

بررسی تاثیر مشخصات هندسی لایه روانگرا در رفتار پی‌های شمعی

علی کمک پناه^۱، کامیل خاکپور*^۲، محمد علیایی^۳

۱- دانشیار گروه خاک و پی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

۲- دانشجوی دکتری خاک و پی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

۳- استادیار گروه خاک و پی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

* k_khakpour@modares.ac.ir

تاریخ دریافت: [۱۳۹۱/۳/۲۳] تاریخ پذیرش: [۱۳۹۱/۱۲/۲۰]

چکیده - جابه‌جایی‌های ناشی از روانگرایی باعث خسارت‌های عمده‌ای به زیرساخت‌ها، مانند ساختمان‌ها، پل‌ها، لوله‌های مدفون و ... می‌شود. وقتی سطح زمین دارای شیب باشد امکان وقوع پدیده گسترش جانبی در خاک‌های روانگرا وجود دارد که باعث جابه‌جایی‌هایی تا حد چند متر نیز می‌شود. با توجه به کاربرد وسیع پی‌های شمعی، ایمنی شمع‌ها در زمان زلزله از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. مطالعات پس از وقوع زلزله در خاک روانگرا نشان داده است که هم نیروی ناشی از سازه و هم اندرکنش سینماتیکی بین شمع و خاک نقش مهمی در رفتار مکانیکی شمع‌ها دارد، در نتیجه باید تحلیل براساس اندرکنش شمع - خاک - سازه صورت گیرد. در این پژوهش از روش تفاضل محدود (FDM)، برای بررسی تأثیر ضخامت لایه روانگرا، شیب لایه روانگرا و تراز آب زیرزمینی بر پی‌های شمعی استفاده شده است. نتیجه آن است که با افزایش شیب لایه روانگرا، لنگر خمشی ماکزیمم، افزایش می‌یابد ولی شیب این نمودارها در ترازهای آب پایین (نزدیک به سطح زمین) بیشتر است. این نوع رفتار در نیروی برشی ایجاد شده در شمع‌ها نیز مشاهده شده است.

واژگان کلیدی: شمع، خاک روانگرا، تفاضل محدود، تحلیل دینامیکی، اندرکنش خاک و شمع

۱- مقدمه

زلزله سبب پدیده‌هایی مانند سونامی، حرکت زمین و روانگرایی می‌شود؛ در زلزله‌های بزرگ، وجود لایه روانگرا سبب آسیب‌های جدی به پی‌های شمعی شده است. جابه‌جایی ایجاد شده در اثر پدیده روانگرایی به عواملی مانند مشخصات زلزله، شیب زمین، نوع خاک، مقدار ریزدانه‌ها، ضخامت لایه روانگرا و ... بستگی دارد [۱]. گسیختگی پی‌های شمعی در خاک روانگرا در اثر زلزله موجب پژوهش‌های فراوانی در این زمینه شده است. Abdoun و Brandenberg به بررسی ممان‌های خمشی ایجاد شده در شمع‌ها در

اثر پدیده گسترش جانبی پرداختند [۲ و ۳]. Knappett و Madabhusi گسیختگی ناشی از کمانش در شمع‌های واقع در خاک روانگرا را مطالعه کردند [۴].

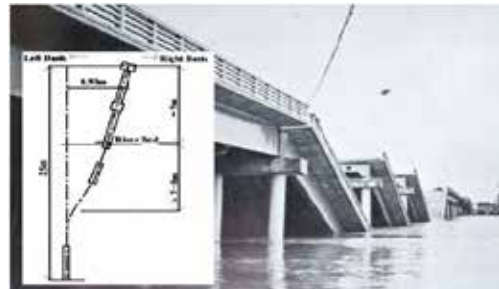
۱-۱- شمع‌های آسیب دیده در اثر پدیده روانگرایی

در زلزله‌های بزرگ گسیختگی پی‌های شمعی در اثر پدیده روانگرایی متداول است. شکل ۱ آسیب‌های وارده به پل Showa در زلزله نیگاتا ۱۹۶۴ را نشان می‌دهد. جابه‌جایی زیاد خاک سبب تغییر مکان پایه‌های پل شده است که این امر سبب افتادن

عرشه در داخل رودخانه شده است [5].



