

# ارزیابی اثرات وابسته به زمان در پل‌های یکپارچه با عرشه‌ی مرکب بتن فولادی

مجید بوقیان\* (دانشیار)

مرتضی ابراهیمی بهنام (دانشجوی کارشناسی ارشد)  
دانشکده‌ی هندی عمران، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف (زمستان ۱۳۹۲)  
دردی ۲ - ۲۹، شمارهی ۳، ص. ۸۵-۷۷

در این نوشتار، برای محاسبه‌ی اثرات وابسته به زمان در پل‌های یکپارچه، از ضرایب ۲ آیین‌نامه‌ی AASHTO و ACI استفاده شد. نتایج روسازه‌ی پل موردی نشان می‌دهد که گذشت زمان باعث افزایش لنگر خمشی منفی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز کاهش لنگر خمشی مثبت در محل وسط دهانه شده است. نسبت کاهش لنگر وسط دهانه و نیز افزایش آن در محل اتصال عرشه - کوله در پل با تکیه‌گاه گیرداری انتهایی برابر ۱/۲۸ و مفصلی برابر ۱/۳۱ در آیین‌نامه‌ی AASHTO نسبت به آیین‌نامه‌ی ACI است. می‌توان گفت که در هنگام محاسبه‌ی مقادیر لنگرهای خمشی وابسته به زمان عرشه، استفاده از ضرایب آیین‌نامه‌ی AASHTO نسبت به آیین‌نامه‌ی ACI باعث تغییرات ۳۰ درصدی در نتایج خواهد شد. مقایسه‌ی نتایج مربوط به خیز وسط دهانه برای پل با شرایط تکیه‌گاهی انتهایی متفاوت (گیرداری و مفصلی) نشان می‌دهد که با گذشت زمان مقادیر خیز وسط دهانه‌ها ۲ برابر شده‌اند.

واژگان کلیدی: پل یکپارچه، اثرات وابسته به زمان، زیرسازه و روسازه، تحلیل بارافزون استاتیکی.

barghian@tabrizu.ac.ir  
moretza\_brahimibehnam@yahoo.com

## ۱. مقدمه

تک ردیفی از شمع‌هاست، خاکریز پشت کوله، پایه‌ها و دیوارهای بالی (جناحی).<sup>[۱]</sup> نمونه‌ی از پل یکپارچه در شکل ۱ نشان داده شده است. پیوستگی بین کوله و روسازه منجر به تنش‌های ثانویه می‌شود. اثرات وابسته به زمان نظیر خزش و افت، تغییرات دما، فشار خاک اعمالی به کوله از طرف خاکریز پشتی آن و اندرکنش خاک - پل مهم‌ترین عواملی هستند که در طراحی باید مد نظر قرار گیرند.

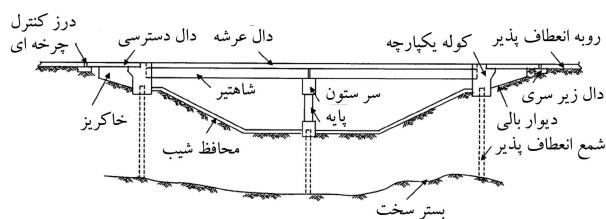
خاکریز پشتی آن و اندرکنش خاک - پل مهم‌ترین متغیرهایی هستند که در طراحی باید مد نظر قرار گیرند. وجود این پارامترها و ابهامات موجود در آنها باعث شده است که جزئیات طراحی بسیار محدودی در آیین‌نامه‌ها از جمله آیین‌نامه‌ی AASHTO<sup>[۲]</sup> وجود داشته باشد. به همین دلیل ایالات مختلف در کشور آمریکا از جزئیات و روش‌های متفاوتی برای طراحی استفاده می‌کنند و طراحی و ساخت این پل‌ها بر پایه‌ی تجربیات گذشته استوار است.<sup>[۳]</sup>

مشاهدات و اندازه‌گیری‌های به‌دست‌آمده از این پل‌ها حاکی از عملکرد مناسب آنها در زمان سرویس‌دهی است، ولی این نکته نیز نباید فراموش شود که سطح تنش در قسمت زیرسازه در بسیاری از آنها نزدیک تنش‌های تسلیم است.<sup>[۴]</sup> بنابراین لازم است مطالعات گسترده‌تری در این زمینه انجام و رهنمودهای طراحی مناسب‌تری برای آنها ارائه شود. همچنین پل‌های یکپارچه در معرض بارهای مرده و زنده (بارهای اولیه) و نیز بارهای ثانویه مربوط به خزش، افت، گراپان حرارتی، و نشست‌های ناموزون قرار دارند که در یک طراحی مناسب باید اثرات ناشی از آنها مد نظر قرار گیرد. علی‌رغم این حقیقت که پل‌های با کوله‌ی یکپارچه، عملکرد مناسبی را در برابر بارهای

وجود درزهای انبساط روی عرشه در پل‌های متعارف سبب بروز مشکلاتی از قبیل ضربه‌ی وسائط نقلیه سنگین به آنها، نفوذ آب و نمک‌های موجود در ضد یخ به اعضای سازه‌ی، هزینه‌ی ساخت و نگهداری آنها، و غیره می‌شود. از این رو بسیاری از طراحان پل، انگیزه‌ی فراوانی برای حذف این درزها و ساخت پل‌ها به‌صورت یکپارچه دارند. حذف درزهای انبساط روی عرشه مزایای دیگری نیز دارد که می‌توان به مواردی از قبیل صرفه‌جویی در هزینه‌ی ساخت و نگهداری پل در زمان سرویس‌دهی، نداشتن مشکلات مربوط به آسیب درزها و بالشتک‌ها، رانندگی راحت و بی‌تکان در روی پل، مقاومت لرزه‌ی بهتر به دلیل انتقال مستقیم نیروهای اینرسی طولی ناشی از زلزله از روسازه به خاکریز پشت کوله و غیره اشاره کرد. تعداد زیادی از این نوع پل‌ها تا به امروز ساخته شده و عملکرد مناسبی از خود نشان داده‌اند. با زیاد شدن تجربه‌ی ساخت و طراحی این پل‌ها، طول کلی آنها نیز افزوده شده و تقاضای بیشتری برای بررسی رفتار و روش‌های طراحی آنها خواهد شد. عرشه‌ی پیوسته و بدون درز انبساط که به‌صورت یکپارچه به کوله متصل شده است، یکی از عمده‌ترین نوع ساخت پل‌های با کوله‌ی یکپارچه است. دیافراگم انتهایی یا کوله به‌صورت یکپارچه با روسازه قالب‌بندی و سپس بتن‌ریزی می‌شود. خود کوله نیز ممکن است مستقیماً و بدون استفاده از سرشمع روی شمع‌ها قرار گیرد. اعضای تشکیل‌دهنده‌ی پل‌های یکپارچه عبارت‌اند از: عرشه، کوله، پی زیر کوله که شامل

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۷/۱۷، اصلاحیه ۱۳۹۱/۳/۱۰، پذیرش ۱۳۹۱/۴/۲۴.



شکل ۱. نمونه‌یی از پل یکپارچه و اعضای تشکیل دهنده‌ی آن (برگرفته از مرجع [۱۸]) با اندکی تغییرات.

ثانویه از خود نشان می‌دهند؛ هنوز مدل قابل قبولی برای بررسی این موضوع ایجاد نشده است و متون چاپ‌شده‌ی محدودی در این زمینه وجود دارد. تجزیه و تحلیل رفتار وابسته به زمان روسازه به ما کمک خواهد کرد تا میزان نیروهای منتقل‌شده از روسازه به سیستم زیرسازه در پل‌های یکپارچه به درستی تعیین و عملکرد آنها تحت اثر این بارها مشخص شود.

