



نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

- ۱ کاهش پاسخ سازه های غیرخطی هیستورسیس با استفاده از میراگر جرمی چندگانه‌ی بینه
محتمم محی - حسین شعبانی - سولماز مرادپور
- ۲۱ ارزیابی پایداری و رفتار ارتعاشی ستون های ترکدار تحت بارگذاری محوری مسعود قادری - حسین غفارزاده - وحید عرب‌ملکی
- ۳۴ تأثیر مقاومت بتن و چسبندگی ورق های CFRP بر مقاومت نهایی تیرهای بتی محمود نادری - علی خونساری
- ۴۷ طرح مرمت برج خشتی شماره‌ی ۳۲ در ارگ به مهرداد حجازی - بینا حجازی - حامد مهداد - صبا حجازی
- ۶۷ ارزیابی الگوی بارگذاری مستطیلی در تحلیل غیرخطی پل های با عرضه مختلط تحت اثر انفجار علیرضا حبیبی - نیما خالدی
- ۸۵ طراحی میراگر جرمی برای سازه‌ی نامیرا با ترکیب پاسخ های پایدار و سکندری پیمان اشرفی - جواد علامتیان
- ۹۹ ارزیابی رفتار عرشی کامپوزیتی چند سلولی فولادی تقویت شده با صفحات GFRP الهام علیزاده - مهدی دهستانی - بهرام نوائی - زیبا
- ۱۱۷ رفتار مکانیکی خاک های رسی مخلوط با خرد ۵ لاستیک امین ارشیزاد - حسین سلطانی جقه - محرم اسدزاده
- ۱۳۱ تعیین مقاومت چسبندگی صفحات CFRP در برابر تغییر دما، تر و خشک شدن و یخ زدن و آب شدن، به روش «پیچش» محمود نادری - سید آرش حاجی نصری
- ۱۵۲ مقاوم سازی ساختمان های فولادی به کمک میراگرهای اصطکاکی چرخشی «پایداری پژوهشی» محمد علی هادیان فرد
- ۱۶۳ ارائه مدل فازی برای تعیین حساسیت مناطق ساحلی به ریزش نفتی (مطالعه موردی سواحل استان مازندران) «پایداری پژوهشی» فریدون وفایی - وحید هادی پور - ابوذر هادی پور - سید ابوالفضل موسوی

(علمی - پژوهشی)



نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

علمی-پژوهشی

سردییر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسوول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیأت تحریریه :

استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر مجتبی ازهري

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمدرضا اصفهانی

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر فریدون ایرانی

دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر بلوری بزار

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمدرضا جعفرزاده

استاد، دانشگاه سمنان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر علی خیرالدین

دانشیار، دانشگاه امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران

دکتر عباس سروش

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر فرزاد شهابیان مقدم

دانشیار، دانشگاه تهران، دانشکده فنی دانشکده مهندسی عمران

دکتر رضا عطار نژاد

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمد غفوری

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمود فغفور مغربی

استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران

دکتر غلامرضا قدرتی امیری

استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر داود مستوفی نژاد

مسوول دفتر نشریه : تکتم هوشمند

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : سید عاطفه نوعی باغان

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود.

نشانی: مشهد - دانشگاه فردوسی مشهد - دانشکده مهندسی - دفتر نشریه - صندوق پستی: ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

تلفاكس: ۰۵۱-۳۸۸۰۶۰۲۴، پست الکترونیکی: ejour@um.ac.ir و وب سایت:

چاپ: مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

- ۱ محتشم محی - حسین شعبانی - سولماز مرادپور کاهش پاسخ‌سازه‌های غیرخطی هیسترسیس با استفاده از میراگر جرمی چندگانه‌ی بهینه
- ۲۱ مسعود قادری - حسین غفارزاده - وحید ارزیابی پایداری و رفتار ارتعاشی ستون‌های ترکدار تحت بارگذاری محوری عرب‌ملکی
- ۳۴ محمود نادری - علی خونساری تأثیر مقاومت بتن و چسبندگی ورق‌های CFRP بر مقاومت نهایی تیرهای بتنی
- ۴۷ مهرداد حجازی - بینا حجازی - حامد مهداد طرح مرمت برج خشتی شماره‌ی ۳۲ در ارگ به صبا حجازی
- ۶۷ علیرضا حبیبی - نیما خالدی ارزیابی الگوی بارگذاری مستطیلی در تحلیل غیرخطی پل‌های با عرشه مختلط تحت اثر انفجار
- ۸۵ پیمان اشرفی - جواد علامتیان طراحی میراگر جرمی برای سازه‌ی نامیرا با توکیب پاسخ‌های پایدار و گذرا
- ۹۹ الهام علیزاده - مهدی دهستانی - بهرام نوائی‌نیا ارزیابی رفتار عرشی کامپوزیتی چند سلولی فولادی تقویت شده با صفحات GFRP
- ۱۱۷ امین ارشیزاد - حسین سلطانی جیقه - محرم رفتار مکانیکی خاک‌های رسی مخلوط با خرد ۵ لاستیک اسدزاده
- ۱۳۱ محمود نادری - سید آرش حاجی نصری تعیین مقاومت چسبندگی صفحات CFRP در برابر تغییر دما، تر و خشک شدن و یخ زدن و آب شدن، به روش «پیچش»
- ۱۵۲ محمد علی هادیان فرد مقاومسازی ساختمان‌های فولادی به کمک میراگرهای اصطکاکی چرخشی «یادداشت پژوهشی»
- ۱۶۳ فریدون وفایی - وحید هادی پور - ابوذر هادی پور ارائه‌ی مدل فازی برای تعیین حساسیت مناطق ساحلی به ریزش نفتی (مطالعه‌ی موردی سواحل استان مازندران) سید ابوالفضل موسوی «یادداشت پژوهشی»

کاهش پاسخ سازه‌های غیرخطی هیستریس با استفاده از میراگر جرمی چندگانه‌ی بهینه*

محتمم محی^(۱) حسین شعبانی^(۲) سولماز مرادپور^(۳)

چکیده در این پژوهش به بررسی کارآبی میراگر جرمی تنظیم شده‌ی چندگانه (MTMD) در کاهش ارتعاشات سازه‌های غیرخطی هیستریس پرداخته شده است که پارامترهای بهینه‌ی MTMD براساس کمیه کردن بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی تعیین شده است. برای حل مسئله‌ی بهینه‌سازی از الگوریتم ژنتیک (GA) استفاده شده است. برای آنالیز عددی، قاب برشی ۱ طبقه با منحنی هیستریس دوخطی تحت ارتعاش اغتشاش سفید قرار گرفته و به طراحی بهینه‌ی مکانیزم MTMD پرداخته شده است. نتایج به دست آمده مؤثر بودن روش پیشنهادی را در طراحی MTMD روی سازه‌های غیرخطی نشان می‌دهد. هم‌چنین می‌توان گفت که MTMD در صورت طراحی بهینه می‌تواند خرایب را در سازه‌های غیرخطی کاهش دهد که میزان کاهش وابسته به مشخصات زلزله‌ی ورودی و درصد جرمی می‌باشد.

واژه‌های کلیدی کنترل غیرفعال، میراگر جرمی تنظیم شده، میراگر جرمی تنظیم شده‌ی چندگانه، قاب برشی غیرخطی، بهینه‌سازی.

Reducing the Seismic Response of Nonlinear Hysteretic Structures Using Optimal Multiple Tuned Mass Dampers

M. Mohebbi H. Shabani S. Moradpour

Abstract In this research, the effectiveness of multiple tuned mass dampers (MTMDs) in mitigating the response of nonlinear hysteretic structures has been studied where the optimal parameters of MTMDs have been determined based on minimization of maximum relative displacement (drift) of structure. For solving the optimization problem the genetic algorithm (GA) has been used successfully. For numerical analysis, an eight-storey bilinear hysteretic shear frame subjected to a white noise excitation and optimal MTMDs have been designed. The results of numerical simulations have shown the effectiveness of the proposed method in designing optimal MTMDs for nonlinear structures. Also, it can be said that the damage of structure can be reduced using optimal MTMDs where the performance has been affected by earthquake characteristics and mass ratio.