شکل ۴: خرابی شمع اسکله بندر Okland در زلزله لوماپریتا [۶]



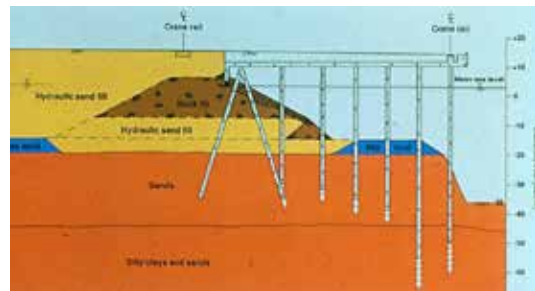
شکل ۱: آسیب‌های وارده به شمعی‌های فولادی پل Showa [5]

شکل ۵ خسارت وارده به پل Nishinomiya در زلزله کوبه را نشان می‌دهد که پدیده گسترش جانبی سبب جابه‌جایی زیاد شمعی‌ها و در نتیجه باعث سقوط عرشه یکی از دهنه‌ها شده است [۶].

شکل‌های ۲، ۳ و ۴ آسیب‌های وارده به شمعی‌های اسکله بندر Okland در زلزله لوماپریتا را نشان می‌دهد. پدیده گسترش جانبی بار قابل توجهی را به شمعی‌ها اسکله وارد کرد و سبب گسیختگی شمعی در محل اتصال شده است [۶].



شکل ۵: خرابی پل Nishinomiya در اثر پدیده گسترش جانبی در زلزله کوبه [۶]



شکل ۲: پروفیل خاک و آرایش شمعی‌های اسکله بندر Okland [۶]

در جدول ۱ خلاصه‌ای از چگونگی مدلسازی‌های عددی در تعدادی از مطالعات گذشته در زمینه تحلیل عددی عملکرد شمعی‌ها در خاک روانگرا آمده است [۷].

۲- مطالعات عددی

به دلیل عدم شناخت اندرکنش شمعی و خاک روانگرا، تحلیل‌های عددی شمعی در خاک روانگرا از دقت بالایی برخوردار نیست. البته در زمینه اندرکنش شمعی - خاک روانگرا پژوهش‌هایی به وسیله‌ی Zeng، Hamada، Sakajo و Finn انجام شده است و تا



شکل ۳: اسکله بندر Okland در زلزله لوماپریتا [۶]

حدودی توانسته‌اند اطلاعات دقیق‌تری در این زمینه ارائه دهند.

در آزمایشگاه تهیه شده‌اند برای شبیه‌سازی عددی کاربرد زیادی ندارند زیرا در برنامه‌های عددی مدل باید جامع و کلی باشد. در این پژوهش از مدل Finn برای روانگرایی استفاده می‌شود زیرا اول اینکه ساده است و دوم تناسب مناسبی با مسائل واقعی دارد.

۳- مدل تولید فشار آب حفره‌ای

مدل‌های زیادی برای تولید فشار آب حفره‌ای وجود دارند و از آنجا که برای نمونه‌های خاصی

جدول ۱: خلاصه تعدادی از مطالعات انجام شده در زمینه بررسی عملکرد شمع‌ها در خاک روانگرا [۷]

