

بررسی تأثیر تغییر طول حرارتی عرشه بر فشار وارد بر کوله پل‌های یکپارچه

مجید موحدی فرد^۱، دانشجوی دکترا، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، گمرک تهران، تهران، ایران

جعفر سوری راز، دانشیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

E-mail: movahedi_fard@yahoo.ca

دریافت: ۱۳۹۱/۰۹/۲۰ - پذیرش: ۱۳۹۱/۰۹/۲۰

چکیده

عرشه پل‌های یکپارچه به دلیل دارا بودن درزهای انبساطی که به‌طور معمول در پل‌ها استفاده می‌شوند، تحت تغییر طول سیکلی ناشی از تغییرات دمایی روزانه و فصلی قرار دارند. این تغییر طول حرارتی سیکلی به‌طور مستقیم بر قسمت فوقانی کوله پل وارد شده و باعث دوران سیکلی کوله می‌گردد. در این تحقیق با استفاده از برنامه اجزای محدود Plastic 8.2 اثر تغییر مکان‌های سیکلی روی فشار وارد بر کوله پل‌های یکپارچه مورد بررسی قرار گرفته و با استفاده از این برنامه تحلیل‌های مختلفی بر روی مدل یک کوله صلب که دارای زاویه اضلاعک ناچیز تا مصالح مناسب پشت آن است انجام شده است. سپس جهت کالبداسوس نواحی یک مدل آزمایشگاهی از کوله پل یکپارچه طراحی و ساخته شده است. نتایج نشان می‌دهد که به علت پدیده قوس زدگی، توزیع تنش معلوم پشت کوله پل، به‌جز در ناصبه‌های کم در همه دامنه‌ها غیر خطی می‌باشد. همچنین محل حداکثر فشار معکوم وارد بر کوله پل و مقدار آن بستگی به صخره دورانی و تعداد سیکل حرکات وارد بر کوله پل دارد.

واژه‌های کلیدی: پل یکپارچه، تغییر مکان سیکل، فشار معکوم، قوس زدگی

۱- مقدمه

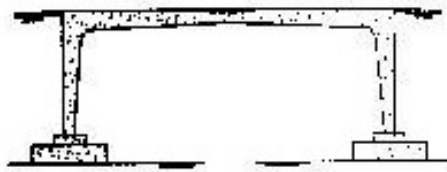
ساخت همه حاشه رفت‌وآمدی‌ها، به عنوان مصالحی که تاکنون بخش غیر قابل تمیزی از اغلب پروژه‌های مختلف عمرانی را تشکیل می‌دهند، می‌تواند نصیب مؤثری در نیپین روش‌های طراحی داشته باشد. موارد متعددی از مسایل مهندسی از قبیل پایداری دیوارهای خاکی، میرهای محافظ، تونل‌ها، آبراه‌ها، سد های خاکی، ترمزها و غیره در ارتباط مستقیم با این امر قرار دارند.

در این میان پل‌های یکپارچه به عنوان سازه‌هایی که در ارتباط مستقیم با رانش خاک قرار دارند، همواره مورد توجه محققان قرار گرفته‌اند. پل‌های یکپارچه یا به عبارتی پل‌های بدون درز، سوخی از پل هستند که در آن کوله و عرشه پل در جهت طولی به شکل یکپارچه می‌باشند و به توجه به بودن درزهای انبساطی معمول که

در پل‌ها به جهت تطابق انبساط و انقباض در عرشه پل ایجاد می‌شوند، این پل‌ها همانند یک قالب صلب عمل می‌نمایند.

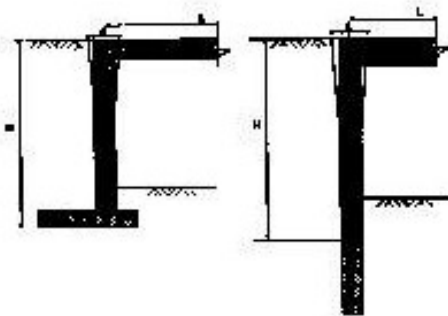
در واقع بررسی‌های صورت گرفته نشان داده‌اند که بندهای سازه و تکه‌گانه‌های لغزشی که به جهت تطابق انقباض در سبسط نامین در عبور گاه پل‌ها ایجاد می‌شوند، منبع اصلی و پرهزینه در مخارج نگهداری و تعمیر پل‌ها می‌باشند و از آنجا که پل‌های یکپارچه دارای درزهای انبساطی و انقباضی نیستند بنابراین، هزینه تعمیر و نگهداری کمتری دارند.

این پل‌ها که دارای عرشه یکپارچه در طول سازه می‌باشند، به دلیل تغییر شکل سیکلی کوله پل، که در اثر عبور منجر حول پایه‌های مرده و زنده، اثر نشست پایه‌ها، خزش و تغییر - حرارتی عرشه به وجود می‌آید، محدود تعمیر مکان‌هایی می‌شوند که در



شکل 1. نمای کلی پل بکپارچه

در این پل ها دامنه حرکات کوله، بستگی به دامنه انبساط طولی عبور گاه پل دارد. به طوری که با مشخص بودن دمای مؤثر پل که در نقاط مختلف جغرافیایی قابل تعیین است و با مشخص بودن ضریب انبساط حرارتی سازه پل و طول دامنه، میزان دامنه حرکتی حرکات سازه پل بدینوسیله بر کوله قابل محاسبه می شود. شکل 2 ساده شده نحوه انقباض و تغییر مکانهای عرشه پل به کوله پل بکپارچه است.



شکل 2. نحوه انتقال تغییر طول حرارتی عرشه بر کوله پل بکپارچه

در این پل ها با مشخص بودن دمای مؤثر منطقه δ_{TEB} ضریب انبساط حرارتی عرشه پل α و میزان تغییر طول عرشه پل d قابل محاسبه می باشد (Emerson, 1977; Kim and Lanoan, 2010; Noorzai et al., 2010). رابطه نشان دهنده میزان تغییر طول عرشه بر اثر تغییرات دمایی محیط است

$$d = \alpha \cdot \delta_{TEB} \cdot l \quad (1)$$

در این رابطه، α و δ_{TEB} به ترتیب طول عرشه پل، میزان اختلاف دمایی منطقه، ضریب انبساط حرارتی سازه پل و جابه جایی عرشه پل می باشد. همچنین، از آنجایی که حرکات تحمیلی عرشه پل، به طور مستقیم بر قسمت موفتر کوله وارد

میان این تغییر مکانها، تغییر شکلی های حرارتی عرشه پل، به دلیل تأثیر سزاس که در زمان مصالح پشت کوله پل ایجاد می شود، مورد توجه محققان قرار گرفته است.

در این تحقیق برای بررسی بیشتر رفتار پل های بکپارچه، از سازه های آزمایشگاهی استفاده شده است. با استفاده از این مدل آزمایشی، نتایج تجزیه شده و نتایج حاصل با نتایج به دست آمده از نرم افزار Plaxis 8.2 مقایسه شده است. با این مقایسه نشر نشر مکانهای سازه حاصل از تغییر دمای محیط بر فشار و باد بر کوله پل های بکپارچه بررسی شده است.

2- مروری بر تحقیقات انجام شده

ماتریس های آزمایشی و تحلیلی بسیاری جهت تخمین نیروی زلزله در سازه های مرتبط استاتیکی ارائه شدند و با توجه به نتایج به دست آمده نحوه توزیع فشار وارد بر دیوارها و نقطه اثر آن به روشی تعریف شده است (Das, 2002). همچنین روابط متعددی برای تخمین نیروی زلزله وارد بر دیوارها، در شرایط لرزه ای ارائه شده و تحلیلی نیز جهت پیوسته روش های پیشینی نیروی لرزه ای انجام شده است (برهمنی و آزاد، 1386). در مقابل در ارتباط با نحوه توزیع نیروی زلزله وارد بر دیوارها در شرایط سازه ای، تحقیقات کمتری وجود دارد. در این میان دیوارهای نگهدارنده کوله؛ پل های بکپارچه، یکی از انواع سازه های هستند که تحت تغییر مکان های سازه ای قرار دارند. در این پل ها دره های انبساطی و لغزشی که به جهت تطابق انقباض و انبساط دمایی در عبور گاه پل ها ایجاد می شوند، حذف شده است و با توجه به حذف این دره ها، هزینه تعمیر و نگهداری پل ها کاهش می یابد. شایان ذکر است که در سازه های محدود 100 پل متنی نشان داده است که این دره ها نقش اصلی در مخارج نگهداری و تعمیر پل ها بازی می کنند (Marques Lima and de Brito, 2009).

در واقع کوله پل ها به دلیل تغییر طول حرارتی عرشه، در طول دوره خود به مرور زمان و از آنجایی که تغییر طول در سازه های بکپارچه در سازه های زمانی روزانه و فصلی و به شکل سیکلی رخ می دهد. بنابراین، کوله پل های بکپارچه نیز ممکن است در زمان های سیکلی می شود (Dieleli and Ehan, 2010). شکل 3 نشان دهنده دمای سازه پل بکپارچه است

تبر را در واحد سنهاب، بنیاده قوس زدگی بین مصالح و دیوار مشخص شده است (Taang et al., 2002).

کاهش تنش وارد بر کوله پلی‌ها به دلیل پدیده قوس زدگی بین مصالح و دیوار، در مطالعات محققان دیگر نیز اشاره شده است (Paik and Salgado, 2003; Roy and Patra, 2009; Rupa and Pisc, 2008).

در این تحقیق سعی شده است که اثر بارهای میکلی وارد بر کوله پلی‌های یکپارچه با استفاده از یک مدل عددی و آزمایشگاهی، مورد بررسی قرار گیرد. در این راستا با استفاده از نرم‌افزار Plaxis 8.2، یک مدل از کوله پلی یکپارچه مورد بررسی قرار گرفته است و سپس با استفاده از یک مدل آزمایشگاهی که در مرکز تحقیقات خاک دانشگاه فردوسی هراسی و اجرا شد، نتایج مدل عددی کالیبره شده است. حریمات مدل عددی و آزمایشگاهی، شرایط بارگذاری و خواص مصالح پشت کوله در بخش‌های بعدی به تفصیل بیان خواهد شد.