Keywords Passive Control, Tuned Mass Damper (TMD), Multiple Tuned Mass Dampers (MTMDs), Nonlinear Shear Frame, Optimization.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۸/۱۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۳/۲۰ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانشیار، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی.

(۲) کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی.

(۳) کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی.

سازه‌های غیرخطی با رفتار برشی را مورد بررسی قرار دادند [8]. میراگر جرمی تنظیم شده در صورتی که به درستی تنظیم شود، می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای ارتعاشات لرزه‌ای یک سازه را کاهش دهد. با این حال یک TMD منفرد، به علت حساسیت بالای آن به تنظیم نشدن فرکانس‌ها یا تفاوت نسبت میرایی میراگر، ممکن است در کاربرد واقعی به طور قابل ملاحظه‌ای کارایی خود را از دست بدهد [9]. بررسی‌های انجام شده نشان داده است که میراگر منفرد حتی ممکن است پاسخ مودهای بالاتر را در اثر هم‌زمانی بین مود اصلی و مودهای بالاتر تقویت کند [10]. با توجه به مطالعات انجام گرفته در مورد میراگر جرمی تنظیم شده، عملکرد لرزه‌ای TMD تنها زیاد قابل اعتماد نیست.

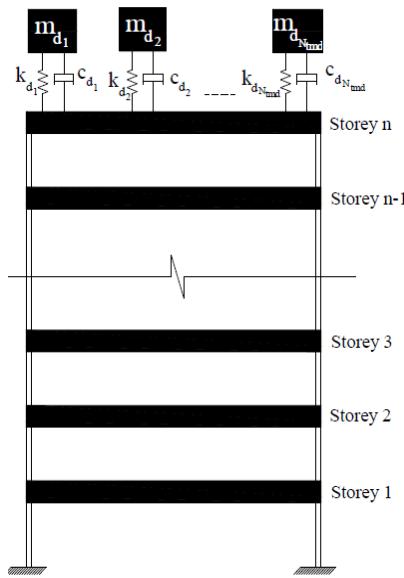
برای رفع محدودیت‌های مکانیزم‌های کنترل غیرفعال در سال‌های اخیر سیستم‌های کنترل فعال پیشنهاد شده است که شامل مکانیزم‌های مختلفی نظیر تاندون فعال، میراگر جرمی فعال، میراگر ستون مایع فعال، می‌باشد [11,12]. در سیستم‌های کنترل فعال با اندازه‌گیری پاسخ سازه و ارتعاش خارجی در هر لحظه و براساس قانون کنترل، نیروهایی در نقاط مختلف سازه از طریق محرک‌ها به منظور کاهش پاسخ سازه وارد می‌شود. برای کنترل فعال سازه‌های خطی و غیرخطی الگوریتم‌های مختلفی پیشنهاد شده و کارایی آنها مورد بررسی قرار گرفته است [13,14]. میراگرهای جرمی فعال که ترکیب میراگر جرمی هماهنگ‌شده با یک سیستم کنترل فعال هستند به عنوان یکی از مکانیزم‌های کنترل فعال در سازه‌های عمرانی مورد استفاده قرار می‌گیرند [15 و 16]. از مزیت‌های عمدی میراگرهای جرمی فعال نسبت به حالت غیرفعال می‌توان به قابل استفاده بودن حتی در صورت عدم تنظیم مناسب پارامترها و قابلیت عملکرد مناسب برای دامنه‌های فرکانسی بیشتر اشاره کرد. مطالعات زیادی بر روی سیستم ATMD انجام شده است که می‌توان به استفاده از ATMD برای ساختمانهای بلند تحت تحریک باد [17]، بهینه کردن پارامترهای ATMD برای

مقدمه

استفاده از سیستم‌های کنترل سازه یکی از فن‌آوری‌های نسبتاً جدید در زمینه‌ی طراحی مقاوم سازه‌ها در برابر زلزله می‌باشد و بررسی‌های زیادی در مورد عملکرد سیستم‌های کنترل سازه‌ها انجام گرفته است [1]. میراگر جرمی تنظیم شده (Tuned Mass Damper-TMD) یکی از ابزارهای کنترل غیرفعال (Damper-TMD) از نظر اثربخشی کنترل از این روش است که این وسیله با جذب کردن مقداری از انرژی وارد شده از بار دینامیکی به سازه، میزان تقاضا برای استهلاک انرژی را در سازه‌ی اصلی کاهش می‌دهد [2]. ساده‌ترین جرم میراگر هماهنگ شده، سیستمی شامل جرم، فنر و میراگر ویسکوز است که به سازه‌ی اصلی اضافه می‌گردد. سرآغاز طرح این میراگرهای بر پایه‌ی مطالعاتی است که بر روی ضربه‌گیرهای ارتعاشات دینامیکی توسط فرامهم انجام شده است که نتایج آن در سال ۱۹۰۹ منتشر گردید [3]. بیش از ۱۰۰ سال پیش از این مطالعاتی در سال ۱۹۶۷، فالکون و همکاران به طرح مسئله‌ی بهینه‌سازی پارامترهای جرم میراگر پرداختند [5]. طراحی میراگر جرمی هماهنگ شده با فرض رفتار غیرخطی سازه‌ها هم مورد مطالعه قرار گرفته است. کی نیا و همکارانش در سال ۱۹۸۱ یک بررسی مقدماتی بر روی تأثیر لرزه‌ای TMD در سازه‌های یک درجه آزادی با رفتار الاستو-پلاستیک تحت یک مجموعه از زلزله‌های ثبت شده در ناحیه‌ی غربی ایالات متحده انجام دادند که نتایج به دست آمده نشان دهنده‌ی کاهش اندکی در مکانیزم جابه‌جایی سازه می‌باشد [6]. برنال در سال ۱۹۹۶ رفتار سازه‌های یک درجه آزادی غیرارتجاعی مجهز به جرم میراگر هماهنگ شده را تحت زلزله‌ی ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی که از نوع زلزله‌های باند باریک با طول مدت بلند است، در جابه‌جایی مکانیزم سازه با افزایش یافتن شدت رفتار غیرارتجاعی سازه کاهش می‌باید [7]. جغایی و محبی نحوه‌ی تعیین پارامترهای بهینه‌ی TMD برای

