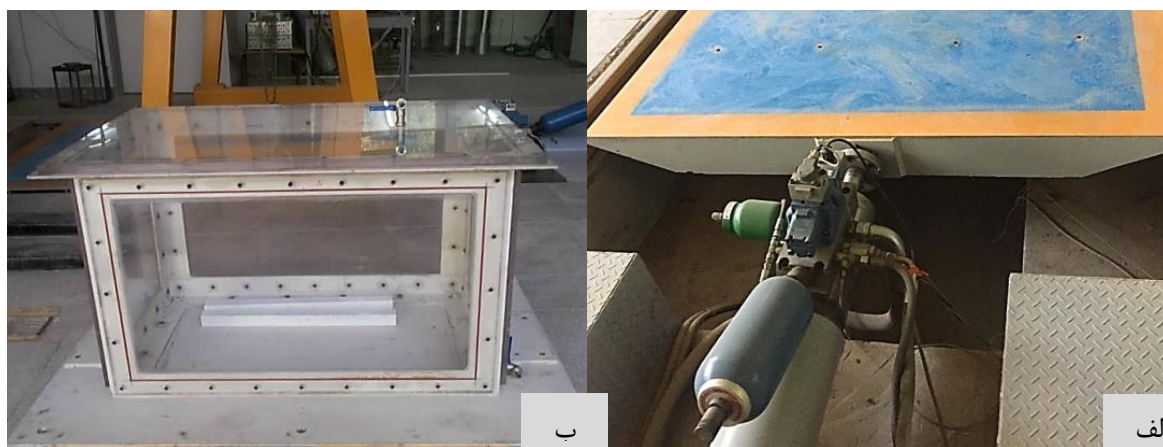
Table 2. Dimensional analysis

متغیر	پارامتر مقیاس	مدل میز لرزه	مقدار در مدل سازی فیزیکی حاضر
هندسه	N <sub>G</sub>	$\frac{1}{5}$	۱۰۰ (cm) (طول) × ۶۲ × (عرض) ۶۴ × (ارتفاع)
دانسیته نسبی	N <sub>Dr</sub>	Drp-15%	٪۳۰
فرکانس	N <sub>f</sub>	۵	۸ Hz
قطر لوله	N <sub>dp</sub>	$\frac{1}{5}$	۶ cm

۲۰۰۴ نیگاتا می‌باشد که دارای فرکانس ماکزیمم ۱/۶ هرتز می‌باشد که در نتیجه‌ی این تحلیل ابعادی، فرکانس اعمالی ۸ هرتز خواهد بود. در نهایت میزان دانسیته‌ی نسبی مدل اصلی (Dr<sub>p</sub>) به میزان ٪۱۵ کاهش یافته است تا دانسیته‌ی نسبی مدل آزمایشگاهی به دست آید. پس می‌توان اظهار داشت که مقیاس مربوط به دانسیته نسبی که توسط N<sub>Dr</sub> مشخص گردیده است برابر ٪۱۵- Dr<sub>p</sub> می‌باشد. علت کاهش میزان دانسیته نسبی بدین دلیل می‌باشد که در مدل سازی آزمایشگاهی میزان فشار محدود کننده کاهش یافته و به جهت دستیابی به زاویه اتساع و رفتار نرم شونده‌ی مشابه در کرنش‌های بزرگ لازم است تا دانسیته‌ی نسبی ٪۱۵ کاهش یابد (جدول ۲).

شکل‌های بزرگ همانند روانگرایی لازم است تا روابط تنش-کرنش و اتساع خاک مدنظر قرار گیرد. مقیاس مربوط به هندسه‌ی مدل که توسط پارامتر N<sub>G</sub> مشخص گردیده است،  $\frac{1}{5}$ ، مقیاس مربوط به قطر لوله و فرکانس بارگذاری که به ترتیب با پارامتر N<sub>dp</sub> و N<sub>f</sub> مشخص می‌گردد،  $\frac{1}{5}$  و ۵ می‌باشد. علت ۵ برابر شدن فرکانس بدین دلیل می‌باشد که مدل سازی مقیاس شده دارای میزان پیروی طبیعی کمتری بوده و در راستای جبران آن، لازم است تا فرکانس ۵ برابر گردد. لوله‌ی آسیب دیده به جهت روانگرایی در زلزله نیگاتا دارای میزان قطر ۳۰ cm بوده است که به دلیل مقیاس هندسی ۱ به ۵ در این مطالعه، قطر لوله مورد استفاده ۶ cm می‌باشد. زلزله‌ی اعمالی در مدل اصلی، زلزله‌ی





شکل ۱. الف) میز لرزه ب) جعبه‌ی آزمایش

Fig. 1. a) Shaking table b) Rigid box

## ۲-۲- میز لرزه و جعبه‌ی صلب

علت استفاده از میز لرزه در مدل‌سازی فیزیکی، لزوم اعمال بارگذاری لرزه‌ای برای ایجاد روانگرایی در خاک است. بدین جهت از میز لرزه دانشگاه تبریز که در سال ۱۳۹۵ راه‌اندازی شده است، استفاده گردیده است (شکل ۱-الف).

میز لرزه‌ی دانشگاه تبریز دارای تجهیزات به روز می‌باشد که امکان شبیه‌سازی دینامیکی آزمایش‌های تجربی را فراهم می‌سازد. تحریک دینامیکی همانند زلزله توسط محرکه‌ها به پایه‌های مدل انتقال می‌یابد و به طور همزمان پاسخ لرزه‌ای نقاط مختلف مورد نظر مدل، توسط حسگرها ثبت می‌شود و با تحلیل و تفسیر نتایج ثبت شده از مدل آزمایشگاهی، رفتار دینامیکی سازه‌ی واقعی استخراج می‌گردد.

سکوی آزمایش دستگاه، مستطیلی به ابعاد  $2\text{ m} \times 3\text{ m}$  است که از ورق فولادی ساخته شده است و ظرفیت وزنی میز لرزه، مدلهایی تا وزن ۶ تن می‌باشد. میز لرزه دانشگاه تبریز، دارای ۱ درجه آزادی بوده و دارای محدوده‌ی دامنه‌ی جابه‌جایی  $100\text{ mm}$  می‌باشد. فرکانس طراحی شده برای کارکرد میز لرزه  $0.20\text{--}0\text{ Hz}$  بوده و حرکت ورودی از طریق محرک هیدرولیکی افقی به سکوی آزمایش وارد می‌شود.

جعبه‌ی آزمایش، از نوع صلب با ابعاد  $100\text{ m}$  (طول)  $\times$   $62\text{ m}$  (عرض)  $\times$   $64\text{ m}$  (ارتفاع) بوده، همچنین دیواره‌های جعبه‌ی صلب جهت بهره‌گیری از مزیت روش PIV از جنس پلکسی گلس ساخته شده است. جهت ایجاد

خلا و اشباع کردن در خاک، از یک سری شیرهای فلزی در قسمت فوقانی و تحتانی جعبه استفاده گردیده است. از شیر فوقانی جهت ایجاد خلا توسط دستگاه وکیوم<sup>۱</sup> و از دو شیرهای تحتانی جهت ورود آب استفاده شده است. قابل ذکر است که به هنگام اشباع کردن و ایجاد خلا در خاک، پیچ‌های درب فوقانی جعبه به گونه‌ای محکم می‌گردند تا امکان ورود هوا در خاک به حداقل برسد (شکل ۱-ب).

۲-۳- مشخصات لوله‌ی مدفون در خاک، شتاب‌سنج و فشارسنج، بارگذاری در این پژوهش برای شبیه‌سازی سازه مدفون از لوله‌ی توخالی با جنس پی‌وی‌سی با قطر خارجی  $6\text{ m}$  و طول  $61\text{ cm}$  و دانسیته‌ی  $39\text{ gr/cm}^3$  استفاده شد. همچنین به دلیل عدم مدل‌سازی آب داخل لوله، دو طرف لوله مسدود گردیده تا آب امکان ورود به داخل لوله را نداشته باشد.