۳ مدل عددی و خواص مصالح

با توجه به ... کوله پلی‌های یکپارچه که در بیشتر موارد از مصالح ... ساخته می‌شوند، در شرایط دو بعدی مورد بررسی قرار می‌گیرند (Xu et al., 2007) و عملکرد کوله پلی‌های یکپارچه در مقابل نیروهای وارد بر آنها، محدود زمانی صفت می‌باشند (Alizadeh et al., 2010; Phillip et al., 2010). بنابراین، برای مدله اثر تغییر مکان‌های سبیل بر فشار وارد بر کوله پلی‌های یکپارچه، یک دیوار صلب با روش اجزای محدود به وسیله برنامه Plaxis 8.2 مورد استفاده قرار گرفته است. در این برنامه دو بعدی که امکان استفاده از عناصر ۶ و ۱۵ گونی وجود دارد، جهت معرفی دیوار نگهدارنده از عناصر خمومی نیز استفاده شده که دارای سختی محوری و خمشی می‌باشند. در این مطالعه بارمتهای دیوار به گونه‌ای تعریف شدند، که دیوار حالت صلب و بدون اصطکاک داشته باشد. همچنین بری در نظر گرفتن تنش کش بین خاک و دیوار، در این مدل از امکان درز استفاده کردیم که خصوصیات مقاومتی این عناصر، در صحتی از خصوصیات مقاومتی خاک در نظر گرفته می‌شود. در این مطالعه برای خاک پشت دیوار از مصالح ماسه‌ای خشک استفاده شده است. این مصالح که فاقد هر گونه ریزدانه می‌باشد، از معدن میروژکو، آیین شده‌اند. منحنی دانه‌بندی مصالح به‌کار رفته در شکل ۳ نشان داده شده است.

می‌شود. بنابراین، این حرکات، با توجه به ... همبر کومه و سوز اتصال کوله به پی، باعث تغییر مکان و تغییر شکل کوله می‌گردد که این تغییر شکل کوله، با توجه به سبکی بودن دمای عرشه پل دارای خصوصیات میکلی است (Duncan and Arsoy, 2003; Horvath, 2000). در این راستا تحقیقات گسترده‌ای روی مدل‌های آزمایشگاهی و عددی به منظور بررسی تأثیر بارمتهای مختلف بر میزان فشار وارد بر کوله پلی‌ها، صورت گرفته است.

(Ahn et al., 2011; Alizadeh et al., 2010; Cosgrove and Lehane, 2003; Movahedifar and Bolouri-Bazar, 2011; Springman et al., 1996; Tsang et al., 2002). در یک سری از این تحقیقات که توسط اسپرینگ من و همکاران صورت گرفت، یک کومه صلب و بدون اصطکاک و با اتصال مخصوصی به پی در نظر گرفته شد. در این سری از آزمایشات، تراکم اولیه خاک دامای مورد آزمایش ۹۱ درصد انتخاب شد و با استفاده از فشارسنج‌های قرار گرفته روی سطح کوله، میزان فشار وارد بر کوله بعد از بارگذاری ثابت و ساکن در هر یکس بر روی، پاندهای بررسی مشخص شد. بررسی‌ها نشان داده‌اند که در شرایطش تعداد میکلی بارگذاری، میزان فشار وارد بر کومه کمتر شده است. همچنین بررسی‌های دانه‌بندی و همک ... بر روی کوله یک پلی نشان داد که میزان تنش‌های جانبی وارد بر کوله در شرایطش تعداد سبیل حرکات نیز افزایش می‌یابد (Darley et al., 1998).

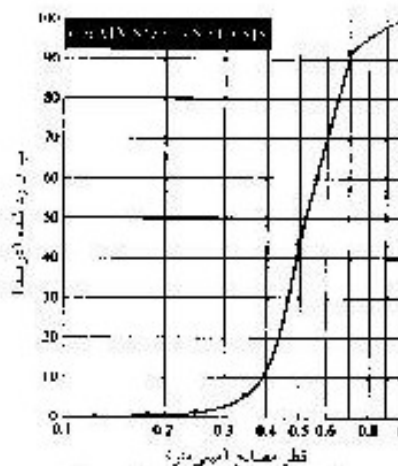
علاوه بر آن، در ارتباط با نحوه توزیع فشار خاک پشت کوله پلی‌ها نیز مطالعات وسیعی انجام شده است. در این تحقیقات که به منظور تعیین میزان فشار وارد بر کوله دو پلی یکپارچه صورت گرفت، مشخص گردید که توزیع فشار خاک پشت کوله پس به شکل غیر خطی است (Barker and Carder, 2000). مطالعات دقیق‌تر توسط محققان نشان داد که در اثر دوران کوله حول پایه، علاوه بر این که توزیع فشار خاک غیرخطی می‌باشند، بیشترین میزان فشار خاک در محدوده بین ۲۵ درصد تا ۵۰ درصد ناحیه بالای کوله رخ می‌دهد (Bayoglu Fener, 2004; Benmebarek et al., 2008; Duncan and Arsoy, 2003; Fang and Ishibashi, 1986; Hassiotis und Xiong, 2007; Khodair and Hassiotis, 2005; Kim and Laman, 2011; Nilsson et al., 2011).

در همین راستا، تحقیقات دیگری سر بر روی یک مدل دیوار صلب که قابلیت دوران حول یک نقطه در کف را داراست، صورت گرفته است. در این بررسی‌ها به غیر خطی بودن فشار وارد بر دیوار اشاره شده و همچنین علت کاهش فشار وارد بر

ضول و ارتفاع مدل عددی استفاده شده در این تحلیل به ترتیب ۱۰۹ و ۰۰۸ متر می‌باشد. این ابعاد آن چنان در نظر گرفته شده‌اند تا مرزهای مدل بر نتایج به دست آمده تأثیرگذار نباشد. به عبارت دیگر، با فرض حداکثر زاویه اصطکاک ۴۵ درجه برای مصالح و در نظر گرفتن سطح گسختگی مسطح طبق نظریه رانکین:

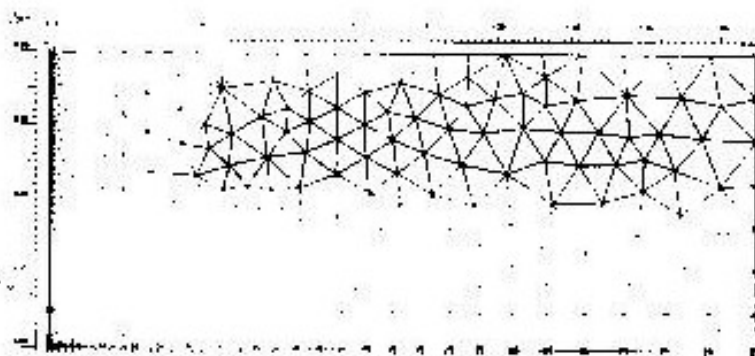
$$l = H \tan(45 + \phi/2), H = 70 \text{ km} \Rightarrow l = 170 \text{ cm} \quad (2)$$

اگرچه با توجه به این که سطح گسختگی کاملاً مسطح نمی‌باشد، بنابراین ابعاد مدل مقداری بزرگتر در نظر گرفته شده‌اند. شکل ۳ نشان‌دهنده مدل عددی است. در این مدل، دیوار نگهدارنده قابلیت دوران حول نقطه‌ای واقع در ده سانتی متری نسبت به کف مدل را دارد. ده سانتی متر خاک ریزر دیوار به علت عدم تأثیرگذاری مرز پایینی مدل بر نتایج تحلیل در نظر گرفته شده است. همچنین در این مدل برای تعیین میزان زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و سختی سنگستر (E₅₀) مصالح مسماه‌ای سختی معادل به ۵۰ درصد ظرفیت ضربه‌ای جایی در آزمایش سه محوری: آزمایش سه محوری استفاده شده است (ASTM D4767). میزان ضربه پواسون (μ) و زاویه انبساط مصالح (Ψ) نیز به توجه به مقادیر یاد شده در متون فنی انتخاب شده است (Bolton, 1986). از آنجایی که برنامه Plaxis 8.2 یک برنامه دو بعدی است و با توجه به این که زاویه اصطکاک داخلی مصالح در سربط کرنش سطح کمی بیشتر از مقدار به دست آمده از آزمایش سه محوری می‌باشد، بنابراین مقدار زاویه اصطکاک یاد شده در جدول ۱، ده درصد بیشتر از مقادیر به دست آمده در آزمایشگاه در نظر گرفته شده است (Xu et al., 2007).



شکل ۳. منحنی دانه بندی مصالح مسماه

در این تحلیل، از مدل خاک سخت شونده (Hardening soil) استفاده شده است. این مدل رفتاری مدلی لاینیولاستیک است که برای شبیه‌سازی رفتار خاک‌ها استفاده می‌شود. به طوری که رفتار برشی و فشاری سخت شونده که به ترتیب برای مدل کردن کرنش‌های پلاستیک غیرقابل برگشت در اثر تنش انحرافی و تنش فشاری همه جانبه به کار می‌روند. در این مدل در نظر گرفته شده است. این مدل با به کارگیری تئوری پلاستیسیت به جای تئوری لاینیته و در نظر گرفتن زاویه تسایع خاک و با توجه به کلاسیک میلان. حالتین مدل هیپربولیک شده است. در مدل خاک سخت شونده علاوه بر این که وابستگی سختی به تنش در نظر گرفته می‌شود، قابلیت محاسبه کرنش‌های غیر قابل بازگشت در اثر بارگذاری انحرافی اولیه و ایزوتروپیک را نیز دارد. همچنین در این مدل، سطح تسلیم در فضای تنش‌های اصلی محدود شده و به علت وجود کرنش‌های پلاستیک سطح محدود قابل توسعه است.



شکل ۴. مدل عددی ابعاد به متر است.

5- مدل آزمایشگاهی و نحوه نمونه‌سازی

مدل این دستگاه شامل یک مخروط یا چهار چوب فولادی است که ابعاد $45 \times 90 \times 200$ سانتی‌متر دارد و دیوار حایل به عرض 40 و ارتفاع 75 سانتی‌متر در یکی از وجوه مخروط آن واقع شده است. در این مدل، دیوار حایل به نحوی ساخته شده، که قادر است توسط یک موتور محرک، حول یک لولا واقع در قسمت انتهایی که نسبت به کف مخروط در ارتفاع 10 سانتی‌متری قرار دارد با سرعت زاویه‌ای و معادیر مختلف دوران نماید و همزمان فشار وارد بر دیوار به وسیله شش فشارسنج تعبیه شده روی آن ثبت گردد. این فشارسنج‌ها با نام‌های PT1 یا P16 نام‌گذاری شده‌اند. در این مدل اطلاعات حاصل از دستگاه‌های اندازه‌گیری توسط یک سیستم جمع‌آوری اطلاعات ذخیره می‌گردد. شکل 3 مدل ستابک دستگاه را نشان می‌دهد.

در این مدل، جهت کالیبراسیون فشارسنج‌ها از سیستم عملی فشار آب استفاده شده است. در این شیوه با استفاده از یک رابط فشارسنج‌ها تحت فشار آب قرار گرفته‌اند. این رابط به گونه‌ای ساخته شده است که پس از بستن فشارسنج در محل رابط و پر کردن آن به وسیله آب و با استفاده از شیر هواگیری، هوای احتمالی محبوس شده داخل رابط خارج می‌گردد. سپس با اعمال فشار آب بر فشارسنج و ثبت آمپر خروجی، منحنی فشار آمپر برای هر فشارسنج قابل تعیین است. شکل 4 به عنوان نمونه‌ای از دیتای دیاگرام فشار-آمپر برای سه فشارسنج می‌باشد. در این شکل، رابط جهت کالیبراسیون و یک نمونه از فشارسنج‌ها نیز نشان داده شده است.