محققین	مدل رفتاری بکار رفته	نحوه حل معادلات تعادل	نحوه مدل‌سازی	مقدار ضریب نفوذپذیری در حین زلزله
Miyazaki et al (۲۰۰۱)	Iai et al (۱۹۹۲)	غیرهمبسته	دوبعدی	ثابت
Finn et al (۲۰۰۲)	for soil (۱۹۹۹) Finn & Theravaj modeling, Martin et al (۱۹۷۵) for PWP generation	غیرهمبسته	سه بعدی	ثابت
Liyanapathirana et al (۲۰۰۵)	Mohr-Coulomb for soil (۱۹۷۵) modeling Martin et al for PWP generation	غیرهمبسته	یک بعدی	ثابت
Uzuoka et al (۲۰۰۷)	Oka et al (۱۹۹۹)	همبسته	سه بعدی	ثابت
Chang et al (۲۰۰۷)	for soil (۱۹۹۹) Finn & Theravaj modeling, Martin et al (۱۹۷۵) for PWP generation	غیرهمبسته	یک بعدی	ثابت
Cheng and Jeremic (۲۰۰۹)	Dafalias-Manzari	همبسته	سه بعدی	ثابت
شهبیر (۲۰۱۰) [۸]	Dafalias-Manzari	همبسته	سه بعدی	متغیر

۳-۱- مدل فین جهت تولید فشار آب حفره‌ای [۹]

پاسخ اول ماسه به بارگذاری زلزله بستگی به مدول برشی اولیه، G_{m0} ، دارد. پاسخ ماسه تا زمان رسیدن به نقطه برگشت اول، از رابطه تنش- کرنش هایپربولیکی (۱) که Zelasko و Kander بیان شده، تبعیت می‌کند [۹].

در رابطه (۱) تنش برشی، τ ، در کرنش، γ ، با مدول برشی مماسی ماکزیمم اولیه، G_{m0} و تنش برشی ماکزیمم اولیه τ_{m0} بیان می‌شود. Hardin-Drenvich پارامتر G_{m0} ، برای لایه‌های افقی ماسه‌ای را با رابطه (۲) بیان نمودند:

$$G_{m0} = \frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} \bar{\sigma}_0^{1/2} \quad (2)$$

$$\tau = \frac{G_{m0}\gamma}{1 + \frac{G_{m0}}{\tau_{m0}}\gamma} \quad (1)$$

که در آن، G_{mn} ، مدول برشی ماکزیمم ماسه خشک، τ_{mn} ، تنش برشی ماکزیمم، ε_{vd} ، کرنش حجمی و H_i ها مقادیر ثابت است. در کرنش برشی γ ، رابطه میان افزایش فشار آب حفره‌ای، Δu ، در آزمایش برش ساده زهکشی نشده و نمو کرنش حجمی، در آزمایش برش ساده زهکشی شده، به صورت رابطه (۸) بیان می‌شود:

$$\Delta u = \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\frac{1}{E_r} + \frac{n_p}{K_w}} \quad (۸)$$

که در آن E_r ، مدول برگشتی یک بعدی ماسه، n_p ، تخلخل خاک، K_w ، مدول بالک آب است. در مدل Finn، نمو کرنش حجمی با رابطه (۹) به کرنش حجمی تجمعی، ε_{vd} ، و کرنش برشی، γ ، ارتباط می‌یابد:

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (۹)$$

که در آن، C_i ها وابسته به دانسیته نسبی و نوع ماسه هستند. Byrne، با ساده‌سازی، رابطه (۹) را به صورت رابطه (۱۰) بیان نمود و نشان داد که در بسیاری موارد می‌توان از رابطه (۱۱) و (۱۲) استفاده نمود [۱۰]:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 + \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}) \quad (۱۰)$$

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (۱۱)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (۱۲)$$

با استفاده از روابط (۸) تا (۱۲) می‌توان نمو فشار

رابطه (۲) با نسبت تخلخل e و تنش متوسط $\bar{\sigma}_0$ بیان می‌شود.