در این مطالعه از شتاب‌سنج، جهت کنترل شتاب بارلرزه‌ای اعمالی و فشارسنج، جهت پی بردن به میزان اضافه فشار آب حفره‌ای در هنگام روانگرایی، استفاده گردیده است. از طریق وصل کردن شتاب‌سنج و فشارسنج به دیتالاگر، داده‌های مربوطه را می‌توان ثبت نمود.

حاتمی و همکاران [۳۳] در پی مطالعه‌ی عددی پاسخ لرزه‌ای دیوارهای حائل بتنی، به این نتیجه دست یافتند که پاسخ لرزه‌ای دیوار حائل تحت تأثیر مشخصه‌های مختلف حرکات ورودی زمین نظیر: فرکانس غالب، بیشینه



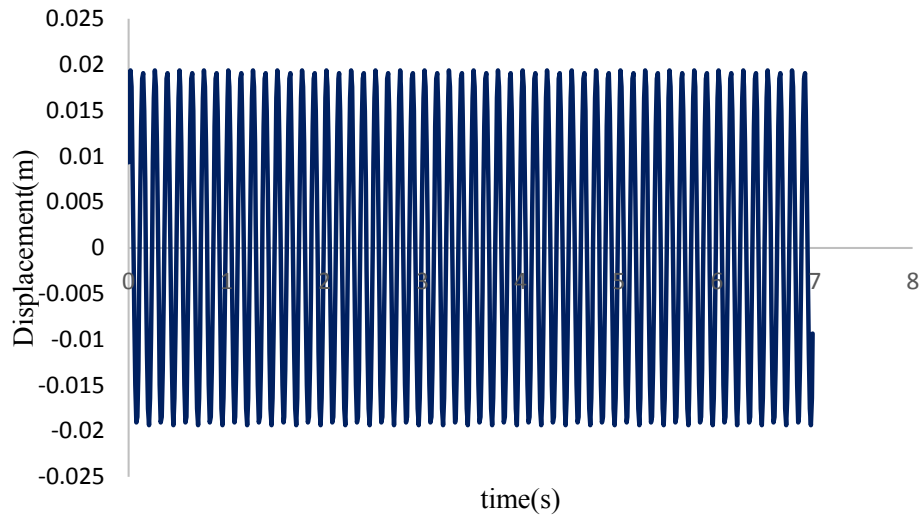
شکل ۲. دستگاه بارش ماسه (الف) اندازه‌گیری دانسیته نسبی (ب) بارش ماسه از دستگاه برای آماده‌سازی نمونه

Fig. 2. Sand pluviation device a) Relative density measurement b) Sand precipitation from the device for sample preparation

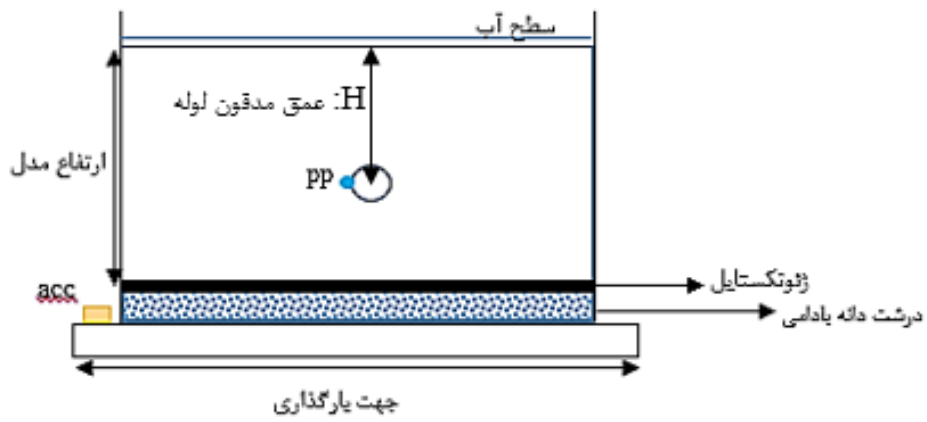
#### ۲-۴- آماده‌سازی نمونه‌ها

در حالت روانگرایی خاک، اشباعیت خاک از الزامات می‌باشد. به جهت جلوگیری از انسداد لوله‌ها به هنگام اضافه نمودن آب، از درشت‌دانه‌های بادامی شکل در قسمت تحتانی جعبه تا بالای شیرهای آب و از یک لایه ژئوتکستایل جهت پخش یکنواخت آب به داخل خاک، استفاده گردیده است. میزان دانسیته‌ی نسبی خاک مورد آزمایش، ۳۰٪ می‌باشد که از دستگاه بارش ماسه جهت نیل به این هدف بهره‌گیری شده است (شکل ۲). به جهت به دست آوردن میزان دانسیته نسبی، ابتدا یک ظرف با حجم معین در زیر دستگاه بارش ماسه قرار گرفته و بعد از پر شدن ظرف، میزان دانسیته نسبی اندازه‌گیری می‌شود. چنانچه میزان دانسیته نسبی به دست آمده کمتر و یا بیشتر از مقدار مورد نظر باشد، با تغییر دبی بارش و ارتفاع ریزش ماسه، دانسیته نسبی مورد نظر به دست می‌آید. بعد از قرارگیری فشارسنج و شتاب‌سنج و لوله در عمق مربوطه و رسیدن ارتفاع خاک به تراز مربوطه، درب جعبه‌ی صلب توسط پیچ‌های مربوطه محکم گردیده و خلا کردن از شیر فوقانی جعبه آغاز می‌گردد. در آخرین مرحله آب وارد نمونه گردیده و تا رسیدن آب به ۱ cm بالای سطح خاک، این روند ادامه می‌یابد. قابل ذکر است که بارگذاری عملی بر میز لرزه، به صورت جابه‌جایی بر حسب زمان است که بار سینوسی مورد نظر در این پژوهش همانند شکل ۳-الف می‌باشد. شماتیک نمونه‌های آماده شده و خود نمونه، به ترتیب در شکل ۳ و شکل ۴ نشان داده شده است. قابل ذکر است که در شکل ۳، فشار آب حفره‌ای سنج

سرعت حرکت زمین، شدت زلزله، مدت زمان زلزله و نیز اینکه ورودی‌های اعمالی داده‌های ثبت شده‌ی شتاب نگار زلزله واقعی باشد یا به صورت حرکات هارمونیک اعمال شود، می‌باشد. همچنین مطالعات تجربی بسیاری بر روی سیستم‌های فیزیکی ساده‌تر، شواهد روشنی مبنی بر پاسخ آشفته با همبستگی غیر یکنواخت برای پارامترهای مختلف حرکت که بر رفتار مدل تأثیر دارند را نشان داده است (نظیر دامنه‌ی حرکت و مقدار نشست نهایی). با این حال مهم‌ترین هدف از آزمایشات مدل در این پژوهش کسب اطلاعات از رفتار خاک‌ها تحت بارگذاری دینامیکی می‌باشد. این هدف با اعمال ورودی‌هایی از حرکت زمین که بیانگر حرکات زلزله‌ی واقعی نباشند نیز قابل دسترسی خواهد بود [۳۴]. بنابراین در آزمایشات میز لرزه به جای استفاده از داده‌های واقعی زلزله‌های ثبت شده، از بارگذارهای ساده شده و هارمونیک نیز می‌توان برای بررسی رفتار لرزه‌های خاک و سازه استفاده نمود. بارگذاری وارده بر نمونه‌ی آماده شده توسط میز لرزه، بار سینوسی با دامنه شتاب ثابت ۰/۵ g و فرکانس ۸ Hz می‌باشد. قابل ذکر است که عواملی همچون فرکانس و شتاب بارگذاری در میزان بالازدگی لوله‌ی مدفون در خاک مستعد روانگرایی بی‌تأثیر نخواهد بود، اما آنچه به عنوان پارامتر مورد مطالعه در این پژوهش انتخاب شده است، تأثیر قطر لوله در میزان بالازدگی است. بنابراین سعی بر آن شده است که با ثابت نگه داشتن سایر پارامترهای تأثیرگذار، صرفاً عمق مدفون لوله مورد بررسی قرار گیرد.



