دانشکده مهندسی عمران
گروه مهندسی عمران - سازه

رساله

برای دریافت درجه دکتری تخصصی در رشته مهندسی عمران- سازه

عنوان

شناسایی رفتار پل‌های یکپارچه تحت اثر بارهای حرارت و زلزله

اساتید راهنما

دکتر مجید برقیان

پروفسور شروین ملکی

استاد مشاور

دکتر مسعود حاجی علیلو

پژوهشگر

نرگس عیسی زاده فر

زمان

بهمن ماه ۱۳۹۳

تقدیم به:

روح پاک پدرم،

که عالمانه به من آموخت، تا چگونه در عرصه زندگی ایستادگی را تجربه نمایم،

به مادرم،

دریای بیکران فداکاری و عشق که وجودم برایش همه رنج بود و وجودش برایم همه مهر،

به همسرم،

اسطوره زندگیم، پناه خستگیم و امید بودنم.

و به فرزند دلبندم

تشکر و قدردانی:

سپاس و ستایش خداوندی را سزاست که کسوت هستی را بر اندام موزون آفرینش بپوشانید و تجلیات قدرت لایتزالی را در مظاهر و آثار طبیعت نمایان گردانید.
بار الها! من با یاد تو، به تو تقرّب می‌جویم و تو را به پیشگاه تو شفیع مـی‌آورم و از تـو خواسـتارم، بـه کرمت، مرا به خودت نزدیک گردانی و یاد خود را به من الهام کنی و بر من رحمـت آوری و بـه آنچـه بهره و نصیب من ساخته‌ای، خشنودم قرار دهی و در همه حال به فروتنی‌ام وا داری.

«من لم یشکرالمخلوق لم یشکر الخالق»

برخود لازم می‌دانم از اساتید ارجمند جنـاب آقـای دکتـر **مجیـد برقیـان** و جنـاب آقـای پروفسـور **شروین ملکی** استاد دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف به پاس راهنمائی‌های راه گشایشان در مراحل مختلف تهیه رساله و از جناب آقای دکتر حاجی علیلو که از مشـاوره‌ی ارزنـده ایشـان در ایـن تحقیق بسیار برخوردار بوده‌ام، تشکر و قدردانی نموده و از خداوند متعال بهروزی و شادکامی برای آنها آرزومندم.
همچنین از زحمات دکتر مجتبی محصولی از اساتید گروه عمران دانشگاه صنعتی شریف که در بخشی از رساله از راهنمائی‌های ارزنده ایشان بهـره منـد شـده‌ام، تشـکر و قـدردانی نمـوده و نیـز از اسـاتید گرانقدرگروه عمران که در طول تحصیل در محفل ایشان تلمـذ نمـوده و همچنـین از راهنمـائی‌هـای اساتید گروه آمار دانشکده ریاضی که در بخشی از رساله استفاده شده، کمال تشکر و قدردانی را مـی-نمایم.

نام خانوادگی دانشجو: **عیسی زاده فر** نام دانشجو: **نرگس**

عنوان پایان نامه:

شناسایی رفتار پل‌های یکپارچه تحت اثر بارهای حرارت و زلزله

اساتید راهنما: **دکتر مجید برقیان، پروفسور شروین ملکی**

استاد مشاور: **دکتر مسعود حاجی‌علیلو**

مقطع تحصیلی: **دکتری** رشته: **مهندسی عمران** گرایش: **سازه**

دانشگاه: **تبریز** دانشکده: **عمران** تاریخ فارغ التحصیلی: **بهمن ماه ۱۳۹۳** تعداد صفحه:**۱۸۳**

کلید واژه ها: پل یکپارچه، بارگذاری حرارتی، بارگذاری لرزه‌ای، مدل غیرخطی، اندرکنش خاک- سازه، تحلیل قابلیت اعتماد سازه

چکیده :