## ۲. مروری بر ادبیات فنی

در سال ۲۰۰۷ پاسخ دینامیکی زلزله‌ی پل - خاکریز (در طی تهییج‌های متوسط و شدید زمین) با استفاده از مدل اجزای محدود بررسی شده است.<sup>[۱۵]</sup> برخی از پژوهشگران نیز تبدیل پل‌های معمولی به پل یکپارچه،<sup>[۱۶]</sup> و تغییر شکل‌های اعوجاجی و بیشینه‌ی مقدار لنگر در شمع‌ها در روی یک پل موردی را بررسی کرده‌اند.<sup>[۱۷]</sup> در پژوهش دیگری هم رفتار سازه‌ی پایه‌های پل یکپارچه که تحت اثر نیروهای حاصل از دما، جمع‌شدگی و خزش قرار گرفته و تغییر مکان‌های بزرگی را متحمل شده بودند، و با در نظر گرفتن اندرکنش بین پی و خاک اطراف آن و پایه‌ها بررسی شد.<sup>[۱۸]</sup>

همچنین در مطالعه‌ی پارامتری، پل‌های بتنی یکپارچه با در نظر گرفتن متغیرهای طراحی مختلف شامل: نوع شمع، اندازه، راستا، عمق گیرداری، نوع خاک احاطه‌کننده‌ی اطراف شمع، گیرداری اتصال بین سرشمع و دیافراگم کوله، طول دهانه‌ی پل و نحوه‌ی قراردادن دیوارهای بالی بررسی شد؛ و نتایج تحلیل‌های عددی این پژوهش نشان داد که طول پل و نوع خاک احاطه‌کننده‌ی اطراف شمع پل اثر قابل‌توجهی در رفتار پل‌های یکپارچه دارد.<sup>[۱۹]</sup> در پژوهشی دیگر نیز محققان خاکریز پشتی کوله‌ی پل یکپارچه را برای پاسخ لرزه‌یی مدل‌سازی و بخشی از خاکریز را که در پاسخ مشارکت می‌کرد، ارزیابی کردند.<sup>[۱۹]</sup> پژوهشگرانی هم به صورت تحلیلی، روش پیش‌بینی پاسخ درازمدت نوع پل موردی بتنی را با استفاده از ANSYS ارائه کردند. ارزیابی پاسخ‌های اندازه‌گیری‌شده‌ی آنها نشان داد که پیشرفت جابجایی سالانه‌ی پل یکپارچه نسبت به پاسخ حالت استاتیکی قابل‌توجه است، و همچنین جابجایی‌های پیش‌بینی‌شده‌ی کوله، نیروها و لنگرهای طراحی در دوره‌ی ۱۰۰ ساله بررسی شد.<sup>[۱۱]</sup> معادلات پخش بار زنده برای زیرسازه‌ی پل یکپارچه نیز در پژوهشی دیگر ارائه شد.<sup>[۱۲]</sup> پژوهشگرانی نیز اندرکنش کوله - خاک پشتی (از نوع دانه‌ی شل) پل یکپارچه‌ی قابی شکل را بررسی کردند.<sup>[۱۳]</sup> در پژوهشی دیگر هم به بررسی محلی یک پل یکپارچه با شمع مقطع H به طول کمتر از ۴ متر پرداخته شد.<sup>[۱۴]</sup> در مقاله‌ی دیگری نیز اثر اندرکنش خاک - پل روی مقدار نیروهای داخلی پل یکپارچه تحت بارهای زنده مطالعه شد.<sup>[۱۵]</sup> پژوهشگرانی نیز پل یکپارچه تحت بار حرارتی را مطالعه کردند. متغیرهای در نظر گرفته‌شده در تحقیقات آنها عبارت بودند از: ضریب انبساط حرارتی، طول پل، ارتفاع خاکریز، سختی خاکریز و سختی خاک اطراف شمع.<sup>[۱۶]</sup> در مقاله‌ی دیگری نیز تحلیل عددی رفتار درازمدت پل یکپارچه انجام شد.<sup>[۱۷]</sup> همچنین در یک پژوهش

وقتی رفتار اتصال شمع - کوله در پل‌های یکپارچه مورد مطالعه قرار گرفت، به جای شمع‌های H شکل که معمولاً قرار داده می‌شوند، نوع شمع جدیدی برای بهبود در مقاومت برشی پیشنهاد شد. در واقع شمع‌های H شکل با اضافه‌کردن گل‌میخ و با میله‌هایی در یک یا در دو جهت پیشنهاد شد.<sup>[۱۸]</sup> پل‌های یکپارچه‌ی مورب نیز در پژوهشی دیگر بررسی شد.<sup>[۱۹]</sup> همچنین پژوهشگرانی روش بارافزون حرارتی را در مورد یک پل موردی اعمال و اثر سختی کوله را بررسی کردند.<sup>[۲۰]</sup>

## ۳. نکات مهم در طراحی پل‌های یکپارچه با عرشه‌ی مرکب

این پل‌ها باید در برابر بارهای قائم و جانبی طراحی شوند. همچنین در هنگام طراحی باید مراحل ساخت تدریجی آنها مد نظر قرار گیرد و پل‌ها قادر به تحمل بارها در مراحل مختلف ساخت باشند. طبق توصیه‌ی ارائه‌شده در پژوهشی،<sup>[۱]</sup> این مراحل در پل‌های با عرشه‌ی مرکب بتن فولادی شامل ۳ مرحله است: ۱. بتن هنوز سخت نشده است و عملکرد مرکب وجود ندارد؛ ۲. عملکرد مرکب کاملاً وجود دارد، ولی برای در نظر گرفتن اثرات وابسته به زمان، مدول کشسانی بتن ۰٫۳۳ حالت نهایی است؛ ۳. بتن کاملاً سخت شده و عملکرد مرکب کاملاً ایجاد شده است. علاوه بر این، بیشینه‌ی طول پل‌های یکپارچه باید طبق مشخصات زیرسازه، روسازه و میزان تغییرات دمایی نسبت به دمای مرجع محدود شود. تغییرات فصلی دما منجر به انبساط و انقباض روسازه شده است و این امر سبب تغییر در مقدار فشار اعمالی خاکریز به کوله می‌شود. در حالت افزایش دما، کوله به طرف خاکریز فشار داده شده است و این امر سبب ایجاد فشار مقاوم خاک<sup>۱</sup> در پشت کوله خواهد شد. میزان این فشار، تابعی از جابجایی کوله به طرف خاکریز است و باید از مدل نیرو - جابجایی برای تعیین آن استفاده شود. همچنین در حالت کاهش دما، کوله از خاکریز دور می‌شود و در این حالت نیز فشار محرک<sup>۲</sup> در پشت آن ایجاد خواهد شد. علاوه بر این، ساخت این پل‌ها به صورت مورب سبب توزیع غیریکنواخت بارها و در نتیجه نیروهای داخلی اضافی می‌شود. از این رو توصیه شده است که این اثرات در پل‌های مورب با زاویه‌ی بیشتر از ۲۵ درجه بررسی شود.<sup>[۲۱]</sup>

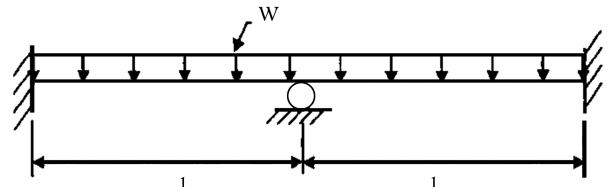
پایه‌های مورد استفاده در پل‌های یکپارچه دارای ضوابط طراحی یکسان با پایه‌های پل‌های متعارف هستند. تمایز اولیه بین پایه‌های مورد استفاده در پل‌های متعارف و یکپارچه عبارت از توانایی آنها برای سازگاری با جابجایی‌های بزرگ روسازه و تقسیم نیروهای طولی و جانبی بین قسمت‌های مختلف زیرسازه است.<sup>[۲۲]</sup>

## ۴. مدل سازه‌یی به‌کاررفته برای در نظر گرفتن رفتار

### وابسته به زمان عرشه

روسازه مرکب، شامل مصالح فولادی و بتنی است که رفتار و مشخصات آنها متفاوت از هم است. در تحلیل پل‌های یکپارچه با عرشه‌ی مرکب تحت بارهای سرویس‌دهی ثابت ضروری است که مشخصات مواد سازنده‌ی آن یعنی فولاد و بتن مورد بررسی قرار گیرد. ارزیابی اصولی و صحیح از نیروهای داخلی، تنش و کرنش ایجادشده در مصالح عرشه، ترک در بتن و خیز عرشه از جمله معیارهایی هستند که برای کنترل کفایت مقطع به‌کار می‌روند.

در طول مدت سرویس‌دهی پل، مشخصات مکانیکی فولاد ثابت است ولی این مشخصات در بتن با گذشت زمان دستخوش تغییر می‌شود. وجود پدیده‌هایی از



شکل ۲. مدل سازی روسازه.