اگر جهت بارگذاری در (τ_r, γ_r) تغییر کند، آنگاه منحنی تنش-کرنش در باربرداری و بارگذاری مجدد به صورت زیر است:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right) \quad (۳)$$

در صورت عدم وجود فشار آب حفره‌ای و سخت‌شوندگی، روابط (۱) و (۳) بیان‌کننده پاسخ تنش-کرنش ماسه است، و این روابط وابستگی مدول برشی با کرنش و میرایی هیسترتیک را نشان می‌دهند. Martin, Seed و Finn، رابطه (۴) را برای اعمال اثر سخت‌شوندگی بر رابطه تنش-کرنش، ارائه داده‌اند:

$$\tau_{hv} = \frac{\gamma \sqrt{\sigma'_v}}{a + b\gamma}$$

در این τ_{hv} ، تنش برشی افقی، γ کرنش برشی افقی، σ'_v ، تنش مؤثر متوسط و a و b پارامترهای ثابتی است که با توجه به سیکل بارگذاری به دست می‌آیند. ماکزیمم مدول برشی در سیکل n ام، از رابطه (۵) بدست می‌آید:

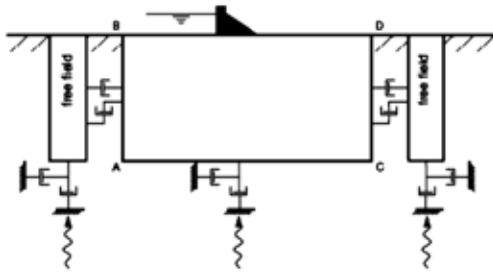
$$G_{mn} = \frac{d\tau_{hv}}{d\gamma}; \gamma = 0 \quad (۵)$$

بعد از وقوع کرنش حجمی ε_{vd} و با توجه به روابط (۴)، (۵) و روابط ارائه شده برای پارامترهای a و b ، معادلات (۶) و (۷) نتیجه می‌شود:

$$G_{mn} = G_{m0} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \varepsilon_{vd}} \right) \quad (۶)$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m0} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \varepsilon_{vd}} \right) \quad (۷)$$

مقدار کمی میرایی رایلی (۲٪) برای حذف فرکانس بالا در نظر گرفته می‌شود. در مدلسازی‌های عددی مش‌بندی نقش زیادی در انتقال امواج دارد و این نکته باید مورد توجه قرار گیرد [۱۱].



شکل ۶: مدل تحلیل لرزه‌ای سطحی به همراه شبکه میدان آزاد

۵- مدلسازی

در این پژوهش، مطابق شکل ۷، لایه پایینی غیر روانگرا و لایه بالایی دارای پتانسیل روانگرایی است. طول شمع برابر ۱۵ متر و ارتفاع سازه ۵ متر است. از مدل Finn برای لایه روانگرا و مدل موهركولمب برای لایه غیر روانگرا در حالت کرنش مسطح استفاده می‌شود. تمامی عوامل مؤثر در تحلیل دینامیکی در مدلسازی منظور شده است. پارامترهای ورودی نرم افزار FLAC۲D مطابق جداول ۲ تا ۴ است.



شکل ۷: هندسه مدل برای شیب ۱۰٪

۶- شتاب نگاشت ورودی

شتاب نگاشت استفاده شده (شکل ۸) دارای فرکانس ۳ هرتز و ماکزیمم شتاب $g/2$ می‌باشد و از رابطه (۱۶) پیروی می‌کند:

آب حفره‌ای، Δu ، را با کرنش γ ، در سیکل بارگذاری محاسبه کرد. مقدار جدید تنش مؤثر، بر مدول برشی ماکزیمم، G_{mn} ، و تنش برشی ماکزیمم، τ_{mn} ، تأثیرگذار است. در نتیجه مدول و تنش برشی ماکزیمم مطابق با فشار آب حفره‌ای و سخت شوندگی، برای چرخه n م بارگذاری به صورت روابط (۱۳) و (۱۴) بیان می‌شود:

$$G_{mn} = G_{m0} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \varepsilon_{vd}}\right) \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (13)$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m0} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \varepsilon_{vd}}\right) \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (14)$$

در نتیجه معادله (۳) را می‌توان به صورت رابطه (۱۵) بیان نمود:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{G_{mn} (\gamma - \gamma_r)}{1 + \frac{G_{mn} |(\gamma - \gamma_r)|}{2\tau_{mn}}} \quad (15)$$