سازه‌های خطی مطالعات قابل توجهی صورت گرفته است که می‌توان به بررسی اثر پارامترهای TMD‌ها در کارایی MTMD در سازه‌های یک درجه آزادی تحت تحریک هارمونیک با فرض جرم و نسبت میرایی یکسان برای TMD‌ها [27]، طراحی MTMD‌ها برای سازه‌ی یک درجه آزادی تحت نیروی باند پهن بدون در نظر گرفتن جرم و نسبت میرایی یکسان برای TMD‌ها [28]، تعیین پارامترهای بهینه‌ی MTMD‌ها در یک سازه‌ی نامیرا تحت تحریک هارمونیک براساس کمینه کردن تغییر مکان سازه‌ی اصلی با روش جست و جوی عددی [29] و بررسی کارایی پنج حالت مختلف سامانه MTMD با هدف کمینه کردن ضربی بزرگ‌نمایی دینامیکی تغییر مکان و ضربی بزرگ‌نمایی دینامیکی شتاب یک سازه‌ی تحت شتاب زمین به‌ازای ترکیب‌های متفاوتی از پارامترهای TMD‌ها اشاره کرد [30]. زو و نایفه با طراحی بهینه‌ی میراگر جرمی چندگانه، به این نتیجه رسیدند که در مکانیزم MTMD با وجود این که TMD افزایش تعداد TMD‌ها فقط تا تعداد مشخصی از در بهبود کارایی MTMD مؤثر است، لیکن با افزایش تعداد TMD‌ها قابلیت اعتماد و مقاوم بودن سامانه در مقابل تغییر پارامترهای سازه افزایش می‌یابد [31]. اثر موازی یا سری قرار دادن TMD‌ها با تابع هدف کمینه‌سازی پاسخ فرکانسی سازه تحت اثر بار هارمونیک توسط Carneiro و همکاران [32] و تأثیر سیستم MTMD‌های توزیع شده در ارتفاع سازه‌ها توسط Moon [33] بررسی شده است. Mohebbi و همکاران روشی مبتنی بر استفاده از الگوریتم ژنتیک را برای تعیین پارامترهای MTMD برای سازه‌های چند درجه آزادی خطی ارائه دادند [34]. مشابه مکانیزم میراگر جرمی فعال، جهت بهبود عملکرد MTMD تحت اثر ارتعاش زلزله، از این مکانیزم به صورت میراگر جرمی تنظیم شده فعال چندگانه (AMTMD) استفاده گردیده است. سیستم AMTMD شامل تعدادی ATMD با جرم‌های کوچک‌تر می‌باشد که به منظور بهبود کارایی MTMD مورد استفاده قرار می‌گیرد [35-37].

ساختمان‌ها تحت تحریک باد [18]، استفاده از قانون کترل فیدبک جابه‌جایی بهینه برای طراحی ATMD [19] و ارزیابی معیارهای مختلف نظیر موقعیت میراگر تا مرکز جرم، فرکانس، نسبت میرایی و مینیمم کردن جابه‌جایی انتقالی و پیچشی برای بهینه کردن پارامترهای ATMD در کاهش پاسخ سازه‌های نامتقارن [20] اشاره کرد. عیب عمدی این مکانیزم نیاز آن به یک منبع بزرگ انرژی خارجی می‌باشد که ممکن است به‌هنگام زلزله در دسترس نباشند. روش دیگر برای کترل ارتعاشات سازه استفاده از سیستم‌های کترول نیمه‌فعال نظیر میراگر جرمی همانگشده‌ی نیمه‌فعال با میرایی یا سختی متغیر [21]؛ میراگر مگنتورئولوژیک (MR) [22,23] می‌باشد. در این مکانیزم‌ها، مشخصات سیستم نظیر میرایی یا سختی در هر لحظه براساس قانون کترول تعیین می‌شود. برای بهبود عملکرد مکانیزم TMD تنها، گزینه‌ی دیگر کاربرد میراگرهای جرمی تنظیم شده‌ی Igusa چندگانه (MTMD) می‌باشد که توسط Xu و پیشنهاد شد [24]. MTMD متشکل از چندین جرم میراگر تنظیم شده‌ی منفرد می‌باشد که این میراگرهای می‌توانند به دو صورت موازی و سری طراحی و در سازه نصب شوند [25]. بررسی‌ها نشان می‌دهد کارکرد MTMD به مقدار جرم، تعداد TMD‌ها و دامنه‌ی فرکانسی طراحی و نحوه توزیع آن‌ها بستگی دارد [26]. میراگر جرمی تنظیم شده‌ی چندگانه MTMD برای مودهای مختلف قابل تنظیم می‌باشد که به منظور افزایش کارآیی لردهای، میراگرهای در موقعیت مکانی مختلف کار گذاشته می‌شوند. چنین سیستم‌هایی علاوه بر بهبود کارآیی، اغلب نیازمند یک فضای اختصاصی داده شده برای قرار دادن میراگرهای کوچک نمی‌باشند. با توجه به سبکی وزن این میراگرهای استفاده‌ی نادرست از هر جرم میراگر تنظیم شده باعث اثرات مضار در پاسخ سازه نخواهند شد. علاوه بر این، کارآیی میراگرهای جرمی تنظیم شده‌ی چندگانه حساسیت کمتری نسبت به عدم قطعیت پارامترهای سیستم دارد. در مورد بررسی کارایی و نحوه طراحی MTMD برای



شکل ۱ سیستم سازه-MTMD در حالت نصب موازی TMD‌ها [34]

معادله‌ی حرکت سیستم سازه-MTMD به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$M\ddot{X}(t) + F_D(\dot{X}(t)) + F_S(X(t)) = Me\ddot{X}_g \quad (1)$$

که در آن t زمان، \ddot{X}_g شتاب زمین، X بردار جابه‌جایی، \dot{X} بردار سرعت، \ddot{X} بردار شتاب، M ماتریس جرم ($n + N_{\text{tmd}}$) \times ($n + N_{\text{tmd}}$) بعدی، F_D بردار نیروی میرایی ($n + N_{\text{tmd}}$) بعدی، F_S بردار نیروی مقاوم ($n + N_{\text{tmd}}$) بعدی، $e = [-1, -1, \dots, -1]^T$ بردار انتقال شتاب زمین $e = [-1, -1, \dots, -1]^T$ بعدی می‌باشد.

مقدار نیروی‌های میرایی و سختی را در هر گام زمانی می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

$$F_{D_k} = F_{D_{k-1}} + C_{k-1}^* [\dot{X}_k - \dot{X}_{k-1}] \quad (2)$$

$$F_{S_k} = F_{S_{k-1}} + K_{k-1}^* [X_k - X_{k-1}] \quad (3)$$

که k گام زمانی، C_{k-1}^* و K_{k-1}^* ماتریس سختی و ماتریس میرایی مماسی در زمان $t = (k-1)\Delta t$

اکثر تحقیقاتی که بر روی عملکرد MTMD در کاهش پاسخ ماکریم سازه انجام شده است، با فرض رفتار خطی سازه بوده است. با توجه به این‌که سازه‌ها در مقابل زلزله‌های شدید وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شوند لذا طراحی و بررسی عملکرد MTMD برای سازه‌های با رفتار غیرخطی حائز اهمیت می‌باشد. در ساختی سازه در طول مدت ارتعاش نمی‌توان از روش‌های طراحی MTMD برای سازه‌های خطی که براساس سختی ثابت ارایه شده‌اند، استفاده نمود. در مطالعات قبلی بررسی کارایی سیستم MTMD بر روی سازه‌های با رفتار غیرخطی زیاد مورد توجه نبوده است، لذا در این پژوهش کارایی سیستم MTMD در سازه‌های غیرخطی تحت ارتعاش زلزله مورد بررسی قرار گرفته است که برای طراحی بهینه‌ی مکانیزم MTMD روش ارائه شده توسط محبی و همکارانش [34] به سازه‌های با رفتار غیرخطی توسعه داده شده و مورد استفاده قرار گرفته است.

در این پژوهش به طراحی بهینه‌ی سیستم MTMD برای قاب‌های برشی با رفتار هیسترسیس دوخطی پرداخته شده و تأثیر عوامل مختلف مانند تعداد TMD‌ها، درصد جرمی و رکورد زلزله‌های مختلف در کارایی MTMD در سازه‌های غیرخطی بررسی شده است.

معادله‌ی حرکت سیستم سازه-MTMD

سیستمی متشکل از سازه‌ی اصلی به صورت قاب برشی با n درجه آزادی با رفتار غیرخطی، تحت شتاب زمین \ddot{X}_g به همراه تعداد N_{tmd} میراگر جرمی منفرد با مشخصات دینامیکی متفاوت را مطابق شکل (۱) در نظر بگیرید که میراگرهای جرمی در طبقه‌ی آخر سازه‌ی اصلی و به صورت موازی نصب شده است. پارامترهای i امین TMD شامل سختی (k_{d_i})، میرایی (c_{d_i}) و جرم (m_{d_i}) است.