قبیل افت و خزش در بتن باعث افزایش کرنش و در نتیجه ترک در بتن خواهد شد. وجود این ترک‌ها در بتن سختی اعضای سازه‌ای را کاهش می‌دهد و منجر به افزایش خیز و باز توزیع تنش خواهد شد. پل‌های یکپارچه در محل اتصال کوله و روسازه، درز انبساط ندارند و از این رو شاه‌تیرهای پل به صورت صلب به کوله‌ها متصل می‌شوند. زیرسازه‌ی پل معمولاً شامل کوله با ارتفاع کوتاه است که روی تک ردیفی از شمع‌ها واقع شده است. با وجود اتصال صلب روسازه کوله، بسیاری از ادارات راه ایالت‌های مختلف آمریکا به دلیل سادگی در تحلیل، آنها را مانند پل‌های با تکیه‌گاه مفصلی مدل می‌کنند.<sup>[۱]</sup> با این وجود، به دلیل شکل فیزیکی و اثرات مهاری ایجاد شده در اثر خاکریز پشت کوله، بهتر است این اتصال گیردار در نظر گرفته شود. در این نوشتار نیز برای تخمین رفتار وابسته به زمان عرشه در مدل تحلیلی، انتهای عرشه (محل اتصال عرشه کوله) به صورت گیردار در نظر گرفته شده است (شکل ۲).

آیین‌نامه‌های AASHTO و مؤسسه‌ی بتن آمریکا، ACI،<sup>[۲۳]</sup> معادلات متفاوتی برای محاسبه‌ی خزش و افت ارائه کرده‌اند، که طبق توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی AASHTO هر دوی این معادلات می‌توانند برای ارزیابی اثرات خزش و افت به کار روند. در این مطالعه، خزش و افت در بتن با به کار بردن ضرایب ارائه‌شده‌ی هر دو آیین‌نامه‌ی AASHTO و ACI ارزیابی می‌شوند. همچنین برای تخمین گرادیان حرارتی مثبت و منفی در مقطع که در تحلیل به کار می‌رود، مطابق توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی AASHTO از گرادیان حرارتی چندخطی استفاده شده است. گذشت زمان باعث تغییر در مشخصات بتن می‌شود و برای دخیل کردن آن در محاسبات از روش مدول مؤثر وابسته به زمان استفاده شده است. رابطه‌ی تنش - کرنش در قسمت کششی و فشاری بتن، قبل از ایجاد ترک به صورت کشسان خطی و توزیع کرنش در مقطع در هر زمان به صورت خطی فرض می‌شود.

## ۵. کرنش ناشی از خزش و روش مدول مؤثر وابسته به

### زمان (Age-Adjusted Effective Modulus)

تحت تنش‌های ثابت، کرنش به دلیل پدیده‌ی خزش افزایش می‌یابد. تکنیک پدیده‌ی خزش به چندین مؤلفه که در بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی برای تخمین این پدیده به کار می‌رود، از نقطه نظر مکانیسم سازه‌ی مصالح متفاوت است. دلیل این امر آن است که معادلات خزش موجود در آیین‌نامه‌ها فقط برای بتن به کار گرفته شده‌اند. دو مؤلفه‌ی خزش یعنی خزش اساسی<sup>۳</sup> و خزش خشک<sup>۴</sup> به طور عادی از هم متمایز می‌شوند. بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی از عبارت بدون بعد ضریب خزش  $\phi(t, t_0)$  استفاده و بدین ترتیب پدیده‌ی خزش را توصیف می‌کنند (خزش اساسی و خشک). ضریب خزش عبارت است از نسبت کرنش بتن تحت بار ثابت در زمان بین  $t_0$  تا  $t$  به کرنش کشسان اولیه. بنابراین کل کرنش به صورت رابطه‌ی ۱ بیان می‌شود:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} [1 + \phi(t, t_0)] \quad (1)$$

که در آن،  $\varepsilon_c(t)$  کل کرنش در زمان  $t$ ،  $\sigma_c(t_0)$  تنش اولیه در زمان  $t_0$ ،  $E_c(t_0)$  مدول کشسانی در زمان  $t_0$  و  $\phi(t, t_0)$  ضریب خزش در زمان  $t$  متناظر با سن بتن از زمان بارگذاری  $t_0$  است. فرمول‌های متفاوتی برای معادله‌ی مربوط به ضریب خزش در آیین‌نامه‌های طراحی ACI و AASHTO وجود دارد. به نظر بسیاری از پژوهشگران این مدل برای تخمین پدیده‌ی خزش در بتن با وزن مخصوص طبیعی مناسب است.<sup>[۲۴]</sup> روش‌های تحلیل متعددی برای تعیین اثرات وابسته به زمان وجود دارد، از جمله: روش مدول مؤثر، روش نسبت خزش، روش نسبت جریان، روش اصلاح‌شده‌ی Dischinger و روش مدول مؤثر وابسته به زمان (AAEM). مزایا و معایب این روش‌ها به طور گسترده بحث شده است.<sup>[۲۵]</sup> در میان این روش‌ها، روش AAEM به طور گسترده‌ی مقبولیت یافته است. زیرا این روش به سادگی قادر به حل اثرات وابسته به زمان است و توافق مناسبی با روش حل گام به گام دارد. روش AAEM اجازه می‌دهد که مدول کشسانی بتن در اثر خزش با گذشت زمان تغییر کند. معادله‌ی اصلی AAEM ارائه‌شده به صورت رابطه‌ی ۲ است:<sup>[۲۶]</sup>

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} [1 + \phi(t, t_0)] + \frac{(\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0))}{E_c(t_0)} [1 + \chi \cdot \phi(t, t_0)] + \varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0}) \quad (2)$$

که در آن،  $\sigma_c(t)$  کل تنش اعمالی در زمان  $t$ ،  $\chi$  ضریب مربوط به اثرات سن در زمان  $t$  متناظر با سن بتن در زمان بارگذاری  $t_0$  و  $\varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0})$  کل کرنش ناشی از افت بتن در زمان  $t$  است. با توجه به معادله‌ی  $E_c(t) = \frac{E_c(t_0)}{[1 + \chi \cdot \phi(t, t_0)]}$  که مدول کشسانی بتن را بعد از زمان  $t$  نشان می‌دهد و جای‌گذاری آن در معادله‌ی ۲ خواهیم داشت:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} [1 + \phi(t, t_0)] + \frac{(\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0))}{E_c(t)} + \varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0}) \quad (3)$$

در این مطالعه، معادله‌ی اصلی روش AAEM برای تعیین کرنش وابسته به زمان در هر تار مقطع به کار گرفته شده است.

## ۶. تحلیل عرشه‌ی پل‌های یکپارچه‌ی چنددهانه در

### زمان‌های $t_0$ و $t$

برای هر لنگر و نیروی محوری اعمالی  $M$  و  $N$ ، توزیع کرنش و انحناء آبی به صورت رابطه‌ی ۴ است:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0(t_0) \\ \psi_0(t_0) \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_c(t_0) \cdot (AI - B^2)} \begin{bmatrix} I & -B \\ -B & A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \quad (4)$$

که در آن،  $E_c(t_0)$  مدول کشسانی بتن،  $A$ ،  $B$  و  $I$  به ترتیب سطح مقطع، ممان استاتیک، و ممان اینرسی مقطع معادل حول محور مرجع  $O$  است.  $\varepsilon_0(t_0)$  کرنش در محل تارهای گذرنده از محور مرجع  $O$  و  $\psi_0(t_0)$  انحناء کرنشی هستند. بر پایه‌ی کرنش و انحنای اولیه در زمان  $t_0$ ، افزایش نیروهای ایجاد شده در مقطع ناشی از خزش با معادله‌ی ۵ بیان می‌شود:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{creep} = -E_c(t) \cdot \phi(t, t_0) \cdot \begin{bmatrix} A_c & B_c \\ B_c & I_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(t_0) \\ \psi_0(t_0) \end{Bmatrix} \quad (5)$$

اندیس  $c$  در این معادله، خواص مقطع بتنی را نشان می‌دهد. مشابه خزش، افزایش در نیروهای داخلی تحت اثر افت نیز به صورت رابطه‌ی ۶ است:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{shrinkage} = -E_c(t) \cdot \varepsilon_{sh}(t, t_{sh,0}) \cdot \begin{Bmatrix} A_c \\ B_c \end{Bmatrix} \quad (6)$$