۴- عوامل مؤثر در تحلیل دینامیکی

ملاحظات مهم در تحلیل دینامیکی عبارت است از: بارگذاری دینامیکی، شرایط مرزی، میرایی و انتقال موج در مدل. بارهای دینامیکی را می‌توان به صورت تاریخچه شتاب، سرعت، تنش و نیرو اعمال کرد. در تحلیل‌های دینامیکی مرزهای ثابت و الاستیک سبب بازتاب امواج به داخل مدل می‌شوند و با بزرگ کردن مدل این بازتاب کاهش می‌یابد. زیرا میرایی خود مصالح، بیشتر انرژی موج‌های بازتاب شده را جذب می‌کند ولی این کار حجم محاسباتی بالایی را می‌طلبد. برای جلوگیری از بزرگ کردن مدل، از میدان آزاد (Free Field) در مرزها استفاده می‌شود تا مرزها ویژگی جذب انرژی خود را حفظ کنند (شکل ۶). در خاک و سنگ میرایی طبیعی، معمولاً هیستریتیک است. به این علت در تحلیل‌های دینامیکی از این میرایی برای مدلسازی افت انرژی استفاده می‌شود و

جدول ۲: پارامترهای اعضای سازه‌ای

	Mat foundation	Beam	Column	Pile
Elastic Modulus (Pa)	۲,۳۳E+ ۱۰	۲,۳۳E+ ۱۰	۲,۳۳E+ ۱۰	۲,۳۳E+ ۱۰
Cross Section Area (m ^۲)	۰,۷=۱*۰,۷	۱=۱*۱	۰,۳۶=۰,۶*۰,۶	۰,۲۸۲
Moment of Inertia (m ^۴)	۲,۸۵۸E- ۰۲	۸,۳۳۳E- ۰۲	۱,۰۸۰E- ۰۲	۶,۳۶۲E- ۰۳
Mass Density (kg/m ^۳)	۲۴۰۰	۲۴۰۰	۲۴۰۰	۲۴۰۰
Pile diameter (m)	-	-	-	۰,۶
spacing (m)	-	-	-	۴

جدول ۳: پارامترهای سطح مشترک خاک و شمع

	dense sand	loose sand
Normal Stiffness (N/m/m)	۱,۱۴۰E+ ۰۷	۵,۲۴۴E+ ۰۶
Normal Cohesion (N/m)	۳,۵۹۲E+ ۰۴	۳,۰۳۵E+ ۰۴
Normal Friction (degrees)	۳۴	۲۸
Shear Stiffness (N/m/m)	۱,۱۴۰E+ ۰۷	۵,۲۴۴E+ ۰۶
Shear Cohesion (N/m)	۹,۴۲۴E+ ۰۳	۳,۷۶۹E+ ۰۳
Shear Friction (degrees)	۲۳	۱۹

جدول ۴: پارامترهای خاک

	Dense sand	Loose sand
Corrected SPT-N (blows/۳۰۰mm)	۳۵	۱۰
Relative density (Dr)	٪۷۰	٪۳۰
Density (Kg/m ^۳)	۱۹۰۰	۱۶۰۰
Poisson's ratio	۰,۳	۰,۴
Elastic modulus(N/m ^۲)	۴,۰۰E+ ۰۷	۱,۷۰E+ ۰۷
Shear modulus(N/m ^۲)	۱,۵۳۸E+ ۰۷	۶,۰۷۱E+ ۰۶
Bulk modulus(N/m ^۲)	۳,۳۳E+ ۰۷	۲,۸۳۳E+ ۰۷
Permeability(m/s)	۱,۰۰E- ۰۵	۵,۰۰E- ۰۵
Cohesion(N/m ^۲)	۵۰۰۰	۲۰۰۰
Friction angle (deg)	۳۴	۲۸
Dilation (deg)	۲	۰
Porosity	۰,۲۸	۰,۳۷

که در آن $\alpha = 2.2$ ، $\beta = 0.375$ ، $\gamma = 0.8$ و $f = 3Hz$ می‌باشد.

$$\ddot{u}(t) = \sqrt{\beta e^{-\alpha t^\gamma}} \sin(2\pi ft) \quad (۱۶)$$

لایه روانگرا برابر صفر درصد است با افزایش سطح تراز آب (فاصله از سطح زمین) لنگر خمشی ماکزیمم افزایش می‌یابد هر چند که خیلی قابل ملاحظه نمی‌باشد، این افزایش را می‌توان به نیروی اعمالی از طرف لایه غیر روانگرا واقع در بالای لایه روانگرا نسبت داد.