پل یکپارچه با سیستم کوله یکپارچه نوعی از پل است که در آن عرشه به صورت یکپارچه و صلب به کوله‌های انتهائی متصل می‌شود و هیچ درز انبساطی در داخل عرشه تعبیه نمی‌شود. در این نوع پل، کوله و عرشه در جهت طولی مانند یک قاب صلب عمل می‌کند. نبود این درزها کلیه مسائل مرتبط با آن را شامل ریزش آب به زیر پل، هزینه تعمیر لاستیک‌های درزگیر، نگهداری دستگاه‌های تکیه‌گاهی و غیره را از بین می‌برد. این نوع سازه‌ها از اعضای سازه‌ای و ژئوتکنیکی متفاوتی تشکیل شده است. رفتار اعضا و اندرکنش بین آن‌ها تحت اثر بارهای اعمال شده پیچیده است. شناسایی این رفتار با در برداشتن کلیه متغیرهای دخیل در آن از اهمیت زیادی برخوردار است. از بین بارهای وارد شده بار حرارت و زلزله نقش تعیین‌کننده‌ای در عملکرد پل یکپارچه دارد. بررسی‌هایی که تاکنون محققان در خصوص تعیین رفتار این پل‌ها انجام داده‌اند، یا تحت اثر بار حرارت و یا زلزله به طور مجزا بوده است. در این تحقیق رفتار پل‌های یکپارچه تحت اثر ترکیب بار حرارت یکنواخت و زلزله طولی بررسی شده است. با مقایسه رفتار تحت اثر این ترکیب با ترکیبات بارگذاری آیین‌نامه آشتو LRFD ضرورت اعمال ترکیب بار حرارت یکنواخت و زلزله در جهت طولی در طراحی پل‌های یکپارچه بررسی شده است. برای این کار از یک مدل غیرخطی دو بُعدی اجزا محدود در یک نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده است. این مدل شامل کلیه اعضاء و اندرکنش بین آن‌ها نظیر اندرکنش کوله- خاکریز پشت کوله، شمع- خاک اطراف شمع، کوله- شمع و غیره می‌باشد. با تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی مدل‌ها، نتایج بدست آمده نشان داد که مُد انقباض برای پل‌های یکپارچه بحرانی می‌باشد. برای مناطق زلزله خیز سردسیر که تغییر درجه حرارت طراحی آن‌ها در مُد انقباض پایین تر از $^{\circ}C$ ۳۶- می‌باشد، ایمنی پل‌های یکپارچه طراحی شده با استفاده از آیین‌نامه موجود تهدید شده و ترکیب بار حرارت یکنواخت و زلزله ضروری می‌باشد. پس از اثبات ضرورت ترکیب بار حرارت و زلزله در طراحی این نوع سازه‌ها، برای ارائه یک الگوی مناسب برای ترکیب این دو بار و تعیین ضرایب بار مطابق سایر آیین‌نامه‌ها از روش کالیبره

کردن ضرایب بار بر پایه قابلیت اعتماد سازه استفاده شده است. برای این کار، بار حرارت یکنواخت به ترکیب Extreme Event I آشتو LRFD اضافه شده و با استفاده از روش کالیبره کردن ضرایب بار بر پایه قابلیت اعتماد سازه، یک ضریب متوسط ۰/۳ برای بار حرارت یکنواخت در این ترکیب پیشنهاد شده است. برای تأمین سلامت قابل قبول پل در مدت عمر سازه در طراحی پل‌های یکپارچه، استفاده از این ترکیب پیشنهاد شده در کنار سایر ترکیبات آیین‌نامه آشتو LRFD توصیه می‌شود.

فهرست مطالب

عنوان صفحه

۱- فصل اول: مقدمه ۲
۱-۱- مقدمه ۲
۱-۲- اهداف تحقیق: ۴
۱-۳- ساختار فصل بندی تحقیق ۵
۲- فصل دوم: بیان مسئله و بررسی منابع ۸
۲-۱- مقدمه ۸
۲-۲- اعضای پل‌های یکپارچه و اندرکنش بین آن‌ها ۹
۲-۳- بارهای وارده بر پل‌های یکپارچه: ۱۰
۲-۴- مزایای پل‌های یکپارچه: ۱۲
۲-۴-۱- طرح ساده ۱۲
۲-۴-۲- ساختار بدون درز ۱۲
۲-۴-۳- مقاومت فشاری ۱۲
۲-۴-۴- ساخت سریع: ۱۳
۲-۴-۵- مقاومت در برابر زلزله ۱۳
۲-۴-۶- تعریض و تعویض ساده: ۱۳
۲-۴-۷- توزیع بار زنده ۱۳
۲-۵- محدودیت‌های پل‌های یکپارچه: ۱۳
۲-۶- عملکرد لرزه‌ای پل‌های یکپارچه: ۱۴
۲-۶-۱- میرائی مؤثر ۱۵
۲-۷- مدل‌سازی ۱۵
۲-۷-۱-منابع رفتار غیر خطی ۱۸
۲-۷-۲- اندرکنش بین دیوار پیشانی- کوله: ۱۸
۲-۷-۳- اندرکنش بین کوله و شمع: ۱۸
۲-۷-۴- مدل‌سازی خاک پشت کوله و اندرکنش بین کوله- خاکریز: ۱۸
۲-۷-۵- مدل‌سازی خاک اطراف شمع و اندرکنش بین شمع – خاک اطراف شمع: ۲۰
۲-۷-۶- روش ارائه شده توسط ریس برای مدل‌سازی خاک اطراف شمع [۲۳] ۲۱
۲-۸- آیین‌نامه طراحی پل‌های یکپارچه ۲۵
۲-۸-۱- آیین‌نامه آشتو LRFD [۷،۶،۵] ۲۶
۲-۸-۲- ترکیبات بارگذاری ۲۶
۲-۸-۲-۱- بارهای ثابت ۲۶
۲-۸-۲- ۲- بارهای گذرا ۲۹

