

بررسی آزمایشگاهی اثر دامنه تغییر مکان دوره‌ای بر فشار و نشست پشت کوله پل‌های با دهانه کوچک یکپارچه

مقاله علمی - پژوهشی

مهدی زاده محمد، دانش آموخته دکتری، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، ایران

*جعفر بلوری یزاز، دانشیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، ایران

*پست الکترونیکی نویسنده مسئول: bolouri@ferdowsi.um.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۲/۰۴/۱۲ - پذیرش: ۱۴۰۲/۱۰/۲۵

صفحه ۱۹۶-۱۸۱

چکیده

یکی از موثرترین عوامل بر روی مقدار فشار و نشست پشت کوله پل‌های یکپارچه، دامنه تغییر مکان‌های دوره‌ای می‌باشد. در این پژوهش از مدلسازی فیزیکی کوچک مقیاس به منظور بررسی اثر دامنه تغییر مکان دوره‌ای بر رفتار فشار و نشست در پشت کوله پل‌های یکپارچه استفاده شده است. مدلسازی فیزیکی در این پژوهش عبارت است از دیواره‌ای که قادر است به خاک پشت خود تغییر مکان‌های دوره‌ای اعمال کند. در طول هر آزمایش تعداد ۱۲۰ دوره رفت و برگشت تغییر مکان به بالای دیواره اعمال شده و نتایج آن مورد بررسی قرار گرفته است. مقادیر بیشینه تنش افقی، مقدار ضریب فشار جانبی بیشینه در دوره‌های تغییر مکان دیوار و نشست‌های پشت دیواره در این آزمایش‌ها مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که با افزایش دامنه تغییر مکان دوره‌ای، مقادیر فشار و نشست پشت دیوار به شدت افزایش یافته و در انتها نتایج این پژوهش با آیین‌نامه‌های مختلف مقایسه شده است.

واژه‌های کلیدی: پل یکپارچه، مدلسازی فیزیکی، تغییر مکان دوره‌ای، دامنه تغییر مکان

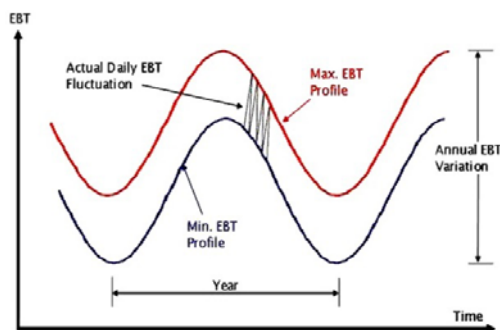
۱ - مقدمه

گرفته می‌شوند. اولین نوع بار دمایی، تفاوت در دمای بالا و پایین عرشه است که می‌تواند باعث گسترش تنش‌های ناهمگون در سازه شده و منجر به ایجاد لنگرهای خمشی و انحنای ناخواسته شود. دومین نوع بار و اصلی‌ترین آن، تغییر طول عرشه پل بر اثر تغییرات دمایی روزانه و فصلی است. پژوهش امرسون در سال ۱۹۷۳ نشان می‌دهد که دمای پل تحت تاثیر عواملی همچون قرارگرفتن در سایه، دمای هوا، زاویه تابش نور خورشید و سرعت باد قرار دارد و دما در طول عرشه به طور یکنواخت پخش نمی‌شود. وی به همین منظور مفهوم دمای موثر پل را معرفی کرد که دمای هوای اندازه‌گیری شده در سایه در کنار پل

پل‌ها یکی از انواع سازه‌های ساخت انسان هستند که از آن‌ها جهت عبور از موانع فیزیکی از جمله رودخانه‌ها و دره‌ها استفاده می‌شود. با توجه به قرار گرفتن پل‌ها در هوای آزاد، تغییرات دمایی در پل‌ها می‌تواند باعث تغییر طول در عرشه آن‌ها شود. این تغییر طول به دامنه تغییرات دمایی، مصالح به کار رفته در ساخت عرشه پل و طول اولیه پل بستگی دارد. با توجه به این که تغییر طول در عرشه پل‌ها تقریباً اجتناب ناپذیر است، طرح‌های مختلف سازه‌ای و غیر سازه‌ای در برخورد با این موضوع پیشنهاد شده است. به طور معمول در طراحی پل‌ها دو نوع بار که بر اثر تغییرات دمایی به پل وارد می‌شود، در نظر

فلسفه اصلی طراحی این پل‌ها بر این مساله استوار است که تا حد ممکن روسازه یا عرشه پل، غیر محصور باشد که بتواند نیروهای القایی دمایی را به کمینه ممکن برساند، در حالی که پایه‌ها در جای خود ثابت نگاه داشته می‌شوند. این موضوع به این معنی است که تغییرات طولی عرشه پل بین پایه‌های ثابت باید مستهلک شود. با ایجاد فاصله‌های فیزیکی، که به آن درز انبساطی می‌گوییم، این مشکل حل می‌شود. این درزها بین هر دو قسمت عرشه پل که بر روی پایه‌ها قرار می‌گیرند گذاشته می‌شود (شکل) (Horvath, 2000). برای طراحی پایه‌ها یا همان دیوارها، معمولاً از تنش‌های در حالت فعال خاک استفاده می‌شود. اگر چه به نظر می‌رسد که در نظر گرفتن تنش‌های حالت سکون برای طراحی به دلیل محدودیت‌های هندسی و سازه‌ای که عرشه پل دارد و مانع حرکت آن می‌شود، مناسب‌تر است. به منظور اجازه دادن به حرکت آزادانه عرشه پل بر روی پایه‌ها از تکیه‌گاه‌های لغزشی استفاده می‌شود که بین عرشه و پایه قرار می‌گیرند. تکیه‌گاه‌ها معمولاً بر روی لبه‌ای از بالای پایه که به همین منظور طراحی شده‌اند، قرار می‌گیرند (Horvath, 2000). درزهای انبساطی و تکیه‌گاه‌های لغزشی می‌بایست در طول عمر طراحی که معمولاً حدود ۱۰۰ سال و یا بیشتر است، تمام تغییر مکان‌های طولی پیش‌بینی شده را تحمل نمایند. به عنوان مثال، برای عرشه یک پل دهانه کوتاه با دهانه حدود ۳۰ متر، با در نظر گرفتن قرار گرفتن پل در آب و هوای معتدل، حدود تغییرات طول پل در زمستان نسبت به تابستان حدود ۳ سانتیمتر می‌باشد. بنابراین برای پل‌های دهانه بلند معلق یا کابلی در چنین آب و هوایی تغییرات طول عرشه می‌تواند به حدود ۳۰ سانتیمتر نیز برسد (Horvath, 2005). با توجه به بازه‌های مختلف تغییر طول که باید توسط پل‌های مختلف تحمل شود، جزئیات طراحی درزهای انبساطی در پل‌های مختلف با یکدیگر متفاوت است. برای پل‌های با دهانه‌های نسبتاً کوتاه، فرض بر این است که چرخ‌های وسایل نقلیه می‌توانند با ایجاد احساس ناراحتی کمی برای سرنشینان از روی درزهای حدود ۳ سانتیمتر عبور کنند. بنابراین، انتهای پایه‌ها یا روسازی عرشه پل در هر طرف درز، دارای یک کنج صاف و سخت است که به منظور محافظت از کنج روسازه استفاده می‌شود و به طور سنتی از فلز و در حال حاضر از پلاستیک‌های سخت ساخته می‌شود (Horvath, 2005). مجموعه سیستم سنتی درزهای انبساطی و تکیه‌گاه‌های لغزشی به صورت تقریبی همان‌گونه که از لحاظ

می‌باشد. دمای موثر پل به صورت روزانه و فصلی تغییر می‌کند (Emerson, M. 1976) (شکل).



شکل ۱. تغییرات دمای موثر پل (Emerson, 1976)

با توجه به شکل که در آن می‌توان بیشینه تغییرات دمایی روزانه و فصلی را برای پل‌ها مشاهده کرد، می‌توان تغییر طول عرشه پل را از رابطه (۱) محاسبه کرد.

$$\Delta L = L_0 \times \alpha \times \Delta T \quad (1)$$

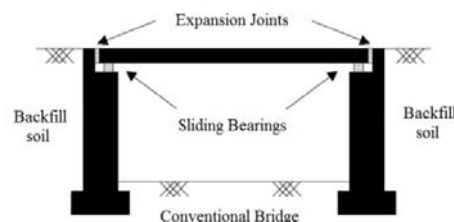
که در این رابطه ΔL تغییر طول عرشه، L_0 طول اولیه عرشه، α ضریب انبساط حرارتی طولی و ΔT تغییرات دمای موثر می‌باشد.

برای طراحی اعضای سازه‌ای پل‌ها، هنگام محصور بودن کامل اگر اجازه حرکت به عرشه پل بر اثر تغییرات دما داده نشود، مقدار نیروی به وجود آمده در عرشه را از رابطه (۲) می‌توان به دست آورد (Timoshenko, et al., 1972).

$$P_s = A_s \times E_m \times \alpha \times \Delta T \quad (2)$$

در این رابطه A_s مساحت مقطع عضو سازه‌ای، E_m مدول کشسانی مصالح تشکیل دهنده عضو سازه‌ای، P_s نیروی به وجود آمده در عضو سازه‌ای بر اثر تغییرات حرارت و ΔT تغییرات در دمای موثر می‌باشد.

مفهوم سنتی طراحی که به منظور حل کردن مشکلات به وجود آمده برای پل‌ها مورد استفاده است، به طور شماتیک برای پلی با یک دهانه در شکل ۲ نشان داده شده است.

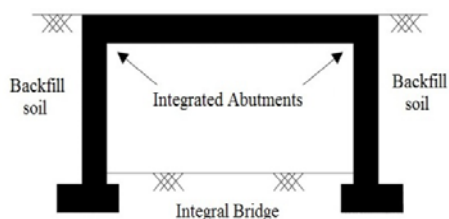


شکل ۲. طرح سنتی پل‌ها (Horvath, 2004)

اجرای بر روی پی سطحی و یا شمع قرار گیرند. این جزئیات برای موضوع این پژوهش اهمیتی ندارند و تنها کافیست که پل‌های یکپارچه را چه از نظر رفتاری و چه از نظر تحلیلی یک قاب صلب سازه‌ای در نظر گرفت که مانند یک عنصر سازه‌ای منفرد عمل می‌کند.