برای شبیه‌سازی عددی در این مقاله در هر گام زمانی نیاز به ستاب ارتعاش زمین می‌باشد که از ارتعاش اغتشاش سفید و رکورد زلزله‌های واقعی استفاده شده است. در کاربردهای عملی در هر گام زمانی نیاز به پاسخ طبقات سازه می‌باشد که توسط حسگرها اندازه‌گیری می‌شود.

تعیین پارامترهای بهینه MTMD بر مبنای کمینه کردن ماکریزم تغییر مکان جانبی نسبی سازه در این مقاله برای طراحی MTMD بهینه، روش ارائه شده توسط محبی و همکاران [34] که برای طراحی این مکانیزم در سازه‌های خطی ارائه شده است، در جهت استفاده در طراحی MTMD برای سازه‌های غیرخطی توسعه داده شده است. این روش مبتنی بر تعریف یک مسئله بهینه‌سازی است که کاهش بیشینه‌ی پاسخ سازه به عنوانتابع هدف و پارامترهای TMD‌ها به عنوان متغیرهای مسئله در نظر گرفته می‌شود. تابع هدف مسئله بهینه‌سازی براساس هدف مورد نظر از کاربرد سیستم کنترل نظری کاهش ماکریزم تغییر مکان جانبی، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و ستاب می‌تواند انتخاب شود. در این مقاله به منظور کاهش خرایی سازه‌های غیرخطی، کاهش ماکریزم تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه به عنوان تابع هدف انتخاب شده است. مسئله بهینه‌سازی در حالت که تغییر مکان بیشینه‌ی TMD‌ها و پارامترهای آنها به ترتیب از مقادیر حدی X_L , $m_{d_{max}}$, $c_{d_{max}}$, $k_{d_{max}}$ تجاوز نکند به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\text{Find: } m_{d_1}, c_{d_1}, k_{d_1}, \dots, m_{d_{N_{tmd}}}, c_{d_{N_{tmd}}}, k_{d_{N_{tmd}}} \quad (13)$$

Minimize:

$$Y_{\max} = \max \left(|y_k(i)|, k=1,2,\dots, k_{\max} \right), \quad i=1,2,\dots,n \quad (14)$$

$$\text{Subject to: } X_{\max(\text{TMD})} \leq X_L \quad (15)$$

$$0 \leq m_{d_i} \leq m_{d_{max}}, \quad i=1,2,\dots,N_{tmd} \quad (16)$$

می‌باشد. معادله (1) را در زمان‌های $t=(k-1)\Delta t$ و $t=k\Delta t$ می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$M\ddot{X}_{k-1} + F_{D_{k-1}} + F_{S_{k-1}} = M\dot{e}\ddot{X}_{g_{k-1}} \quad (4)$$

$$M\ddot{X}_k + F_{D_k} + F_{S_k} = M\dot{e}\ddot{X}_{g_k} \quad (5)$$

معادله نموی حرکت در فاصله زمانی

(k-1) Δt تا $k\Delta t$ از کم کردن معادله (4) از (5)

به صورت زیر به دست می‌آید:

$$M\Delta\ddot{X}(t) + C^*\Delta\dot{X}(t) + K^*\Delta X(t) = \Delta P(t) \quad (6)$$

$$\Delta\ddot{X}(t) = \ddot{X}_k - \ddot{X}_{k-1} \quad (7)$$

$$\Delta\dot{X}(t) = \dot{X}_k - \dot{X}_{k-1} \quad (8)$$

$$\Delta X(t) = X_k - X_{k-1} \quad (9)$$

$$\Delta P(t) = P_k - P_{k-1} \quad (10)$$

$$P_k = M\dot{e}\ddot{X}_{g_k} \quad (11)$$

$$P_{k-1} = M\dot{e}\ddot{X}_{g_{k-1}} \quad (12)$$

در معادله فوق، ماتریس جرم و میرایی ثابت است ولی ماتریس سختی در هر لحظه تغییر می‌کند. نحوه تشکیل ماتریس‌های C , K , M بستگی به آرایش TMD‌ها در سازه دارد. در این مقاله حالت نصب TMD‌ها در طبقه‌ی آخر سازه و به صورت موازی مورد استفاده قرار گرفته است. مقدار نیروهای میرایی و سختی که میراگرهای جرمی به طبقه‌ی آخر سازه وارد می‌کنند نیروهای کنترلی هستند که باعث کاهش پاسخ سازه می‌گردند. مقدار این نیروها وابسته به سختی و میرایی میراگرهای است که باید مقداری بهینه برای آنها تعیین شود که در قسمت بعدی مورد مطالعه قرار می‌گیرد. برای حل معادله نموی حرکت (معادله ۶) می‌توان از روش‌های عددی مختلف استفاده کرد. در این مقاله برای آنالیز غیرخطی از روش β -Newmark [38] استفاده شده است که برای این منظور یک برنامه آنالیز غیرخطی در نرم‌افزار MATLAB نوشته شده است.

روش در بهینه‌سازی و حل مسائل گسترش می‌یابد. در الگوریتم ژنتیک، طی مرحله‌ی تولید مثل از عملگرهای ژنتیکی استفاده می‌شود که با تأثیر این عملگرهای روی یک جمعیت، نسل بعدی آن جمعیت تولید می‌شود. عملگرهای انتخاب، برش و چesh معمولاً بیشترین کاربرد را در الگوریتم ژنتیک دارند. در این پژوهش برای حفظ بهترین جمعیت از فرآیند نخبه‌گرایی استفاده شده است که درصد کوچکی از جمعیت نسل بعد مستقیماً از جمعیت نسل قبل کمی می‌شود. در این مقاله از نمونه‌برداری تصادفی تک مرحله‌ای [40] برای عملگر انتخاب استفاده شده است که در آن احتمال انتخاب هر کروموزم برابر است با:

$$P(x_i) = \frac{F(x_i)}{\sum_{i=1}^{N_{ind}} F(x_i)} \quad (23)$$

$F(x_i)$ احتمال انتخاب کروموزم i ام، $P(x_i)$ شایستگی کروموزم i ام و N_{ind} تعداد کروموزم در هر جمعیت است. برای عملگر تولید مثل در این پژوهش، روش تولید مثل داخلی انتخاب شده است که نوزاد براساس ترکیب خطی دو کورموزوم والد با استفاده از معادلات زیر نوشته می‌شود:

$$O_{1,2} = P_1 + \alpha(P_2 - P_1) \quad (24)$$

$O_{1,2}$ و P_1 متغیرهای کروموزوم‌های والد، P_2 ژن‌های کروموزم نوزاد و α ضریب مقیاس است که به طور تصادفی و معمولاً در فاصله‌ی [-0.25, 1.25] برای تعیین هر متغیر کروموزم نوزاد انتخاب می‌شود [41]. اگر m_r درصد چesh ژن‌ها و N_{var} و N_{new} به ترتیب نشانگر تعداد متغیرها و کروموزوم‌های تولید شده باشند، در این حالت تعداد ژن‌هایی که دچار چesh می‌شوند از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$N_{Mutated} = m_r \times N_{var} \times N_{new} \quad (25)$$

مثال عددی

برای بررسی کارایی MTMD در کاهش پاسخ سازه‌ی

$$0 \leq k_{d_i} \leq k_{d_{max}} \quad i=1,2,\dots,N_{tmd} \quad (17)$$

$$0 \leq c_{d_i} \leq c_{d_{max}} \quad i=1,2,\dots,N_{tmd} \quad (18)$$

تغییر مکان جانبی نسبی طبقه نام در گام زمانی k ام y_k بیشینه گام زمانی تحلیل و k_{max} می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\begin{cases} y_k(i) = x_k(i) - x_k(i-1) & i=2,3,\dots,n \\ y_k(1) = x_k(1) \end{cases} \quad (19)$$