و در نتیجه افزایش کلی در نیروهای داخلی با جمع‌کردن اثرات خزش و افت به دست می‌آید:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{Total} = \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{creep} + \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{shrinkage} \quad (7)$$

با جای‌گذاری  $E_c(t)$  و خواص مقطع معادل، افزایش در کرنش و انحناء ناشی از اثرات وابسته به زمان به دست می‌آید (رابطه‌ی ۸):

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_0 \\ \Delta \psi_0 \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_c(t) \cdot (\bar{A}\bar{I} - \bar{B}^2)} \begin{bmatrix} \bar{I} & -\bar{B} \\ -\bar{B} & \bar{A} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\Delta N \\ -\Delta M \end{Bmatrix} \quad (8)$$

که در آن  $\bar{A}$ ،  $\bar{I}$  و  $\bar{B}$  به ترتیب مساحت، ممان اینرسی و ممان استاتیک مقطع معادل با در نظر گرفتن مدول مؤثر وابسته به زمان بتن است. تحت اثر بارهای اعمالی بر روی عرشه‌ی مرکب، مقادیر لنگر خمشی افزایش خواهد یافت. مقادیر این لنگر باید از لنگر مقاوم مقطع کمتر باشد، و گرنه تحت اثر آنها مقطع دچار ترک خوردگی و یا گسیختگی خواهد شد. در پل‌های یکپارچه به دلیل پیوستگی عرشه و یکپارچه‌بودن آن در محل اتصال با کوله، لنگرهای خمشی منفی در محل تکیه‌گاه‌های میانی و انتهایی ایجاد خواهد شد. در صورتی‌که مقادیر این لنگرها از مقدار لنگر خمشی ترک‌خوردگی ( $M_{cr}$ )، یعنی لنگری که سبب می‌شود دورترین تار بتنی از محل محور خشی به مقاومت کششی برسد، بیشتر شود؛ بتن دچار ترک خوردگی خواهد شد و در تحمل این لنگرها نقشی نخواهد داشت. در این فواصل لنگر مقاوم مقطع با توجه به مشخصات شاه‌تیر فولادی و آرماتورهای موجود در دال بتنی محاسبه خواهد شد. برای تأثیر این موضوع در تحلیل سازه از این روش تکراری استفاده می‌شود: در ابتدا فرض می‌شود که عملکرد مرکب بتن با فولاد در سرتاسر تیر وجود داشته باشد و با این فرض تیر سرتاسری تحلیل و دیاگرام لنگر خمشی آن حاصل می‌شود و سپس مطابق شکل ۳ این دیاگرام با لنگر ترک‌خوردگی مقطع قطع داده می‌شود تا مقادیر  $a_i$  به دست آید. در فواصل  $a_i$  مشخصات سختی اصلاح و دوباره تیر تحلیل و دیاگرام لنگر خمشی جدید حاصل می‌شود. این روند آنقدر تکرار می‌شود که مقادیر  $a_i$  به دست آمده از مرحله‌ی جدید با مقادیر  $a_i$  مرحله‌ی قبلی اختلافی در حد قابل قبول داشته باشد. با طی گام‌های مذکور، عرشه برای زمان  $t$  تحلیل می‌شود و مقادیر نیروهای داخلی و خیز در طول پل به دست می‌آید.

نیروهای داخلی داخلی عرشه در زمان  $t$  ناشی از اثرات بارهای ثابت، گزاردان حرارتی، اثرات وابسته به زمان است. همچنین گذشت زمان نیز سبب تغییر در مشخصات مکانیکی بتن و کاهش مدول کشسانی آن خواهد شد. برای به دست آوردن مقادیر نیروهای داخلی در زمان  $t$ ، از این روند تکراری استفاده می‌شود: ابتدا با توجه به مدول کشسانی در زمان  $t$  و فواصل ترک‌خوردگی به دست آمده از زمان  $t$ ، مقادیر نیروهای داخلی تحت بارهای ثابت حاصل می‌شود. سپس برای در نظر گرفتن اثرات وابسته به زمان از روشی که بر پایه‌ی وزن کشسان است، استفاده می‌شود. در این روش در قسمت ترک‌خورده‌ی هر دهانه و در ۳ نقطه‌ی ابتدا، وسط، و انتها با توجه به معادله‌ی ۷ مقادیر  $\Delta \varepsilon_0$  و  $\Delta \psi_0$  محاسبه و با فرض تغییرات سهموی این مقادیر در فاصله‌ی بین سه نقطه، مقادیر افزایش دوران و تغییرشکل محوری در این فاصله و در هر دهانه مطابق معادله‌ی ۹ محاسبه می‌شود:

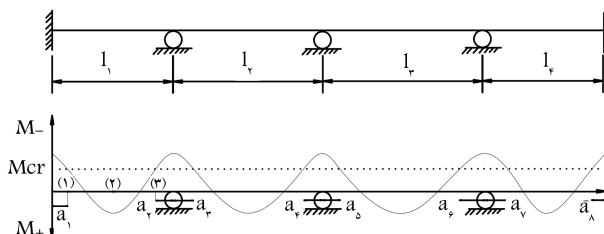
$$\begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta \phi_R \\ \Delta \phi_L \end{Bmatrix} = \frac{l}{\bar{\rho}} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 4 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 & 2 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{0,1} \\ \Delta \psi_{0,1} \\ \Delta \varepsilon_{0,2} \\ \Delta \psi_{0,2} \\ \Delta \varepsilon_{0,3} \\ \Delta \psi_{0,3} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

بعد از به دست آوردن مقدار تغییرشکل‌های اضافی مقادیر نیروهای داخلی اضافی با توجه به اثرات مهاری ناشی از پیوستگی سازه در تکیه‌گاه‌های میانی و محل اتصال با کوله به دست می‌آید و این نیروهای اضافی به مقادیر نیروهای داخلی ناشی از بارهای ثابت اضافه می‌شود. اثر گزاردان حرارتی نیز با فرض ناحیه‌ی ۳ مطابق AASHTO و در نظر گرفتن توزیع غیرخطی دما و همچنین اثرات مهاری ناشی از پیوستگی سازه در مقطع محاسبه و به نیروهای داخلی اضافه می‌شود. افزوده شدن این نیروها به مقادیر نیروهای داخلی عرشه ممکن است سبب افزایش فواصل ترک‌خوردگی اولیه ( $a_i$ ) شود و نیاز به تصحیح آن باشد.

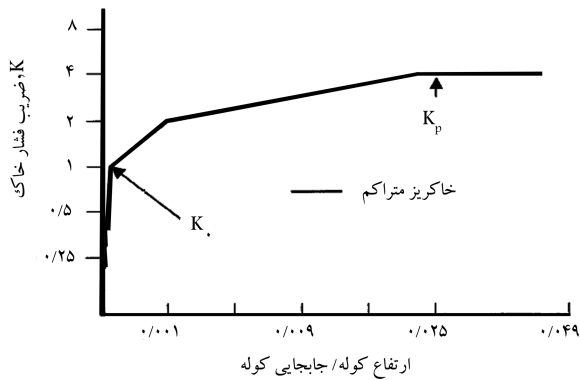
برای در نظر گرفتن این موضوع دیاگرام لنگر خمشی جدید رسم و با لنگر ترک‌خوردگی قطع می‌شود، تا مقدار جدید  $a_i$  حاصل شود. اگر مقدار به دست آمده با مقدار قبلی تفاوتی خارج از دقت مسئله داشته باشد، گام‌های فوق برای به دست آوردن نیروهای داخلی در زمان  $t$  با توجه به  $a_i$  جدید تکرار می‌شود.