شکل ۳. خرابی در تکیه‌گاه‌های لغزشی و درزهای انبساطی



شکل ۴. طرح پل یکپارچه (Horvath, 2004)

حذف درزهای انبساطی و تکیه‌گاه‌های لغزشی و در نتیجه سرعت اجرای بالای ساخت پل‌های یکپارچه باعث کاهش هزینه‌های ساخت و هزینه‌های تعمیر و نگهداری می‌شود. همچنین در نتیجه جلوگیری از وارد آمدن آسیب دیدگی درزها و عدم نیاز به مسدود یا محدود کردن مسیر پل و ایجاد ترافیک

نظری انتظار می‌رود، عمل می‌کنند، اما دارای هزینه‌های نگهداری بالا مخصوصاً برای پل‌های با دهانه کوتاه هستند. مشکل اصلی این‌گونه پل‌ها خوردگی و دیگر خرابی‌های فیزیکی در تکیه‌گاه‌های لغزشی و درزهای انبساطی بر اثر مرور زمان است (Aktan, et al., 2008). (شکل). اثرات خوردگی در بتن تکیه‌گاه‌ها در مناطقی که دمای زیر صفر دارند و به منظور یخ‌زدایی از مخلوط‌های نمک در سطح روسازی استفاده می‌شود، بسیار مخرب‌تر است. این نمک‌ها می‌توانند با حل شدن در آب به تکیه‌گاه‌ها رسیده و فرآیند خوردگی و تخریب آن‌ها را شتاب دهند. بنابراین در برخی مناطق آب‌وهوایی، تکیه‌گاه پل‌ها نیازمند نگهداری، تعمیر و یا تعویض‌های دوره‌ای هستند تا بتوانند عملکرد مناسبی داشته باشند (Dreier, et al., 2011) مصالح سازه‌ای که برای ساخت درزهای انبساطی به کار می‌روند نیز بر اثر وجود خوردگی و همچنین ضربات مکرر لاستیک ماشین‌ها نیازمند نگهداری، تعمیر و یا تعویض‌های دوره‌ای هستند و مصالح پرکننده درزهای انبساطی نیز دچار خرابی می‌شوند. از طرف دیگر، در هنگام تعویض روسازی راه، مشکلات زیادی در مجاورت درزهای انبساطی جهت حفظ نمودن سطحی صاف در اطراف آن، به وجود می‌آید. طبیعی است که روسازی مجدد نباید درز انبساطی را بپوشاند و این امر سبب به وجود آمدن برآمدگی‌ها و فرورفتگی‌هایی در محل قرارگیری درزهای انبساطی می‌شود (Krier, 2009). نتایج پژوهش‌های متعدد نشان می‌دهد که مشکلات مربوط به درزهای انبساطی از جمله عوامل اصلی هزینه‌های مربوط به تعمیر و نگهداری راه می‌باشد (Wolde-Tinsae, 1987; Wallbank, 1989; Li et al, 1997).

مشکلات فراوان و هزینه‌های بالای نگهداری در پل‌های سنتی، مخصوصاً برای پل‌های با دهانه کوتاه، فرصتی را پدید آورده است که طراحی‌های جایگزین اقتصادی‌تری برای طراحی پل‌ها گسترش یابد. به دلیل این که جزئیات سیستم درزهای انبساطی و تکیه‌گاه‌ها نقطه ضعف اصلی طراحی پل‌های سنتی با دهانه کوتاه می‌باشد، مناسب‌ترین طرح جایگزین، حذف این سیستم می‌باشد. این امر با ساختن یک اتصال فیزیکی بین عرشه پل و پایه‌ها در پل‌های یکپارچه امکان‌پذیر می‌شود که به صورت شماتیک در شکل دیده می‌شود. جزئیات سازه‌ای اتصالات بین عرشه پل و پایه‌ها بسته به جنس مصالح سازه‌ای استفاده شده و ترجیح یا سیاست طراح یا سازنده پل، متفاوت است. همچنین پایه پل‌ها نیز ممکن است بنا بر مصالح طراحی و

پژوهش‌های اخیر به اصلاح شناخت از ماهیت پدیده و پی بردن به پتانسیل مشکل‌ساز شدن آن منجر شده است. به ویژه مشخص شده که فشارهای جانبی بالا در تابستان در طول عمر پل مقدار ثابتی ندارند و با افزایش تعداد دوره‌های تغییر طول عرشه پل، میل به افزایش دارند. دلیل این موضوع را می‌توان در این پدیده جست که بعد از هر دوره افزایش و کاهش طول عرشه پل، پایه‌ها دقیقاً به جایگاه اولیه خود باز نمی‌گردند. در بیشتر موارد تغییر مکان باقیمانده‌ای در پایان هر دوره گرم شدن و سرد شدن پدید می‌آید. این موضوع به این دلیل است که رفتار خاک ناکشسان و غیر خطی است. در طول انقباض زمستانی پل، قسمتی گوه‌ای شکل از خاک که توسط پایه‌ها نگه داشته شده بود به سمت پایه و پایین آن حرکت می‌کند. هنگامی که هوا گرم می‌شود و پایه‌ها به سمت خاک حرکت می‌کنند، گوه خاک به جایگاه قبلی خود بر نمی‌گردد. بنابراین به دلیل این که خاک پشت پایه‌ها مانع از حرکت آن‌ها می‌شود فشار جانبی بزرگتری در آنها ایجاد می‌شود (England et al., 2001). این پدیده کلی که در آن فشار جانبی خاک بر اثر دوره‌های انقباض و انبساط به تدریج افزایش می‌یابد و توسط پژوهش‌گران مختلفی بررسی شده است، رفتار پیش‌رونده نامیده می‌شود (England et al., 2000). طبق پژوهش انجام شده در سال ۱۹۹۴، رفتار پیش‌رونده افزایش فشار می‌تواند باعث خرابی در دیوارهای حائل شود (England et al., 1994) فشارهای افقی زیاد و نشست‌های قابل توجه در پشت دیواره به تشکیل گوه‌های گسیختگی فعال در دوره‌های اعمال تغییر مکان به بالای دیواره مربوط می‌شود. با وجود دامنه حرکت بسیار کوچک دیواره، نشست‌های قابل توجه خاک در پشت دیواره به دلیل وجود آمدن مکانیسم پیش‌رونده دوگانه است (Tatsuoka, 2009). (شکل). این مکانیسم در دو دوره بارگذاری به مراحل زیر تقسیم می‌شود:

- در مرحله اول بر اثر حرکت در حالت فعال دیوار (دور شدن دیوار از خاک)، گوه گسیختگی فعال در پشت دیواره تشکیل می‌شود.

- در مرحله دوم پس از رسیدن دیوار به تغییر مکان نهایی در حالت فعال، حرکت دیوار در حالت مقاوم شروع می‌شود که منجر به تشکیل گوه گسیختگی مقاوم می‌شود. در این حالت گوه گسیختگی فعال تشکیل شده در مرحله قبل، به عنوان قسمتی از گوه گسیختگی مقاوم، به سمت بالا حرکت می‌کند. حرکت به سمت بالا در این مرحله به اندازه‌ای نیست که نشست

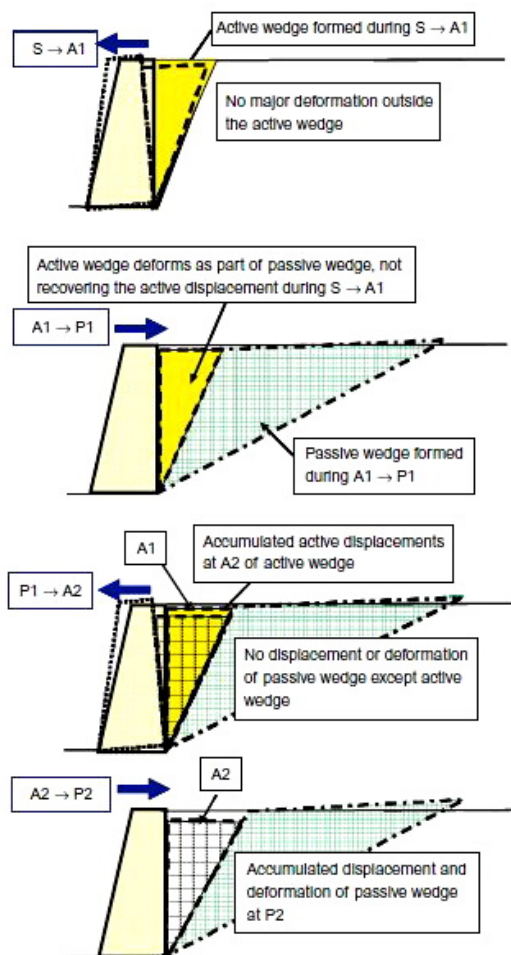
سنگین جهت تعمیر آنها مشکلات نگهداری کاهش می‌یابد. از طرف دیگر سطح صاف پل باعث ایجاد حرکتی روان برای خودروها و جلوگیری از ضربه‌های ناخوشایند درزها به خودروها می‌شود (Nilsson et al., 2001).

از آنجایی که عرشه پل‌های یکپارچه به شکل صلب به کوله پل متصل شده و کوله پل‌ها با خاکریز پشت خود در تماس است، هنگام زلزله این پل‌ها به مانند قسمتی از زمین با زمین حرکت می‌نمایند، که باعث کاهش نیروهای وارده از خاک به پل در هنگام زلزله می‌شود. بسیاری از پل‌ها در زمان‌های گذشته برای رفع نیاز فوری و بدون پیش‌بینی‌های گسترش در آینده ساخته شده‌اند. در پل‌های یکپارچه که کوله پل بر روی گروه شمع قرار دارد، عریض کردن پل و گسترش آن برای عبور خودروهای بیشتر کاری آسان‌تر است. همچنین در پل‌های یکپارچه به دلیل ماهیت آن و قرارگیری بر روی گروه شمع، تنش‌های حاصل از بار خودروها بهتر گسترش یافته و موجب کاهش تنش‌ها در عرشه پل می‌شود (Burke, 2009).

وجود مشکلات پس از ساخت و در حال سرویس در پل‌های یکپارچه دور از ذهن به نظر نمی‌رسد. دلیل اصلی این است که در حالی که زمین نسبت به تغییرات دمایی غیر حساس است، عرشه پل نسبت به تغییرات دمایی حساس بوده و به صورت فعال عمل می‌کند. استفاده از پل‌های یکپارچه قوانین اصلی فیزیک را تغییر نداده و نمی‌تواند تغییر دهد، بلکه استفاده از این نوع پل‌ها، محل مشکل، دلایل آن را منتقل می‌کند. به این معنی که ریشه مسائل، از موضوعاتی با پایه سازه‌ای به مسائلی با پایه ژئوتکنیکی تغییر ماهیت می‌یابد (Horvath, 2004).