۲-۹- تحقیقات انجام یافته ۳۰
۲-۹-۱- نحوه مدل‌سازی اندرکنش خاک- سازه [۱۵،۱۴،۱] ۵۴
۲-۹-۱-۱- صحت سنجی مدل پیشنهاد شده [۱۴] ۶۱
۳- فصل سوم: روش حل مسئله ۶۶
۳-۱- مقدمه ۶۶
۳-۲- مشخصات نمونه پل یکپارچه ۶۷
۳-۳- مدل‌سازی اعضای اصلی پل یکپارچه و اندرکنش بین آن‌ها ۶۸
۳-۳-۱- روسازه ۶۸
۳-۳-۲- کوله ۶۹
۳-۳-۳- شمع ۶۹
۳-۳-۴- مدل‌سازی خاک پشت کوله ۷۲
۳-۳-۵- مدل‌سازی خاک اطراف شمع ۷۶
۳-۴- بارهای حرارت یکنواخت و زلزله در ترکیبات بارگذاری آشتو ۷۹
۳-۵- ترکیب پیشنهادی بار حرارت و زلزله ۸۰
۳-۶- نتایج تحلیل ۸۴
۳-۶-۱- رفتار کلی ۸۵
۳-۶-۲- اثر شدت زلزله ۸۸
۳-۶-۳- اثر طول دهانه پل ۹۴
۳-۶-۴- بار حرارت بحرانی ۱۲۱
۳-۷- نتایج ۱۲۲
۴- فصل چهارم: ارائه الگوی مناسب برای ترکیب بار حرارت و زلزله ۱۲۴
۴-۱- مقدمه ۱۲۴
۴-۲- مروری بر نحوه ارائه ترکیبات بارگذاری آیین‌نامه‌های موجود ۱۲۵
۴-۳- مفاهیم اساسی قابلیت اعتماد سازه ۱۲۶
۴-۴- ترکیب اثر بارها ۱۲۹
۴-۴-۲- فرایند پالس پوآسون(Poisson Pulse Process) ۱۳۰
۴-۴-۳- روش‌های قابلیت اعتماد برای ترکیب اثر بارها ۱۳۳
۴-۴-۲-۱ روش Turkstra ۱۳۴
۴-۴-۲-۲ مدل Ferry Borges – Castanheta ۱۳۴
۴-۴-۲-۳ روش هم‌آیندی (Coincidence) بار Wen ۱۳۶
۴-۴-۲-۴ روش سناریو سمپلینگ (Scenario Sampling) ۱۳۹
۴-۵- روش کالیبره کردن ضرایب بار ترکیبات بارگذاری براساس روش قابلیت اعتماد ۱۳۹
۴-۶- مشخصات پل یکپارچه پایه تحقیق، تعیین عضو بحرانی و حالات حدی مربوطه ۱۴۱
۴-۷- مقادیر طراحی و مدل‌های قابلیت اعتماد بارها ۱۴۲