## ۷. مدل‌سازی زیرسازه برای در نظر گرفتن اثرات وابسته به زمان

بررسی پل‌های یکپارچه‌ی ساخته شده آشکار کرد که در حالت کلی تحلیل یک بعدی برای محاسبه‌ی توزیع دما و محدوده‌ی بیشینه‌ی دمای پل کافی است. [۲۶] فرض می‌شود تغییرات فصلی دما در طول محور پل به صورت یکنواخت تغییر کند که در نتیجه منجر به جابجایی‌های طولی عرشه خواهد شد. به خاطر یکپارچگی عرشه کوله این جابجایی طولی از عرشه به کوله منتقل می‌شود. مقدار این جابجایی در هر کوله برابر است با:  $\Delta L = \alpha * L * \Delta T$ ، که در آن  $\alpha$  ضریب انبساط حرارتی مصالح عرشه،  $\Delta T$  محدوده‌ی تغییرات دما و  $L$  نصف طول کلی پل است. این جابجایی‌های طولی به همراه عکس‌العمل تکیه‌گاه گیرداری عرشه در زمان‌های  $t_0$  و  $t$  به سر کوله اعمال می‌شود تا رفتار زیرسازه در این زمان‌ها بررسی شود. برای در نظر گرفتن اثرات



شکل ۳. نمونه‌ی از پل یکپارچه‌ی ۴ دهانه به همراه دیاگرام لنگر خمشی و قطع این دیاگرام از طریق  $M_{cr}$ .



شکل ۶. منحنی پیشنهادی در یک پژوهش برای تغییر ضریب فشار خاکریز کوله. [۳۰]

$$P_u = 9 * C_u * d_p \quad (10)$$

که در آن،  $C_u$  مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک رس و  $d_p$  عرض شمع است. مطابق روش پیشنهادی [۲۸] قسمت کشسان منحنی کشسان خمیری با شیبی مساوی با مدول سکانتی خاک رس یعنی  $E_s$  تعریف می‌شود. مدول سکانتی خاک، شیب خط واصل بین میداء و نقطه‌ی متناظر با ۵۰٪ مقاومت نهایی خاک روی منحنی واقعی و غیرخطی P-Y است. از این رو  $E_s$  از رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آید:

$$E_s = \frac{9 * C_u}{5 * \varepsilon_{50}} \quad (11)$$

که در آن،  $\varepsilon_{50}$  کرنش خاک در ۵۰٪ مقاومت نهایی آن است. با استفاده از مقادیر پیشنهادی ارائه شده، [۲۹] و با فرض  $C_u = 40$  KPa، مقدار  $\varepsilon_{50} = 0.01$  خواهد شد. بعد از به دست آوردن این مقادیر و با توجه به سطح بارگیر هر فنر، مشخصات فنرها محاسبه و به آن اختصاص می‌یابد. با توجه به اینکه تغییر شکل جانی در قسمت‌های فوقانی شمع زیاد است، فاصله‌ی این فنرها در این قسمت کم انتخاب شده است و با افزایش عمق، این فاصله نیز زیاد می‌شود.

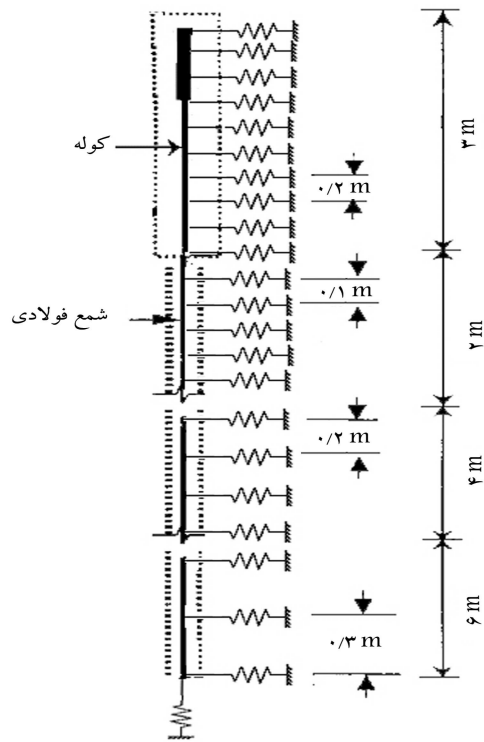
شدت و فشار خاکریز پشت کوله تابعی از تغییر مکان کوله است. زمانی که عرشه به علت افزایش دما طولی تر می‌شود، بسته به مقدار جابجایی کوله به طرف خاکریز، ضریب فشار خاک بین حالت  $K_s$  (حالت سکون) و  $K_p$  (حالت غیرفعال) قرار می‌گیرد. محققان با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی و روش اجزای محدود، تغییرات ضریب فشار خاک را به صورت تابعی از جابجایی کوله به دست آورده‌اند (شکل ۶). [۳۰] در مدل سازی خاکریز پشت کوله و برای به دست آوردن سختی اعضای فنری در شرایط تغییرات حرارتی مثبت از این منحنی استفاده شده است. همچنین وزن مخصوص خاکریز پشت کوله برابر  $21 \text{ kN/m}^3$  در نظر گرفته شده است. در حالت تغییرات حرارتی منفی نیز کوله از خاکریز دور است و در این حالت ضریب فشار خاکریز برابر  $K_s$  (فشار فعال) خواهد بود و سختی اعضای فنری نیز با توجه به این ضریب محاسبه می‌شود.

## ۸. مطالعه‌ی موردی

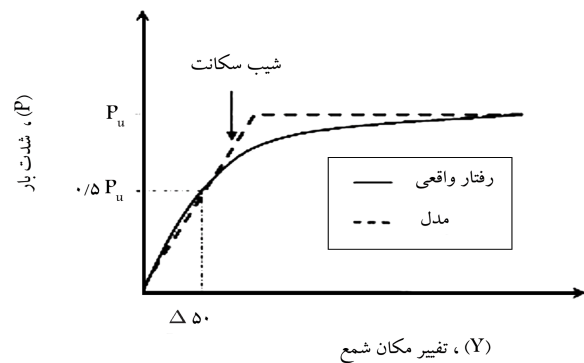
### ۸.۱. تحلیل روسازه

برای توضیح روش ارائه شده از پل یکپارچه‌ی دو دهانه با عرشه‌ی مرکب شاه تیر فولادی و دال بتنی استفاده شده است که طول هر دهانه  $19.812$  متر است. سطح مقطع عرشه در شکل ۷ نشان داده شده است. در روند تحلیل پل، دو نوع

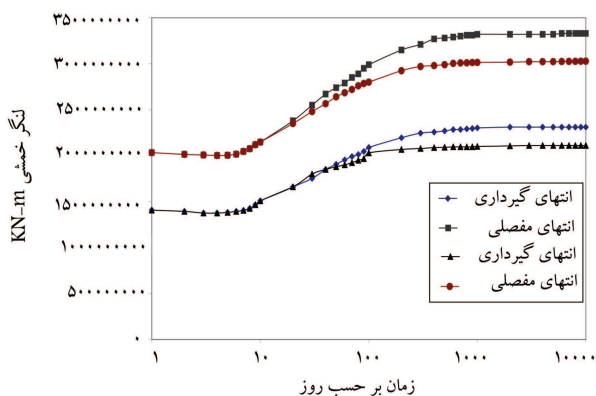
تغییرات حرارتی از آیین‌نامه‌ی AASHTO و مقادیر ذکر شده برای مناطق دارای آب و هوای سرد استفاده شده است. اعضای کشسان خطی و نیز اعضای کشسان همراه با مفصل‌های غیرخطی به ترتیب برای مدل‌سازی کوله و شمع استفاده شده است. همچنین برای محاسبه‌ی مشخصات مفصل‌های غیرخطی اختصاص یافته به شمع از منحنی لنگر-دوران مربوط به شمع‌های فولادی H شکل با در نظر گرفتن نیروی محوری برابر با ۳۰٪ ظرفیت محوری شمع استفاده شده است. زیرا فرض شده است که نیروی محوری ناشی از بار مرده در شمع‌ها برابر ۳۰٪ ظرفیت محوری شمع است. در مدل‌سازی خاک احاطه‌کننده‌ی شمع‌ها و خاکریز پشت کوله از مدل فنرهای وینکار استفاده شده است (شکل ۴). در این مطالعه فرض شده است که خاک احاطه‌کننده‌ی شمع‌ها از نوع رسی است و رفتار آنها تحت بارهای اعمالی فشاری به صورت کشسان-خمیری باشد (شکل ۵). پیشینه‌ی مقاومت نهایی خاک رس در واحد طول یعنی  $P_u$  به صورت رابطه‌ی ۱۰ بیان می‌شود: [۲۷]



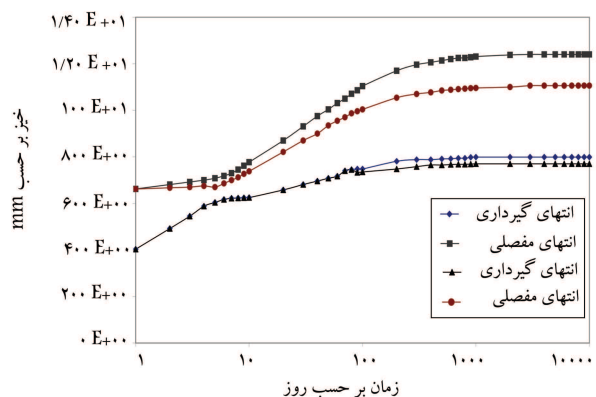
شکل ۴. مدل سازه‌ی به کار رفته برای تحلیل زیرسازه.