الف



ب

شکل ۳. الف) بارگذاری وارده بر میز لرزه ب) شماتیک آزمایش

Fig. 3. a) Seismic Load b) Schematic of the shaking table



شکل ۴. مدل‌سازی فیزیکی آزمایشگاهی

Fig. 4. Laboratory physical modeling

جدول ۳. برنامه آزمایش

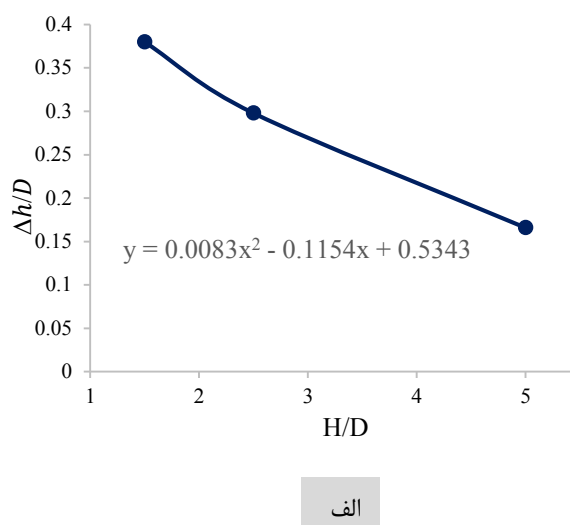
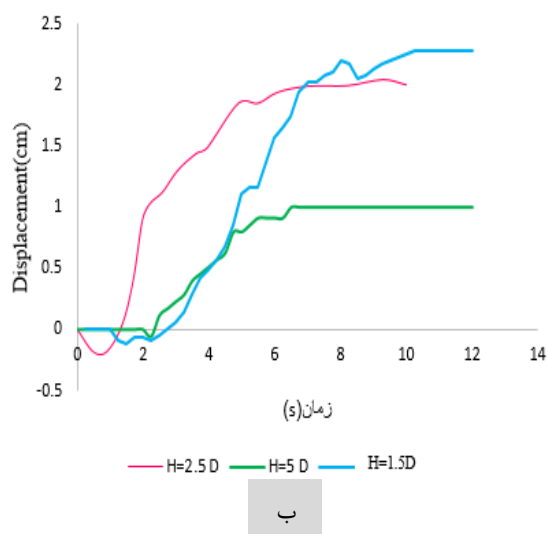
Table 3. Test program

شتاب	فرکانس	Dr	H/D	مدل‌سازی
۰/۵ g	۸ Hz	۳۰٪	۱/۵	مدل ۱
۰/۵ g	۸ Hz	۳۰٪	۲/۵	مدل ۲
۰/۵ g	۸ Hz	۳۰٪	۵	مدل ۳

#### ۲-۵- تصویر برداری

روش‌هایی که امکان اندازه‌گیری دقیق را بدون استفاده از ابزار آلات مکانیکی گران قیمت به وجود آورد، نقش مؤثری در گسترش استفاده از مدل‌های فیزیکی را خواهد داشت. یکی از این روش‌ها، اندازه‌گیری‌های تغییر شکل تصویر مبنا می‌باشد. در این پژوهش یک سیستم نوین اندازه‌گیری تغییر شکل بر اساس PIV به عنوان روشی مناسب برای استفاده در مدل‌سازی‌ها و آزمایشات ژئوتکنیکی استفاده شده است. با استفاده از دوربین‌های دیجیتال، تصاویر متوالی از صفحه خاک در طول تغییر شکل گرفته شده و سپس تغییر شکل خاک با استفاده از تحلیل سرعت‌سنجی تصویری ذرات، مابین هر

و شتاب‌سنج به ترتیب با نماد  $pp$  و  $acc$ ، نشان داده شده است. شکل شماره ۴، عکس مدل قبل از انجام آزمایش می‌باشد. علت برآمدگی در قسمت میانی، حضور لوله می‌باشد و به دلیل تاثیر گذار بودن دانسیته نسبی حاصله از دستگاه بارش ماسه، تغییری دستی در ارتفاع خاک در قسمت میانی صورت نگرفته است. در این مطالعه به منظور بررسی تاثیر عمق مدفون لوله، سه عدد مدل‌سازی فیزیکی طبق مشخصات درج شده در جدول ۳ انجام گرفته است. در این جدول، میزان عمق مدفون لوله با پارامتر  $H$ ، قطر لوله با پارامتر  $D$ ، و دانسیته نسبی نمونه با پارامتر  $Dr$  مشخص گردیده است.



شکل ۵. الف) رابطه‌ی بین بالازدگی و عمق مدفون لوله ب) نحوه‌ی جابه‌جایی لوله‌ی مدفون در خاک مستعد روانگرایی در عمق‌های مدفون متفاوت

Fig. 5. a) Relationship between elevation and buried depth of pipe b) Displacement of buried pipe in liquefiable soil in different buried depths

فراخوانی گردیده است. بدین صورت که ابتدا عکس اول، یعنی خاک بدون تغییر شکل، به عنوان عکس مرجع به نرم افزار متلب معرفی می‌گردد. در ادامه با تقسیم بندی عکس اولیه به تعداد قسمت‌های مختلف، نرم افزار متلب با همانند جویی قسمت‌های موجود در عکس‌های دوم، سوم و... مکانیزم تغییر شکل خاک را مشخص خواهد کرد. بدین شکل می‌توان بیان کرد که میزان جابه‌جایی هر یک از فریم‌های موجود در عکس اول که توسط تقسیم بندی (مش بندی) انجام گرفته است، توسط عکس‌های متوالی گرفته شده به دست می‌آید و در نهایت میزان جابه‌جایی توسط کانتور و بردار قابل دسترس خواهد بود.

### ۳- نتایج و بحث

#### ۳-۱- بالازدگی لوله

به دلیل کاهش مقاومت برشی خاک ناشی از روانگرایی و در نتیجه افزایش فشار آب حفره‌ای، پایداری لوله با مشکل مواجه می‌گردد. در نتیجه‌ی روانگرایی خاک، لوله‌ی مدفون در خاک مستعد روانگرایی دچار دگرگونی خواهد شد که در شکل ۵-ب، نحوه‌ی جابه‌جایی قائم لوله در زلزله‌ای با فرکانس ۸ Hz و شتاب  $g/5$  در عمق‌های مدفون مختلف قابل مشاهده است. همچنین رابطه‌ای بین عمق مدفون لوله و میزان بالازدگی لوله در

جفت تصویر متوالی تعیین می‌شود. جهت به دست آوردن اطلاعات قابل فهم و مفید، بعد از انجام اندازه‌گیری در فضای تصویر، بردارهای جابه‌جایی حاصل با استفاده از تبدیل فتوگرامتریک از فضای تصویر به فضای جسم منتقل می‌شوند. پارامترهای انتقال بر اساس مشخصات فنی دوربین، شرایط تصویربرداری و مشخصات پنجره مشاهده و با روش کانون‌یابی تعیین می‌شوند.