با توجه به این‌که مصالح به‌کار رفته در این مطالعه، فاقد حریمت برودانه و رطوبت هستند، بنابراین، میزان جمع‌شدگی مصالح صرف نیست. ولی در مدل عددی به جهت جلوگیری از کمی‌شدگی موضعی در برخی نقاط واقع بر سطح خاک، جمع‌شدگی سه مقدار خیلی کوچک در نظر گرفته شده است. با توجه به مطالب بالا، پارامترهای فیزیکی و رفتاری خاک در مدل عددی مطابق جدول 1 در نظر گرفته شده است.

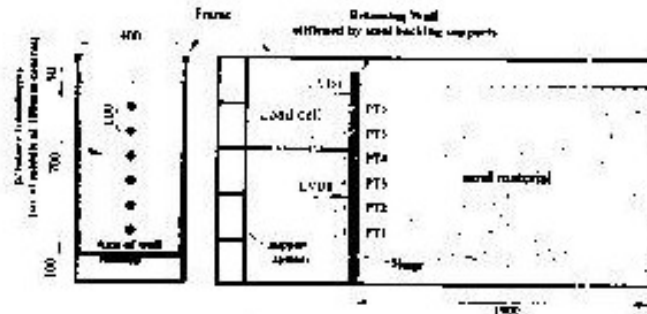
6- کنترل نتایج و کالیبراسیون مدل

روشن است که مدل عددی با استفاده از زبان‌های برنامه‌نویسی و پارامترهای متداول که از روش‌های عددی متعارف مانند اجزای محدود، تفاضل‌های محدود، اجزای مفصل و غیره برای تحلیل استفاده می‌کنند، ساخته می‌شود. یک مدل واقعی نتایج ارزشمند و قابل قبولی خواهد داشت که درستی عملکرد آن با نتایج آزمایشات صحرایی، نتایج مدل فیزیکی در آزمایشگاه و در بعضی موارد با تئوری کنترل شده باشد. در این تحقیق جهت کالیبراسیون، نتایج مدل عددی با نتایج به‌دست آمده از یک مدل آزمایشگاهی که در مرکز تحقیقات خاک دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی ساخته شده بود، مقایسه شد. در ادامه، در مورد مدل آزمایشگاهی و مراحل نمونه‌سازی در آزمایشگاه توضیحاتی داده شده است.

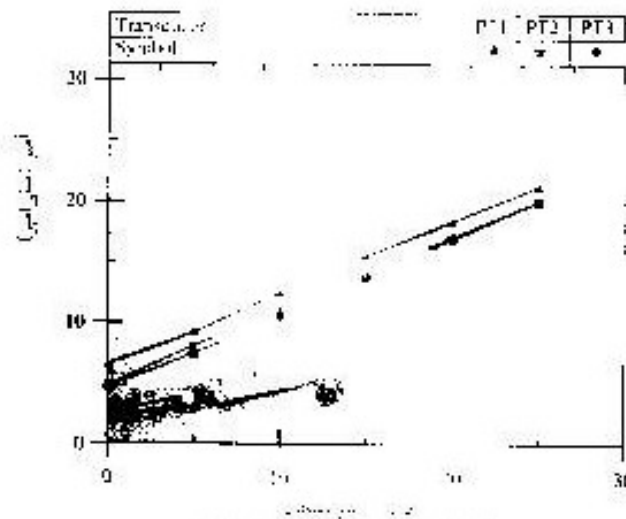
جدول 1. پارامترهای مقاومتی خاک

پارامتر	واحد	مقدار	نوع پارامتر
γ	kN/m^3	13/92	وزن مخصوص مصالح
ϕ	-	22/6	زاویه اصطکاک
C	kN/m^2	0/001	چسبندگی
E_{50}	kN/m^2	$1/18 \times 10^4$	سختی مکانیکی
μ	-	0/35	ضریب پوسون
ψ	Deg	2/2	زاویه چسبندگی
D_r	%	27 ± 2	دانه‌بندی
G_r	-	2/71	چسبندگی دانچه

موجدی فر و بطوری بوزاز



شکل ۵. مدل آزمایشک دستگاه



شکل ۶. نحوه کاربرد سون فشار متغیرها

به حد فاصل دیوار و صفحات نشیمنی از نوع های مخصوص استفاده شده است جنس دیوار خایلی از پلاستیک شتره است و برای افزایش صلیبیت دیوار خایلی از سخت کننده های فولادی در پشت دیوار خایلی استفاده شده است. همچنین در این مدل با نصب یک تغییر مکان سنج در قسمت بالایی دیوار (شکل ۵) میزان تغییر مکان اصلی بر دیوار تعیین شده است. به عبارتی، با توجه به مشخص بودن میزان تغییر مکان قسمت فوقانی و با توجه به وجود تولا در قسمت تهایی دیوار، میزان دوران دیوار قبل محاسبه است. همچنین از آنجایی که هدف از این آزمایشات، بررسی رفتار دیوار خایلی صلب بوده است، بنابراین، برای کنترل صلب دیوار با نصب تغییر مکان سنج دیگری، در ناحیه میانی دیوار و با توجه به مشخص بودن میزان تغییر مکان قسمت

میان طولی که در شکل ۶ مشاهده می شود، دیاگرام فشار-تأمیر فشارسنجها تقریباً خطی است و به نظر می رسد که انحراف جزئی مقادیر از حالت خطی به دلیل خطا در قرائت داده ها باشد. با این روند بعد از مشخص شدن منحنی فشار-تأمیر برای هر فشارسنج، با اندازه گیری میزان تأمیر در طی مراحل آزمایش، میزان فشار وارده مشخص می شود در ضمن، برای اطمینان از صحت عملکرد فشارسنجها لازم است که کالیبره بودن آنها در هر حلقه آزمایش دوباره بررسی شود. به این منظور، فشارسنجها به شکل دوره های تحت آزمایش قرار گرفته اند تا صحت عملکرد آنها تأیید شود. همچنین در این مدل برای مشاهده رفتار مصالح مله های در دو وجه دیوار، از شیشه به ضخامت ده میلی متر استفاده شده است. در این نوع آزمایش جهت جلوگیری از ایجاد اثرات مله ای

که با استفاده از یک فایل اطلاعاتی به برنامه معرفی شده به بررسی تأثیر پارامترهای مختلف بر میزان فشار مقاوم ورق بر دیوار پرداخته شده است.

در ابتدا تأثیر سرعت تغییر مکان نسبت بوداژ گونه بل مورد بررسی قرار گرفته است. در این بررسی در برای هر دمنه تغییر مکان سه سرعت ۰/۰۱۵، ۰/۰۱۷۵ و ۰/۱۵۰ میلی‌متر بر ثانیه ارزیابی شد. در گام بعدی، جهت بررسی تأثیر میزان تغییر مکان قسمت فوقانی دیوار، شلی دامنه تغییر مکان (d/2) ۰/۰۲، ۰/۰۳، ۰/۰۴، ۰/۰۵ و ۰/۰۶ میلی‌متر ارزیابی شده است. در واقع، از آنجایی که مدل کوزه بل استفاده شده در این تحلیل دارای دیواره در قسمت انتهایی است، بنابراین، تغییر مکان‌های اعمالی بر دیوار باعث جاذب دور شدن شده که این دورانی‌ها (d/2H) برابر با ۰/۰۲۹، ۰/۰۳۱، ۰/۰۳۳، ۰/۰۳۵، ۰/۰۳۷ و ۰/۰۳۹ درصد می‌باشند.

پارامتر دیگری که در این تحقیق مورد ارزیابی قرار گرفته است تأثیر تعداد سیکل حرکات دیوار بر میزان فشار مقاوم ورق بر کوله بل می‌باشد. در این بررسی با اعمال تغییر مکان با دامنه‌های مختلف، میزان فشار وارد بر کوله در سیکل‌های مختلف بررسی شده است. آزمایشات و تحلیل‌های صورت گرفته تا آنجا ادامه یافته‌اند که بین فشار وارد بر دیوار در دو سیکل متوالی تغییر محسوس ایجاد نگردد و به عبارتی میزان فشار وارد بر دیوار تقریباً ثابت باشد. معادله جدول ۲ مجموعه بررسی‌های صورت گرفته در این بخش را بیان می‌کند.

فوقانی دیواره، صلیبت دیوار در مراحل آزمایشات کنترل شده است. به عبارتی با ثبت تغییر مکان دیوار در دو ارتفاع مختلف می‌توان صلیبت دیوار را کنترل کرد. همچنین در این مدل، زاویه اصطکاک بین مصالح ماسه‌ای و دیوار حایل به‌وسیله آزمایش برش مستقیم تعیین شده که این زاویه اصطکاک ناچیز بوده است (ASTM D3080) شکل ۷ نشان‌دهنده مدل آزمایشگاهی است.

بطور معمول برای آماده‌سازی نمونه‌های ماسه‌ای، روش‌های مختلفی در جمله تراکم، ارتعاش و برداش در آزمایشگاه استفاده می‌شود. آنچه در این تحقیق بسیار مهم است و اهمیت دارد، انتخاب روشی مناسب برای آماده‌سازی خاک با تراکم و مشخص مشخص و تکرارپذیری آن است. از این رو، در همه آزمایشات انجام گرفته به منظور نمونه‌سازی از روش بارش مصالح ماسه‌ای از ارتفاع معین استفاده شده است. در این روش، مصالح ماسه‌ای از یک ارتفاع معین و با سرعت بارش ثابت داخل محزون خاک ریخته شده است. با این روش، مخزن دستگاه به شکل لایه‌ای از مصالح ماسه‌ای پر شده است. همچنین در این آزمایشات با قرار دادن ظروفی در هر لایه و توزین آنها، دانسیته مصالح کنترل شده است. تا این روش، نمونه‌سازی مصالح در دانسیته نسبی حدود ۰/۷۰۲ درصد انجام شده است.