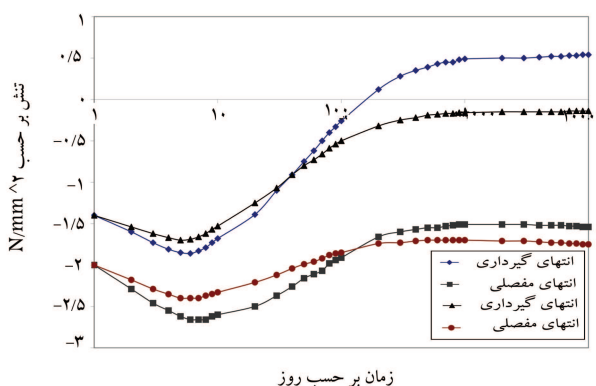
شکل ۵. منحنی P-Y خاک رسی.



شکل ۸. تغییرات لنگر خمشی تکیه‌گاه میانی نسبت به زمان.



شکل ۹. تغییرات خیز در وسط دهانه.

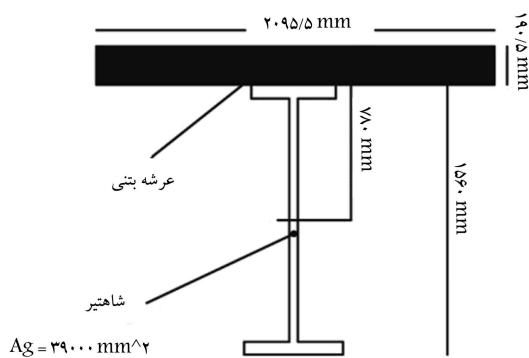


شکل ۱۰. تغییرات نمو تنش در تار بالایی دال بتنی (در وسط دهانه).

می‌توان گفت که این تغییرات جزئی است. علاوه بر این مشاهده می‌شود که بر پایه ضرایب داده شده توسط آیین‌نامه AASHTO بعد از ۲۰۰ روز تنش در تار بالایی دال بتنی در پل با تکیه‌گاه گیرداری تغییر علامت داده و دچار کشش شده است.

## ۲.۸. تحلیل زیرسازه

با استفاده از مدل تشریح شده در بخش ۶ برای زیرسازه، نیروهای داخلی به دست آمده از تحلیل روسازه همراه با اثرات تغییرات حرارتی مثبت عرشه بر سرکوله اعمال و زیرسازه تحت اثر این بارها تحلیل شده است. لازم به ذکر است که در تحلیل‌ها از دو نمونه شمع HP۳۱۰ X ۱۲۵ (قوی) و HP۲۵۰ X ۸۵ (ضعیف) استفاده شده و



شکل ۷. سطح مقطع عرشه.

شرایط تکیه‌گاهی در محل اتصال عرشه کوله در نظر گرفته شده است: ۱. پل با تکیه‌گاه‌های مفصلی، ۲. پل با تکیه‌گاه گیردار. برای محاسبه اثرات وابسته به زمان نیز از ضرایب هر دو آیین‌نامه‌ی ACI و AASHTO استفاده شده است. در انجام روند تحلیل فرض شده است که بار یکپارختی به اندازه‌ی  $W = 47 \text{ kN/m}$  بر روی هر دو دهانه گسترده شده است. مدول کشسانی بتن و فولاد به ترتیب برابر  $E_c = 27.2 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  و  $E_s = 2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$  و ضریب خزش  $\phi_u = 1.68$  و کرنش ناشی از افت برابر  $\epsilon_{sh} = 0.70052$  در محاسبات در نظر گرفته شده است. همچنین اثرگرادیان حرارتی با توجه به آیین‌نامه‌ی AASHTO و روش توزیع غیرخطی دما در مقطع و برای ناحیه‌ی ۳ اعمال شد. ابتدا مقطع عرشه برای زمان  $t_0$  تحلیل شد و نتایج نشان داد که تحت اثر بار اعمالی و در قسمتی از ناحیه‌ی لنگر خمشی منفی، تنش در تار بالایی دال بتنی از مقاومت کششی بتن فراتر رفته است و این امر سبب ایجاد ترک در این نواحی خواهد شد. بنابراین در این فواصل، عملکرد مرکب فولاد و بتن وجود نخواهد داشت و مقطع مقاوم با توجه به مشخصات شاه‌تیر فولادی و آرماتورهای موجود در دال بتنی محاسبه خواهد شد.

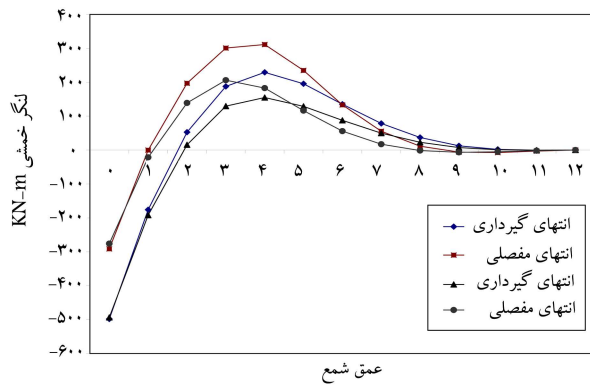
گذشت زمان باعث افزایش لنگر خمشی منفی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز کاهش لنگر خمشی مثبت در محل وسط دهانه شده است. با استفاده از ضرایب آیین‌نامه‌ی AASHTO اثرات وابسته به زمان باعث تغییر لنگر خمشی مثبت وسط دهانه از مقدار  $851.51 \text{ kN-m}$  به مقدار منفی  $164.01 \text{ kN-m}$  شده است؛ یعنی کاهش لنگر به مقدار  $1015.52 \text{ kN-m}$ . نتایج مربوط به تغییرات لنگر خمشی در جدول ۱ ارائه شده است. نتایج مربوط به خیز وسط دهانه در پل با شرایط تکیه‌گاهی انتهایی متفاوت (گیرداری و مفصلی) در جدول ۲ نشان داده شده است. علاوه بر این نمودار تغییرات در لنگر خمشی تکیه‌گاه میانی و نیز خیز نسبت به زمان در هر دو پل در شکل‌های ۸ و ۹ نشان داده شده است. با توجه به این نمودارها می‌توان به این موارد اشاره کرد: اول اینکه مقادیر لنگر خمشی آیین‌نامه‌ی AASHTO در پل با شرایط تکیه‌گاهی انتهایی متفاوت (گیرداری و مفصلی) بزرگ‌تر از آیین‌نامه‌ی ACI است. دوم، تغییرات در لنگر خمشی و نیز خیز وسط دهانه در ۱۰۰ روز اول بسیار بحرانی است و بعد از ۳۰۰ روز تغییرات بسیار جزئی در این مقادیر وجود دارد. سوم، مقادیر خیز و لنگر خمشی وسط دهانه در پل با تکیه‌گاه مفصلی همواره بزرگ‌تر از پل با تکیه‌گاه انتهایی گیردار است. همچنین مقادیر تغییرات تنش در تار بالایی دال بتنی در وسط دهانه، در شکل ۱۰ نشان داده شده است. با توجه به این شکل مشاهده می‌شود که این مقادیر نیز در ۱۰۰ روز اول به شدت دچار تغییر می‌شود و بعد از ۳۰۰ روز

جدول ۱. مقادیر لنگرهای خمشی در وسط دهانه و نیز محل تکیه‌گاه میانی.