جهت پی بردن به مکانیزم تغییر شکل خاک، از روش سرعت‌سنجی تصویری ذرات استفاده گردیده است. قابل ذکر است که تحلیل لازم برای انجام این تکنیک بر اساس کدنویسی در نرم افزار متلب ارائه گردیده است. نرم افزار متلب دارای یک محیط توسعه یافته کدنویسی است که در این محیط حل ماتریسی و محاسبات عددی امکان‌پذیر است. کدنویسی انجام گرفته به نحوی می‌باشد که برخی پارامترهای مورد استفاده برای انجام تکنیک سرعت‌سنجی تصویری ذرات توسط کاربر قابل تغییر می‌باشد. این پارامترها شامل ابعاد عکس مینا، تعداد تقسیم بندی‌ها (مش بندی)، دقت انجام و... می‌باشد. در این روش، بایستی تعداد فریم‌ها در ثانیه، بالا باشد تا به طرز دقیقی بتوان نحوه‌ی تغییر شکل خاک را به دست آورد. در این مطالعه به جهت دستیابی به تصاویر متوالی با فاصله زمانی کم از دوربین دیجیتالی استفاده گردیده است. سپس عکس‌های گرفته شده توسط نرم افزار متلب



شکل ۵-الف نشان داده شده است. شایان ذکر است که پارامتر محور قائم ( $\frac{\Delta h}{D}$ ) معرف نسبت بالازدگی به قطر لوله است و پارامتر محور افقی ( $\frac{H}{D}$ ) معرف نسبت عمق مدفون لوله به قطر لوله است. به جهت دستیابی به میزان بالازدگی در عمق‌های مدفون مختلف، یک رابطه نیز به عنوان رابطه‌ی بین بالازدگی و عمق مدفون لوله، پیشنهاد داده شده است.

همان طور که از نمودار پیداست، میزان بالازدگی با افزایش عمق کاهش می‌یابد، بدین صورت که وقتی عمق مدفون لوله ۳/۳۳ برابر می‌شود، نسبت بالازدگی لوله به قطر لوله، ۵۶٪ کاهش می‌یابد. علت این موضوع را می‌توان به افزایش نیروی مقاوم ناشی از وزن خاک بالای لوله، نسبت داد. زیرا با افزایش عمق مدفون لوله، میزان توده خاک بالای لوله که به عنوان نیروی مقاوم در برابر بالازدگی عمل می‌کند افزایش می‌یابد و در نتیجه اضافه فشار آب حفره‌ای به عنوان یکی از نیروهای محرک، قادر به بلند کردن لوله نخواهد بود. همچنین در حالت کلی، ابتدا حرکت لوله به سمت پایین بوده سپس، به دلیل الاستیسیته‌ی موجود در خاک ماسه، حرکت به سمت بالا در ادامه رخ می‌دهد و باعث رسیدن لوله ابتدا به تراز اولیه‌اش و سپس ادامه‌ی بالازدگی شده است. بر طبق نظریه‌های بسیاری از پژوهشگران، بالازدگی لوله‌های مدفون در خاک مستعد روانگرایی از میزان بارلرزه‌ای تبعیت می‌کند. بدین صورت که با شروع بارگذاری، بالازدگی شروع شده و با پایان آن، بالازدگی متوقف می‌شود [۳۵ و ۱۳]. در راستای بررسی شروع بالازدگی و پایان آن، نمودارهای بار ورودی، اضافه فشار آب حفره‌ای و بالازدگی در شکل ۶ مورد بررسی قرار گرفته است. همان گونه که از شکل ۶ قابل مشاهده است، شروع بالازدگی، زمانی رخ می‌دهد که اضافه فشار آب حفره‌ای در داخل خاک شکل می‌گیرد. همچنین این نکته نیز حائز اهمیت است که بالازدگی با پایان بارگذاری متوقف نگردیده و هر چند به مقدار کم ادامه می‌یابد. بنابراین می‌توان بدین نکته پی برد که بارلرزه‌ای صرفاً شروع کننده‌ی بالازدگی در سازه‌های مدفون به هنگام روانگرایی نبوده و اضافه فشار آب حفره‌ای نیز در این پدیده نقش دارد. به عنوان انجام مقایسه، نتایج حاصل از مطالعه‌ی هوانگ [۳۰] نیز در شکل ۶-ب نشان داده شده است. طبق شکل ۶-ب بالازدگی با آغاز اضافه فشار آب حفره‌ای آغاز گردیده، اما آنچه به عنوان تفاوت و نوآوری در این تحقیق به چشم می‌خورد، اثبات وجود بالازدگی لوله بعد از توقف بارگذاری می‌باشد. این در حالی است که طبق مطالعه‌ی هوانگ و همکاران، با پایان بارگذاری، بالآمدگی لوله نیز متوقف می‌گردد. همچنین در این تحقیق از روش سرعت‌سنجی تصویری ذرات برای بررسی کانتورهای جابه‌جایی نیز استفاده گردیده است که نحوه‌ی

جابه‌جایی خاک را نشان می‌دهد. قابل ذکر است که به جهت بی بعد کردن محورهای نمودار، اضافه فشار آب حفره‌ای به تنش موثر اولیه تقسیم گردیده و به صورت  $\frac{\Delta u}{\sigma}$  بیان می‌شود که در هر مرحله از آزمایش به کمک فشارسنج مقدار این عبارت قابل دسترس بوده و نشانگر درجه‌ی روانگرایی می‌باشد. در رابطه با نمودار اضافه فشار آب حفره‌ای، می‌توان این نکته را متذکر گردید که به علت اعمال موج رفت و برگشتی، در هر بار رفت، فشار آب حفره‌ای افزایش پیدا کرده و تا زمان اعمال موج برگشتی بر روی نمونه، مقداری از اضافه فشار آب حفره‌ای زایل می‌شود و در موج بعدی نیز همین روند ادامه پیدا می‌کند. همچنین در شکل ۷ رابطه‌ی بین عمق مدفون لوله و اضافه فشار آب حفره‌ای به جهت پی بردن به میزان تاثیر عمق مدفون لوله در میزان اضافه فشار آب حفره‌ای نشان داده شده است. قابل ذکر است که وقتی عمق مدفون لوله ۳/۳۳ برابر می‌شود، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای به تنش موثر، ۷۵٪ کاهش می‌یابد.

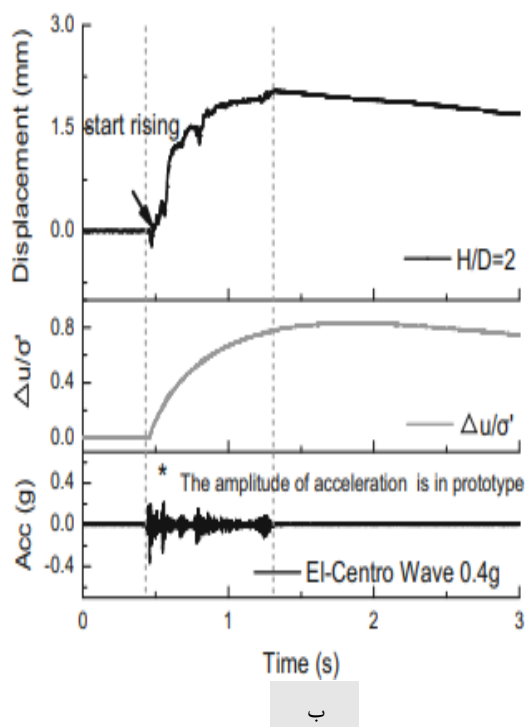
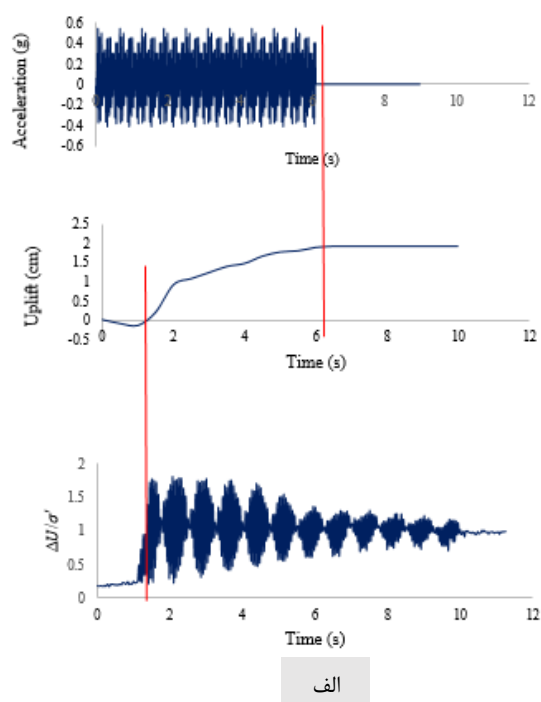
### ۳-۲- مکانیزم تغییر شکل خاک

برای به دست آوردن بردارهای جابه‌جایی خاک، از روش PIV استفاده گردیده است. شکل ۸-الف نحوه‌ی بالازدگی لوله در آزمایش اول از طریق مقایسه‌ی حالت اولیه و ثانویه را نشان می‌دهد. همان گونه که در شکل دیده می‌شود، لوله‌ی مدفون در خاک در اثر به وقوع پیوستن روانگرایی دچار دگرگونی شده است.