۶- آزمایشات انجام شده و مراحل تحلیل

در بین تحقیق ما استفاده از مدل عددی و با اعمال تغییر مکان‌های سیکلی بر یک دیوار صلب به میزان مشخص و با سرعت معین



شکل ۷ مدل آزمایشگاهی

جدول ۲. زمان‌شان جدا شد. و تراش محلیل

تعداد میکمل	سرعت تغیر مکان قسم			دوران دیوار (d/2H) (%)	تغیر مکان قسمت قوانی (d/2) (میلی متر)
	سرعت تغیر مکان قسم	سرعت تغیر مکان قسم	سرعت تغیر مکان قسم		
۱۰۰	۰/۱۵	۰/۱۷۵	۰/۱۵	۰/۱۶۶	۰/۲
۸۰	۰/۱۵۰	۰/۱۷۵	۰/۱۵	۰/۱۷۱	۰/۴
۸۰	۰/۱۵۰	۰/۱۷۵	۰/۱۵	۰/۱۶۳	۱/۰
۸۰	۰/۱۵۰	۰/۱۷۵	۰/۱۵	۰/۲۵۰	۱/۷۵
۵۰	۰/۱۵۰	۰/۱۷۵	۰/۱۵	۰/۳۵۰	۲/۴۵
۵۰	۰/۱۵۰	۰/۱۷۵	۰/۱۵	۰/۶۲۶	۶/۵۰

تک است و عملاً دیوارهای انتهایی بل‌های یکپارچه تحت بارگذاری استاتیکی قرار دارند و انجام آزمایشات با این سرعت‌های بسیار پایین، بسیار هولاتی مدت خواهد شد. بنابراین سرعت‌های مورد آزمایش آن‌گونه انتخاب شده‌اند که سرعت‌های عمده‌ای در محدوده سرعت‌های بسیار کم باشد و همچنین امکان انجام آزمایشات با سرعت‌های مورد بحث امکان‌پذیر باشد.

در شکل ۱۰ به عنوان نمونه مقایسه‌ای بین نتایج سبکل اول حرکت دیوار، در مدل عددی و آزمایشگاهی که مربوط به سرعت دوران ۰/۱۷۵ میلی‌متر بر ثانیه می‌باشد انجام شده است.

در بررسی شکل‌ها ملاحظه می‌شود که در محدوده سرعت‌های مورد آزمایش چه در مدل عددی و آزمایشگاهی، سرعت حرکت دیوار، تأثیر قابل توجهی بر میزان فشار وارد بر آن ندارد. همچنین نتایج خوب بین نتایج در مدل عددی و مدل آزمایشگاهی نشان دهنده صحت نتایج مدل عددی می‌باشد.

در واقع از آنجایی که انجام آزمایشات روی مدل آزمایشگاهی با سرعت‌های واقعی عملاً امکان‌پذیر نیست، بنابراین با توجه به نتایج آزمایشات و تأثیر نداشتن سرعت بر نتایج، می‌توان آزمایشات مدل را در سرعت‌های بالاتر از سرعت واقعی انجام داد و در این صورت امکان مقایسه نتایج و الگو گرفتن از آنها برای بررسی رفتار بل‌های یکپارچه امکان‌پذیر خواهد بود.

همچنین با توجه به عدم تأثیر سرعت حرکت دیوار سرعت‌های کم بر نتایج فشار وارد بر آن، در ادامه فقط نتایج مربوط به سرعت دوران ۰/۱۷۵ میلی‌متر بر ثانیه ارائه شده است.

در این بررسی نتایج مدل عددی با نتایج مدل آزمایشگاهی، در مرحن مختلف مقایسه شده‌اند. لازم به ذکر است که در تمامی این بررسی‌ها بارگذاری به نحوی اعمال شده که دیوار در ابتدای حالت شرایط سکون به حالت معلوم تغییر وضعیت دهد در ادامه تأثیر پارامترهای مورد بحث بر میزان فشار وارد بر دیوار حاصل مورد بررسی قرار گرفته است.

۷- تأثیر میزان سرعت دوران کوله بر فشار وارد بر آن

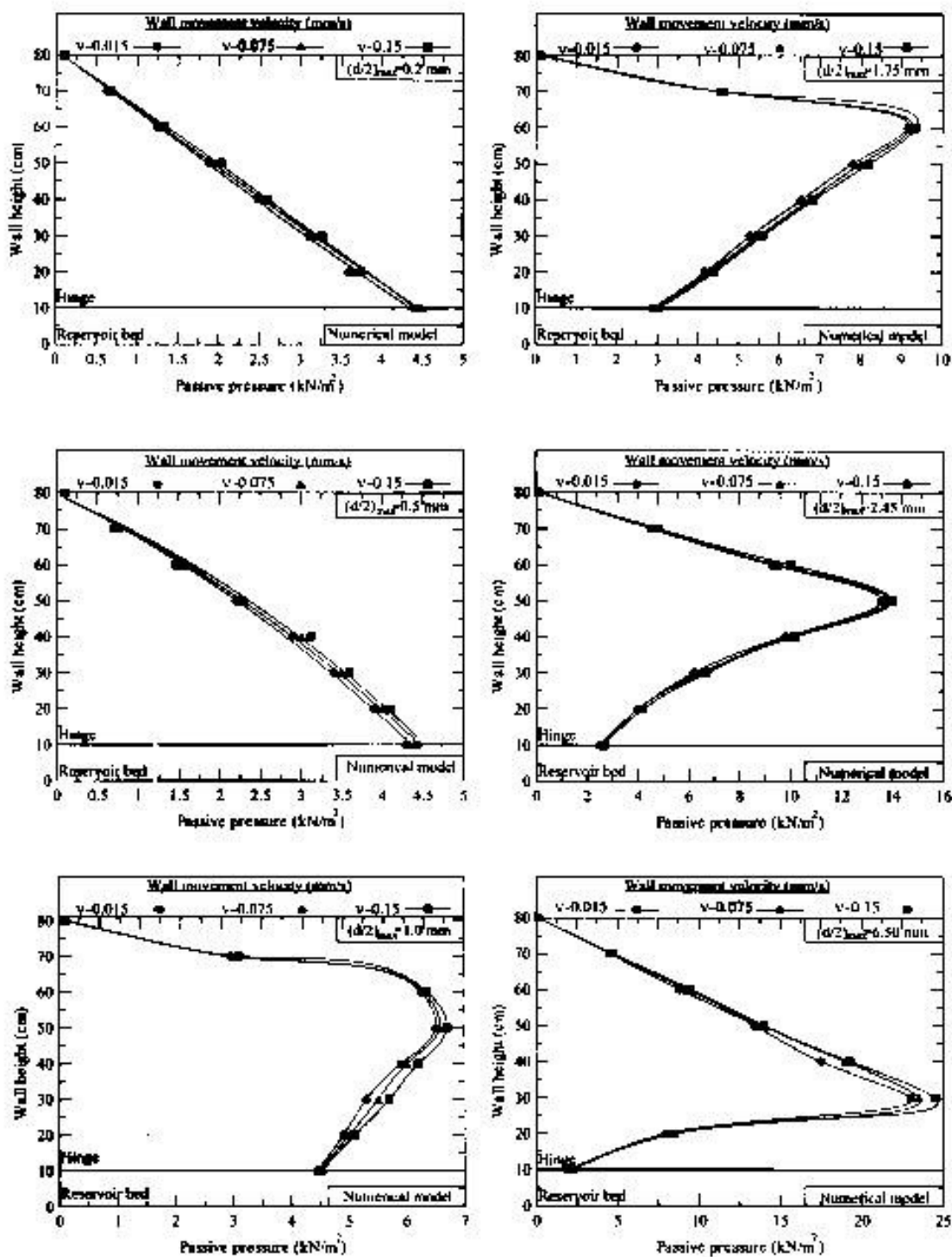
به منظور بررسی تأثیر سرعت دوران کوله بل بر میزان فشار وارد بر آن سه سرعت ۰/۱۷۵، ۰/۱۷۵ و ۰/۱۵۰ میلی‌متر بر ثانیه که مربوط به سرعت قسمت بالایی دیوار دوران کننده حول لولا می‌باشد، بررسی شد. شکل ۸ به عنوان نمونه نشان‌دهنده نتایج حاصل از تأثیر میزان سرعت دوران کوله است. سبکل اول در فشار وارد بر آن، در مدل عددی است.

بررسی اشکال نشان‌دهنده عدم تأثیر سرعت حرکت دیوار بر روی نتایج مدل عددی می‌باشد. همچنین بررسی‌ها نشان‌دهنده عدم تأثیر سرعت بارگذاری در سبکل‌های عددی نیز می‌باشد.

همچنین در شکل ۹، تأثیر سرعت دوران کوله بل بر میزان فشار وارد بر آن در مدل آزمایشگاهی نشان داده شده است. بررسی نتایج در مدل آزمایشگاهی نیز نشان‌دهنده عدم تأثیر سرعت بر نتایج آن می‌باشد.

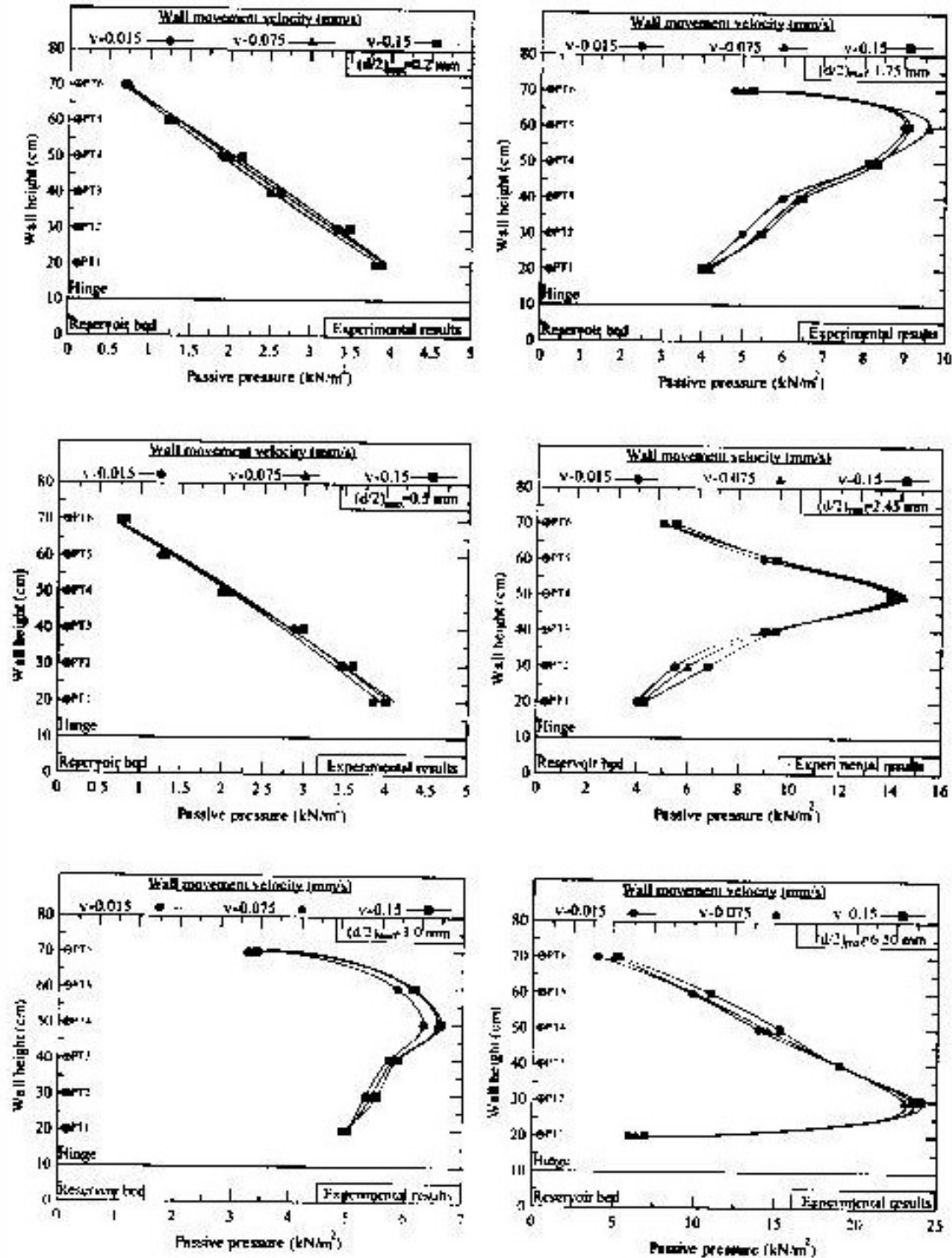
در واقع از آنجایی که سرعت‌های اعمالی بر کوله بل‌های یکپارچه که اکثر آن‌ها تغییرات جزایی عرضه می‌شوند، بسیار

بررسی تأثیر تغییر طول حفره‌ی حرشه بر فشار ..