۴-۷-۱- بارها در آیین‌نامه آشتو LRFD [۵] ۱۴۲
۴-۷-۱-۱- بار مرده ۱۴۲
۴-۷-۱-۲- بار زلزله ۱۴۳
۴-۷-۱-۳- فشار خاکریز ۱۴۳
۴-۷-۱-۴- بار حرارت یکنواخت ۱۴۴
۴-۷-۲- مدل‌های قابلیت اعتماد بارها ۱۴۶
۴-۷-۲-۱- بار مرده ۱۴۶
۴-۷-۲-۲- فشار خاکریز ۱۴۷
۴-۷-۲-۳- بارزلزله ۱۴۸
۴-۷-۲-۴- بار حرارت ۱۵۲
۴-۷-۳- مدل ظرفیت تحمل عضو سازه‌ای ۱۵۵
۴-۸- تعیین ضریب بار حرارت در ترکیب پیشنهادی با استفاده از تحلیل قابلیت اعتماد ۱۵۵
۴-۸-۱- تحلیل قابلیت اعتماد تحت اثر بار زلزله تنها ۱۵۸
۴-۸-۲- تحلیل قابلیت اعتماد تحت اثر ترکیب بارهای حرارت و زلزله ۱۶۱
۴-۸-۳- تعیین ضریب بار حرارت یکنواخت برای ترکیب پیشنهادی ۱۶۳
۴-۹- خلاصه و نتیجه گیری ۱۶۹
فصل پنجم: نتایج و پیشنهادات ۱۷۲
۵-۱- مقدمه ۱۷۲
۵-۲- نتایج: ۱۷۴
۵-۲-۱- نتایج بدست آمده در خصوص بررسی ضرورت ترکیب بارهای حرارت و زلزله درطراحی پل‌های یکپارچه ۱۷۴
۵-۲-۲- نتایج بدست آمده در خصوص ارائه الگوئی مناسب برای ترکیب بارحرارت یکنواخت و زلزله در طراحی پل-های یکپارچه ۱۷۶
۵-۳- پیشنهادات ۱۷۸
مراجع ۱۸۰

فهرست اشکال

عنوان صفحه

شکل (۱-۱) پل تینزران (Teens Run)، ایالت اوهایو، ۱۹۳۸ [۲]..... ۳
شکل (۲-۱) نمای طولی پل یکپارچه و اعضای اصلی آن..... ۱۱
شکل (۲-۲) رفتار خاک پشت کوله مطابق تئوری اصلاح شده رانکین [۱۵،۱۴،۱]..... ۱۹
شکل (۲-۳) شکل کلی نمودار p-y در روش ریس..... ۲۲
شکل (۲-۴) ضریب A..... ۲۳
شکل (۲-۵) ضریب B..... ۲۴
شکل (۲-۶) جزئیات اداره راه ویرجینیا برای اتصال نیمه یکپارچه کوله به عرشه الف) جزئیات اصلی. ب) جزئیات اصلاح شده [۲۶]..... ۳۴
شکل (۲-۷) جزئیات شمع، خاک اطراف شمع و دیوار MSE مورد استفاده در مرجع [۲۲]..... ۳۶
شکل (۲-۸) دو نوع جزئیات کوله ارائه شده توسط تگوس [۲۷]..... ۳۸
شکل (۲-۹) جزئیات پل نیمه یکپارچه ارائه شده توسط اداره راه لویزیانا [۲۹]..... ۴۱
شکل (۲-۱۰) جزئیات کوله نیمه یکپارچه ارائه شده توسط جین [۳۰]..... ۴۵
شکل (۲-۱۱) نمودارهای جابجایی خاک و دیوار [۱۵،۱۴،۱]..... ۵۵
شکل (۲-۱۲) نمودار نیرو جابجایی فنرهای معرف خاک [۱۵،۱۴،۱]..... ۵۸
شکل (۲-۱۳) مدل اجزاء محدود دیوار حائل (کولهی پل) [۱۵،۱۴،۱]..... ۵۹
شکل (۲-۱۴) توزیع اضافه فشار لرزهای خاک پیشنهاد شده [۱۵،۱۴،۱]..... ۶۰
شکل(۲-۱۵- الف) مقایسه مقادیر فشار لرزهای پیشنهاد شده و محاسبه شده با استفاده از نرمافزار SASSI ،فشار فعال زمین روش مونونوبه- اکابه(M-O) و روش استادان (Ostadan) برای یک دیوار ۴/۶ متر، $\varphi = 30^{\circ}$ ، و حرکت ATC. (ب) مقایسه توزیع فشار لرزهای خاک پیشنهاد شده با توزیع های تحلیلی و آزمایشگاهی[به نقلاز مرجع ۱۴]..... ۶۰
شکل (۳-۱) نمودار نیرو- تغییرمکان ضریبدار شده فنرهای معادل خاکریز پشت کوله..... ۷۶
شکل (۳-۲) نمودار نیرو – تغییرمکان (F-y) فنرهای معرف خاک اطراف شمع در اعماق متفاوت..... ۷۷
شکل (۳-۳) مدل اجزاءمحدود دوبعدی پل یکپارچه..... ۷۸
شکل (۳-۴) طیف پاسخ زلزلههای مقیاس شده با طیف طرح ٪۵ کلاس D آشتو ۲۰۱۲ برای لس آنجلس..... ۸۲
شکل (۳-۵) طیف پاسخ زلزلههای مقیاس شده با طیف طرح ٪۵ کلاس A آشتو ۲۰۱۲ برای لس آنجلس..... ۸۲
شکل (۳-۶) طیف پاسخ زلزلههای مقیاس شده با طیف طرح ٪ ۵ آشتو ۲۰۰۷ برای لس آنجلس..... ۸۳
شکل (۳-۷) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنشهای کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ در مُد انقباض پل (خاک کلاس D)..... ۸۶
شکل (۳-۸) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنشهای کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ در مُد انقباض پل (خاک کلاس D)..... ۸۶
شکل (۳-۹) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنشهای کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ در مُد انبساط پل (خاک کلاس D)..... ۸۷