با توجه به شکل ۸-ب می‌توان به نحوه‌ی شکل‌گیری بالازدگی در آزمایش دوم پی برد. بدین صورت که طبق آنچه در شکل قابل مشاهده است، هنگام روانگرایی حرکت بردارهای جابه‌جایی در سمت راست حلقه‌ی بسته از سمت بالا به سمت پایین لوله و در بین دو حلقه بسته از سمت پایین به بالا بوده تا برای بلند کردن لوله متحد شوند که البته ناحیه‌ی محدودی از خاک اطراف لوله در این عمل مشارکت می‌کند، بدین صورت که حداکثر ناحیه‌ی مشارکت کننده (تاثیر) در بالازدگی لوله به اندازه ۳D می‌باشد.

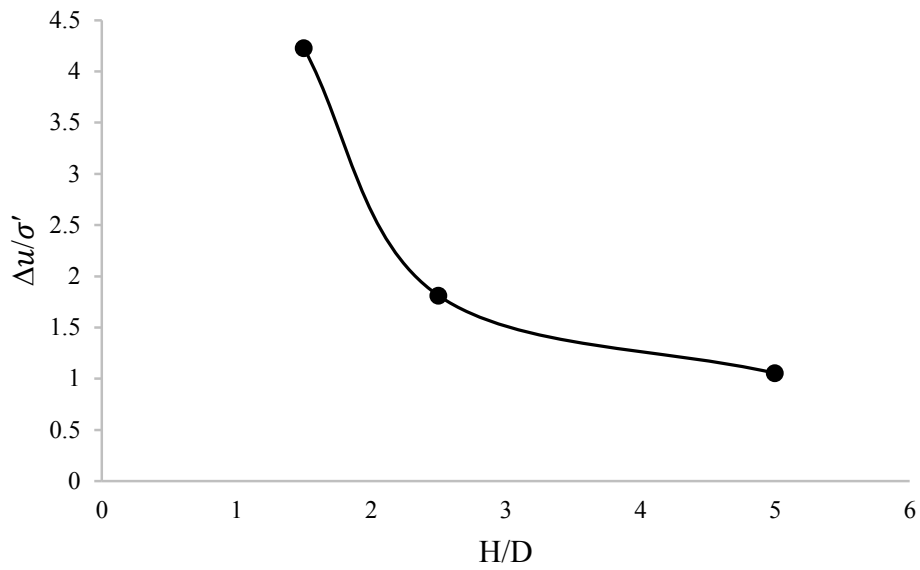
قابل ذکر است که بردارها در هر دو طرف لوله به صورت متحد سعی در پر کردن فضای خالی ایجاد شده در قسمت تحتانی لوله را داشته تا در نهایت باعث بالازدگی لوله گردد. همچنین در اطراف لوله حلقه‌های بسته‌ای شکل می‌گیرد که خاک داخل آن هیچ نوع حرکتی نداشته و در فاصله‌ی بین این حلقه و لوله، حرکت خاک به سمت بالا و در قسمت خارجی این حلقه، حرکت خاک به سمت پایین می‌باشد. قابل ذکر است که خاک قسمت تحتانی لوله نیز به اندازه ۱D در این عمل مشارکت داشته است.





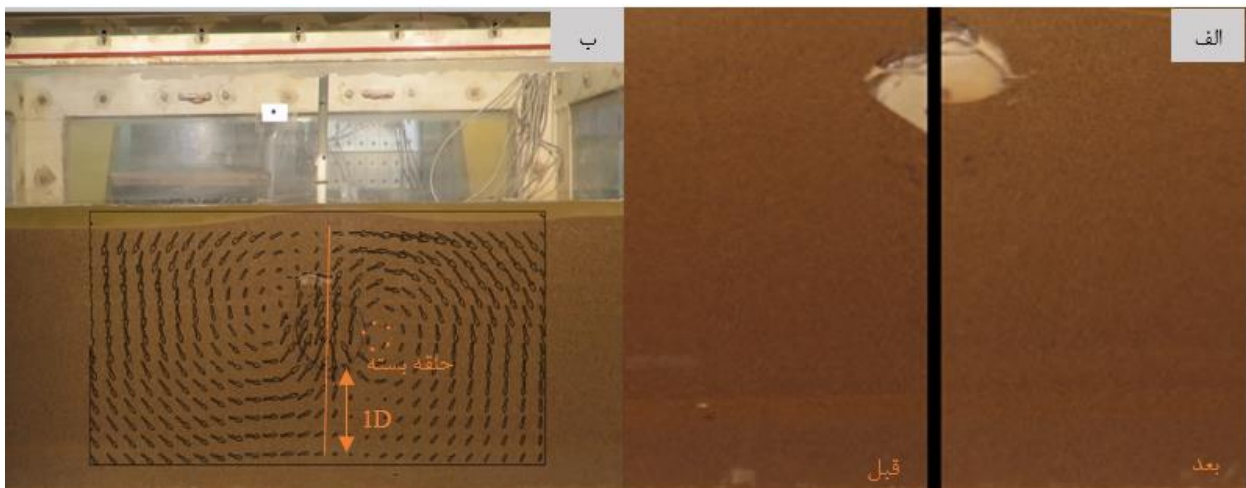
شکل ۶. الف) منحنی‌های بالازدگی شتاب ورودی، بالازدگی لوله و درجه روانگرایی بر حسب زمان در آزمایش دوم تحقیق حاضر ب) نتایج پژوهش هوانگ [۳۰]

Fig. 6. Acceleration, pipe uplift and degree of liquefaction charts in terms of time in the second experiment of the present study b) Results of Huang research [30]



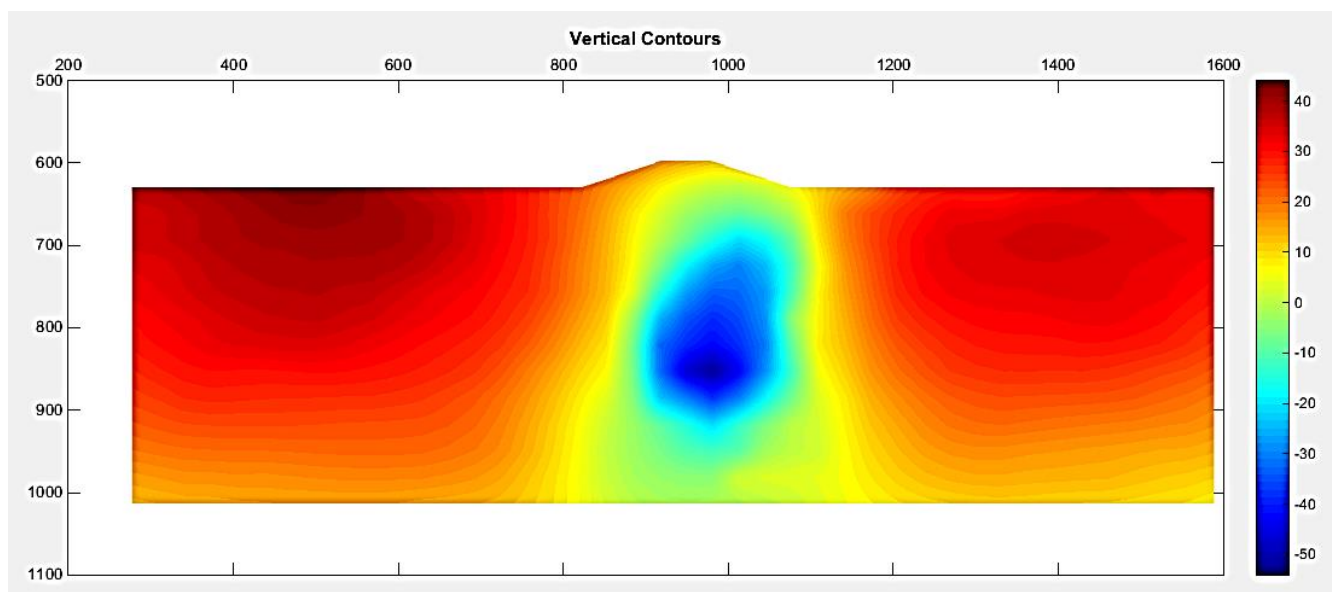
شکل ۷. رابطه‌ی بین اضافه فشار آب حفره‌ای و عمق مدفون لوله