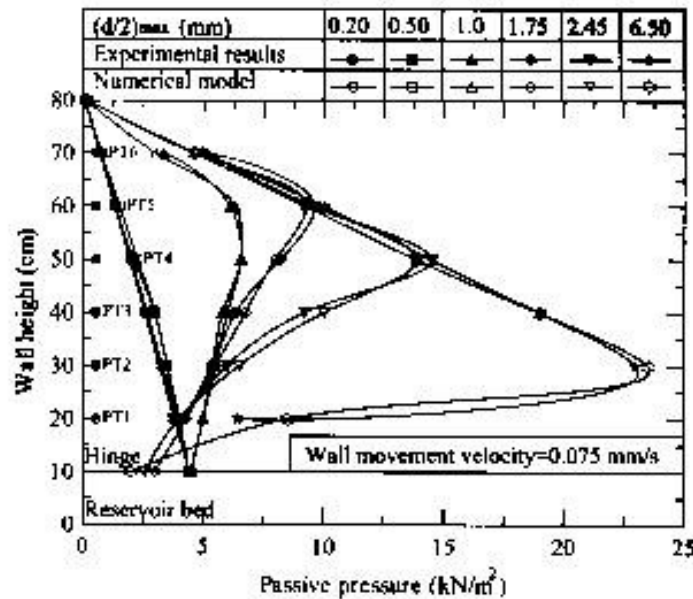
شکل ۸. تأثیر میزان سرعت دوران کوله پل بر فشار وارد بر آن در مدل عددی (بر اساس مدل خاک سخت شونده)

موجدهی بلر و بلوری بزرگ



شکل ۹. تأثیر میزان سرعت دوران کوله بل بر فشار وارده بر آن (مدل آزمایشگاهی)

بررسی تأثیر تغییر طول حرارتی عرشه بر فشار ...



شکل ۱۰. مقایسه‌ای بین نتایج مدل آزمایشگاهی و مدل عددی در سرعت دوران ۰.۰۷۵ میلی‌متر بر ثانیه

۸- تأثیر میزان دوران کوله بر فشار وارد بر آن

در این بررسی اثر میزان دوران یک کوله صلب که رویه اصطکاک خاک و کوله، δ صفر است، بر فشار مقاوم افقی وارد بر آن با استفاده از مدل عددی و با در نظر گرفتن تغییر مکان‌های $(d/2)_{max}$ ۰.۲، ۰.۵، ۱.۰، ۱.۷۵، ۲.۴۵ و ۶.۹۰ میلی‌متر (اندازه‌ها مربوط به تغییر مکان در بالای دسوار است) مورد بررسی قرار گرفته است. این تغییر مکان‌ها از چند انتخاب شده است که میزان دوران‌های ایجاد شده مطابقت با میزان دوران در برخی از تحقیقات و همچنین کارهای محققان دیگر داشته باشد (Cosgrove and Lehane, 2003; Goh, 2001; Horvath, 2000; Kim and Lannan, 2010; Lock, 2002; Nilsson et al., 2011; Tapper and Lehane, 2004; Tsang et al., 2002). شکل ۱۱ به عنوان نمونه سده‌دهنده فشار مقاوم افقی وارد بر کوله در اولین تغییر حالت از شرایط سکون به مقاوم حرکت کوله را نشان می‌دهد. جهت تفسیر مناسب‌تر، نتایج حاصل از فشار وارد بر کوله در شرایط سکون (K_0)، حرکت (K_1) و مقاوم (K_p) که بر اساس پارامترهای جداگانه محاسبه شده است، بر در شکل ارائه شده است.

با توجه به شکل، نکات زیر در محدوده تغییر مکان‌های بررسی

نتیجه‌گیری‌ها

- در دامنه تغییر مکان‌های ۰.۲ و ۰.۵ میلی‌متر، فشار وارد بر کوله، حدوداً نیمی است از آن دامنه تغییر مکان‌ها میزان فشار وارد بر کوله با فشار حالت سکون تفاوت محسوسی ندارد. دامنه تغییر مکان‌های ۱.۰ و ۱.۷۵ میلی‌متر، دامنه تغییر مکان‌های کم‌کم گذاری می‌شود.
- با افزایش میزان دوران کوله بیش از ۱.۷۵ میلی‌متر، علاوه بر این که توزیع فشار وارد بر آن از حالت خطی به غیر خطی تبدیل گردید، فشار وارد بر کوله نیز افزایش می‌یابد.
- در دامنه تغییر مکان ۱ میلی‌متر، میزان فشار وارد بر کوله در نواحی بالای در محدوده فشار مقاوم و سکون می‌باشد، و به تدریج فشار وارد بر آن از مقادیر بیشتر (در نواحی میانی ارتفاع کوله) به سمت مقادیر کمتر در ناحیه لولای سوقی یافته است. کاهش فشار وارد بر کوله در نواحی انتهایی را می‌توان به دلیل پدیده سوس زدن بر بزرگ مصالح ماسه‌ای و دیواره داشت (Tsang et al., 2002) دامنه تغییر مکان ۱ میلی‌متر، دامنه تغییر مکان متوسط نام‌گذاری می‌شود.
- در دامنه تغییر مکان‌های ۱.۷۵، ۲.۴۵ و ۶.۹۰ میلی‌متر، میزان فشار وارد بر کوله در نواحی فوقانی مطابق خوبی به منحنی

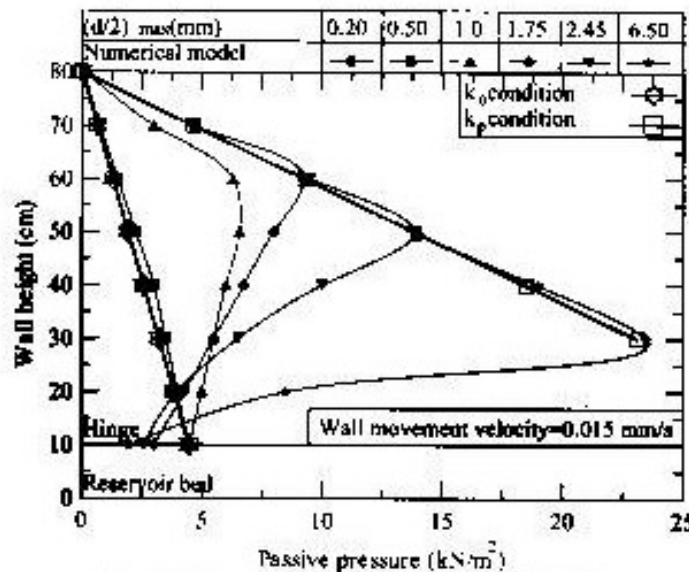
• با افزایش میزان دوران کوله (بجز دامنه های شیب میراد فشار در نواحی انتهایی و نزدیک محل لولا، کاهش بیشتری یافته است به نحوی که فشار وارد بر کوله در محل لولا، از مقدار فشار سکون نیز کمتر شده است. علت کاهش فشار از مقادیر فشار حالت سکون را می توان به عواملی ابرانش پدیده، فوسزدگی بین مصالح ماسه ای و کله پیل در شرایط افزایش میزان دوران کوله دانست.

• همان‌طور که از نتایج مشخص است، میزان فشار وارد بر کوله پیل‌های یکپارچه میزان ثابتی بوده و بستگی به میزان دوران کوله دارد و بنابراین، تعیین یک ضریب فشار مقاوم بر طراحی این دیوارها نمی‌تواند روشی صحیح برای طراحی پایه این پیل‌ها باشد و طراحی این پایه‌ها با روش‌های متداول (روش کولمب و رانکی) می‌تواند نتایج غیر واقعی به همراه داشته باشد.

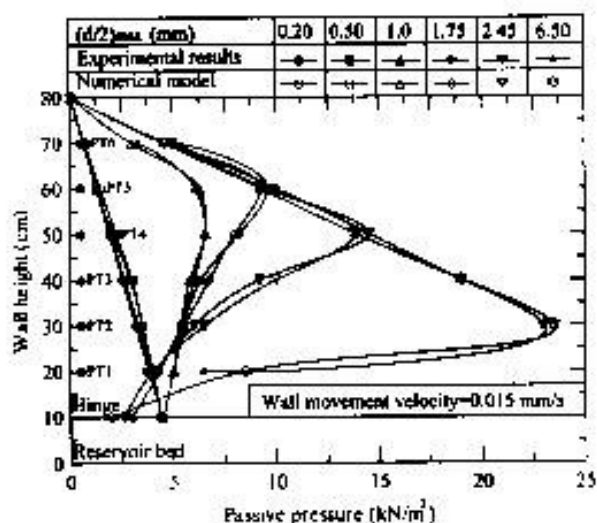
در شکل شماره ۱۲، منطبق کنترول و کالیبراسیون نتایج حاصل از مدل عددی با نتایج به دست آمده از مدل آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند.