شکل (۳-۱۰) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ در مُد انبساط پل (خاک کلاس D)..... ۸۷
شکل (۳-۱۱) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ در مُد انقباض پل (خاک کلاس A)..... ۸۹
شکل (۳-۱۲) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ در مُد انقباض پل (خاک کلاس A)..... ۸۹
شکل (۳-۱۳) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ در مُد انبساط پل (خاک کلاس A)..... ۹۰
شکل (۳-۱۴) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ در مُد انبساط پل (خاک کلاس A)..... ۹۰
شکل (۳-۱۵) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۰۷ در مُد انقباض پل و خاک نوع II..... ۹۲
شکل (۳-۱۶) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۰۷ در مُد انقباض پل و خاک نوع II..... ۹۲
شکل (۳-۱۷) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۰۷ در مُد انبساط پل و خاک نوع II..... ۹۳
شکل (۳-۱۸) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۰۷ در مُد انبساط پل و خاک نوع II..... ۹۳
شکل (۳-۱۹) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Whittier با ^{o}C $\Delta T = -1$..... ۹۵
شکل (۳-۲۰) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Whittier با ^{o}C $\Delta T = -1$..... ۹۵
شکل (۳-۲۱) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Elcentro با ^{o}C ۴- $\Delta T =$..... ۹۶
شکل (۳-۲۲) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Elcentro با ^{o}C $\Delta T = -4$..... ۹۶
شکل (۳-۲۳) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Northridge با ^{o}C $\Delta T = -10$..... ۹۷

شکل (۳-۲۴) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Northridge با $\Delta T = -10\ ^{o}C$ ۹۷
شکل (۳-۲۵) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله San Fernando با $\Delta T = -14\ ^{o}C$ ۹۸
شکل (۳-۲۶) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله San Fernando با $\Delta T = -14\ ^{o}C$ ۹۸
شکل (۳-۲۷) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزلهNahanni با $-30\ ^{o}C$ $\Delta T =$ ۹۹
شکل (۳-۲۸) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Nahanni با $\Delta T = -30\ ^{o}C$ ۹۹
شکل (۳-۲۹) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Parkfield با $5\ ^{o}C$ $\Delta T =$ ۱۰۱
شکل (۳-۳۰) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Parkfield با $\Delta T = 5\ ^{o}C$ ۱۰۱
شکل (۳-۳۱) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Loma Prieta با $\Delta T = 8/3\ ^{o}C$ ۱۰۲
شکل (۳-۳۲) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Loma Prieta با $\Delta T = 8/3\ ^{o}C$ ۱۰۲
شکل (۳-۳۳) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Tabas با $10\ ^{o}C$ $\Delta T =$ ۱۰۳
شکل (۳-۳۴) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Tabas با $\Delta T = 10\ ^{o}C$ ۱۰۳

شکل (۳-۳۵) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Imperial Valley با $\Delta T = ۱۰/۶\ ^{o}C$ ۱۰۴
شکل (۳-۳۶) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Imperial Valley با $\Delta T = ۱۰/۶\ ^{o}C$ ۱۰۴
شکل (۳-۳۷) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله N.Palm Spring با $\Delta T = ۱۴\ ^{o}C$ ۱۰۵
شکل (۳-۳۸) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله N.Palm Spring با $\Delta T = ۱۴\ ^{o}C$ ۱۰۵
شکل (۳-۳۹) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Whittier با $\Delta T = -۱\ ^{o}C$ ۱۰۷
شکل (۳-۴۰) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله Whittier با $\Delta T = -۱\ ^{o}C$ ۱۰۷
شکل (۳-۴۱) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Elcentro با $\Delta T = -۴\ ^{o}C$ ۱۰۸
شکل (۳-۴۲) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Elcentro با $\Delta T = -۴\ ^{o}C$ ۱۰۸
شکل (۳-۴۳) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Northridge با $\Delta T = -۱۰\ ^{o}C$ ۱۰۹
شکل (۳-۴۴) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) درمقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Northridge با $\Delta T = -۱۰\ ^{o}C$ ۱۰۹
شکل (۳-۴۵) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله San Fernando با $\Delta T = -۱۴\ ^{o}C$ ۱۱۰