اعمال محدودیت در $c_{d_{max}}$ ، $m_{d_{max}}$ و $k_{d_{max}}$ MTMD را تحت تأثیر قرار می‌دهد لذا باید مقدار مناسبی برای این پارامترها انتخاب شود. در کاربردهای عملی، این مقادیر براساس مشخصات ساخت این میراگرها تعیین می‌شود. در صورتی که از جرم یکسان برای همه TMDها استفاده شود در این حالت مسئله‌ی بهینه‌سازی با اعمال محدودیت نامساوی به صورت تابع جریمه در تابع هدف به یک مسئله‌ی بهینه‌سازی بدون محدودیت به صورت زیر تبدیل می‌شود:

$$\text{Find : } c_{d_1}, k_{d_1}, \dots, c_{d_{N_{tmd}}}, k_{d_{N_{tmd}}} \quad (20)$$

$$\text{Minimize: } F(T) = \alpha X_{\max} + \beta \max[0, g_i] \quad (21)$$

$$g_i = \frac{X_{\max_{TMD}}}{X_L} - 1 \quad (22)$$

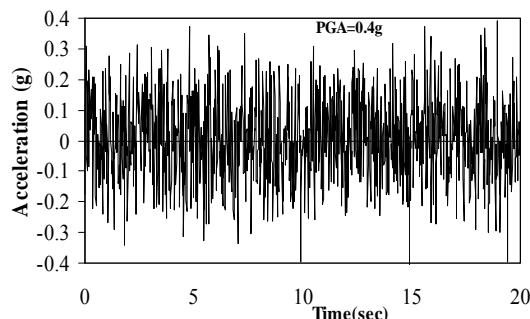
مقادیر c_{d_i} ، m_{d_i} ، k_{d_i} از دامنه‌ی تعریف شده برای آنها انتخاب می‌شوند، بنابراین نیازی به اعمال محدودیت‌های مربوط به پارامترهای TMD به صورت تابع جریمه در مسئله‌ی بهینه‌سازی نیست. α و β ضرایب تابع جریمه می‌باشند که باید به صورت مناسبی توسط طراح و براساس مشخصات مسئله‌ی مورد مطالعه انتخاب شوند [39].

الگوریتم ژنتیک (Genetic- Algorithm)

محدوده‌ی کاربرد الگوریتم ژنتیک بسیار وسیع است و با پیشرفت روزافزون علوم و تکنولوژی، استفاده از این

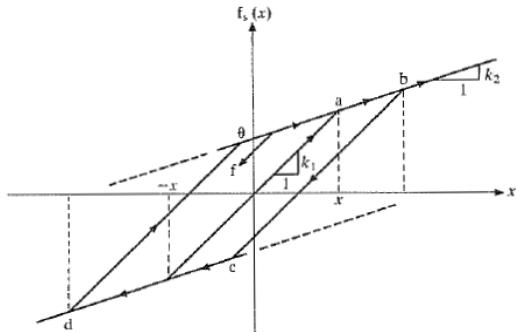
زلزله‌ی طراحی

در صورتی که طراحی MTMD برای یک زلزله‌ی خاص انجام شود ممکن است مکانیزم MTMD در مقابل زلزله‌های دیگر مؤثر نباشد. بنابراین برای این‌که پارامترهای بهینه‌ی بهدست آمده برای TMD‌ها، در زلزله‌های مختلف مؤثر باشند لذا تحریک پایه برای طراحی MTMD به صورت اغتشاش سفید در نظر گرفته شده است. در این مقاله سازه در مقابله‌ی تحریک پایه از نوع اغتشاش سفید، $w_1(t)$ ، با بیشینه‌ی شتاب ارتعاش برابر $g_{PGA}=0.4g$ ، مطابق شکل (۳)، قرار گرفته و به طراحی بهینه‌ی MTMD پرداخته شده است. جدول (۱) پاسخ‌های ماکریم سازه‌ی کنترل‌نشده را تحت ارتعاش $w_1(t)$ نشان می‌دهد. تحت اثر ارتعاش $w_1(t)$ طبقات ۱، ۲ و ۳ دارای تغییر مکان جانبه‌ی نسبی بزرگ‌تر از $Y_{yielding} = 2.4 \text{ cm}$ هستند و وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده‌اند.



شکل ۳ تاریخچه‌ی زمانی ارتعاش $w_1(t)$

غیرخطی، قاب برشی ۸ طبقه با فرض رفتار هیسترسیس دو خطی مطابق شکل (۲) و با مشخصات یکسان برای همه طبقات شامل سختی الاستیک $= 34040 \text{ kN/m}$ ، $k_1 = 340400 \text{ kN/m}$ ، $k_2 = 345.6 \text{ ton/m}$ ، ضریب میرایی ویسکوز خطی $c = 734.3 \text{ kN sec/m}$ در نظر گرفته شده است. در تغییر مکان جانبه‌ی نسبی $Y_{yielding} = 2.4 \text{ cm}$ تسلیم در طبقات اتفاق می‌افتد و فرکانس طبیعی سازه براساس سختی اولیه‌ی سازه برابر $f_{initial} = 0.92 \text{ Hz}$ می‌باشد. در این پژوهش هدف طراحی و بررسی عملکرد MTMD بر روی سازه‌های غیرخطی بوده که به منظور سادگی آنالیزها و تمرکز روی موضوع اصلی مقاله سازه‌های غیرخطی از نوع برشی انتخاب شده است. برای سازه‌های غیرخطی دیگر نظری قاب‌های خمی روشن مورد استفاده در این مقاله به‌طور کامل قابل استفاده است و اختلاف فقط در ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی سازه خواهد بود.



شکل ۲ منحنی هیسترسیس دوخطی

جدول ۱ پاسخ سازه‌ی کنترل‌نشده و کنترل شده با MTMD به ازای $\mu=4\%$ تحت ارتعاش $w_1(t)$

طبقه	ماکریم جابجایی کل سازه (cm)		ماکریم جابجایی نسبی سازه (cm)		ماکریم شتاب سازه (cm/sec ²)	
	کنترل نشده	کنترل شده	کنترل نشده	کنترل شده	کنترل نشده	کنترل شده
1	4.78	1.52	4.78	1.52	614.13	574.8
2	8.6	2.96	3.38	1.45	649.6	562.5
3	10.38	4.25	2.43	1.37	658.9	559.4
4	12.37	5.39	2.18	1.38	669.8	578.5
5	14.05	6.37	1.75	1.34	758.1	595.9
6	15.42	7.41	1.44	1.12	836.9	607.4
7	16.42	8.18	1.11	0.84	839.2	529
8	16.93	8.66	0.64	0.61	797.3	639.7

شد. در نمونه‌های عملی این مقدار براساس مشخصات کارخانه‌ی سازنده‌ی میراگر انتخاب می‌شود.

شکل (۴) نحوه‌ی همگرایی الگوریتم ژنتیک را برای سه بار حل مسئله نشان می‌دهد. از نتایج معلوم می‌شود که مقدار تابع هدف (جا به جایی جانبی نسبی سازه) با افزایش تعداد نسل کاهش یافته یا ثابت بوده است که این امر به خاطر حفظ بهترین جمعیت در هر نسل و انتقال به جمعیت بعدی است. همچنین هر سه بار اجرا به جواب بهینه‌ی نهایی تقریباً یکسانی رسیده است.