فشار مقاوم کولمب (K_p) داشته و میزان فشار بعد از رسیدن به مقدار پیشه خود، به سمت مقادیر کمتر در محدوده لولا سوق یافته است. به عبارتی، به نظر می‌رسد که رفتار مصالح در این محدوده از دامنه تغییر مکان‌ها، در قسمت سالایی و قسمت انتهایی کوله، دارای دو مکانیسم رفتاری مختلف می‌باشد. در قسمت فوقانی، مصالح وارد ناحیه پلاستیک رفتاری خود می‌شوند و در این ناحیه فشار وارد بر کوله با فشار مقاوم کولمب مطابقت خوبی دارد. ولی، در سواحی انتهایی با توجه به پدیده فوسزدگی بین مصالح ماسه‌ای و کوله، میزان فشار وارد بر آن کاهش می‌یابد. بیان دو مکانیسم رفتاری برای مصالح در محدوده تغییر مکان‌های بزرگ توسط محققان دیگر نیز مطرح شده است (Tsang et al., 2002). دامنه تغییر مکان‌های ۱۷۵ و ۲۱۵ و ۲۷۵ میلی‌متر، دامنه تغییر مکان‌های بزرگ نام‌گذاری می‌شود.

• با افزایش میزان دوران کوله (بجز دامنه تغییر مکان‌های کوچک مکان پیشه بخش به تدریج از قسمت‌های سالایی به سمت قسمت‌های پایین‌تر انتقال یافته است.



شکل ۱۱. تأثیر میزان دوران کوله بر فشار وارد بر ن در مدل عددی



شکل ۱۲. مقایسه‌ای بین نتایج مدل آزمایشگاهی و مدل عددی. مربوط به تأثیر میزان دوران کوله بر فشار وارد بر آن

در حوض در نظر گرفته شده است. تأثیر آن بر فشار مقاوم افقی با استفاده از مدل عددی دیوار مورد بررسی قرار گرفته است. این نتایج در شکل ۱۲ ارائه شده است.

با توجه به شکل ۱۳، نکات زیر در محدوده تغییر مکان‌های بررسی شده قابل استنباط است:

- در دامنه دوران‌دهی که تغییر مکان‌های ۰.۶ و ۵ - میلی‌متر، در قوس بالایی تعداد سیکل حرکات کوله تأثیری در میزان فشار وارد بر آن ندارد.
- با افزایش دامنه دوران کوله (همچون دامنه تغییر مکان کم) و با افزایش تعداد سیکل حرکات، میزان فشار وارد بر کوله افزایش می‌یابد.
- در یک دوران مشخص کوله (به‌سر دامنه تغییر مکان کم)، با افزایش تعداد سیکل حرکات، میزان فشار وارد بر کوله افزایش یافته، اما نرخ افزایش فشار کاهش می‌یابد، به طوری که پس از تعداد محدودی سیکل حرکات کوله میزان فشار وارد بر کوله تقریباً ثابت می‌گردد.
- به‌جز دامنه دوران‌های کم، در بقیه دامنه‌ها با افزایش میزان دوران کوله و با افزایش تعداد سیکل حرکات آن، میزان فشار در نواحی انتهایی و نزدیک محل لولا کاهش می‌یابد و این کاهش فشار در نواحی انتهایی را می‌توان به دلیل افزایش بیشتر فرسودگی در اثر افزایش تعداد سیکل حرکات کوله دانست.

همین‌طور که ملاحظه می‌شود، افزایش تعداد سیکل حرکات کوله (همچون دامنه تغییر مکان کم)، میزان فشار وارد بر آن

همان‌طور که ملاحظه می‌شود نتایج مدل آزمایشگاهی و مدل عددی تطابق مناسبی با یکدیگر دارند و اختلافی در حدود ۱۰ درصد در نتایج دیده می‌شود که در این موضوع قابل قبول است. اختلاف بین نتایج را می‌توان از خطاهای مدل‌سازی عددی دانست. به عبارتی در مدل عددی به هیچ عنوان نمی‌توان رفتار مصالح را به‌طور صحیح و مطابق با واقعیت مدل کرد. زیرا به طور مثال، مدل رفتاری سخت شونده که یک مدل غیر خطی است، نیازگر دقیق رفتار خاک نمی‌باشد، هر چند که بررسی‌ها نشان داده‌اند که این مدل رفتاری تطابق مناسبی با رفتار مصالح داشته است. همچنین در مدل عددی رفتار مصالح به صورت دو بعدی و شرایط کرنش مسطح در نظر گرفته شده است که این خود یک ساده‌سازی است و در واقعیت چنین نمی‌باشد. البته تطابق خوب بین نتایج مدل عددی و مدل آزمایشگاهی نشان می‌دهد که فرضیات در نظر گرفته شده برای مدل عددی می‌تواند رفتار مصالح را به خوبی پیش‌بینی نماید. در واقع با وجود اختلاف بین نتایج، مدل‌های عددی می‌توانند وسیله مناسبی برای پیش‌بینی میزان تأثیر پارامترها در رفتار مدل‌ها باشند. نه این مورد در زمینه مهندسی ژئوتکنیک مفید و حائز اهمیت است.

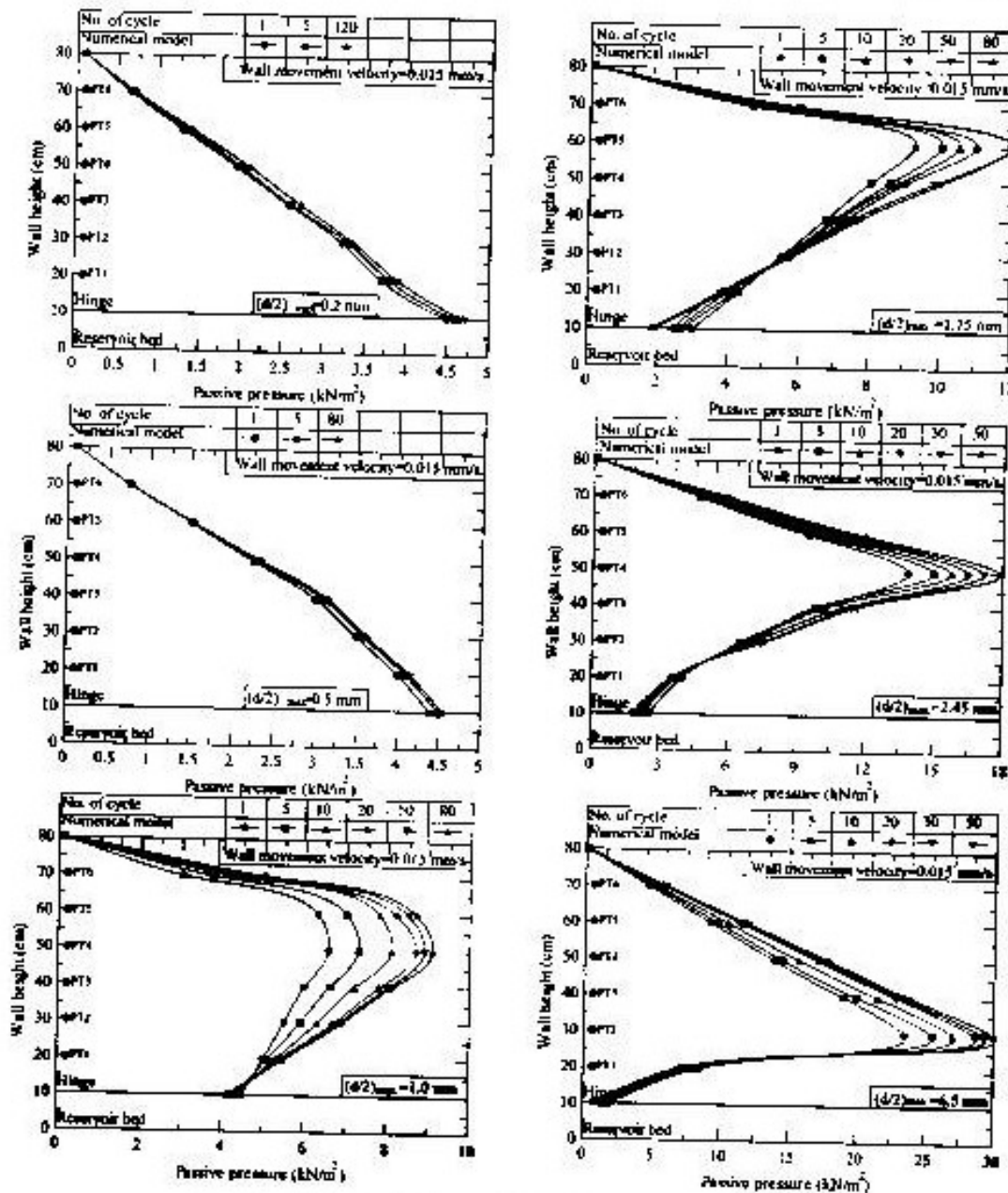
۹- تأثیر تعداد سیکل حرکات کوله بر فشار وارد

بر آن

در این قسمت اثر تعداد سیکل حرکات، با در نظر گرفتن تغییر مکان‌های مختلف در بالای دیوار از زاویه اصطکاک خاک و دیوار،

در ادامه نتایج به دست آمده از مدل عددی با نتایج مدل آزمایشگاهی برای کنترل بیشتر با یکدیگر مقایسه شدند. شکل ۱۶ به عنوان نمونه مقایسه‌ای بین نتایج مدل آزمایشگاهی و مدل عددی در دامنه تغییر مکان ۷۵۰ میلی متر را نشان می‌دهد. بررسی‌ها نشان‌دهنده تطابق خوب بین نتایج است.

افزایش می‌یابد که این مورد در روش‌های معمول مدلسه فشار وارد بر کوله بل در نظر گرفته نمی‌شود و بنابراین استفاده از روش‌های معمول مدلسه فشار وارد بر کوله بل در روش رانگین و کولمب است. نتایج عبور واقعی در پی داشته باشد.