شکل (۳-۴۶) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله San Fernando با $\Delta T = -۱۴\ ^{o}C$ ۱۱۰
شکل (۳-۴۷) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Nahanni با $\Delta T = -۳۰\ ^{o}C$ ۱۱۱
شکل (۳-۴۸) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Nahanni با $\Delta T = -۳۰\ ^{o}C$ ۱۱۱
شکل (۳-۴۹) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Parkfield با $\Delta T = ۵\ ^{o}C$ ۱۱۳
شکل (۳-۵۰) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Parkfield با $\Delta T = ۵\ ^{o}C$ ۱۱۳
شکل (۳-۵۱) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Loma Prieta با $\Delta T = ۸/۳\ ^{o}C$ ۱۱۴
شکل (۳-۵۲) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Loma Prieta با $\Delta T = ۸/۳\ ^{o}C$ ۱۱۴
شکل (۳-۵۳) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش-های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Tabas با $\Delta T = ۱۰\ ^{o}C$ ۱۱۵
شکل (۳-۵۴) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله ۱۱۵
شکل (۳-۵۵) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Imperial Valley با $\Delta T = ۱۰/۶\ ^{o}C$ ۱۱۶
شکل (۳-۵۶) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله Imperial Valley با $\Delta T = ۱۰/۶\ ^{o}C$ ۱۱۶

شکل (۳-۵۷) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Strength I (S-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس A برای زلزله N. Palm Spring با $\Delta T = ۱۴\ ^{o}C$ ۱۱۷
شکل (۳-۵۸) تغییرات نیروهای داخلی شمع و تنش‌های کوله در مقابل طول پل تحت اثر ترکیب بار پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب بار Extreme Event I (EE-1) آشتو ۲۰۱۲ با خاک کلاس D برای زلزله N.Palm Spring با $\Delta T = ۱۴\ ^{o}C$ ۱۱۷
شکل (۳-۵۹) تغییرات نیروهای دپاخلی شمع و تنش‌های کوله تحت اثر ترکیب پیشنهادی (EE+T) در مقایسه با ترکیب Extreme Event I (EE-1) برای زلزله ها با کمترین تغییر درجه حرارت برای حصول تغییرات بالای ٪ ۱۰ ..... ۱۲۱
شکل (۴-۱) انواع متفاوت فرایند تصادفی برای مدل‌سازی بارهای تابع زمان ۱۳۰
شکل (۴-۲) اشکال متفاوت یک پالس از یک فرایند پالسی ۱۳۱
شکل (۴-۳) تشریح فرایند پالس پوآسون همیشه روشن (Always on) ۱۳۲
شکل (۴-۴) تشریح فرایند پالس پوآسون متوالی ۱۳۲
شکل (۴-۵) تشریح فرایند بار در مدل Ferry Borges – Castanheta [۴۲] ۱۳۵
شکل (۴-۶) نمودار احتمال فراگذشت سالانه حداکثر شتاب زمین (PGA) [۵۳] ۱۴۹
شکل (۴-۷) تغییرات حرارت مطابق مدل Kim [۵۵] ۱۵۴
شکل (۴-۸) نمودار آزاد شمع زیر کوله برای حالت حدی لنگر خمشی در محل اتصال شمع به کوله ۱۵۶
شکل (۴-۹) اندیس قابلیت اعتماد شمع تحت اثر بار زلزله برای منطقه سانفرانسیسکو ۱۶۰
شکل (۴-۱۰) اندیس قابلیت اعتماد شمع تحت اثر بار زلزله برای منطقه سیاتل ۱۶۰
شکل (۴-۱۱) اندیس قابلیت اعتماد شمع تحت اثر بار زلزله برای منطقه ممفیس ۱۶۱
شکل (۴-۱۲) اندیس قابلیت اعتماد شمع تحت اثر ترکیب بار حرارت و بار زلزله برای منطقه سانفرانسیسکو ۱۶۶
شکل (۴-۱۳) اندیس قابلیت اعتماد شمع تحت اثر ترکیب بار حرارت و بار زلزله برای منطقه سیاتل ۱۶۶
شکل (۴-۱۴) اندیس قابلیت اعتماد شمع تحت اثر ترکیب بار حرارت و بار زلزله برای منطقه ممفیس ۱۶۷