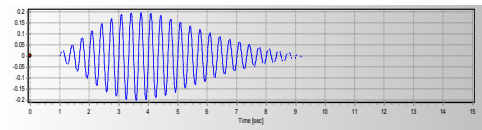
در لایه روانگرا با شیب ۲٪ تقریباً تراز آب تأثیری در لنگر خمشی ماکزیمم ایجاد شده ندارد ولی در لایه‌های روانگرا با شیب بیش از ۲٪ مشاهده می‌شود با افزایش سطح تراز آب زیرزمینی لنگر خمشی ماکزیمم کاهش می‌یابد که شیب نمودار نیز با افزایش شیب لایه روانگرا افزایش می‌یابد. با توجه با اینکه اختلاف هد در دو طرف مدل وجود دارد پس جریان نیز در مدل خواهیم داشت این روند نیز در پایه‌های پل خسارت دیده نیز مشاهده شده است.

به عبارت دیگر در لایه‌های روانگرا با شیب زیاد، سطح تراز آب زیرزمینی تأثیر زیادی در ایجاد لنگر خمشی ماکزیمم دارد.

در ضمن با افزایش سطح تراز آب (از سطح زمین) تأثیر اندرکنش شمع‌ها بر روی یکدیگر کاهش می‌یابد. با توجه به شکل ۱۲ در لایه‌های روانگرا با شیب زیاد، لنگر خمشی ماکزیمم در شمع چپ بیشتر از لنگر خمشی ماکزیمم در شمع راست است.

نتیجه می‌شود برای تعیین لنگر ماکزیمم خمشی در شمع، توجه همزمان به شیب لایه روانگرا و سطح آب زیرزمینی لازم و ضروری است.

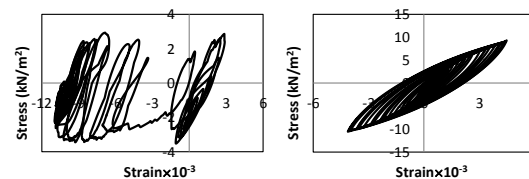
با توجه به شکل ۱۳ مشاهده می‌شود در تراز آب ثابت، با افزایش شیب لایه روانگرا، لنگر ماکزیمم در شمع‌ها نیز افزایش می‌یابد و هرچه تراز آب زیر زمینی به سطح زمین نزدیک باشد تأثیر شیب لایه روانگرا در لنگر ماکزیمم تولید شده بیشتر است و به عبارت دیگر با توجه به شکل ۱۳ در تراز آب نزدیک به سطح زمین شیب نمودار لنگر ماکزیمم شمع در برابر شیب لایه روانگرا، افزایش می‌یابد.



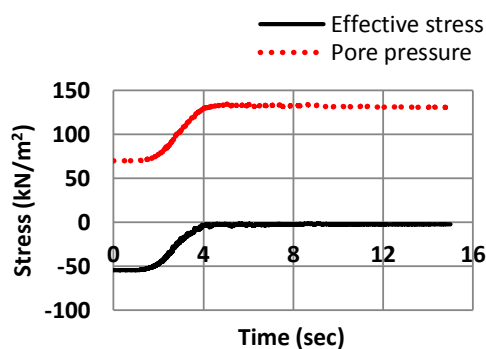
شکل ۸: تاریخچه زمانی شتاب

۷- تحلیل مسئله

در این تحقیق اثر شیب لایه روانگرا و تغییر تراز آب زیرزمینی در لنگر ماکزیمم تولید شده در شمع‌ها بررسی می‌شود. شتاب نگاشت مورد نظر در قسمت سنگ بستر (پایین مدل) وارد شده است. منحنی‌های هیستریتیک برای لایه روانگرا و لایه غیر روانگرا به ترتیب در شکل های ۹ و ۱۰ نشان داده شده است و همچنین افزایش فشار آب حفره‌ای و کاهش تنش مؤثر در لایه روانگرا مطابق شکل ۱۱ می‌باشد.