Fig. 7. Relationship between excess pore water pressure and buried depth of pipe



شکل ۸. الف) حالت اولیه و ثانویه لوله در آزمایش اول ب) شکل‌گیری بردارهای جابه‌جایی خاک در آزمایش دوم

Fig. 8. a) Before and after state of the pipe in the first experiment b) Formation of soil displacement vectors in the second experiment



شکل ۹. کانتورهای کرنش در آزمایش دوم

Fig. 9. Strain contours in the second experiment

نشست دارد ولی در داخل این ناحیه بردارها به سمت بالا رفته یعنی خاک متورم می‌شود. عرض این ناحیه را می‌توان با یافتن ارتفاع نقاط سطح خاک قبل و بعد از آزمایش توسط نرم افزار متلب (برحسب پیکسل) و مشخص کردن مرز بین نشست و بلندشدگی سطح خاک با مقایسه دو عکس به دست آورد. عرض ناحیه تاثیر در آزمایش اول برابر ۳۲۱ پیکسل در یک طرف است که با دو برابر شدن این مقدار، عرض کل ناحیه به دست خواهد آمد. از آنجا که ضریب تبدیل پیکسل به سانتی‌متر برابر  $0/056$  با استفاده از نرم افزار متلب به دست آمده است با ضرب شدن به این ضریب مقدار آن را برحسب قطر لوله (۶ سانتی‌متر) نیز می‌توان به دست آورد که برابر  $3D$  می‌باشد (شکل ۱۱). به جهت دستیابی به رابطه‌ی بین عمق مدفون لوله و عرض ناحیه تاثیر، مقادیر اندازه‌گیری شده از آزمایشات به صورت نمودار شکل ۱۲ ارائه گردیده است.

#### ۴- نتیجه‌گیری

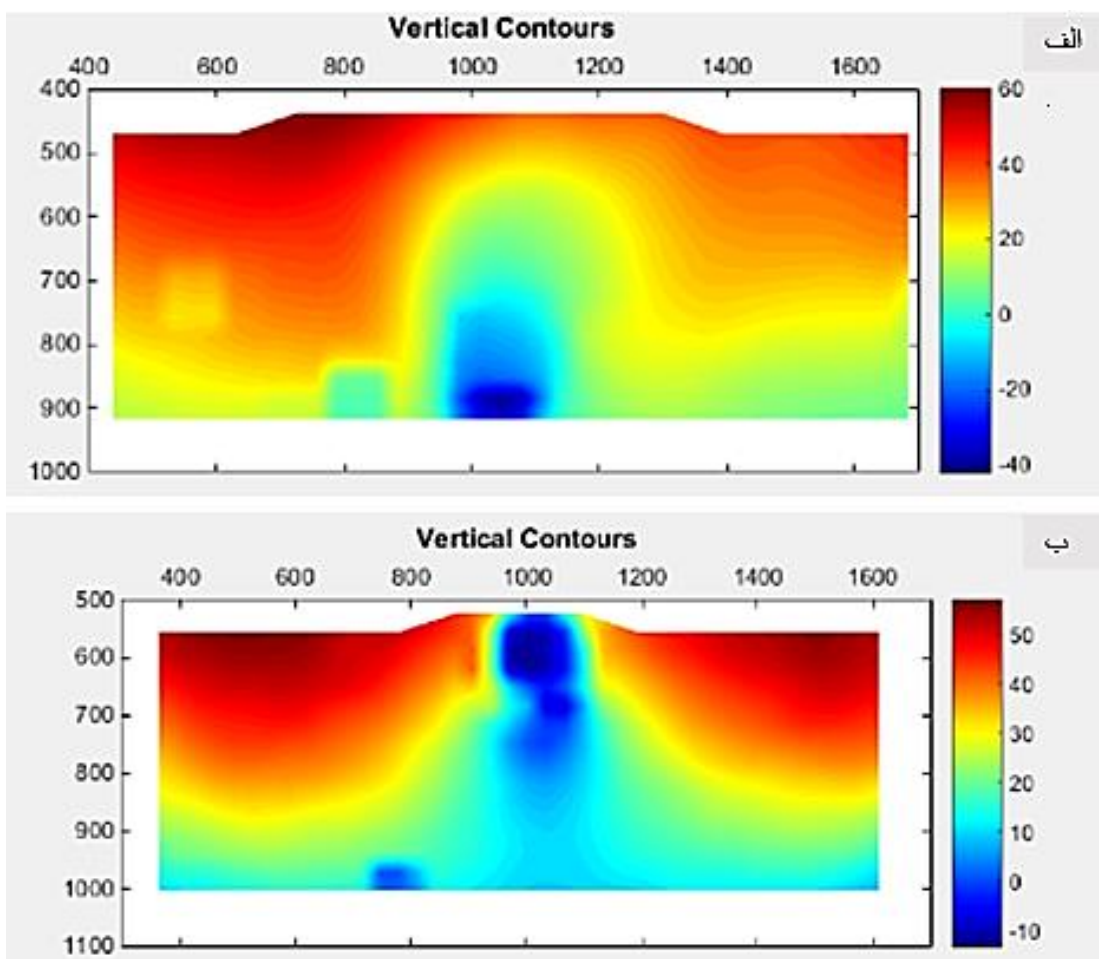
بالازدگی سازه‌های مدفون در خاک مستعد روانگرایی جزو مسائل مهم ژئوتکنیکی به سبب ایجاد خسارات جبران ناپذیر بوده است. بدین جهت در این پژوهش از طریق مدل‌سازی فیزیکی به بررسی بالازدگی لوله‌ی

همان گونه که در شکل قابل مشاهده است، علاوه بر وجود بالازدگی در قسمت فوقانی لوله، نشست نیز در نواحی دور از لوله رخ داده است که بدین نکته می‌توان توسط کانتورهای کرنش نشان داده شده در شکل ۹ پی برد. نواحی آبی رنگ نشان دهنده‌ی بالازدگی و نواحی نارنجی رنگ، نشان دهنده‌ی نشست در آزمایش دوم می‌باشند. بدین شکل شاهد وجود تحکیم در نواحی از اطراف لوله به همراه بالازدگی هستیم.

چنانچه مقایسه‌ای بین آزمایش اول و سوم انجام گیرد تا میزان تاثیر عمق مدفون لوله به شکل واضح‌تری قابل درک باشد، شکل ۱۰ نشان‌دهنده‌ی تفاوت در مکانیزم تغییر شکل خاک در دو آزمایش می‌باشد.

به دلیل تفاوت در عمق مدفون لوله، میزان کانتور آبی رنگ، نشانگر بالازدگی، در نمونه الف در قسمت پایین شکل گرفته و همچنین تاثیر این نوع بالازدگی در قسمت‌های فوقانی نمونه قابل مشاهده نیست. اما در نمونه ب شاهد رسیدن بالازدگی به قسمت فوقانی نمونه بوده که بالازدگی به شکل واضحی قابل مشاهده است.