فهرست جداول

عنوان صفحه

جدول (۲-۱) ضریب k_{py} در روش ریس و همکاران ۲۴
جدول (۲-۲) بارها و ضرایب بارهای ترکیبات بارگذاری آیین‌نامه آشتو LRFD [۵،۶،۷] ۲۷
جدول (۲-۳) ضرایب بارهای ثابت ترکیبات آیین‌نامه آشتو LRFD [۵،۶،۷] ۲۸
جدول (۲-۴) ضریب α [۱] ۶۰
جدول (۲-۵) ضریب β [۱] ۶۰
جدول (۳-۱) مشخصات مصالح فولاد تیرهای عرشه و شمع ۷۰
جدول (۳-۲) مشخصات مصالح بتن دال عرشه و کوله ۷۱
جدول (۳-۳) مشخصات مقاطع تیر عرشه و شمع ۷۱
جدول (۳-۴) خصوصیات خاک نزدیک کوله، خاک دور از کوله و خاک اطراف شمع ۷۴
جدول (۳-۵) سختی الاستیک، نیروهای حد بالا و پایین پلاستیک نمودار نیرو – جابجایی فنرهای معادل خاک نزدیک کوله ۷۵
جدول (۳-۶) زلزله‌های انتخاب شده و تغییرات حرارت مربوط به هر زلزله ۸۴
جدول (۴-۱) اطلاعات آماری بار مرده [۵۰] ۱۴۷
جدول (۴-۲) اطلاعات آماری مربوط به خاکریز [۵۱] ۱۴۷
جدول (۴-۳) اطلاعات آماری تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای ۱۵۲
جدول (۴-۴) اطلاعات آماری مربوط به بار حرارت یکنواخت [۵۶] ۱۵۴
جدول (۴-۵) مقادیر اسمی بارهای وارد شده به شمع مورد بررسی ۱۵۷
جدول (۴-۶) مقادیر اسمی لنگر، ظرفیت طراحی مورد نیاز (برحسب مگانیوتن در متر) و ضریب بار حرارت یکنواخت برای مناطق مورد بررسی ۱۶۸

فصل اول

مقدمه

فصل اول: مقدمه

۱-۱- مقدمه

پل‌های با سیستم کوله یکپارچه، پل‌های تک دهانه یا چند دهانه پیوسته‌ای هستند که عرشه‌ی آن‌ها بدون درز انبساط به کوله‌های انتهایی به صورت یکپارچه متصل می‌شوند. بنابراین کوله و عرشه در این نوع سیستم در جهت طولی مانند یک قاب صلب عمل می‌کند. در این نوع پل‌ها، درز انبساط بین عرشه و دیوار پیشانی کوله و همچنین روی عرشه با یک بتن‌ریزی حذف می‌شود. به دستگاه تکیه‌گاهی مانند بالشتک‌ها نیازی وجود ندارد (در نتیجه هزینه‌ی قرار دادن و نگهداری آن‌ها وجود ندارد). امکان تردد بدون صدا و ضربه برای خودروها فراهم می‌شود. نبود این درزها مشکلات عدیده مرتبط با آن را از بین می‌برد. از جمله این مشکلات ریزش آب (یا نفوذ نمک پاشیده شده به همراه یخ ذوب شده توسط ادارات راه یا شهرداری در فصل سرما) به قسمت‌های زیرین پل و فرسایش آن قسمت‌ها، هزینه تعمیر و تعویض لاستیک‌های درزگیر و دیگر عناصر آن و موارد دیگر را می‌توان نام برد [۱].

پل تینزران (Teens Run) (شکل۱-۱) اولین پل یکپارچه است که در سال ۱۹۳۸ در ایالات اوهایو آمریکا ساخته شد [۲]. این نوع پل در آمریکا و کانادا رواج زیادی یافته است. به طوری که از زمان شروع ساخت تا به حال بیش از ۱۵۰۰۰ پل با این سیستم ساخته شده است[۲]. این تعداد زیاد نشان دهنده مزایای پل یکپارچه بر پل معمولی و رواج ساخت آن در سطح جهان و مخصوصاً ایالات متحده آمریکا می‌باشد. در انگلستان نیز در دهه اخیر تمامی پل‌های با دهانه کمتر از ۶۰ متر اجباراً با این نوع سیستم ساخته می‌شود. با وجود این همه گسترش و رواج پل‌های یکپارچه، هنوز در ایران

استفاده وسیع از آن صورت نگرفته است و اگر هم تعدادی پل با دهانه کوچک با این سیستم ساخته شده باشد به صورت موردی می‌باشد. این نوع سیستم پل در کشورهای مختلف، تحت عناوین گوناگون مانند پل‌های یکپارچه، کوله‌های یکپارچه، پل‌های بدون درز، پل‌های با سیستم قاب صلب خوانده می-شوند.