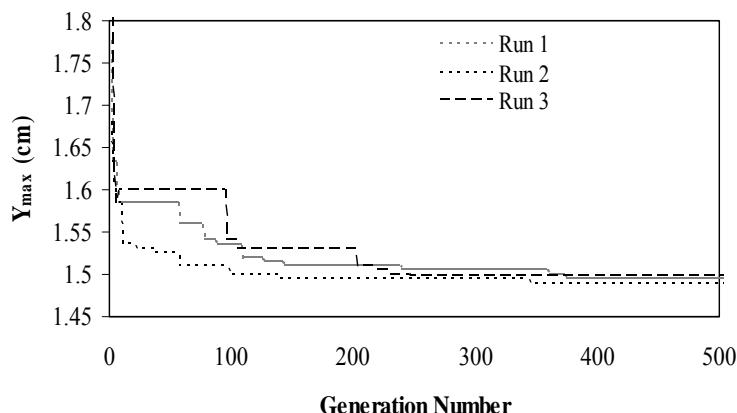
در شکل (۵) سختی و میرایی بهینه‌ی TMD‌ها به‌ازای $\mu = 4\%$ تحت تحریک $w_1(t)$ نشان داده شده است. با توجه به نتایج می‌توان گفت که علی‌رغم یکسان بودن جرم TMD‌ها، مقدار میرایی و سختی آنها دارای اختلاف قابل توجهی می‌باشند. جدول (۱) مقادیر ماکریم پاسخ سازه‌ی کنترل شده را به‌ازای $\mu = 4\%$ و $N_{tmd} = 5$ تحت تحریک $w_1(t)$ نشان می‌دهد. همچنین در شکل (۶) و (۷) به ترتیب تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان جانبی نسبی و منحنی هیسترسیس سازه‌ی کنترل شده و کنترل شده برای طبقات اول، دوم و سوم آورده شده است.

طراحی MTMD با $N_{tmd} = 5$ و $\mu = 4\%$

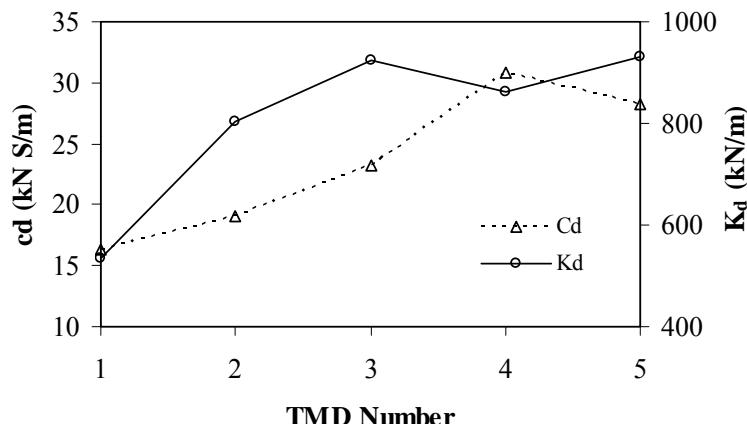
برای توضیح روش پیشنهادی برای طراحی بهینه‌ی MTMD، سازه‌ی w_1 طبقه تحت ارتعاش (t) قرار گرفته است، در حالتی که پنج میراگر جرمی با درصد جرمی برابر $\mu = 4\%$ ، در طبقه آخر به صورت موازی قرار گرفته است که ۱۱ برابر نسبت جرم MTMD به جرم کل سازه می‌باشد. در این حالت مسئله‌ی بهینه‌سازی ۱۰ متغیر دارد که با استفاده از الگوریتم ژنتیک با پارامترهای زیر حل شده است.

$=$ درصد جهش، $1.0 =$ درصد احتمال برش، $1.0 =$ شکاف نسل، $0.9 =$ درصد جایگزینی، تعداد جمعیت برابر $25 =$ تعداد کل نسل‌ها، مکانیزم برش: روش تولید مثل داخلی، مکانیزم انتخاب: روش نمونه‌برداری تصادفی تک مرحله‌ای. برای حل مسائل بهینه‌سازی از برنامه‌ی نوشته شده در محیط نرم‌افزار MATLAB استفاده شده است.

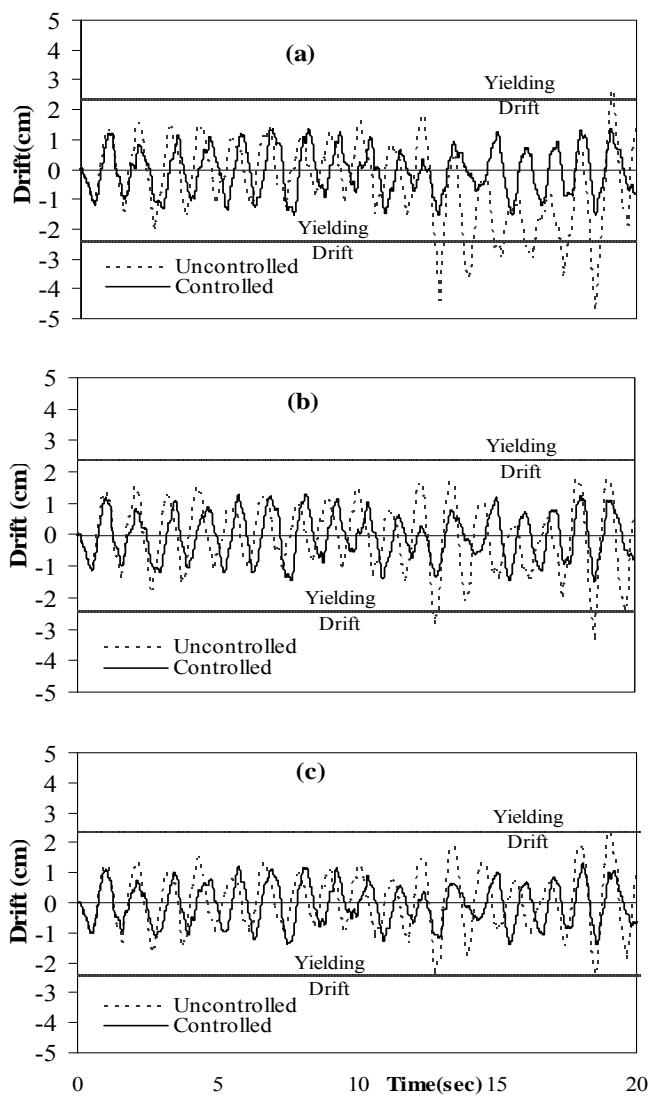
همچنین حداکثر تغییر مکان جانبی TMD‌ها برابر $X_L = 150 \text{ cm}$ در نظر گرفته شده است. اعمال محدودیت برای حداکثر تغییر مکان جانبی میراگرها، X_L کارایی مکانیزم MTMD را تحت تأثیر قرار می‌دهد به‌طوری که افزایش مقدار این پارامتر تا یک مقدار مشخصی باعث بهبود عملکرد MTMD خواهد



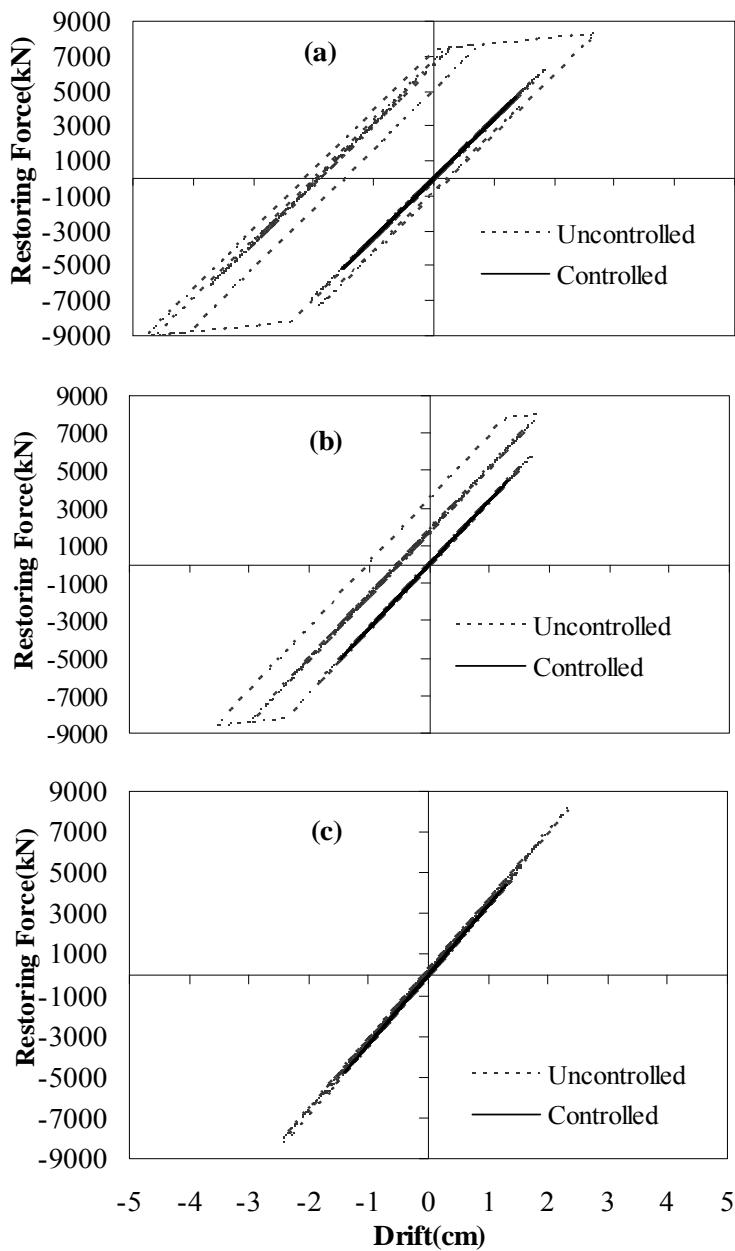
شکل ۴ همگرایی الگوریتم ژنتیک در نسل‌های مختلف برای سه بار حل مسئله به‌ازای $\mu = 4\%$