یکی از دو مشکل عمده در پل‌های یکپارچه که توسط پژوهشگران مختلف مورد بررسی قرار گرفته، افزایش فشار جانبی وارد بر پایه‌هاست که در قسمت بالای پایه‌ها از مقدار آن در حالت سکون بیشتر شده و به فشار مقاوم نزدیک می‌شود (Broms et al., 1972; Card et al., 1993). این شرایط در اواخر تابستان که عرشه پل به بیشینه مقدار طولی خود می‌رسد ظاهر می‌شود. هنگامی که عرشه پل در طول فصل گرم سال تغییر طول می‌دهد، باعث می‌شود که پایه‌ها هم به صورت افقی جابجا شوند و هم نسبت به پایین خود به طرف خاک پشت چرخش داشته باشند (Sandford, et al., 1993).

اگر چه برای دهه‌ها به نظر می‌رسید که ماهیت مشکل تغییرات فصلی فشار جانبی خاک به خوبی شناخته شده است،



شکل ۵. مکانیسم نشست پیش رونده دوگانه (Tatsuoka, 2011)

نتایج این پژوهش به صورت پیشنهادهایی برای طراحی پل‌های یکپارچه مورد استفاده قرار گرفته است. مدلسازی‌های فیزیکی در این پژوهش شامل پل‌های یکپارچه با پی گسترده و پی عمیق قرار گرفته بر روی خاک غیر چسبنده است. بالای دیواره تحت تغییر مکانهای دوره‌ای قرار داده شده است که شبیه‌سازی تغییر طول روزانه و فصلی عرشه پل می‌باشد. در این پژوهش مطالعه بر روی متغیرهایی مانند سختی دیوار، زبری دیوار، چگالی خاک پشت دیوار، مقدار تغییر مکان بالای دیوار و جهت حرکت اولین دوره تغییر مکان انجام پذیرفته است. نتایج زیر از آزمایش‌ها به دست آمده است:

- افزایش سختی و زبری دیوار باعث افزایش فشار خاک در پشت دیوار می‌شوند.
- مقدار فشار افقی خاک در حالت مقاوم با افزایش تعداد

مرحله اول را جبران نماید.

- در مرحله سوم، دور شدن دوباره دیواره از خاک به تشکیل گوه گسیختگی فعال می‌انجامد، در حالی که قسمت‌هایی از خاک که در گوه گسیختگی قرار ندارند، تغییر شکلی نمی‌دهند.

- در مرحله چهارم با حرکت دیواره به سمت خاک، مجدداً گوه گسیختگی فعال به صورت بخشی از گوه گسیختگی مقاوم به سمت بالا حرکت می‌کند، اما حرکت رو به بالا جبران کننده نشست در مرحله سوم نیست.

مراحل ۱ تا ۴ در دوره‌های بارگذاری تکرار می‌شوند. همان‌گونه که در مراحل فوق تشریح شد، اگر چه تغییر مکان بالای دیواره در حالت فعال بسیار کوچک است، اما نشست تجمعی شکل گرفته در پشت دیواره مقداری قابل توجه دارد. همچنین اگر چه تغییر مکان در حالت مقاوم نیز بسیار اندک است، افزایش تغییر شکل‌ها و کرنش‌های تجمعی در گوه گسیختگی مقاوم با تکرار دوره‌های بارگذاری، فشارهای حالت مقاوم را افزایش می‌دهد.

به دلیل این که عمر طراحی پل‌ها معمولاً بیشتر از ۱۰۰ سال در نظر گرفته می‌شود، اگر نگوئیم برای اغلب پل‌های یکپارچه، برای بیشتر آنها مشکلات بلند مدت با افزایش فشارها اتفاق خواهد افتاد. همچنین به علت تغییر طول عرشه پل، نیروی جانبی زیادی به شمع‌های زیر کوله پل (در صورت وجود) وارد می‌شود (Horvath, 2004).

اگر چه رفتار پل‌های یکپارچه در پژوهش‌های مختلف پایش شده و نتایج آن نیز منتشر شده است، اما به دلیل کوتاه بودن دوره پایش پژوهش‌گران به وسیله مدل‌های کوچک مقیاس سعی بر آن داشته‌اند که رفتار خاک پشت کوله را در دوره‌های زمانی بسیار طولانی‌تر (تعداد دوره‌های تغییر مکان بیشتر) پیش‌بینی کنند (Civjan et al., 2013; Marx et al., 2011; Petursson et al., 2011; Rodriguez et al. 2011).

در پژوهشی که در سال ۱۹۹۶ صورت گرفت، مدلسازی فیزیکی در سانتی‌متر در فضای ۶۰g و همچنین مدلسازی عددی انجام پذیرفته است (Springman, 1998).

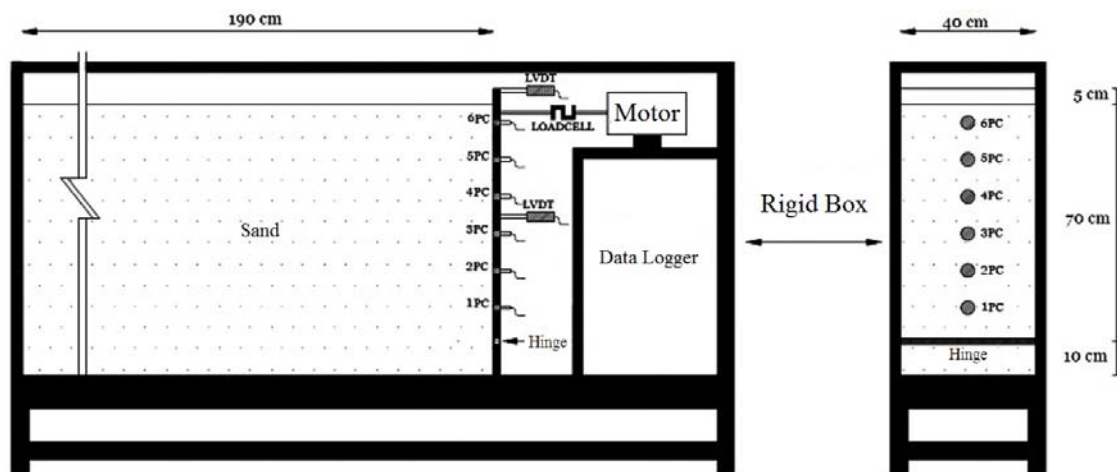
همخوانی خوبی نشان داده است. لیهان در سال ۲۰۱۱ نیز به وسیله مدل‌سازی فیزیکی و آزمایش آن در سانتریفوژ به بررسی برخی متغیرها در رفتار خاک و کوله پل در پل‌های یکپارچه پرداخت (Lehane, 2011). وی بر روی متغیرهای چون جنس خاک پشت کوله، تراکم نسبی اولیه، ارتفاع اولیه خاک، شکل دانه‌ها و تاریخچه تغییر مکان دوره‌ای مطالعه نمود. سپس با توجه به نتایج به دست آمده، توصیه‌هایی در مورد طراحی پل‌های یکپارچه در کوله پل با ارتفاع بلند ارائه کرد. همچنین زاده محمد و بلوری بزار اثر مسلح سازی خاک پشت کوله توسط مسلح کننده ژئوسل را با استفاده از مدل‌سازی فیزیکی مورد مطالعه قرار داده‌اند (Bahadori et al. 2007). نتایج پژوهش فوق نشان داد که به‌کارگیری لایه‌های مسلح کننده در پشت کوله پل، به طور قابل توجهی نشست و فشار خاک را کاهش می‌دهد.

اگرچه مطالعات بسیاری بر روی فشار و نشست خاک پشت کوله پل‌های یکپارچه صورت پذیرفته است، اما نتایج پژوهش‌های قبلی و آیین‌نامه‌های تدوین شده مقادیر مختلفی جهت محاسبات فشار جانبی خاک ارائه کرده‌اند. در این پژوهش که در آزمایشگاه پژوهشی مکانیک خاک دانشگاه فردوسی مشهد صورت پذیرفته، روند افزایش فشار پشت کوله پل‌های یکپارچه تحت بارگذاری دوره‌ای بررسی شده و تاثیر دامنه تغییر مکان بر آن مورد مطالعه قرار گرفته است. سپس نتایج حاصله برخی از آیین‌نامه‌های موجود پل‌های یکپارچه مقایسه شده است. به این منظور از مدل‌سازی فیزیکی کوچک مقیاس استفاده شده است. همچنین پس از اعمال دوره‌های بارگذاری، نشست‌های پشت دیواره ثبت شده و اثر دامنه تغییر مکان بر آن بررسی شده است. به منظور مقایسه نتایج مدل‌سازی‌های خاکی فیزیکی با یکدیگر، باید از ماسه‌ای استاندارد استفاده شود که در همه مدل‌ها شرایط مشابه به ویژه از لحاظ تراکم نسبی و دانه‌بندی داشته باشد. همچنین باید توجه نمود خاک مورد استفاده برای مدل‌سازی فیزیکی مانند خاک پشت کوله پل‌ها باید دانه‌ای و غیر چسبنده باشد. نظر به این که به‌کارگیری مصالح درشت دانه در مقیاس مدل آزمایشگاهی امکان‌پذیر نیست، استفاده از ماسه استاندارد با شرایط مشابه در مدل‌سازی‌های فیزیکی می‌تواند با توجه به مقیاس مدل تا حد بالایی رفتار مصالح درشت دانه را در نمونه اصلی شبیه‌سازی کند. به همین دلیل است که اغلب پژوهش‌گران در مدل‌سازی‌های فیزیکی کوچک مقیاس خاک در پشت کوله پل‌های یکپارچه از ماسه استاندارد استفاده کرده‌اند (England et al, 2007; Hirakawa et al, 2009; Tatsuoka et al, 2001).

سیکل و دامنه حرکت دیوار افزایش می‌یابند. در نتیجه آن، مقدار نیروی به وجود آمده در عرشه پل نیز برای حفظ تعادل نیرویی افزایش یافته است.