ناحیه تاثیر به دست آمده مطابق شکل ۹ و ۱۰ با کاهش عمق مدفون لوله افزایش می‌یابد. منظور از ناحیه تاثیر در این قسمت ناحیه‌ای است که در مرز خارج از آن بردارهای جابه‌جایی به سمت پایین حرکت کرده و خاک



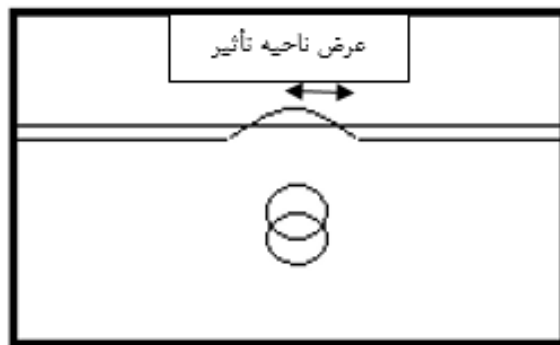
شکل ۱۰. الف) کانطور جابه‌جایی مربوط به آزمایش  $H = 5D$  ۰.۵g ۸ Hz ب) کانطور جابه‌جایی مربوط به آزمایش  $H = 1.5D$  ۰.۵g ۸ Hz

Fig. 10. a) Displacement contour related to test  $H = 5D$  acceleration=0.5g frequency=8 Hz b) Displacement contour related to test  $H = 1.5D$  acceleration=0.5g frequency=8hz

می‌باشد:

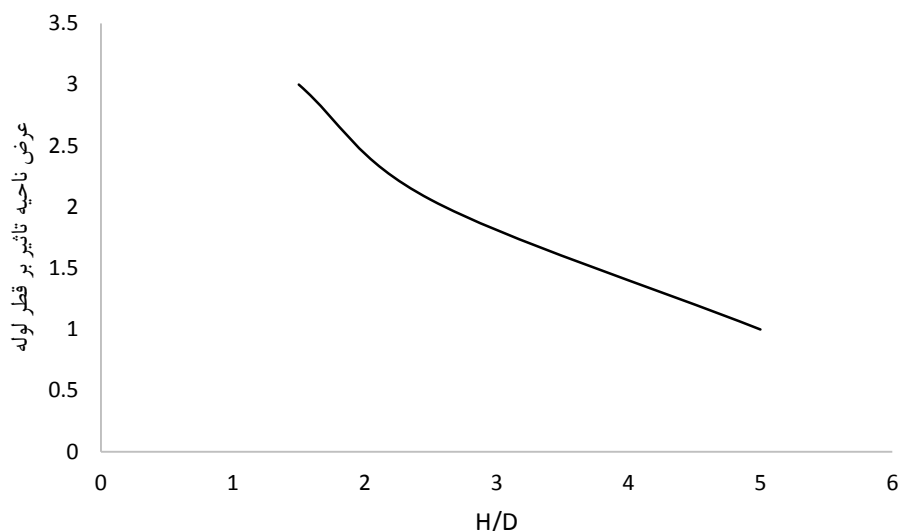
- ۱- در این پژوهش وقتی عمق مدفون لوله  $3/33$  برابر می‌شود، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای به تنش موثر،  $75\%$  کاهش می‌یابد. با افزایش عمق مدفون لوله، به سبب افزایش میزان نیروی مقاوم ناشی از ورن توده خاک بالای لوله، میزان بالازدگی لوله کاهش یافته است. قابل ذکر است که به سبب ثابت ماندن دیگر پارامترهای تاثیر گذار، علت کاهش بالازدگی لوله را می‌توان به افزایش عمق مدفون لوله نسبت داد.
- ۲- به هنگام کاهش عمق مدفون لوله، بالآمدگی لوله حتی بعد از اتمام بارگذاری نیز ادامه می‌یابد. با توجه به اضافه فشار آب حفره‌ای نسبتاً بالا در

مدفون پرداخته شده است. پارامترهای مختلفی در میزان بالازدگی لوله موثر می‌باشند، از جمله: شتاب اعمالی، فرکانس بارگذاری، دانسیته نسبی خاک، عمق مدفون لوله و....، آن چه به عنوان پارامتر متغیر در این مطالعه مد نظر قرار گرفته است، عمق مدفون لوله است. بنابراین سعی بر آن شده است که با تغییر عمق مدفون لوله، میزان بالازدگی لوله بررسی گردد. در راستای مطالعه‌ی این موضوع، از میز لرزه، جعبه‌ی صلب پلکسی گلس، ماسه‌ی شل، دستگاه بارش ماسه، فشارسنج و شتاب‌سنج، دستگاه هواگیری آب و وکیوم استفاده شده است. همچنین از روش PIV به جهت بررسی مکانیزم تغییر شکل خاک استفاده شده است. نتایج حاصل از این مطالعه به شرح زیر



شکل ۱۱. شماتیک عرض ناحیه تأثیر

Fig. 11. Schematic of the width of the influenced area



شکل ۱۲. رابطه‌ی عمق مدفون لوله و عرض ناحیه تأثیر

Fig. 12. Relationship between buried depth of pipe and width of impact area

و زیر لوله خواهد بود تا در نهایت منجر به بالآمدگی لوله گردد. حرکت بردارهای جابه‌جایی اطراف لوله شکلی همانند معکوس ۵ خواهد داشت. قابل ذکر است که علت حرکت خاک اطراف لوله به سمت پایین لوله، پر کردن فضای خالی ایجاد شده در زیر لوله می‌باشد.

۴- اضافه فشار آب حفره‌ای حین بارگذاری لوله‌ای، یکی از مهم‌ترین و تاثیرگذارترین متغیرها در میزان بلندشدگی لوله مدفون می‌باشد. نتایج به دست آمده نمایانگر این است که لازمه شروع بلندشدگی، رسیدن اضافه فشار

عمق پایین‌تر خاک، اضافه فشار ایجاد شده بعد از بارگذاری دینامیکی تمایل به اتلاف دارد و به سمت نقاط کم فشار (قسمت سطح) جریان می‌یابند و چون در نواحی سطحی، جریان رو به بالاست بنابراین بالازدگی تا حدودی ادامه می‌یابد. قابل ذکر است که با  $3/33$  برابر شدن عمق مدفون لوله، نسبت بالازدگی به قطر لوله  $56\%$  کاهش می‌یابد.

۳- در راستای کاهش مقاومت برشی خاک به دلیل وقوع روانگرایی، خاک رفتاری همچون مایع خواهد داشت. حرکت خاک اطراف لوله به طرفین

## منابع

- [1] N. Taylor, V. Tran, Experimental and theoretical studies in subsea pipeline buckling, *Marine Structures*, 9(2) (1996) 211-257.
- [2] T.C. Maltby, C.R. Calladine, An investigation into upheaval buckling of buried pipelines—II. Theory and analysis of experimental observations, *International journal of mechanical sciences*, 37(9) (1995) 965-983.
- [3] K. Sugito, T. Okano, R. Fukagawa, LIQUEFACTION ANALYSIS OF VERIFICATION ON THE INFLUENCE OF UNDERGROUND STRUCTURE, *INTERNATIONAL JOURNAL OF GEOMATE*, 16(58) (2019) 104-109.
- [4] M. Jefferies, K. Been, *Soil liquefaction: a critical state approach*, CRC press, 2015.
- [5] S. Chian, S. Madabhushi, Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 41 (2012) 181-190.
- [6] T. Travasarou, J. Chacko, W. Chen, A. Fernandez, Assessment of Liquefaction-Induced Hazards for Immersed Structures, in: *Offshore Technology Conference*, Offshore Technology Conference, 2012.
- [7] K. Horikawa, Y. Sakino, Review of damage in welded joints caused by the Kobe earthquake, *Transactions of JWRI*, 24(2) (1995) 1-10.
- [8] C. Scawthorn, P.I. Yanev, 17 January 1995, Hyogo-ken Nambu, Japanese earthquake, *Engineering Structures*, 17(3) (1995) 146-157.
- [9] W.W. Chen, B.-j. Shih, Y.-C. Chen, J.-H. Hung, H.H. Hwang, Seismic response of natural gas and water pipelines in the Ji-Ji earthquake, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9-12) (2002) 1209-1214.
- [10] I. Towhata, *Geotechnical earthquake engineering*, Springer Science & Business Media, 2008.
- [11] M. Ghayamghamian, T. Tobita, S. Iai, G.-C. Kang, Reconnaissance Report of July 16, 2007 Niigata-Ken Chuetsu-Oki, Japan, Earthquake, *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 9(1-2) (2007) 73-84.