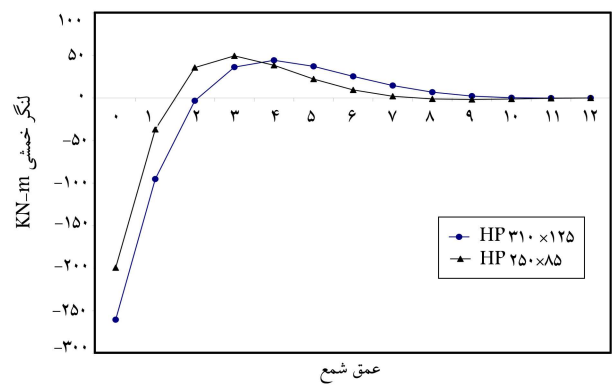
لنگر خمشی (kN-m)				وسط دهانه
انتهای مفصلی		انتهای گیرداری		
ACI	AASHTO	ACI	AASHTO	
۱۲۲۴٫۰۳	۱۲۲۴٫۰۳	۸۵۱٫۵۱	۸۵۱٫۵۱	روز اول
۶۶۲٫۸۸	۴۸۶٫۹۳	۵۶٫۹۷	-۱۶۴٫۰۱	روز ۱۰۰۰۰م
-۴۵٫۸۴	-۵۹٫۹۷	-۹۳٫۳۱	-۱۱۹٫۲۶	باز توزیع (%)
-۲۱۶۳٫۹۹	-۲۱۶۳٫۹۹	-۱۴۵۴٫۵۲	-۱۴۵۴٫۵۲	تکیه‌گاه میانی
-۳۲۸۶٫۲۹	-۳۶۳۲٫۲۰	-۲۲۴۹٫۰۶	-۲۴۷۰٫۰۴	روز اول
۵۱٫۸۶	۶۷٫۸۵	۵۴٫۶۳	۶۹٫۸۲	روز ۱۰۰۰۰م
				باز توزیع (%)

جدول ۲. تغییرشکل در وسط دهانه.

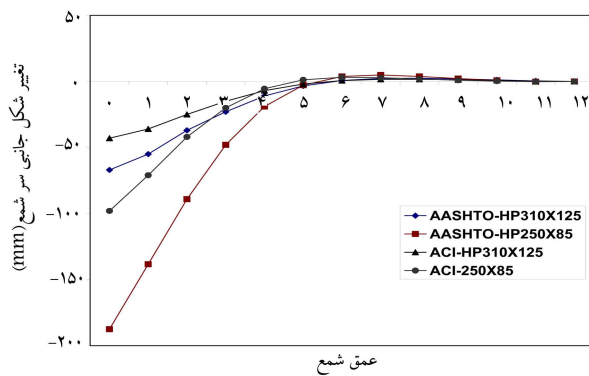
تغییرشکل در وسط دهانه (mm)				روز اول
انتهای معمولی		انتهای گیرداری		
ACI	AASHTO	ACI	AASHTO	
۶٫۱۹	۶٫۱۹	۳٫۴۵	۳٫۴۵	روز ۱۰۰۰۰م
۱۰٫۷۸	۱۲٫۱۹	۷٫۲۶	۷٫۵۳	تغییرشکل مربوط به اثرات خیز
۴٫۵۹	۶	۳٫۸۱	۴٫۰۸	تغییرات خیز (%)
۷۴٫۱۵	۹۶٫۹۳	۱۱۰٫۴۳	۱۱۸٫۲۶	



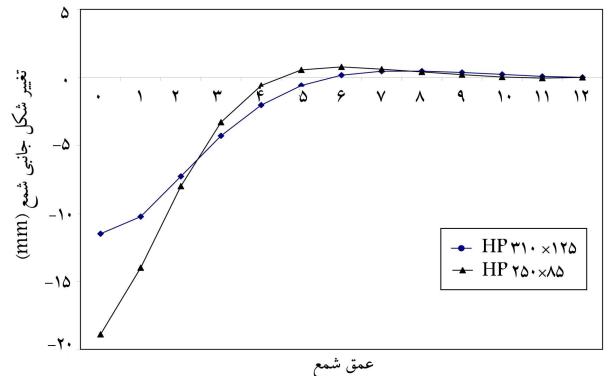
شکل ۱۳. تغییرات لنگر خمشی در عمق شمع در روز ۱۰۰۰۰م.



شکل ۱۱. تغییرات لنگر خمشی در عمق شمع در روز اول.



شکل ۱۴. تغییرات تغییرشکل جانبی در عمق شمع در روز ۱۰۰۰۰م.



شکل ۱۲. تغییرات تغییرشکل جانبی در عمق شمع در روز اول.

## ۹. نتیجه‌گیری

پل موردی با مشخصات داده‌شده تحلیل شد. در تحلیل روسازه‌ی پل، اثر بارهای اعمالی در زمان  $t$  با توجه به روش تشریح‌شده در بخش ۵ مورد بررسی قرار گرفت و مشخص شد که گذشت زمان باعث افزایش لنگر منفی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز کاهش لنگر خمشی مثبت در محل وسط دهانه شده است. علاوه بر این نتایج تحلیل نشان می‌دهد که استفاده از ضرایب آیین‌نامه‌ی AASHTO نسبت به آیین‌نامه‌ی ACI باعث تغییرات بزرگتری در مقدار لنگرها می‌شود، به طوری که نسبت کاهش لنگر وسط دهانه و نیز افزایش آن در محل اتصال عرشه کوله در پل با تکیه‌گاه گیرداری انتهایی در آیین‌نامه‌ی AASHTO نسبت به آیین‌نامه‌ی ACI برابر ۱/۲۸ است. این نسبت‌ها در پل با تکیه‌گاه مفصلی برابر ۱/۳۱ است. بنابراین می‌توان گفت که در هنگام محاسبه‌ی مقادیر لنگرهای خمشی وابسته به زمان عرشه، استفاده از ضرایب آیین‌نامه‌ی AASHTO نسبت به آیین‌نامه‌ی ACI باعث تغییرات ۳۰ درصدی در نتایج خواهد شد. مقایسه‌ی نتایج مربوط به خیز وسط دهانه برای پل با شرایط تکیه‌گاهی انتهایی متفاوت (گیرداری و مفصلی) نشان می‌دهد که با گذشت زمان مقادیر خیز وسط دهانه‌ها ۲ برابر شده‌اند که قابل توجه است. همچنین مقایسه‌ی نتایج حاصل از ضرایب آیین‌نامه‌های AASHTO و ACI حاکی از اختلاف جزئی بین آنها در محاسبه‌ی خیز است. نتایج تحلیل زیرسازه نیز نشان می‌دهد که استفاده از شمع قویتر باعث ایجاد لنگرهای خمشی و نیروهای برشی بزرگتر و نیز تغییرشکل جانبی کوچکتر نسبت به شمع ضعیف می‌شود. همچنین کاهش در مقدار سختی شمع باعث کاهش در لنگر خمشی منفی سر شمع و افزایش لنگر خمشی مثبت می‌شود.

نتایج حاصله از این تحلیل‌ها در شکل‌های ۱۱ تا ۱۴ ارائه شده است. مقدار لنگر تسلیم مقاطع شمع، یعنی لنگری که سبب شود تنش در دورترین تار به تنش تسلیم برسد، در شمع HP۳۱۰X۱۲۵ برابر ۱/۵ kN-m و در شمع HP۲۵۰X۸۵ برابر ۱/۶۷۳ kN-m است.

بنابراین با توجه به شکل‌های ۱۱ و ۱۳ مقدار لنگر خمشی در سر شمع از همان روزهای اول بارگذاری بزرگتر از لنگر تسلیم است و شمع وارد تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی شده است. گذشت زمان نیز سبب افزوده‌شدن مقدار این لنگرها و در نتیجه افزایش طول غیرارتجاعی شمع خواهد شد.

همچنین با توجه به شکل ۱۳، بیشینه‌ی لنگر خمشی در سر شمع (شمع قوی و ضعیف) تحت اثر هر دو آیین‌نامه تقریباً یکسان است، ولی مقدار لنگر خمشی مثبت با استفاده از ضرایب آیین‌نامه‌ی AASHTO حدوداً ۱/۵ برابر آیین‌نامه‌ی ACI است و محل این لنگر در فاصله‌ی بین ۳/۵ تا ۴/۵ متری سر شمع قرار دارد. علاوه بر این مقدار بیشینه‌ی لنگر خمشی مثبت در شمع ضعیف بزرگتر از شمع قوی است. به عبارت دیگر کاهش در مقدار سختی شمع باعث کاهش در لنگر خمشی منفی سر شمع و افزایش لنگر خمشی مثبت می‌شود.