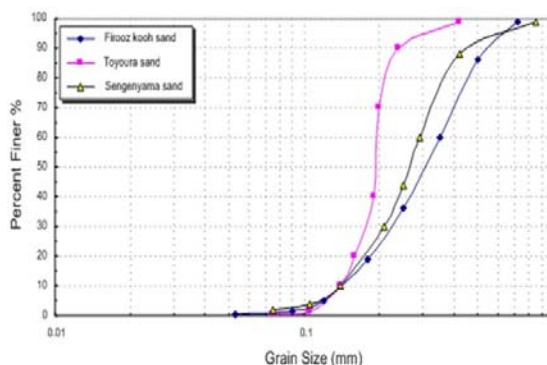
- مقدار فشار جانبی به سرعت پس از چرخش دیوار به بیرون به فشار حالت فعال می‌رسد.
- مقدار فشار جانبی در قسمت بالایی دیواره بیشتر است و با افزایش تعداد سیکل‌ها افزایش می‌یابد.
- نشست خاک پشت دیواره در هنگام ایجاد حالت فعال اتفاق می‌افتد و این نشست‌ها در خاک‌های شل بیشتر از خاک‌های سخت است.

در پژوهش‌هایی دیگر که توسط انگلند و همکاران در سال ۲۰۰۰ و ۲۰۰۱ صورت پذیرفته است، از مدل‌سازی فیزیکی برای شناسایی رفتار خاک پشت کوله پل‌های یکپارچه استفاده شده است (England, 2001; England, 2000). نتایج حاصل از این پژوهش‌ها، منجر به اصلاحاتی در آیین‌نامه طراحی پل‌های یکپارچه در انگلستان شد. مدل فیزیکی آن‌ها شامل یک جعبه و دیواره است که به پایین لولا شده است و آزمایش‌ها در فضای $1g$ صورت پذیرفته است. همچنین تراکم نسبی ماسه در آزمون‌ها حدود ۹۴٪ گزارش شده است. در این پژوهش سه نسبت تغییر مکان بالای دیواره نسبت به ارتفاع آن مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که بیشترین افزایش در فشارهای افقی خاک در ۱۰ دوره اول بارگذاری رخ داده است. بعد از این تغییرات ناگهانی، تغییر در فشار جانبی خاک کمتر شده است و نهایتاً تمایل دارد که به حالت پایدار برسد. همچنین گزارش شده است که نشست خاک پشت دیواره در هر سیکل بارگذاری افزایش یافته و حالت پایداری پس از اعمال دوره‌های تغییر مکان دیوار حاصل نشده است. هیراکاوا و همکاران در سال ۲۰۰۶ نیز با استفاده از مدل‌سازی فیزیکی و پایش پلی ساخته شده به پژوهش بر روی رفتار خاک پشت کوله پل‌های یکپارچه پرداختند (Hirakawa, 2007). آزمایش‌ها در فضای $1g$ صورت پذیرفته و از ماسه تویورا در مدل‌سازی‌ها استفاده شده است. تراکم نسبی ماسه در مدل‌های فیزیکی ۹۰٪ گزارش شده است. چند نسبت تغییر مکان بالای دیواره نسبت به ارتفاع در بازه ۰/۰۲ تا ۰/۵ درصد در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج این پژوهش نشان داد که با افزایش تغییر مکان بالای دیواره نسبت به ارتفاع تغییرات در فشار افقی خاک به طور محسوسی افزایش می‌یابد و این موضوع خود نشان دهنده تاثیر بیشتر تغییرات دمایی سالیانه است. همچنین نشست‌های ایجاد شده در پشت دیواره در نسبت‌های بالا مقدار بالایی است که با نتایج حاصل از پایش در پل مورد مطالعه



شکل ۶. طرح شماتیک مدل آزمایشگاهی

دارای رنگ زرد متمایل به طلایی بوده و از دانه‌بندی یکنواختی برخوردار است که نام مهندسی آن ماسه بد دانه‌بندی شده می‌باشد. در شکل مشخصات فیزیکی ماسه فیروزکوه ۱۶۱ و ماسه‌های استاندارد توپورا و سنگنیاما جهت مقایسه ارائه شده (Zadehmohamad et al. 2017) است. همچنین آزمایش دانه بندی بر روی ماسه فیروزکوه ۱۶۱ انجام شده است. این منحنی دانه‌بندی به همراه منحنی‌های دانه بندی ماسه‌های استاندارد در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷. منحنی‌های دانه بندی ماسه‌های استاندارد

۲-۲- جزئیات مدل آزمایشگاهی

تصویر شماتیک مدل آزمایشگاهی که در این پژوهش استفاده شده در شکل نشان داده شده است. تجهیزات آزمایشگاهی شامل مخزن خاک، دیواره صلب، سیستم اعمال تغییر مکان، سیستم‌های تعیین فشار خاک، اندازه‌گیری نیرو و سیستم ثبت اطلاعات می‌باشد. ابعاد دیوار حائل به گونه ای انتخاب گردیده است که با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی، مدل‌های مشابه سایر پژوهش‌گران و نوع و اندازه مصالح مورد مطالعه، کمینه اثر مقیاس را داشته و با توجه به امکانات آزمایش به راحتی انجام پذیرد. همان‌گونه که در این شکل نشان داده شده است، دیوار ابزار بندی شده حول لولای نصب شده در فاصله ۱۰ سانتیمتری کف مخزن توسط سیستم اعمال تغییر مکان امکان حرکت به جلو و عقب (ناشی از دوران حول مفصل) دارد. این دیوار که از جنس فوم پلاستیکی فشرده می‌باشد، با تیرک‌های عمودی

۲- مصالح و ابزار مورد استفاده

در این بخش به معرفی مصالح و ابزار استفاده شده جهت مدل‌سازی فیزیکی پرداخته می‌شود.

۲-۱- خاک مورد استفاده

خاکی که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته ماسه شکسته سیلیسی شماره ۱۶۱ فیروزکوه می‌باشد که توسط پژوهش‌گران بسیاری برای مطالعات آزمایشگاهی در آزمایشگاه‌های مکانیک خاک در کشور به کار رفته است. این نوع ماسه

و ضبط داده‌ها در مدل طراحی شده، شامل دستگاه جمع آوری اطلاعات فشارسنج‌ها، نیروسنج و تغییر مکان سنج‌ها می‌باشد. به علت تعداد قابل ملاحظه اطلاعات، از یک سیستم جمع آوری اطلاعات الکترونیکی استفاده شده است. سیگنال‌های ارسالی از ابزار سنجش توسط این دستگاه جمع‌آوری می‌شود. این سیستم قادر به ثبت ده نمونه در ثانیه می‌باشد به نحوی که با استفاده از این دستگاه می‌توان کلیه فشارها و تغییر مکان‌ها را به صورت منظم قرائت و ضبط نمود. در این سیستم از یک جمع‌کننده شانزده کاناله استفاده شده است. همچنین بر روی این جعبه، کلیدهای کنترل جهت حرکت و سرعت دستگاه نصب شده است.

۲-۳- نحوه ساخت مدل و برنامه آزمایش‌ها

به منظور ساخت مدل‌های فیزیکی با بیشینه تکرارپذیری ممکن، دستگاه بارش پرده‌ای نیمه اتوماتیک بر روی جعبه مدل توسط مولف در این پژوهش طراحی و ساخته شده است. در این دستگاه بارش، ماسه از شکافی طولی در زیر مخزن ماسه به ضخامت ۲/۶ میلی‌متر درون جعبه مدل سقوط می‌کند. مخزن ماسه بر روی سیستمی متحرک نصب شده است که می‌تواند در طول جعبه با سرعت‌های مختلف بر روی یک جفت ریل طولی حرکت کند. با توجه به این که حرکت مخزن ماسه توسط یک موتور پله‌ای صورت می‌پذیرد، این سیستم قادر است لایه‌های ماسه را با یکنواختی و تکرارپذیری، در محدوده وسیعی از تراکم‌های نسبی بازسازی نماید. (شکل). تراکم نسبی انتخاب شده در مدل‌های فیزیکی پژوهش حاضر ۸۵ درصد انتخاب شده است.



شکل ۸. بارش پرده‌ای ماسه (Zadehmohamad, 2017)

تقویت شده است که بتواند هنگام دوران کاملاً مانند یک جسم صلب حرکت کند. در لبه‌های کناری این دیوار از نمدهای خاصی استفاده شده است که علاوه بر کاهش اصطکاک از حرکت ماسه‌ها به طرف دیگر جلوگیری می‌کند.

همانگونه که ملاحظه می‌گردد در دیواره قابل چرخش، شش فشار سنج (PC1 تا PC6) به فاصله ۱۰ سانتی متری از یکدیگر قرار داده شده‌اند. همچنین محل استقرار دو عدد تغییر مکان‌سنج (LVDT) که در دو تراز مختلف نصب شده مشخص است. دلیل نصب دو عدد تغییر مکان سنج این است که از حرکت صلب دیواره اطمینان حاصل شود.

مخزن دستگاه یک تانک مکعب مستطیل شکل با قاب فلزی می‌باشد. عرض این مکعب از یک جهت محدود شده و در جهت مقابل آن دیوار حائل متحرک تعبیه شده است. ابعاد مخزن ۴۰×۸۰×۱۸۰ سانتیمتر می‌باشد که دیوار متحرک در یک وجه آن به ابعاد ۴۰×۷۰ سانتیمتر است و با یک اتصال مفصلی راحت حرکت می‌کند. دو وجه جانبی طولی این مخزن مکعبی، از شیشه‌هایی که داخل یک قاب قرار گرفته‌اند ساخته شده است که بتوان تغییر شکل در ماسه را مشاهده کرد و از آن عکس‌برداری نمود. جهت تخلیه ماسه‌ها در مراحل مختلف خالی کردن و آماده سازی نمونه ضلع مقابل دیواره به صورت متحرک می‌باشد که به راحتی می‌توان ماسه را تخلیه کرد.