شکل ۱۶. تأثیر عدد سیکل حرکت کوله بل بر میزان فشار وارد بر مدل عددی

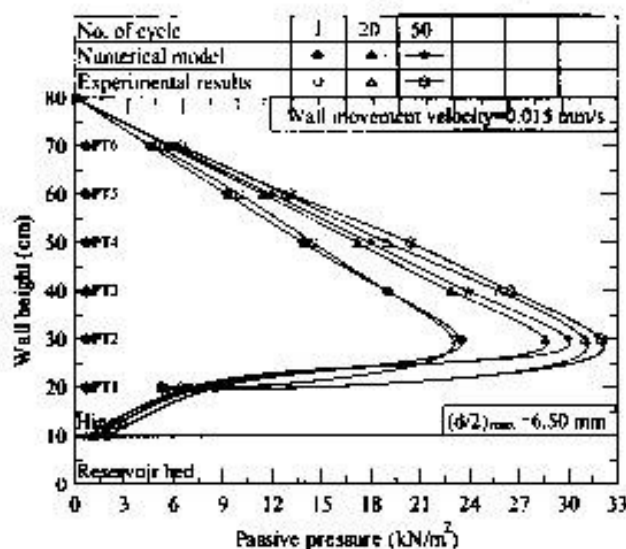
۱۰- تخمین ضریب فشار مقاوم افقی

با توجه به تأثیر عوامل گوناگون در تعیین ضریب فشار مقاوم افقی و با توجه به نامشخص بودن تنش حاصل از سرزنی در ارتفاع کوزه پل، مدل‌های اثر پذیرفته شوس زدگی مصالح، بنابراین، ارائه یک رابطه ریاضی برای تعیین ضریب فشار مقاوم افقی بسیار پیچیده است. پس برای تخمین میزان ضریب فشار مقاوم افقی (Kp) از روی نتایج به دست آمده، چند نمودار ارائه شده است. در این نمودارها، یک ضریب فشار مقاوم افقی معادل، با فرض

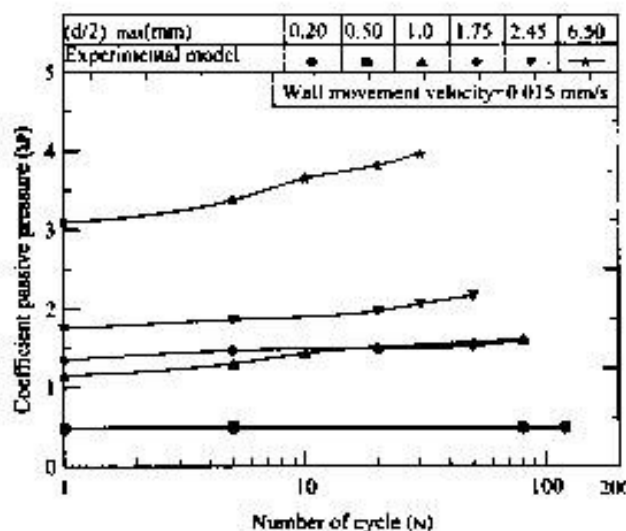
توزیع مثلثی فشار وارد بر کوزه و خطی بودن تنش حاصل از وزن مصالح، نشان داده شده است. با در نظر گرفتن این موارد، میزان ضریب Kp از رابطه ۳ قابل محاسبه است.

$$F = 0.5 K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (3)$$

در این رابطه، F برابری فشار مقاوم افقی در واحد عرض کوزه و γ میزان وزن مخصوص متوسط مصالح و H ارتفاع کل کوزه پل است. با توجه به رابطه ۳، میزان ضریب فشار مقاوم افقی کلی (Kp) در دامنه‌ها و سبک‌های مختلف در شکل ۱۵ ترسیم شده است.

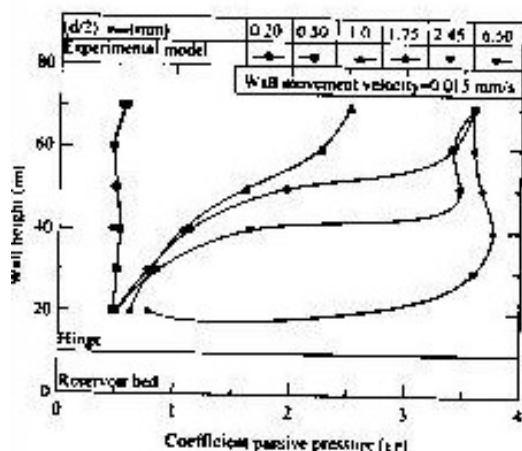


شکل ۱۴. مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از مدل عددی و آزمایشگاهی مربوط به تأثیر تعداد سیکل حرکات کوزه



شکل ۱۵. تعیین ضریب فشار مقاوم افقی کلی در اثر افزایش تعداد حرکات کوزه پل

ملاحظه می‌گردد که تخمین یک ضریب فشار مقاوم افقی همسایه به روش بیان شده، برای همه دامنه‌های عملی کاربردی ندارد. جهت بررسی این نتیجه‌گیری در ادامه به بررسی ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای پرداخته می‌شود تا بتوان پدیده فوس‌زدگی پشت کوله پل را به نحو مناسب‌تری بررسی کرد. در این روش، با توجه به مشخص بودن میزان فشار وارد بر کوله در ارتفاع‌های مختلف و با فرض خطی بودن تنش حاصل از وزن مصالح، میزان ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای در هر ارتفاع قابل محاسبه است.



شکل ۱۶. تعیین میزان ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای در ارتفاع کوله پل (سیکل اول حرکت کوله پل)

به توجه به این موارد میزان ضریب فشار مقاوم افقی (KB_p) پدیده قابل محاسبه است.

$$p = KB_p \cdot \gamma \cdot h \quad (1)$$

در این رابطه با متغیر بودن میزان فشار وارد بر کوله (p) در یک ارتفاع مشخص (h)، میزان ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای (KB_p) تعیین می‌شود. به عبارتی، میزان ضریب فشار مقاوم برای هر نقطه از ارتفاع کوله با تقسیم فشار افقی بر میزان تنش قائم در همان نقطه (با فرض توزیع خطی تنش قائم) تعیین می‌گردد. در واقع هدف از تعیین ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای، تخمین ارتفاع سطح فوس‌زدگی مصالح پشت کوله پل می‌باشد. شکل ۱۶ به عنوان نمونه، نشان‌دهنده میزان ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای در سیکل اول حرکات کوله پل می‌باشد.

همان‌طور که مشاهده می‌شود میزان ضریب فشار مقاوم افقی کلی در دامنه‌های کم (۰.۲ و ۰.۳ میلی‌متر)، در محدوده ضریب فشار در حالت سینکون (K_p=1-sin ϕ) است و افزایش تعداد سیکل حرکات کوله تأثیر محسوس بر نتایج ندارد. البته تأثیر نداشتن تعداد سیکل حرکات کوله بر میزان فشار وارد بر آن در شکل ۱۴ نیز مورد بررسی قرار گرفت.

همچنین، به‌جز دامنه تغییر مکان‌دهی که (۰.۲ و ۰.۳ میلی‌متر)، در بقیه دامنه‌ها با افزایش دامنه، میزان ضریب فشار مقاوم افقی کلی افزایش می‌یابد. با دقت در شکل ملاحظه می‌شود که در دامنه تغییر مکان‌های ۱.۱۰، ۱.۷۵ و ۲.۴۵ میلی‌متر، میزان ضریب فشار مقاوم کلی در بازه ۱:۲۵ تا ۲:۲۵ می‌باشد که این مقادیر نسبت به مقادیری که توسط دیگر محققان گزارش شده است، هم‌باز است (Hassiotis and Xiong, 2007; James and Bransby, 1970; Lock, 2002; Xu et al., 2007). رفتار را می‌توان به دلیل پدیده فوس‌زدگی مصالح پشت کوله پل و کاهش تنش قائم در اثر این پدیده دانست. به عبارتی، با توجه به پدیده فوس‌زدگی، توزیع تنش قائم به شکل خطی نمی‌باشد و بنابراین، استفاده از رابطه ۳ جهت تخمین ضریب فشار مقاوم افقی کلی برای این دامنه‌ها درست به نظر نمی‌رسد. همچنین همان‌گونه که در شکل ۱۵ ملاحظه می‌شود در دامنه تغییر مکان ۰.۵ میلی‌متر تغییر مکان قسمت فوقانی دیوار، میزان ضریب فشار مقاوم افقی وارد بر کوله پل در محدوده ۳ تا ۱ می‌باشد که این اعداد با توجه به مصالحات انجام شده توسط دیگر پژوهشگران نسبت به نفر می‌رسد (Hassiotis and Xiong, 2007; James and Bransby, 1970; Lock, 2002; Xu et al., 2007). به عبارت دیگر می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از رابطه ۳ برای دامنه تغییر مکان ۰.۵ میلی‌متر نسبت به در واقع این موضوع نشان می‌دهد که در دامنه تغییر مکان ۰.۵ میلی‌متر اثر پدیده فوس کاهش یافته است.

با توجه به موارد بیان شده، می‌توان نتیجه گرفت که در دامنه تغییر مکان‌های ۰.۲، ۰.۳ و ۰.۵ میلی‌متر، پدیده فوس‌زدگی رخ نداده و یا اثر پدیده فوس‌زدگی در این دامنه‌ها کم است و در بقیه دامنه‌ها (۱.۱۰، ۱.۷۵ و ۲.۴۵ میلی‌متر) اثر پدیده فوس‌زدگی قابل صرف‌نظر کردن نمی‌باشد. در نتیجه، با توجه به موارد بیان شده

از بررسی شکل ۱۶ نکات زیر قابل استنباط است

- در دامنه تغییر مکان‌های کم (۰/۲ و ۰/۵ میلی‌متر)، میزان ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای در ارتفاع کوله تقریباً ثابت بوده و برابر با ضریب فشار حالت سکون ($K_0 = 1 - \sin\phi$) می‌باشد. به عبارتی، با توجه به این که در دامنه تغییر مکان‌های کم، توزیع تنش افقی در پشت کوله تقریباً خطی است (شکل ۱۱) و از آنجا که ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای در ارتفاع کوله نیز ثابت می‌باشد (شکل ۱۶)، بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که توزیع تنش قائم پشت کوله نیز خطی است و در این دامنه از تغییر مکان‌ها پدیده قوس‌زدگی رخ نداده است.
- در دامنه تغییر مکان متوسط (۱/۰ میلی‌متر)، میزان ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای از مقادیر در حدود ۲/۵ به سمت مقادیر در حدود ۰/۵ به شکل تدریجی کاهش داشته است و به عبارتی ضریب مقاوم نقطه‌ای در ارتفاع دیوار متغیر می‌باشد.
- در دامنه تغییر مکان‌های بزرگ (۱/۷۵، ۲/۴۵، ۳/۵۰ میلی‌متر)، میزان ضریب فشار مقاوم در نقاط فوقانی کوله تقریباً ثابت است. در واقع میزان ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای به ترتیب در دو، سه و پنج فشار سطح برای دامنه تغییر مکان‌های ۱/۷۵، ۲/۴۵ و ۳/۵۰ میلی‌متر ثابت می‌باشد. همچنین در شکل شماره ۱۱ ملاحظه شد که در دامنه تغییر مکان‌های بزرگ، توزیع فشار وارد بر کوله در قسمت فوقانی تقریباً خطی است و از آنجا که ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای نیز در همین نواحی ثابت بوده است (شکل ۱۶)، بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که در دامنه تغییر مکان‌های بزرگ، در نواحی که ضریب مقاوم نقطه‌ای ثابت است، پدیده قوس‌زدگی رخ نمی‌دهد و به عبارتی توزیع تنش قائم نیز خطی است. همچنین نتیجه می‌شود که با افزایش میزان دوران کوله، قوس ایجاد شده رویش می‌کند و ارتفاع ناحیه قوس کاهش می‌یابد. به همین علت در دامنه تغییر مکان ۳/۵۰ میلی‌متر، تاثیر ناحیه قوس‌زدگی بر میزان ضریب فشار مقاوم کنی، کم بود (شکل ۱۵). در واقع در دامنه تغییر مکان ۳/۵۰ میلی‌متر، با توجه به این که ارتفاع ناحیه قوس‌زدگی کم می‌باشد، به همین دلیل ضریب فشار مقاوم افقی کنی که با رابطه ۴ تعیین شده بود، تخمین مناسبی از آن می‌دهد.