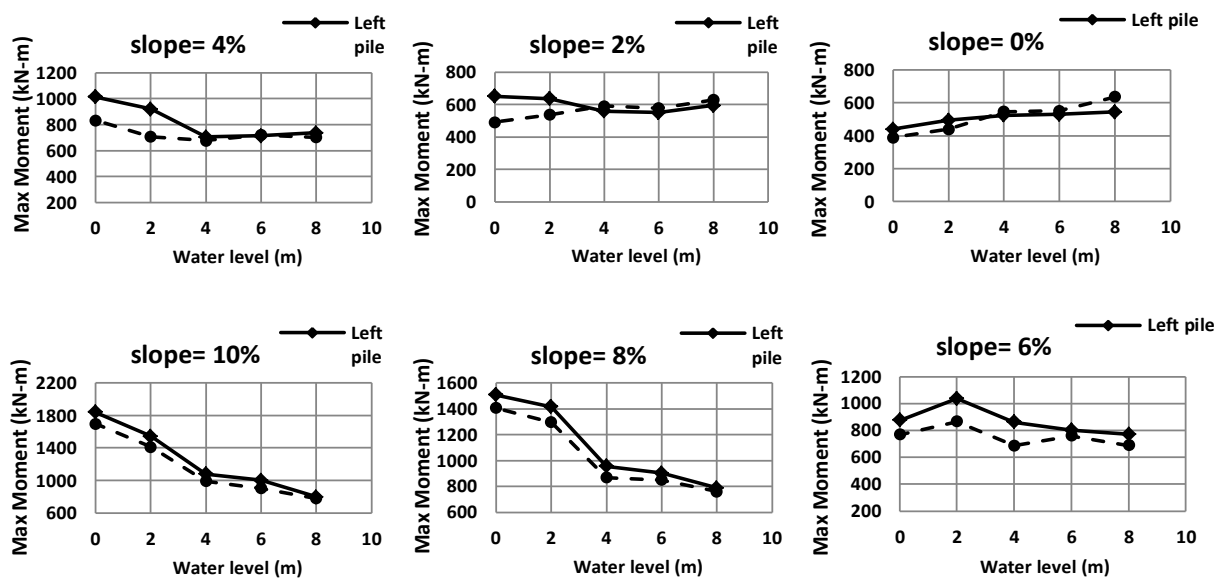
شکل ۹: منحنی تنش کرنش در لایه غیر روانگرا
شکل ۱۰: منحنی تنش کرنش در لایه روانگرا