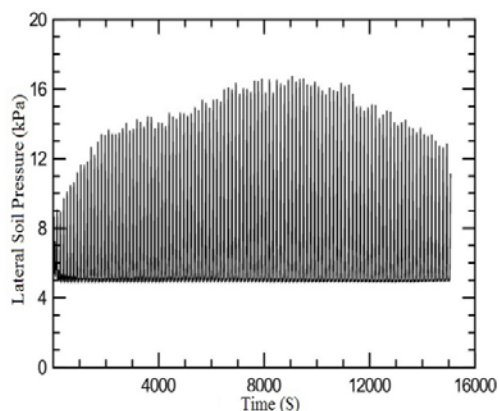
آزمایش‌ها به صورت کرنش کنترل انجام گرفته و در تغییر مکان‌های مختلف میزان نیروی مسبب جابجایی اندازه‌گیری شده است. جهت تولید و اعمال تغییر مکان‌های یک‌طرفه و دوره‌ای افقی از یک سیستم گیربکسی با قابلیت تغییر در سرعت بارگذاری استفاده شده است. با استفاده از سیستم مورد نظر می‌توان تغییر مکان‌های دوره‌ای افقی با تعداد دوره‌ها و فرکانس‌های مختلف را به دیوار اعمال کرد. این سیستم قادر به ایجاد حرکت دورانی با سرعت بسیار پایین می‌باشد. از آنجایی که در مدل آزمایشگاهی نیاز به حرکت انتقالی دیوار حایل می‌باشد، با استفاده از یک سیستم تبدیلی نیروی محرکه دورانی به حرکت انتقالی تبدیل می‌شود. همچنین جهت جلوگیری از وارد شدن لنگر به بالای دیواره، از اتصال گوی و کاسه‌ای استفاده شده است. به منظور اندازه‌گیری مقدار فشارهای جانبی خاک به دیوار در طول حرکت‌های دوره‌ای بالای دیواره، از فشارسنج‌های دیافراگمی استفاده شده است. این فشارسنج‌ها قادر هستند که با دقت بسیار بالایی فشارهای وارده را ثبت نمایند. سیستم قرائت

۳- بررسی و تحلیل نتایج آزمایش‌ها

نتیجه هر آزمایش اطلاعاتی است که از فشارسنج‌ها در ارتفاع دیوار، نیروسنج در محل اعمال تغییر مکان در بالای دیواره و ثبت نشست‌های پشت دیواره به وسیله عکس‌برداری با کمک شبکه بندی جداره شیشه‌ای جعبه مدل به دست آمده است. همچنین تشکیل خطوط گسیختگی برشی نیز با گرفتن عکس از جداره شیشه‌ای و با کمک نوارهای ماسه رنگی مورد توجه قرار گرفته است. برای تحلیل نتایج ابتدا لازم است که چند متغیر اساسی که مورد بحث قرار می‌گیرد، تعریف شود.

۳-۱- تعریف متغیرها

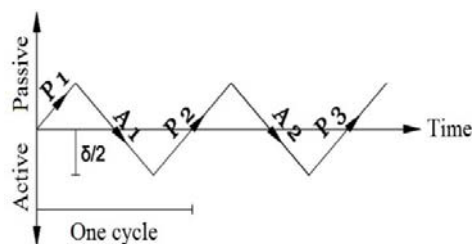
در طول هر آزمایش، سیستم ثبت داده‌ها در بازه‌هایی به طول یک ثانیه، اطلاعات مربوط به فشارسنج‌ها و نیروسنج را برداشت کرده است. در طول ۱۲۰ دوره تغییر مکان، با افزایش تعداد دوره‌ها، مقدار فشار و نیرو در پشت دیواره افزایش می‌یابد. برای هر فشارسنج می‌توان تغییرات فشار خاک در طول دوره‌های تغییر مکان را مشخص نمود. با داشتن این تغییرات می‌توان بیشینه فشار افقی (σ'_{hmax}) را که هر فشار سنج در طول دوره‌ها ثبت نموده است تعیین نمود (شکل).



شکل ۱۰. تغییرات تنش اندازه‌گیری شده با زمان در یک آزمون

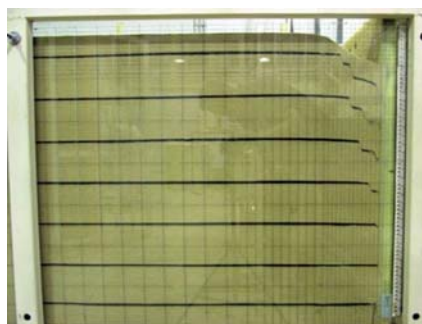
با توجه به این که بیشینه فشار افقی (σ'_{hmax}) که هر فشارسنج ثبت کرده الزاما در آخرین دوره تغییر مکان نبوده و برای فشار سنج‌های مختلف در یک دوره تغییر مکان اتفاق نمی‌افتد، می‌توان با داشتن مقدار بیشینه فشار افقی (σ'_{hmax}) هر یک از فشارسنج‌ها در یک آزمایش، پوش بیشینه فشارافقی (σ'_{hmax}) پشت دیواره را در نسبت عمق Z/H رسم کرد (شکل).

قبل از ساخت هر مدل در آزمایشگاه، ابتدا دامنه تغییر مکان دیواره جهت اطمینان از تغییر مکان دلخواه تنظیم و بررسی شده است. تمامی مدل‌های فیزیکی در حالتی ساخته شده‌اند که دیواره به صورت قائم قرار داشته (حالت سکون) و در اولین دوره بارگذاری، حرکت دیواره به سمت خاک (حالت مقاوم) به اندازه $\delta/2$ ، تغییر مکان بالای دیواره شروع شده است. با رسیدن تغییر مکان به بیشینه مقدار خود، جهت تغییر مکان دیواره تغییر کرده و به اندازه δ از خاک دور شده است (حالت محرک) (شکل). به منظور بررسی تغییر شکل‌ها و نحوه تشکیل خطوط گسیختگی برشی، در آزمایش‌ها از لایه نازکی از ماسه رنگی در مجاورت جداره شیشه‌ای در هر ۱۰ سانتیمتر استفاده شده است (شکل).



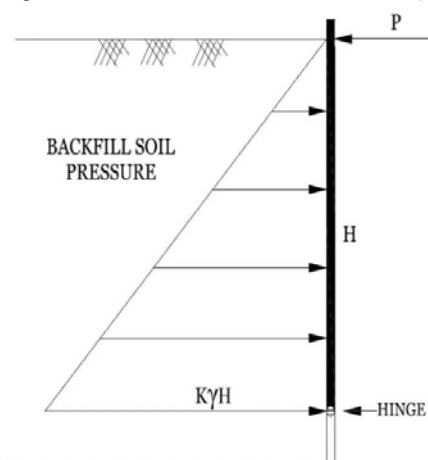
شکل ۹. نحوه تغییر مکان دیواره در طول زمان

در طول این پژوهش سه مدل فیزیکی ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. در طول هر آزمایش ۱۲۰ دوره تغییر مکان (رفت و برگشت) به بالای دیواره اعمال شده و نتایج مورد بررسی قرار گرفته است. اگر دامنه تغییر مکان بالای دیواره H ارتفاع خاک پشت دیواره تا محل مفصل باشد، در طول پژوهش با تنظیم دامنه تغییر مکان دیواره سه نسبت مختلف $\delta/H=0.2\%$ ، $\delta/H=0.6\%$ و $\delta/H=1\%$ مورد آزمایش قرار گرفته است که نتایج آن‌ها در زیر ارائه شده است.



شکل ۱۱. نشست‌ها و خطوط گسیختگی پشت دیواره

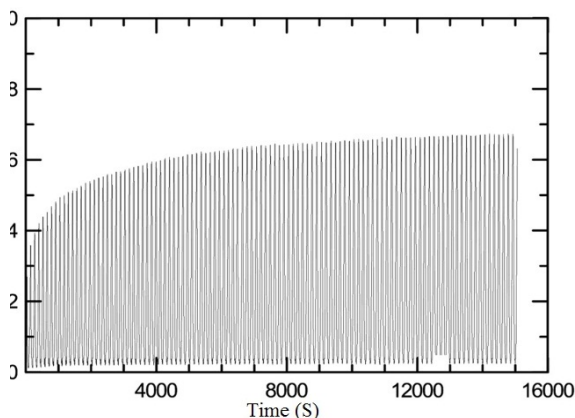
یکی دیگر از اطلاعاتی که در طول دوره‌های تغییر مکان به دست می‌آید، مقدار نیرویی است که نیروسنج متصل به بالای دیواره ثبت می‌کند. این نیرو با افزایش تعداد دوره‌های تغییر مکان افزایش می‌یابد. می‌توان با فرض توزیع فشار مثلثی (مقدار ثابت ضریب فشار جانبی خاک) در پشت دیواره و در نظر گرفتن روابط تعادل با لنگرگیری حول مفصل پایین دیواره، مقدار ضریب فشار جانبی معادل خاک را از رابطه ۴ به دست آورد (شکل).



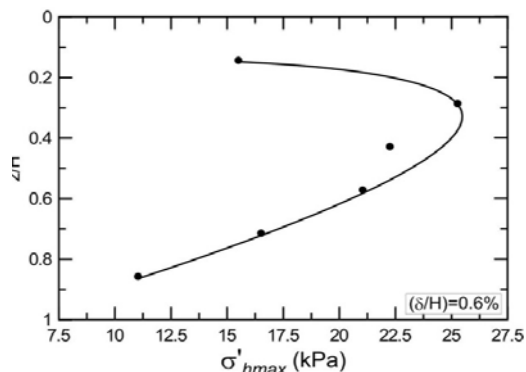
شکل ۱۴. توزیع فشار و نیرو در محاسبه ضریب فشار افقی خاک

$$K = \frac{6P}{\gamma H^2} \quad (4)$$

با توجه به این که مقدار نیروی اعمالی P در طول یک دوره بارگذاری در حالت‌های مقاوم و فعال تغییر می‌کند، مقدار ضریب فشار جانبی معادل خاک (K) نیز که از رابطه فوق به دست می‌آید، تغییر خواهد یافت. مقدار تغییرات در K را می‌توان نسبت به زمان به صورت شکل ۱۵ نمایش داد.



شکل ۱۵. تغییرات ضریب فشار جانبی خاک نسبت به زمان

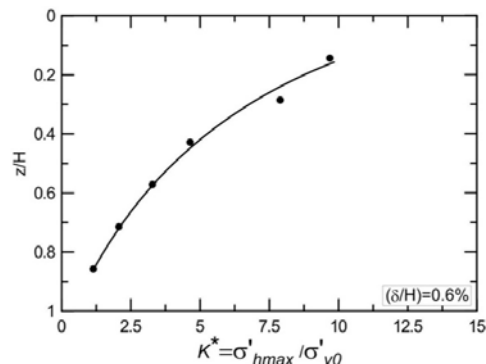


شکل ۱۲. تغییرات σ'_{hmax} در ارتفاع دیوار

در نمودار فوق Z عمق اندازه‌گیری فشار و H ارتفاع خاک پشت دیواره می‌باشد. در برخی از آیین‌نامه‌های موجود برای پل‌های یکپارچه، مقدار فشار بیشینه برای طراحی مورد توجه قرار گرفته است. بنابراین در تحلیل نتایج از این فشارهای بیشینه استفاده شده است. با داشتن فشار افقی بیشینه (σ'_{hmax}) در طول هر آزمایش و داشتن تنش عمودی اولیه (σ'_{v0}) در ارتفاع هر فشارسنج، می‌توان ضریب فشار جانبی نقطه‌ای را از رابطه (۳) به دست آورد.

$$K^* = \frac{\sigma'_{hmax}}{\sigma'_{v0}} \quad (3)$$

مقدار ضریب فشار جانبی که توسط آیین‌نامه‌های مختلف پیشنهاد شده عبارت است از نسبت بیشینه تنش افقی به تنش عمودی اولیه در ارتفاع دیوار که در طراحی‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. با رسم تغییرات این ضریب با ارتفاع به گونه نشان داده شده در شکل ملاحظه می‌شود مقدار آن در ارتفاع دیواره به شدت تغییر می‌کند.