همچنین با مراجعه به شکل‌های ۱۲ و ۱۴ مشاهده می‌شود که تغییرشکل جانبی در سر شمع، بیشترین مقدار را دارد و این مقدار در شمع ضعیف بیشتر از شمع قوی است. علاوه بر این استفاده از ضرایب آیین‌نامه‌ی AASHTO مقدار تغییرشکل جانبی بزرگتری را نسبت به آیین‌نامه‌ی ACI ارائه می‌کند، به طوری که این نسبت در شمع قوی برابر ۱/۹۱ و در شمع ضعیف ۱/۵۶ است.

## پانویس‌ها

1. passive
2. active
3. basic creep
4. drying creep

## منابع (References)

1. Diceli, M. "Simplified model for computer-aided analysis of integral Bridges", *Journal of bridge Engineering* **5**(3), pp. 240-248 (2000).
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, SI Units, Washington D.C. (2007).
3. Kunin, J. and Alampalli, S. "Integral abutment bridges: Current practice in United States and Canada", *J. Perfor. Constr. Facil.*, **14**(3), pp. 104-111 (2000).
4. Shen, J. and Lopez, M. "Seismic performance of integral abutment bridges", *Proc. Seismic Analysis and Design for Soil-Pile-Structure Interactions*, Geotechnical Special Publication No. 70, ASCE, Reston, Va., pp. 111-125 (1997).
5. Kotsoglou, A. and Pantazopoulou, S. "Bridge-embankment interaction under transverse ground excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**(12), pp. 1719-1740 (2007).
6. Zordan, T. and Briseghella, B. "Attainment of an integral abutment bridge through the refurbishment of a simply supported structure", *Structural Engineering International*, **17**(3), pp. 228-234 (2007).
7. Civjan, S., Bonczar, C., Brecza, S., DeJong, J. and Crovo, D. "Integral abutment bridge behavior: Parametric analysis of a massachusetts bridge", *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, **12**(1), pp. 64-71 (2007).



- PhD Symposium in Stuttgart, Germany, pp. 1-10 (11-13 September 2008).
9. J.Huang, and et.al. "Parametric Study of Concrete Integral Abutment Bridges", *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, **13**(5), pp. 511-526 (2008).
  10. Kotsoglou, A.N. and Pantazopoulou, S.J. "Assessment and modeling of embankment participation in the seismic response of integral abutment bridges", *Bull Earthquake Engineering*, **7**(2), pp. 343-361 (2009).
  11. Pugasap, K. and et.al. "Long-term response prediction of abutment bridges", *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, **14**(2), pp. 129-139 (2009).
  12. Erhan, S. and Dicleli, M. "Live load distribution equations for integral bridge substructures", *Engineering Structures*, **31**(5), pp. 1250-1264 (2009).
  13. Alizadeh, M.H. and et.al. "Full height frame integral bridges abutment-backfill interaction in loose granule backfill", *Journal of Applied Scientific Information*, **10**(15), pp. 1588-1595 (2010).
  14. Davids, W. G. and et.al. "Field-measured response of an integral abutment bridge with short steel H-piles", *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, **15**(1), pp. 32-43 (2010).
  15. Dicleli, M. and Erhan, S. "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 (2010).
  16. Kima, W. and Lamanb, J.A. "Integral abutment bridge response under thermal loading", *Engineering Structures*, **32**(6), pp. 1495-1508 (2010).
  17. Kima, W. and Lamanb, J.A. "Numerical analysis method for long-term behavior of integral abutment bridges", *Engineering Structures*, **32**(8), pp. 2247-2257 (2010).
  18. Jin-Hee, A. and et.al. "Evaluation on the behavior of abutment-pile connection in integral abutment bridge", *Journal of Constructional Steel Research*, **67**(7), pp. 1134-1148 (2011).
  19. Fayyadh, M.M. and et.al. "Experimental investigation and finite element modeling of the effects of flow velocities on a skewed integral bridge", *Simulation Modeling Practice and Theory*, **19**(9), pp. 1795-1810 (2011).
  20. Zordan, T., Briseghella, B. and Lan, C. "Parametric and pushover analyses on integral abutment bridge", *Engineering Structures*, **33**(2), pp. 502-515 (2011).
  21. Design Guideline for Integral Abutments, Article 11.6.1.3, p. 1-5 (1/2003).  
[www.infratrans.gov.ab.ca/INFTRA-content/docdocType30/Production](http://www.infratrans.gov.ab.ca/INFTRA-content/docdocType30/Production).
  22. Guidelines for Design of Integral Abutments, Appendix C (3 March 2003).  
[www.transportation.alberta.ca/Content/docType30/Production/AppendixC.pdf](http://www.transportation.alberta.ca/Content/docType30/Production/AppendixC.pdf)
  23. American Concrete Institute (ACI Committee 209), *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*, 209R. (2005).
  24. Pugasap, K. "Hysteresis model based prediction of integral abutment bridge behavior", Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, The Graduate School, p. 386 (2006).
  25. Neville, A.M., Dilger, W.H. and Brooks, J., *Creep of Plain and Structural Concrete*, Construction Press, London and New York, p. 361 (1983).
  26. JiráSek, M. and Bažant, Z.P., *Inelastic Analysis of Structures*, John Wiley & Sons, New York, p. 734 (2002).
  27. Reese, L.C. and Vanimpe, W.F. "Single pile and pile groups under lateral loading", Netherlands, p. 463 (2001).
  28. Skempton, A.W., *The Bearing Capacity of Clays. Building Research Congress*, Division I, Part 3, London, pp. 180-189 (1951).
  29. Evans, L.T. "Simplified analysis of laterally loaded piles", PhD Thesis, University of California, Berkeley, California, p. 211 (1982).
  30. Clough, G.M. and Duncan, J.M., *Foundation Engineering Handbook*, 2nd ed., New York, USA, p. 923 (1991).



## TIME-DEPENDENT EFFECTS EVALUATION OF COMPOSITE INTEGRAL ABUTMENT BRIDGES

**M. Barghian** (corresponding author)

barghian@tabrizu.ac.ir

**M. E. Behnam**

moretza\_ebrahimi\_behnam@yahoo.com

**Dept. of Civil Engineering**

**University of Tabriz**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 4, Page 77-86, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 9 October 2011; received in revised form 30 May 2012; accepted 14 July 2012.

### Abstract

Construction of integral bridges solves difficulties due to the maintenance of expansion joints and bearings during serviceability, hence, causing the integral bridge to become more economical compared with conventional bridges. However, there is some ambiguity in the design of integral bridges, which has led to some limitations in construction design. Some ambiguities are time-dependent effects, such as creep, shrinkage, superstructure thermal change, backfill pressure and soil-bridge interaction.

In this paper, to investigate the above effects, two different models were made for sub and superstructures. Time-dependent internal forces obtained from the superstructure analysis, as well as deck positive thermal change effects, were applied to the substructure.

Integral abutment bridges should be designed under vertical and lateral loads. Also, during the design procedure, gradually, a stage construction mode should be considered. For composite integral bridges, in which the deck is made of concrete and steel, three stages of construction should be considered: First, when the concrete has not yet been hardened and there is no composite function. Second, when the composite function exists, but by considering time-dependent effects, the concrete modulus of elasticity is about 0.33 its ultimate value, and, finally, when the concrete has completely hardened and the composite function has been achieved.

The maximum length of integral bridges is limited by temperature changes. Seasonal temperature change causes expansion and contraction on a superstructure. This causes a pressure subjected to abutments from backfill. When the temperature increases, a passive pressure is created behind each abutment, whereas, when the temperature decreases, an active pressure is created behind each abutment. For the second case, a gap is created between the backfill and abutment. In the construction of skewed integral bridges, non-uniform force distribution will exist and lead to additional internal forces. Therefore, for skewed integral bridges with a skew angle greater than 25 degrees, the temperature and time-dependent effects should be considered. Superstructure analysis results, for a case study, showed that the passing of time caused a negative bending moment increase in supports and decreasing positive bending moment in the middle of the spans. ACI and AASHTO coefficients were used to calculate time-dependent effects and considerable differences were observed in the results. Using AASHTO coefficients gave bigger changes in moment amount. It can be said that for calculating the amount of time-dependent deck bending moment using AASHTO coefficients, about 30% change will be obtained in results compared with ACI code.

**Key Words:** integral bridge, time-dependent effects, substructure and superstructure, pushover analysis.