شکل ۵ (a) میرایی TMD ها (b) سختی TMD ها در حالت بهینه برای $\mu=4\%$



شکل ۶ تغییر مکان جانی نسبی سازه کنترل نشده و کنترل شده (a) طبقه اول، (b) طبقه دوم و (c) طبقه سوم



شکل ۷ منحنی هیسترسیس سازه‌ی کنترل نشده و کنترل شده: (a) طبقه‌ی اول، (b) طبقه‌ی دوم، (c) طبقه‌ی سوم

کنترل نشده در طبقات ۱، ۲ و ۳ دارای رفتار غیرخطی بوده است. از طرف دیگر علاوه بر کاهش بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی که تابع هدف مسئله بوده است بیشینه‌ی جابه‌جایی کل و شتاب هم کاهش قابل ملاحظه‌ای داشته‌اند.

با دقت در شکل (۷) می‌توان گفت که حلقه‌های

با توجه به نتایج حاصل می‌توان گفت که ماکریم جابه‌جایی نسبی، ماکریم جابه‌جایی کل و ماکریم شتاب سازه در حالت کنترل شده به ترتیب حدود ۴۸ و ۳۷ درصد کاهش داشته است. هم‌چنین معلوم می‌شود که با استفاده از MTMD سازه‌ی کنترل شده در ناحیه‌ی خطی نگه داشته شده است در حالی که سازه‌ی

بيانگر اثر منفی MTMD روی پاسخ مورد نظر در سازه است. نتایج نشان می دهد که بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی که مربوط به طبقه‌ی اول است و به عنوان تابع هدف انتخاب شده است، برای همه‌ی زلزله‌های تست (چه نزدیک‌گسل و چه دورگسل) کاهش داشته است در حالی که تغییر مکان جانبی نسبی در بعضی از طبقات تحت زلزله‌های نزدیک‌گسل افزایش داشته است. هم‌چنین سایر پاسخ‌های سازه مانند بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی کل و شتاب طبقات نیز کاهش داشته است.

با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان گفت که کارایی MTMD برای زلزله‌های مختلف متفاوت می‌باشد به‌گونه‌ای که در مثال بررسی شده، بهترین کارکرد مربوط به تغییر مکان جانبی نسبی (Drift) تحت اثر زلزله‌ی Hachinohe بوده است.

با توجه به این‌که عملکرد MTMD وابسته به مشخصات زلزله‌ی ورودی می‌باشد، لذا در کاربردهای عملی برای دست‌یابی به عملکرد بهتر و مؤثرتر مکانیزم MTMD، بایستی در طراحی MTMD از رکورد زلزله‌ی مناسبی نظیر رکورد طراحی منطقه یا ترکیبی از زلزله‌های متناسب با شرایط لرزه‌خیزی منطقه طبق آیین‌نامه‌های زلزله استفاده نمود.

هیسترسیس در سازه‌ی کترل شده دارای کاهش قابل توجهی می‌باشند که این مسئله منجر به کاهش انرژی هیسترسیس انباسته شده و خرابی سازه می‌گردد.

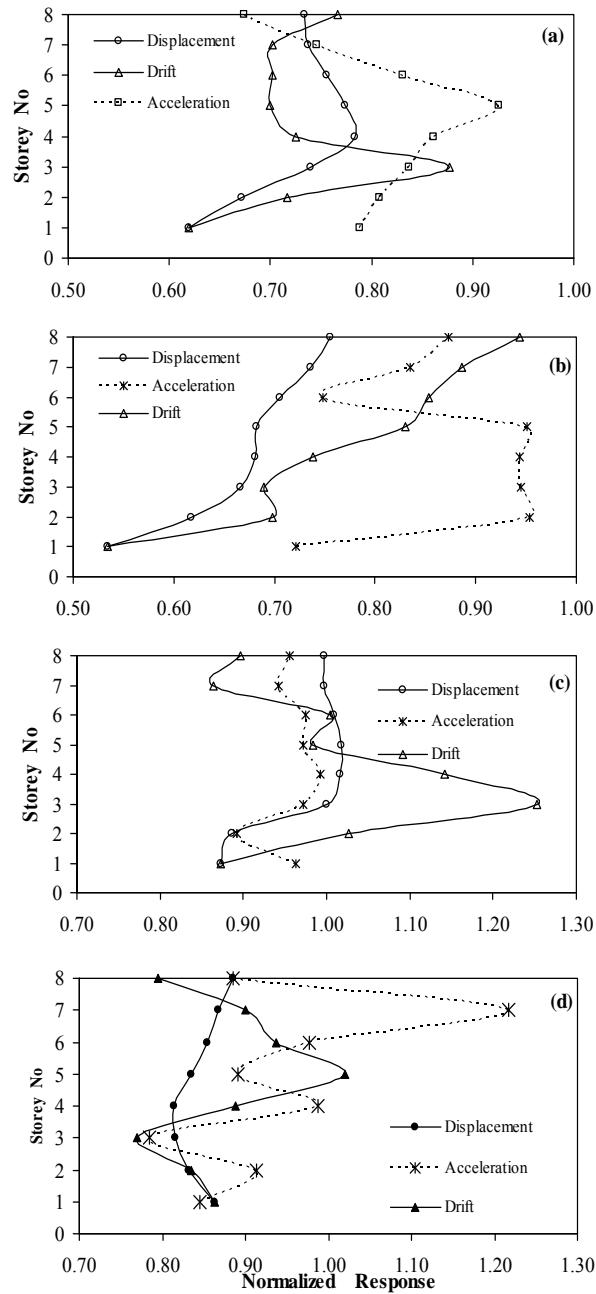
تست MTMD بهینه شده تحت زلزله‌های غیرطرح

برای بررسی کارایی MTMD بهینه شده در مقابل زلزله‌های دیگر که متفاوت از زلزله‌ی طرح $w_1(t)$ است، سیستم سازه- MTMD طراحی شده در برابر زلزله‌های دورگسل و نزدیک‌گسل قرار گرفته است. رکوردهای El-Centro (1940 ; PGA=0.34g) و Hachinohe (1968 ; PGA=0.23g) به عنوان زلزله‌های دورگسل و زلزله‌های Kobe (1995 ; PGA=0.83g) و Northridge (1994 ; PGA=0.84g) به عنوان زلزله‌های نزدیک‌گسل انتخاب گردیده‌اند که در جدول (۲) مقادیر ماکریم پاسخ سازه‌ی کترل نشده در مقابل زلزله‌های تست نشان داده شده است.