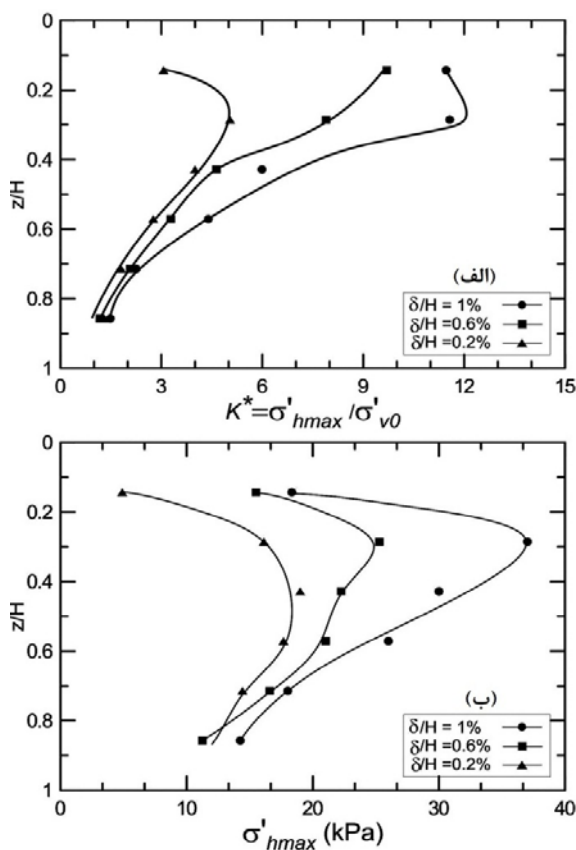


شکل ۱۳. تغییرات ضریب فشار جانبی نقطه‌ای (K^*) در ارتفاع دیوار

مکان بالای دیواره برابر تغییر طول عرشه پل بوده که خود وابسته به دامنه تغییرات دما، جنس و طول عرشه است.

با افزایش دامنه تغییر مکان، به دلیل افزایش کرنش‌های اعمالی در حالت حرکت مقاوم دیواره، فشارهای بیشینه افزایش یافته که مقدار آن‌ها در میانه دیواره بیشتر است. دلیل آن را به این گونه می‌توان تفسیر کرد که پس از اعمال چند دوره بارگذاری نشست‌های اتفاق افتاده در سطح خاک در پشت دیواره باعث کاهش تنش‌های افقی پشت دیواره می‌شود.

همچنین باید توجه شود که به دلیل عدم وجود تنش‌های محدود کننده در بالاترین نقطه دیواره (سطح خاک) و اعمال تغییر مکان دوره‌ای (حول پایین‌ترین نقطه دیواره) مکان هندسی بیشینه تنش در $z/H = 0/3$ اتفاق می‌افتد.



شکل ۱۶. تغییرات ضریب فشار جانبی نقطه‌ای (K^*) و پوش بیشینه فشار افقی (σ'_{hmax}) در ارتفاع دیوار

شکل ۱۷- الف نشان می‌دهد که با افزایش مقدار (δ/H) مقدار K_{peak} افزایش می‌یابد. این افزایش در ۴۰ دوره اول بارگذاری بسیار زیاد است و پس از آن آهنگ افزایش آن تا

با توجه به این که در طراحی کوله پل، مقدار بیشینه ضریب فشار جانبی معادل خاک مورد توجه قرار می‌گیرد، می‌توان تغییرات بیشینه مقدار ضریب فشار جانبی خاک (K_{peak}) را که عبارت است از مقادیر بیشینه نسبی ضریب فشار جانبی معادل خاک در هر دوره نسبت به تعداد دوره‌های بارگذاری به صورت شکل-الف نمایش داد.

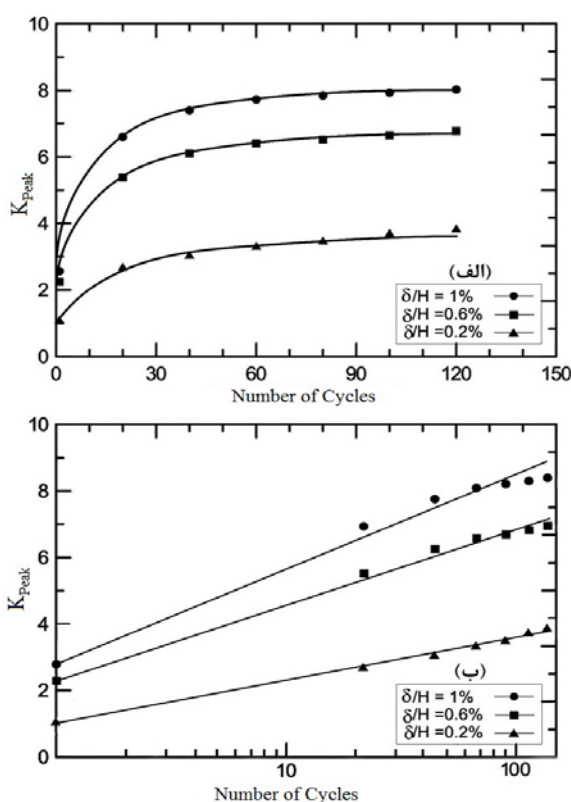
با شبکه‌بندی شیشه جانبی جعبه مدل می‌توان پروفیل نشست در پشت دیواره را پس از ۱۲۰ دوره بارگذاری تشخیص داد. با ثبت مقدار نشست‌های پشت دیواره (S_g) در فاصله دلخواه از دیواره (X)، این تغییرات را می‌توان به صورت شکل ترسیم نمود.

۲-۳- نتایج آزمایش‌ها

در شکل ۱۶ (الف و ب) پوش بیشینه تنش افقی (σ'_{hmax}) در ارتفاع دیواره و ضریب فشار جانبی نقطه‌ای خاک (K^*) در دامنه‌های مختلف حرکت دیواره با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همان طور که در این شکل‌ها قابل تشخیص است، با افزایش دامنه حرکت دیواره، تنش‌های بیشینه به شدت افزایش می‌یابند. مقدار این افزایش در میانه دیواره مشهودتر است در حالی که در پایین دیواره تغییرات بسیار کمتر است. مقادیر به دست آمده برای بیشینه تنش افقی (σ'_{hmax}) و ضریب فشار جانبی نقطه‌ای خاک (K^*) در سه آزمایش در بالای دیواره اختلاف زیادی دارند در حالی که در پایین دیواره این مقادیر به هم نزدیکند. اگر $(\delta/H) = 0/6\%$ را مبنای مقایسه در نظر بگیریم، در نسبت $(\delta/H) = 1\%$ پوش بیشینه تنش افقی (σ'_{hmax}) و ضریب فشار جانبی نقطه‌ای خاک (K^*) افزایشی بین ۹ تا ۴۶ درصد در ارتفاع‌های مختلف دیواره دارد در حالی که در نسبت $(\delta/H) = 0/3\%$ شاهد کاهش ۲۱ تا ۶۹ درصدی در این مقادیر هستیم (شکل الف و ب).

از نتایج به دست آمده می‌توان نتیجه گرفت که به کارگیری روش‌های تحلیلی متداول در محاسبه فشارهای وارد بر دیواره (فشار حالت سکون رانکین و کولمب) در طراحی کوله پل‌های یکپارچه می‌تواند منجر به خطاهای بزرگ در طراحی شود. همان‌گونه که نتایج نشان می‌دهد، علاوه بر دیگر متغیرهای تاثیرگذار در طراحی دیواره، بیشینه فشار ایجاد شده در پشت دیواره به شدت وابسته به دامنه تغییر مکان می‌باشد. دامنه تغییر

شده با تراکم نسبی ۹۰ درصد) با نتایج پژوهش انگلند و همکاران و تاتسوکا و همکاران با یکدیگر مقایسه کرد (England et al, 2009; Tatsuoka et al, 2001). در نسبت تغییر مکان‌های بالای دیواره ($\delta/H = 0/5\%$) در پژوهش انگلند و همکاران، از بالای دیواره به پایین، مقدار K^* تا ارتفاعی از دیواره ($z/H = 0/5$) تقریباً به صورت ثابت باقی‌مانده و پس از آن به صورت خطی تا پایین دیوار کاهش یافته است که این شکل تغییرات در ارتفاع دیوار مطابقت خوبی با تغییرات K^* به دست آمده از پژوهش حاضر دارد. در نسبت $\delta/H = 0/3\%$ نتایج به دست آمده در دو پژوهش با یکدیگر تقریباً برابر است (England et al, 2001). همچنین در پژوهش تاتسوکا و همکاران تغییرات خطی K_{peak} در ۱۰۰ دوره تغییر مکان دیواره در نمایش لگاریتمی آن، بسیار نزدیک به نتایج گزارش شده این پژوهش می‌باشد (Tatsuoka et al, 2009).



شکل ۱۷. تغییرات K_{peak} با تعداد سیکل

شکل تغییرات در مقدار K_{peak} را نسبت به دامنه تغییر مکان دیوار را در دوره‌های تغییر مکان مختلف نمایش می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود برای محاسبه ضرایب فشار جانبی

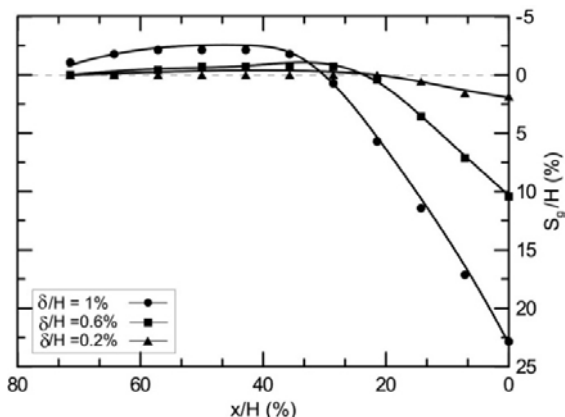
انتهای ۱۲۰ دوره کاهش می‌یابد. در پایان ۱۲۰ دوره می‌توان مشاهده نمود که همچنان روند افزایشی وجود دارد و مقدار آن به صفر نرسیده است. افزایش مقدار K_{peak} به دلیل به وجود آمدن کرنش تجمعی در حالت مقاوم در توده خاک و همچنین افزایش تراکم نسبی خاک پشت دیواره صورت می‌پذیرد. با افزایش تعداد دوره‌های تغییر مکان بعد از ۴۰ دوره، افزایش تراکم نسبی خاک و در نتیجه کرنش تجمعی کاهش چشمگیر یافته که منجر به تغییرات کم در مقدار K_{peak} شده است.