آب حفره‌ای به مقداری معین می‌باشد.

۵- در نتیجه‌ی روانگرایی خاک، علاوه بر به وقوع پیوستن بالازدگی در قسمت بالای لوله، در نواحی بیرونی نشست نیز رخ می‌دهد. در راستای بررسی تاثیر عمق مدفون لوله، حداکثر عرض ناحیه تاثیر  $6D$  می‌باشد. به عبارتی میزان تاثیرپذیری خاک اطراف از این پدیده، از مرکز لوله به اندازه  $3D$  می‌باشد. همچنین میزان  $1D$  از قسمت تحتانی لوله‌ی مدفون نیز در مکانیزم بالازدگی لوله نقش دارد. پس می‌توان بدین شکل بیان کرد که با  $\frac{3}{3}$  برابر شدن عمق مدفون لوله، عرض ناحیه تاثیر  $\frac{1}{3}$  برابر می‌شود.

۶- با توجه به کانتورهای جابه‌جایی حاصل از روش PIV، با کاهش عمق مدفون لوله، کانتورهای جابه‌جایی عمودی و معرف بالازدگی، بزرگ‌تر گردیده است.

## ۵- فهرست علائم

### علائم انگلیسی

$D$	قطر لوله، cm
$G_s$	چگالی ویژه خاک
$D_{60}$	قطر بزرگ‌ترین دانه‌ای است که می‌تواند از الکی که ۶۰٪ دانه‌ها از آن عبور کرده‌اند رد شود، mm
$D_{30}$	قطر بزرگ‌ترین دانه‌ای است که می‌تواند از الکی که ۳۰٪ دانه‌ها از آن عبور کرده‌اند رد شود، mm
$D_{10}$	قطر بزرگ‌ترین دانه‌ای است که می‌تواند از الکی که ۱۰٪ دانه‌ها از آن عبور کرده‌اند رد شود، mm
$C_c$	ضریب انحنای
$C_u$	ضریب یکنواختی
$NG$	مقیاس هندسی
$ND_r$	مقیاس دانسیته نسبی
$N_f$	مقیاس فرکانس
$ND_p$	مقیاس قطر لوله
$Dr_p$	دانسیته نسبی مدل اصلی
$PP$	فشارسنج
$Acc$	شابسنج
$\frac{H}{D}$	نسبت عمق مدفون لوله به قطر لوله
$\frac{\Delta h}{D}$	نسبت بالازدگی لوله به قطر لوله
$\rho d_{min}$	جرم مخصوص حداقل خاک
$\rho d_{max}$	جرم مخصوص حداکثر خاک



- 126 (2019) 105772.
- [22] P.B. Sudevan, A. Boominathan, S. Banerjee, Numerical Study of Liquefaction-Induced Uplift of Underground Structure, *International Journal of Geomechanics*, 20(2) (2020) 06019020.
- [23] J. Wu, G.P. Kouretzis, L.P. Suwal, Y. Ansari, S.W. Sloan, Shallow and deep failure mechanisms during uplift and lateral dragging of buried pipes in sand, *Canadian Geotechnical Journal*, (ja) (2019).
- [24] A.O. Mahmoud, M.N. Hussien, M. Karray, M. Chekired, C. Bessette, L. Jinga, Mitigation of liquefaction-induced uplift of underground structures, *Computers and Geotechnics*, 125 (2020) 103663.
- [25] R. Liu, S. Yan, X. Wu, Model test studies on soil restraint to pipeline buried in Bohai soft clay, *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 4(1) (2012) 49-56.
- [26] C.H. Trautmann, T.D. O'Rourke, F.H. Kulhawy, Uplift force-displacement response of buried pipe, *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9) (1985) 1061-1076.
- [27] M. Bransby, T. Newson, P. Brunning, Centrifuge modelling of the upheaval capacity of pipelines in liquefied clay, in: *The Twelfth International Offshore and Polar Engineering Conference*, International Society of Offshore and Polar Engineers, 2002.
- [28] S.G. Paikowsky, F. Xi, Particle motion tracking utilizing a high-resolution digital CCD camera, *Geotechnical Testing Journal*, 23(1) (2000) 123-134.
- [29] D. White, A. Barefoot, M. Bolton, Centrifuge modelling of upheaval buckling in sand, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 1(2) (2001) 19-28.
- [30] B. Huang, J. Liu, D. Ling, Y. Zhou, Application of particle image velocimetry (PIV) in the study of uplift mechanisms of pipe buried in medium dense sand, *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 5(5) (2015) 599-614.
- [31] S. Iai, T. Sugano, Shake table testing on seismic performance of gravity quay walls, in: *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, 2000.
- [12] A.R. Bagherieh, I. Loloï, A. Bagherieh, Numerical Modeling of Tunnels and Lifelines in Liquefiable Grounds Under Seismic Loading, *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, 27(2) (2016).
- [13] S. Chian, K. Tokimatsu, Floatation of underground structures during the M w 9.0 Tōhoku Earthquake of 11th March 2011, in: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Paper ID, 2012.
- [14] K. Tokida, Y. Ninomiya, T. Azuma, Liquefaction potential and uplift deformation of underground structure, *WIT Transactions on The Built Environment*, 3 (1970).
- [15] J. Koseki, O. Matsuo, S. Tanaka, Uplift of sewer pipes caused by earthquake-induced liquefaction of surrounding soil, *Soils and foundations*, 38(3) (1998) 75-87.
- [16] J.-L. Hu, H.-B. Liu, The uplift behavior of a subway station during different degree of soil liquefaction, *Procedia engineering*, 189 (2017) 18-24.
- [17] A. Hasheminezhad, H. Bahadori, Seismic response of shallow foundations over liquefiable soils improved by deep soil mixing columns, *Computers and Geotechnics*, 110 (2019) 251-273.
- [18] D.D. Nourzadeh, P. Mortazavi, A. Ghalandarzadeh, S. Takada, M. Ahmadi, Performance assessment of the Greater Tehran Area buried gas distribution pipeline network under liquefaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 124 (2019) 16-34.
- [19] M. Castiglia, F.S. de Magistris, J. Koseki, Uplift of buried pipelines in liquefiable soils using shaking table apparatus, (2019).
- [20] H. Bahadori, H. Motamedi, A. Hasheminezhad, R. Motamed, Shaking table tests on shallow foundations over geocomposite and geogrid-reinforced liquefiable soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128 (2020) 105896.
- [21] A.G. Papadimitriou, G.D. Bouckovalas, D.J. Nyman, A.I. Valsamis, Analysis of buried steel pipelines at watercourse crossings under liquefaction-induced lateral spreading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,

- reinforcement, International Journal of Geomechanics, 1(4) (2001) 477-506.
- [34] A.J. Crewe, The characterisation and optimisation of earthquake shaking table performance, University of Bristol, 1998.
- [35] L. Sun, Centrifuge modeling and finite element analysis of pipeline buried in liquefiable soil, (2002).
- [32] M. Otsubo, I. Towhata, T. Hayashida, M. Shimura, T. Uchimura, B. Liu, D. Taeseri, B. Cauvin, H. Rattetz, Shaking table tests on mitigation of liquefaction vulnerability for existing embedded lifelines, Soils and Foundations, 56(3) (2016) 348-364.
- [33] K. Hatami, R. Bathurst, P.D. Pietro, Static response of reinforced soil retaining walls with nonuniform

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Bahram Ghannad, M. Hajjalilue Bonab, M. Ghorbani Barazin, *Experimental study of uplift of buried pipe liquefiable soil at different depths by shaking table*, Amirkabir J. Civil Eng., 54(1) (2022) 35-52.

DOI: 10.22060/ceej.2021.17581.6609