همان‌طور که بیان شد در این قسمت سعی شد که با استفاده از دو

ضریب فشار مقاوم کلی و نقطه‌ای به بررسی پدیده قوس‌زدگی پشت کوله پل‌های یکپارچه پرداخته شود و نحییب برای ناحیه قوس پشت پایه پل‌های یکپارچه ارائه گردد.

۱۱- نتیجه‌گیری

- در تحقیق حاضر با مدل کردن کوله صد یک پل یکپارچه که در پی سطحکاف ناچیز با مصالح ماسه‌ای پشت آن بود به بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر میزان فشار مقاوم وارد بر آن پرداخته شد. با توجه به مطالعات و بررسی‌های صورت گرفته می‌توان موارد زیر را در محدوده پارامترهای بین تحقیق، نتیجه‌گیری کرد.
- با افزایش تعداد سبکل حرکات کوله، میزان فشار وارد بر کوله افزایش و نرخ افزایش فشار وارده، کاهش یافته است و بنابراین، پس از تعداد مشخصی سبکل حرکات کوله، میزان فشار وارد بر آن ثابت می‌شود.
- همان‌طور که بررسی‌ها نشان داد، سرعت دوران کوله، تاثیری بر میزان فشار وارد نداشته است و این عامل را می‌توان به دلیل کم بودن مقادیر سرعت‌های مورد آزمایش دانست.
- با افزایش میزان دوران کوله در محدوده دوران‌های اسن تحقیق، ناحیه بیشتری از خاک پشت کوله وارد ناحیه پلاستیک شده است و بنابراین، بین اثر سبب می‌گردد که محل فشار بیشه به سمت‌های پایین‌تر کوله انتقال یابد.
- بررسی‌ها نشان می‌دهد که توزیع فشار وارد بر کوله پل‌های یکپارچه، دارای توزیع غیرخطی می‌باشد، به نحوی که در نواحی بالای، فشار وارد بر کوله مطابق خوبی با فشار مقاوم کومب داشته است و در نواحی انتهایی با توجه به پدیده قوس‌زدگی بین مصالح ماسه‌ای و کوله، فشار وارد بر آن کاهش می‌یابد.
- همان‌طور که مشخص شد، پدیده قوس‌زدگی بین مصالح و کوله پل در میزان تنش قائم حاصل از وزن مصالح تاثیرگذار است، به نحوی که به‌جز دامنه تغییر مکان‌های کم در بقیه دامنه‌ها پدیده قوس‌زدگی باعث کاهش تنش قائم می‌گردد و با افزایش میزان دوران کوله، ارتفاع ناحیه قوس‌زدگی بین مصالح و کوله کاهش می‌یابد.

۱۳- مراجع

بزنسی، م. و ازواج، (۱۳۸۶) "پارنگری روش مورسویسه-
ارکابه و ارایه راهکاری مکمل در طراحی سازه‌ی دیوارهدی
جدیل"، پژوهشنامه حمل و نقل، سال چهارم، شماره سوم،
تابستان ۱۳۸۶، صص ۱۵۷-۱۷۷.

Abn, J.-H., Yuen, J.-H., Kim, J.-H., Kim, S.-H. (2011) "Evaluation on the behavior of abutment pile connection in integral abutment bridge", Journal of Constructional Steel Research, 67(7), pp. 1134-1148.

Alizadeh, M. H., Rashid, A. R. K., Chik, Z., Mirhosseini, S. M. (2010) "Investigation of Abutment Displacement of a Full Height Integral Bridges in Dense Granule Backfill", American Journal of Engineering and Applied Sciences, 3(4), pp. 749-756.

Barker, K.J. and Curder, D.R. (2000) "Performance of the two integral bridges forming the A62 Manchester road over bridge", Report 436, Transport Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, U.K.

Bayoglu Flenor, E. (2004) "Soil-Structure interaction for integral bridges and culverts", Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

Benmebarek, S., Khelifa, I., Benmebarek, N. and Kastner, R. (2008) "Numerical evaluation of 3D passive earth pressure coefficients for retaining wall subjected to translation", Computers and Geotechnics, 35(1), pp. 47-60.

Bolton, M.D. (1986) "The Strength and Dilatancy of Sands", Journal of Geotechnique, 36(1), pp. 65-78.

Cosgrove, F.F. and Lehane, B.H. (2001) "Cyclic Loading of loose backfill placed adjacent to integral bridge abutments", International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 3, pp. 9-16.

Darley, P., Carder, D. R., Barker, K. J. (1998) "Seasonal thermal effects over three years on the shallow abutments of an integral bridge in

سازه عمارتی افزایش میران در سازه کوته باعث کاهش اثر
فوس زدگی می‌گردد.

از شایع این تحقیق مشخص می‌شود که میزان فشار وارد بر
کوته بل‌های یکپارچه (بدون دامنه‌های کمربند دارای توزیع
غیرخطی می‌باشد) و فشار وارد بر کوته با افزایش دامنه تغییر
مکان و افزایش تعداد سیکل حرکات کوته افزایش می‌یابد.
بنابراین، استفاده از روش‌های معمول تعیین فشار ارضی وارد
بر دیوارها (کوزیب و ... تکیه) جهت طراحی این نوع سازه‌ها
مراوات شایع تر واقع در می‌تواند باشد.

۱۲- پی نوشت‌ها

1. Springman
2. Darley
3. رابطه ۱) طول عرشه یک بل تا a
4. رابطه ۱) تغییرات دمایی محیط $\Delta T_{\text{محیط}}$
5. رابطه ۱) ضریب انبساط حرارتی عرشه α_c
6. رابطه ۱) عمق فول حرارتی عرشه یک بل d
7. رابطه ۲) طول مدل آزمایشگاهی L
8. رابطه ۱) رنج مدل آزمایشگاهی H
9. جدول ۱) وزن مخصوص مصالح γ
10. جدول ۱) ضریب ضربه ضربه‌خاک مصالح μ
11. جدول ۱) میزان چسبندگی مصالح C
12. جدول ۱) سطح سختی تجربی E_p
13. جدول ۱) ضریب پیوستن مصالح β
14. جدول ۱) ارایه اسباب مصالح Ψ
15. جدول ۱) دانسیته نسبی مصالح DC
16. جدول ۱) چگالی دانه‌ها G_s
17. رابطه ۲) میران سردی وارد بر کوته اهر مدل آزمایشگاهی F
18. رابطه ۳) ضریب فشار مقاوم کلی K_p
19. رابطه ۱) ضریب فشار مقاوم نقطه‌ای K_p
20. رابطه ۱) فشار وارد بر یک نقطه معین از کوته P
21. مدل آزمایشگاهی
22. رابطه ۱) ارتفاع یک نقطه معین از کوته (مدل آزمایشگاهی) h
23. میزان دوران کوته $d/2H$

- Lock, R.J. (2002) "Integral bridge abutments", CUED/D-SOILS/TR.320. Arup, 13 Fitzroy Street, London W1T 4BQ, UK.
- Marques Lima, J. and de Brito, J. (2009) "Inspection survey of 150 expansion joints in road bridges", *Engineering Structures*, 31(5), pp. 1077-1084
- Movahedifar, M. and Bolouri-Bazaz, J. (2011) "An innovative apparatus to measure cyclic behavior of backfill granular material behind bridge abutment". In the 14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hong Kong.
- Nilsson, M., Eriksen, J., Veljkovic, M. (2012) "Towards a better understanding of behavior of bridges with integral abutments". In *Composite Construction in Steel and Concrete VI - Proceedings of the 310th Composite Construction in Steel and Concrete Conference*, pp. 717-727.
- Noorzadeh, F., Abdurazeg, A. A., Jaafar, M. S., Kohnepooshi, O. (2010) "Non-linear analysis of an integral bridge". *Journal of Civil Engineering and Management*, 16(3), pp. 387 - 394.
- Park, K.H. and Salgado, R. (2003) "Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects", *Journal of Geotechnique*, 53(7), pp. 643-653.
- Phillip, S. K. O. P. F., Xiaobin, L., Harold, S. H., P. F. (2010) "Numerical Study of an Integral Abutment Bridge Supported on Drilled Shafts", *Journal of Bridge Engineering*, 15(1), pp. 19-31.
- Roy, A. and Patra, N.R. (2009) "Effect of arching on passive earth pressure for rigid retaining walls considering translation mode". In Austin, TX, United states. American Society of Civil Engineers, pp. 2784-2793.
- Rupa, S.D. and Pisc, P.J. (2008) "Effect of arching on passive earth pressure coefficient", In the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India
- Springman, S. M., Norris, A. R. M., Ng, C. W. (1996) "Cyclic loading of sand behind integral Glasgow", **Report 344**, Transport Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK.
- Das, B.M. (2002) "Principals of foundation engineering". 4th Virginia, USA: Bell Stenipist
- Dicleli, M. and Erhan, S. (2010) "Effect of soil-bridge interaction on the magnitude of internal forces in integral abutment bridge components due to live load effects", *Engineering Structures*, 32(1), pp. 129-145
- Duncan, J.M. and Arsoy, S. (2003) "Effect of Bridge-Soil interaction on Behavior of piles supporting integral Bridge", *Transportation Research Board (Volume 1849:2003)*, pp. 91-97.
- Emerson, M. (1977) "Temperatures Differences Basis of Design Requirements", Report 765, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK.
- Fang, Y.S. and Ishibashi, I. (1986) "Static earth pressures with various wall movements", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112(3), pp. 317-333.
- Goh, D. (2001) "The behavior of shallow abutments of integral bridges", University of Birmingham, Birmingham.
- Hassiotis, S. and Xiong, K. (2007) "Field measurements of passive pressures behind an integral abutment bridge", In Boston, MA, United states: American Society of Civil Engineers.
- Horvath, J.S. (2010) "Integral Abutment Bridge", Report No. CE-GE-00-2, Manhattan College Research.
- James, R.G. and Bransby, P.J. (1970) "Experimental and theoretical investigations of a passive earth pressure problem", *Journal of Geotechnique*, 20(1), pp. 17-37.
- Khodair, Y.A. and Hassiotis, S. (2005) "Analysis of soil-pile interaction in integral abutment", *Journal of Computers and Geotechnics*, 32(3), pp. 201-209.
- Kim, W. and Laman, J.A. (2010) "Integral abutment bridge response under thermal loading", *Engineering Structures*, 32(6), pp. 1495-1508.