تغییرات در مقدار K_{peak} را می‌توان به صورت لگاریتمی نیز نمایش داد (شکل - ب). همانطور که در شکل ۱۹- ب قابل مشاهده هست در نمایش به صورت لگاریتمی، مقدار K_{peak} در هر آزمایش به صورت یک خط با همبستگی بالا می‌باشد. تفاوت در این خط‌ها در عرض از مبدا و شیب هر خط می‌باشد و با افزایش مقدار (δ/H) عرض از مبدا و شیب خطوط برازش یافته افزایش می‌یابد.

اگر $(\delta/H) = 0/6\%$ را مبنای مقایسه در نظر گرفته شود، در نسبت $(\delta/H) = 1\%$ مقدار K_{peak} از ۱۴ تا ۲۲ درصد افزایش داشته حال آنکه در نسبت $(\delta/H) = 0/2\%$ مقدار K_{peak} با کاهشی بین ۴۴ تا ۵۱ درصد مواجه شده است (شکل الف- ب).

نتایج فوق نشان می‌دهد که در طراحی پل‌های یکپارچه، به دلیل افزایش ضریب فشار جانبی خاک با افزایش تعداد دوره‌ها، علاوه بر در نظر گرفتن متغیرهای معمول و دامنه تغییر مکان بالای دیواره، حداکثر عمر بهره‌برداری پل نیز باید مورد توجه قرار گیرد. به دلیل به وقوع پیوستن رفتار پیش‌رونده خاک در پشت دیوار، با افزایش تعداد دوره‌های تغییر مکان، مقدار ضریب فشار جانبی خاک در پشت دیوار افزایش قابل ملاحظه‌ای داشته است. این موضوع به این دلیل است که با افزایش تعداد دوره‌های بارگذاری، بر اثر افزایش تراکم خاک در گوه گسیختگی فعال و افزایش کرنش‌های باقیمانده در حالت مقاوم در خاک پشت گوه گسیختگی، فشارهای خاک به شدت افزایش یافته است. همچنین به دست آوردن روابطی برای تخمین مقدار ضریب فشار جانبی با استفاده از روابط لگاریتمی، نتایج قابل قبولی به همراه خواهد داشت. پژوهش‌گران متعددی با مدلسازی فیزیکی بر روی رفتار خاک در پشت کوله پل‌های یکپارچه پژوهش انجام داده‌اند. نتایج به دست آمده از پژوهش حاضر را می‌توان با توجه به ابعاد مدلسازی نزدیک و نوع خاک استفاده شده (ماسه بد دانه بندی

تعریف شده می‌توان در شکل که تصویر تغییر شکل در خاک پشت دیواره در پژوهش حاضر پس از ۱۲۰ دوره تغییر مکان می‌باشد، به وضوح مشاهده کرد.



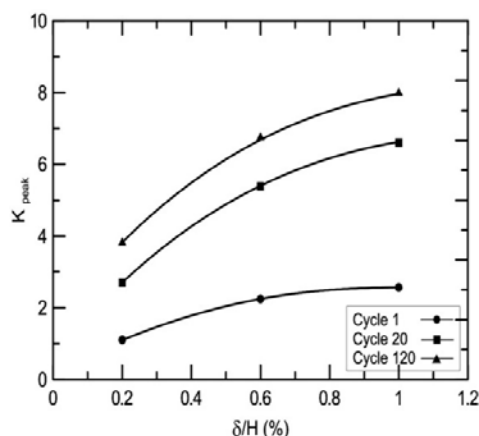
شکل ۱۹. نشست پشت دیواره پس از ۱۲۰ دوره بارگذاری

۳-۳- مقایسه نتایج با روابط پیشنهادی آیین نامه‌ها

با توجه به این که رفتار خاک غیر خطی است و نسبت فشارهای حداکثر در آن (σ_1/σ_3) در کرنش ثابت، در فشارهای محدود کننده مختلف با یکدیگر متفاوت است. بنابراین با توجه به این که نتایج به دست آمده از پژوهش حاضر حاصل از مدل‌های فیزیکی کوچک مقیاس است، اثر فشار محدود کننده بر ضرایب فشار جانبی خاک برای استفاده در مسایل بزرگ مقیاس باید مورد توجه قرار گیرد. با توجه به این که سختی خاک در فشارهای محدود کننده پایین بیشتر است، نتایج به دست آمده از پژوهش حاضر را می‌توان یک حد بالا برای ضرایب فشار جانبی در حالت بزرگ مقیاس دانست (England, 2001). بنابراین می‌توان نتایج به دست آمده در این پژوهش را به عنوان یک حد بالا با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ها برای پل‌های یکپارچه مقایسه کرد. آیین‌نامه‌های مختلفی جهت تعیین فشار خاک غیر مسلح پشت کوله پل‌های یکپارچه که تحت بارگذاری دوره‌ای یا تغییر زاویه دیوار نسبت به پایه قرار می‌گیرند، روابطی را ارائه کرده‌اند. (جدول ۲) این روابط بر اساس ضرایب فشار جانبی خاک، مقدار حرکت دیواره و ارتفاع دیوار بیان شده‌اند.

مقدار K^* برای دو نسبت $(\delta/H) = 0.6\%$ (شکل ۲۰- الف) و $(\delta/H) = 0.3\%$ (شکل ۲۰- ب) با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌های جدول ۲ مقایسه شده است. (برای آیین‌نامه BA42/96، مقدار $K_p = 5/8$ و $K_0 = 0.5$ و زاویه اصطکاک خاک با دیوار صفر و با توجه به Euro Code 7 محاسبه شده‌اند). همانگونه که در شکل

در پشت کوله پل‌های یکپارچه در هنگام طراحی، محاسبه دقیق دو پارامتر دامنه تغییر مکان بالای کوله (δ/H) و عمر بهره‌برداری پل (تعداد دوره‌های تغییر مکان) اهمیت ویژه دارد.



شکل ۱۸. تغییرات در مقدار (K_{peak}) نسبت به (δ/H) در خاک غیر مسلح

همانطور که در شکل ۱۹ قابل مشاهده است، با افزایش نسبت δ/H مقدار نسبت نشست به ارتفاع دیواره (S_p/H) به شدت افزایش می‌یابد.

تغییر شکل‌های به وجود آمده در خاک را می‌توان به دو ناحیه اصلی تقسیم کرد:

ناحیه اول قسمتی از خاک پشت دیواره است که گوه گسیختگی فعال نامیده شده و نشست‌های عمده بر اثر گسیختگی این ناحیه از توده خاک اتفاق می‌افتد. با هر بار دور شدن دیوار از خاک، این ناحیه به سمت دیوار و پایین لغزیده و نشست افزایش می‌یابد. اگر چه با افزایش تعداد دوره تغییر مکان، نرخ لغزش گوه گسیختگی در هر دوره کاهش می‌یابد. اگر چه دامنه تغییر مکان دیوار بسیار کم است و در دوره‌های اول تغییر مکان نشست چندانی در پشت دیواره اتفاق نمی‌افتد، اما به دلیل تکرار دوره‌های تغییر مکان و مکانیسم تجمعی پیشرونده، نشست‌های قابل توجهی در پشت دیواره پس از ۱۲۰ دوره تغییر مکان قابل مشاهده است. تشکیل گوه‌های گسیختگی بر اثر حرکت دیوار عامل اصلی نشست‌های پشت دیواره می‌باشد (شکل).

ناحیه دوم توده خاک در پشت گوه گسیختگی فعال است. در این ناحیه بالازدگی در خاک در نسبت تغییر مکان دیواره $(\delta/H) = 1\%$ قابل مشاهده است که به دلیل به وجود آمدن گوه گسیختگی مقاوم می‌باشد. در سایر نسبت‌های تغییر مکان حرکت دیواره در حالت مقاوم منجر به متراکم شدن خاک در این ناحیه شده و مقدار آن به اندازه‌ای نبوده است که در سطح خاک مشاهده شود. این دو ناحیه را که به صورت شماتیک در شکل

وارد بر دیواره که برای حالت استاتیکی ارائه شده (فشار حالت سکون رانکین و کولمب) اگرچه دارای دقت کافی می‌باشد، در طراحی کوله پل‌های یکپارچه می‌تواند منجر به خطاهای بزرگ در طراحی شود.

برای محاسبه ضرایب فشار جانبی در پشت کوله پل‌های یکپارچه در هنگام طراحی آن‌ها، محاسبه دقیق دو متغیر دامنه تغییر مکان بالای کوله (δ/H) و عمر بهره‌برداری پل (تعداد دوره‌های تغییر مکان) اهمیت بسیار بالایی دارد.

با توجه به نتایج به دست آمده از پژوهش حاضر نسبت تغییر مکان بالای دیواره به ارتفاع آن (δ/H)، تاثیر زیادی بر مقدار فشار و نشست در پشت دیواره دارد. بنابراین در نظر گرفتن دقیق طول عرشه، ضریب انبساط حرارتی و دامنه تغییرات حرارتی در طول زمستان و تابستان برای پل یکپارچه، در طراحی آن بسیار تاثیر گذار است.

افزایش در مقدار بیشینه فشار جانبی خاک (K_{peak}) پشت دیواره در طول ۱۲۰ دوره تغییر مکان ادامه دارد. این افزایش در ۴۰ دوره اول بارگذاری آهنگی سریع داشته و پس از آن به کندی صورت می‌پذیرد.

مقادیر K^* به دست آمده از آزمایش‌های مدلسازی فیزیکی با توجه به سختی بالاتر مدل فیزیکی کوچک مقیاس خاکی، یک حد بالایی برای ضرایب فشار جانبی واقعی محسوب می‌شوند. در قسمت پایین دیواره، به نظر می‌رسد که مقادیر پیشنهادی برای K^* توسط آیین‌نامه‌ها، بیشتر از مقدار نیست که در دوره بهره‌برداری به وقوع خواهد پیوست.