شکل (۱-۱) پل تینزران (**Teens Run**)، ایالت اوهایو، ۱۹۳۸ [۲]

کوله پل‌های یکپارچه می‌تواند به صورت کوله‌هایی با ارتفاع کامل روی پی باشند و یا کوله‌های کوتاه که روی یک ردیف شمع قرار دارند. حالت رایج، ساختن کوله‌ی کوتاه روی یک ردیف شمع انعطاف پذیر می‌باشد.

پل‌های یکپارچه تحت اثر بارهای مشابه اعمال شده به پل‌های مرسوم درزدار قرار می‌گیرند. مانند بارهای مرده، زنده، زلزله و همچنین این نوع پل‌ها یک سری اثرات ثانویه مانند جمع شدگی، خزش، گرادیان حرارتی، نشست‌های متفاوت تغییرات حرارت و رطوبت روزانه و فصلی و فشار غیر فعال خاکریز را نیز متحمل می‌شوند. به علت ساختار یکپارچه پل با کوله‌های یکپارچه، می‌توان روسازه و زیرسازه را به عنوان یک واحد سازه در نظرگرفت که تمام نیروها از روسازه به زیرسازه منتقل

می‌شود. از این رو زیرسازه باید به اندازه‌ی کافی انعطاف‌پذیر باشد تا بتواند نیروهای وارده از روسازه و حرکات منتقل شده از روسازه ناشی از بارهای ثانویه مانند تغییرات حرارت را به خوبی تحمل کند. از طرفی، یک اندرکنش پیچیده‌ای بین اعضای زیرسازه شامل کوله، خاکریز پشت کوله، شمع، خاک اطراف شمع وجود دارد که در رفتار کلی پل تأثیر بسزایی دارد.

از بین بارهای وارده به پل یکپارچه با توجه به ساختار یکپارچه این نوع پل‌ها، بارهای حرارت یکنواخت و زلزله از اهمیت زیادی برخوردار هستند و نقش تعیین‌کننده‌ای در عمکرد کلی سازه دارند. بررسی‌هائی که محققان تاکنون در خصوص شناسایی رفتار پل‌های یکپارچه انجام داده‌اند رفتار را تحت اثر یا بار حرارت و یا بار زلزله به طور جداگانه بررسی کرده‌اند. در هیچ‌یک از آیین‌نامه‌های معتبر دنیا مانندEurocode [۳]، British Standard(BS) [۴] و آیین‌نامه آشتو LRFD [۵، ۶، ۷] برای طراحی پل یکپارچه، ترکیب بارهای حرارت و زلزله ضروری نمی‌باشد. عدم ترکیب این دو بار بدین معنی است که فرض شده است در زمان وقوع زلزله دمای هوا دقیقاً برابر با دمای زمان ساخت پل می‌باشد. اما این سوال مطرح است که آیا این فرض درست است؟ آیا در هنگام وقوع زلزله هیچ تغییر درجه حرارت و در نتیجه آن هیچ بار حرارت وجود ندارد؟ که البته احتمال آن خیلی کم است. بنابراین اختلاف دمای هوا زمان ساخت و زمان وقوع زلزله یک امر عادی است و در حین وقوع زلزله تغییر حرارت و در نتیجه بار حرارت یکنواخت نیز مطرح می‌باشد.

۱-۲- اهداف تحقیق:

بدلیل نو بودن مسئله ترکیب بارهای حرارت یکنواخت و زلزله و مجهول بودن رفتار پل‌های یکپارچه تحت اثر این ترکیب، در این خصوص بررسی‌های لازم جهت شناسایی رفتار باید انجام گیرد. بعد از شناسایی رفتار سازه این سوال مطرح می‌شود که آیا در طراحی پل‌های یکپارچه مطابق یکی از آیین‌نامه‌های معتبر مانند آیین‌نامه آشتو LRFD اعمال ترکیب بار حرارت یکنواخت و زلزله در کنار