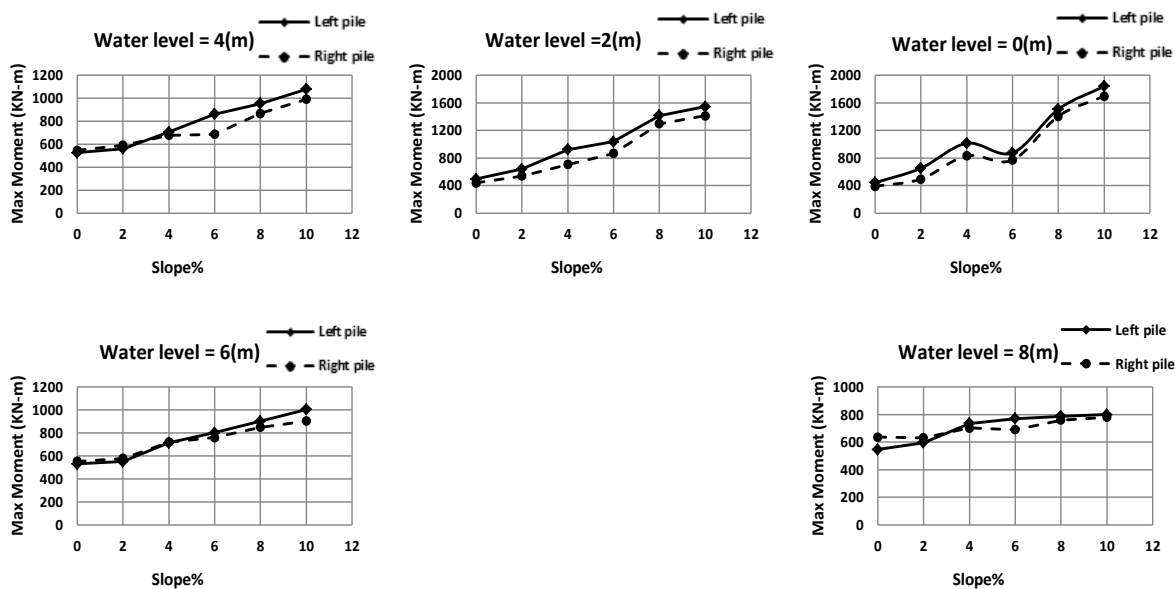
شکل ۱۱: تغییرات فشار آب حفره‌ای و تنش مؤثر نسبت به زمان

۸- نتیجه گیری

همانطور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود وقتی شیب



شکل ۱۲: لنگر خمشی ماکزیمم ایجاد شده در شمعه‌ها، در برابر تراز آب زیرزمینی برای لایه روانگرا با شیب‌های مختلف



شکل ۱۳: لنگر خمشی ماکزیمم ایجاد شده در شمعه‌ها، در برابر شیب لایه روانگرا در ترازهای آب زیرزمینی مختلف

3:1-123.

[6] Brandenberg, Scptt J. "Demand fragility surfaces for bridges in liquefied and laterally spreading ground", PEER-2011/01, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) [2011].

[۷] رحمانی امین، «تحلیل رفتار دینامیکی شمع‌ها در خاک‌های مستعد روانگرایی»، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف: ۱۳۸۸.

[۸] شهیر هادی، «بهینه‌یابی بهسازی تراکمی خاک ماسه‌ای اشباع تحت اثر زلزله براساس سطوح عملکرد شالوده سطحی»، رساله دکترا، دانشگاه صنعتی شریف: ۱۳۸۸.

[9] Finn, W.D.L., Lee, W. and Martin, G.R., "An Effective Stress Model for Liquefaction," J.Geotech., Div. ASCE, [1977],GT 6-517~533.

[10] Byrne, P., "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand," In Proceeding of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, [1991], pp 1~24, 47~55.

[11] Manual of FLAC, Ver.5.0, "Dynamic Analysis" Itasca Consulting Group Inc, [2005].

۹- منابع

[1] Sarat Kumar Das, "Prediction of Lateral displacement of liquefaction induced Ground using extreme learning". Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, [2010].

[2] Abdoun, T., Dobry, R., O'Rourke, T.D. & Goh, S.H. "Pile response to lateral spreads: centrifuge modeling", J.Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, [2003], Vol. 129, No. 10, pp 869-878.

[3] Brandenberg, S.J., Boulanger, R.W., Kutter, B.L. & Chang, D. "Behaviour of pile foundations in laterally spreading ground during centrifuge tests", J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, [2005], Vol. 131, No. 11, pp 1378-1391.

[4] Knappett, J.A. & Madabhushi, S.P.G. "Influence of axial load on lateral pile response in liquefiable soils. Part I: physical modelling", Geotechnique, [2009], Vol 59, No. 7, pp 571 – 581.

[5] Hamada, M. "Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake", Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance during Past Earthquakes: Japanese Case Studies, Technical Report NCEER-92-0001, State University of New York at Buffalo, [1992], Vol. 1,