۶- مراجع

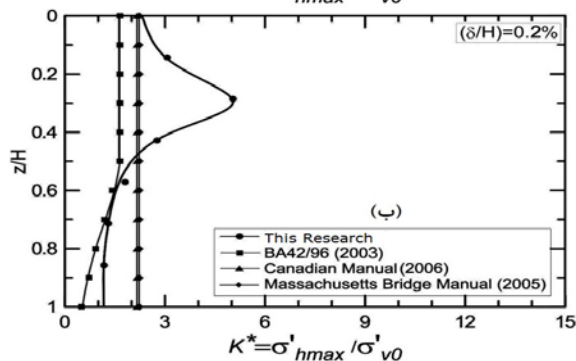
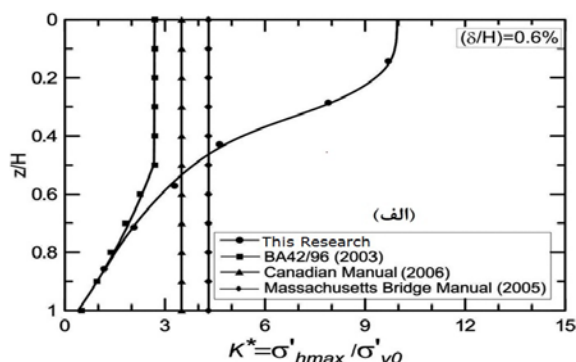
- Burke JR, M. P. (2009). Integral and semi-integral bridges, Oxford, UK, John Wiley & Sons, Ltd, Publication, ISBN: 978-1-444-31637-7.
- Hirakawa, D., Nojiri, M., Aizawa, H., Tatsuoka, F., Sumiyoshi, T. & Uchimura, T. (2007). Residual earth pressure on a retaining wall with sand backfill subjected to forced cyclic lateral displacements. Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis, 865-874.
- Lehane, B. (2011). Lateral soil stiffness adjacent to deep integral bridge abutments. *Geotechnique*, 61, 593-603, doi.org.10.1680/geot.9.P.135.
- Li, Y., Cheng, C. & Bao, W. (1997). Expansion joint in highway and bridge. China Communication Press, Beijing, China.

دیده می‌شود، مقدار K^* به دست آمده در قسمت‌های بالای دیواره، بیشتر از مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه هاست. با توجه به این که نتایج به دست آمده از پژوهش حاضر را می‌توان حد بالای ضرایب جانبی خاک در حالت بزرگ مقیاس در نظر گرفت مقایسه نتایج حاصل نتیجه‌ای به دست نخواهد داد. اما در قسمت پایین دیواره، به نظر می‌رسد که مقادیر پیشنهادی توسط آیین‌نامه‌ها بیشتر از مقدار نیست که در دوره بهره‌برداری به وقوع خواهد پیوست.

جدول ۲. روابط پیشنهادی توسط آیین‌نامه‌ها برای محاسبه ضریب

فشار جانبی خاک K^*

Manual	Proposed K^*
BA42/96 (2003)	$K^* = K_0 + \left(\frac{\delta}{0.03H}\right)^{0.6} \times K_p$
Canadian (2006)	$K^* = 33.26\left(\frac{\delta}{H}\right)^{0.44}$
Massachusetts Bridge (2005)	$K^* = 0.43 + 5.7\left(1 - e^{-\frac{190\delta}{H}}\right)$



شکل ۲۰. مقایسه K^* به دست آمده در این پژوهش و آیین‌نامه‌ها

۵- نتیجه‌گیری

به کارگیری روش‌های تحلیلی متداول در محاسبه فشارهای

- California, USA, ASCE doi.org.10.1061/40744(154)31.
- Horvath, J. S. (2005). Integral-abutment bridges: geotechnical problems and solutions using geosynthetics and ground improvement. IAJB 2005 - *The 2005 FHWA Conference on Integral Abutment and Jointless Bridges*. 16-18 March, Baltimore, Maryland, USA.
- Krier, D. (2009). Modeling of integral abutment bridges considering soil-structure interaction effects, Ph.D. Thesis, *The University of Oklahoma*,
- Marx, S. & Seidl, G. (2011). Integral Railway Bridges in Germany. *Structural Engin. International*, 21, 332-340, doi.org.10.2749/101686611X12994961034534.
- Nilsson A. and Torén K., (2001), Foundation Methods for Small Span Bridges, Thesis: MSc, *Luleå University of Technology*, Luleå, Sweden.
- Petursson, H. & Kerokoski, O. (2011). Monitoring and analysis of abutment-soil interaction of two integral bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 18, 54-64. doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000314
- Petursson, H., Collin, P., Veljkovic, M. & Andersson, J. (2011). Monitoring of a Swedish integral abutment bridge. *Structural Engineering International*, 21, 175-180. doi: 10.2749/101686611 X12994961034291
- Rodriguez, J., Martinez, F. & Marti, J. 2011. Integral bridge for high-speed railway. *Structural Engineering International*, 21, 297-303. doi:10.2749/ 101686611X13049248219881
- Sandford, T. C. & Elgaaly, M. (1993). Skew effects on backfill pressures at frame bridge abutments. *Transportation Research Record*, 1415, *Transportation Research Board*, Washington, D.C., 1-10.
- Springman, S. M. & Norrish, A. R. 1998. Centrifuge modeling of spread-base integral bridge abutments. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124, 376-388.
- Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Nojiri, M., Aizawa, H., Nishikiori, H., Soma, R., Tateyama, M. & Watanabe, K. (2009). A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 16, 301-326.
- Timoshenko, S. & GERE, J. (1972). *Mechanics of Materials*. van Nordstrand Reinhold Company. New York., U.S.A. ISBN-13: 978-1-111-13602-4
- Wallbank, E. (1989). *The performance of concrete in bridges. A survey of 200 highway bridges*, London: Department of Transport, HMSO.
- Wolde-Tinsae, A. M. & Klinger, J. E. (1987). *Integral abutment bridge design and construction*. Baltimore, Maryland, USA, Maryland State Highway Administration.
- Zadehmohamad, M. & Bolouri Bazaz, J. (2017). Cyclic behaviour of geocell-reinforced backfill behind integral bridge abutment. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-13. doi.org. 10.1080/19386362.2017.1364882
- Aktan, H., Attanayake, U. & Ulku, E. (2008). Combining Link Slab, Deck Sliding over Backwall, and Revising Bearings. *Kalamazoo*, MI, Western Michigan University
- Bahadori, H., Ahmadi, A. & Ghalandarzadeh, A. (2007). Effect of silt content on the anisotropic behavior of sand in cyclic loading. *4th International Confrence On Earthquake Engineering*, Greece.
- Broms, B. B. & Ingleson, I. (1972). Lateral earth pressure on a bridge abutment. *Proceedings of the Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Geology, Madrid*, Vol. 1, 117-123.
- Card, G. & Carder, D. (1993). A literature review of the geotechnical aspects of the design of integral bridge abutments. TRL Project Report 52, Transport Research Laboratory, *Crowthorne*, Berks.
- Civjan, S. A., Kalayci, E., Quinn, B. H., Breña, S. F. & Allen, C. A. (2013). Observed integral abutment bridge substructure response. *Engin. Structures*, 56, 1177-1191. doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.06.029.
- Dreier, D., Burdet, O. & Muttoni, A. (2011). Transition slabs of integral abutment bridges. *Structural Engineering International*, 21, 144-150. doi.org.10.2749/101686611X12994961034174
- Emerson, M. (1976). Bridge temperatures estimated from the shade temperature. TRRL Report LR696, Transport Research Laboratory, *Crowthorne*, Berks.
- England, G. & Dunstan, T. Shakedown, (1994). Solutions for soil containing structures as influenced by cyclic temperatures-integral bridge and biological filter. *Proceedings of the Third International Conference on Structural Engineering*.
- England, G. & Tsang, N. (2001). Towards the design of soil loading for integral bridges. Department of Civil and Environmental Engineering, *Imperial College*, London.
- England, G. L., Bush, D. I. & Tsang, N. C. (2000). *Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem*, *Thomas Telford*.
- Horvath, J. S. (2000). Integral-abutment bridges: problems and innovative solutions using EPS geofoam and other geosynthetics. Res. Rpt. No. CE/GE-00-2, *Manhattan Coll.*, Civ. Engr. Dept., Bronx, NY.
- Horvath, J. S. (2004). Integral-abutment bridges: a complex soil-structure interaction challenge. *Geotechnical Engineering for Transportation Projects. Proceedings of Geo-Trans*, Los Angeles,

Evaluation of Cyclic Displacement Amplitude of Integral Bridge Abutment on Backfill Soil Pressure and Settlements

Mehdi Zadehmohamad, Ph.D., Grad., Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

Jafar Bolouri Bazaz, Associate Professor, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

E-mail:bolouri@ferdowsi.um.ac.ir

Received: September 2003 Accepted: January 2024

ABSTRACT

Expansion joints and sliding bearings in conventional bridges eliminate the forces in deck cause by temperature fluctuation. There are always problems with these bridges during operation. Usually expansion joints and sliding bearings damage due to various reasons and lead to high maintenance costs. Also the seismic stability of abutments in conventional bridges is low during earthquakes and usually lead to large bumps behind abutments. Because of these problems, the concept of integral bridges has developed. The deck in an integral bridge is integrated with abutments, and expansion joints and sliding bearings eliminated. With elimination of expansion joints and sliding bearings, the associated problems with them will eliminate. But there are also problems with integral abutment bridges. In integral bridges, the expansion and contraction of deck causes many geotechnical problems in backfill soil behind abutments. In summer, when the temperature is high, the expansion of deck moves abutments toward the backfill soil. This relative displacement between abutments and backfill soil results in increasing pressure behind abutments in backfill soil. In winter when the temperature is low, the contraction of deck pulls away the abutments from backfill soil. This relative displacement results in soil settlements behind abutments and causes large bumps in surface. The cyclic moving during expansion and contraction, also leads to growing lateral earth pressure in backfill soil. The amplitude of wall displacement has a great effect on lateral soil coefficient and soil settlements. Three different magnitudes of normalized wall displacements $\frac{\delta}{H} = 0.2\%, 0.6\%, 1\%$ selected during this research and evaluated. The results showed that by increasing in normalized wall displacements ($\frac{\delta}{H}$) the settlement and peak lateral soil coefficient (K_{peak}) of soil behind the wall meaningfully amplified. Also the results of tests in comparison with some existing manuals for integral bridges showed that the lateral soil coefficient in upper parts of the wall is underestimated by manuals.

Keywords: Integral Bridge, Physical Modeling, Cyclic Displacement, Displacement Amplitude