شکل (۸) پاسخ‌های نرمال شده‌ی سازه‌ی کترل شده (یعنی نسبت پاسخ سازه‌ی کترل شده به پاسخ همسان سازه‌ی کترل نشده) را تحت زلزله‌های تست نشان می‌دهد. پاسخ نرمال شده بزرگ‌تر از ۱،

جدول ۲ ماکریم پاسخ سازه‌ی کترل نشده در مقابل زلزله‌های تست

تحریک	ماکریم جابجایی کل (cm)	ماکریم جابجایی نسبی (cm)	ماکریم شتاب (cm/s^2)
Hachinohe	15.95	3.82	899
El-Centro	17.72	4.26	1010
Northridge	29.97	12.42	1523
Kobe	30.08	9.95	1997



شکل ۸ پاسخ‌های نرمال شده‌ی سازه‌ی کنترل شده با $\mu = 4\%$ تحت زلزله‌های تست (a) Kobe (b) El-Centro (c) Hachinohe (d) Northridge

و به صورت موازی قرار گرفته است با فرض سازه‌ی ۸ طبقه‌ی غیرخطی پرداخته شده است. شکل (۹) پاسخ‌های نرمال شده‌ی سازه‌ی کنترل شده را برای مقادیر مختلف درصد جرمی تحت ارتعاش $w_1(t)$ نشان می‌دهد. با توجه به نتایج می‌توان گفت که (۱)

بررسی اثر جرم و تعداد TMD بر کارایی MTMD

برای بررسی اثر درصد جرمی میراگرها بر کارکرد MTMD در کاهش پاسخ‌های سازه‌ی غیرخطی، مشابه روش توضیح داده شده در بخش قبل، برای درصدهای جرمی مختلف در حالتی که پنج TMD در طبقه‌ی آخر

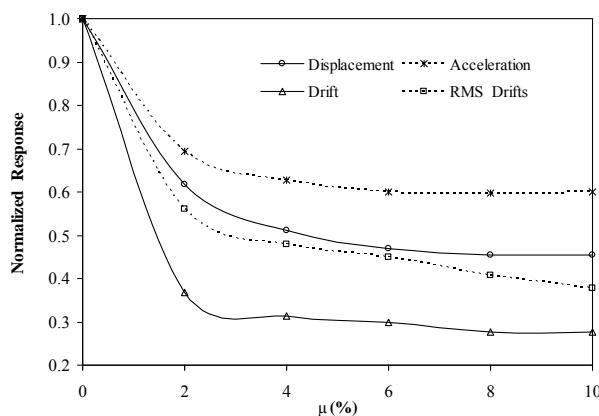
باقي بماند. به عنوان مثال پنج طبقه‌ی پایین سازه‌ی کنترل‌نشده در مقابل زلزله El-Centro وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده‌اند که در حالت کنترل‌شده با $\mu = 2\%$ فقط دو طبقه‌ی پایین وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده‌اند و با افزایش درصد جرمی به $8\% = \mu$ کلیه‌ی طبقات در ناحیه‌ی خطی باقی می‌مانند.

برای بررسی اثر تعداد TMD‌ها در عملکرد MTMD، برای تعداد مختلف TMD‌ها در حالتی که در طبقه‌ی آخر سازه و به صورت موازی قرار گرفته باشند، برای درصدهای جرمی مختلف مکانیزم سازه- MTMD تحت اثر زلزله‌ی $w_1(t)$ قرار گرفته و به طراحی بهینه‌ی MTMD پرداخته شده است.

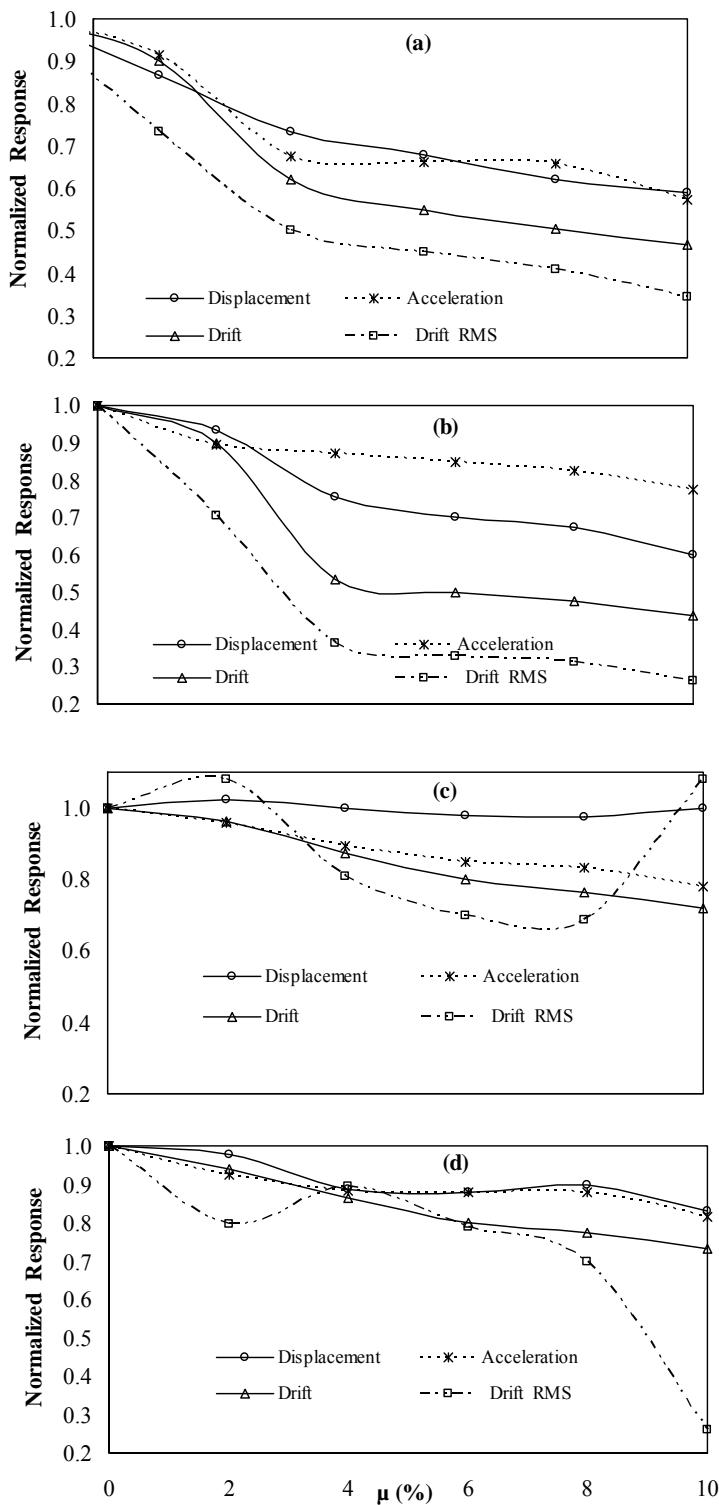
در شکل (۱) بهینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی نرمال شده‌ی سازه‌ی کنترل‌شده برای تعداد مختلف TMD و درصدهای جرمی متفاوت نشان داده شده است.

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که در این مطالعه با فرض جرم یکسان برای TMD‌ها و قرارگیری به صورت موازی در طبقه‌ی آخر، با افزایش تعداد میراگرهای جرمی، تغییر چشم‌گیری در کارایی MTMD نسبت به TMD منفرد تحت ارتعاش طراحی و زلزله‌های تست مشاهده نمی‌شود. این نتیجه‌گیری با نتایج حاصل از کاربرد MTMD بر روی سازه‌های با رفتار خطی مطابقت دارد [۳۱، ۴۲].

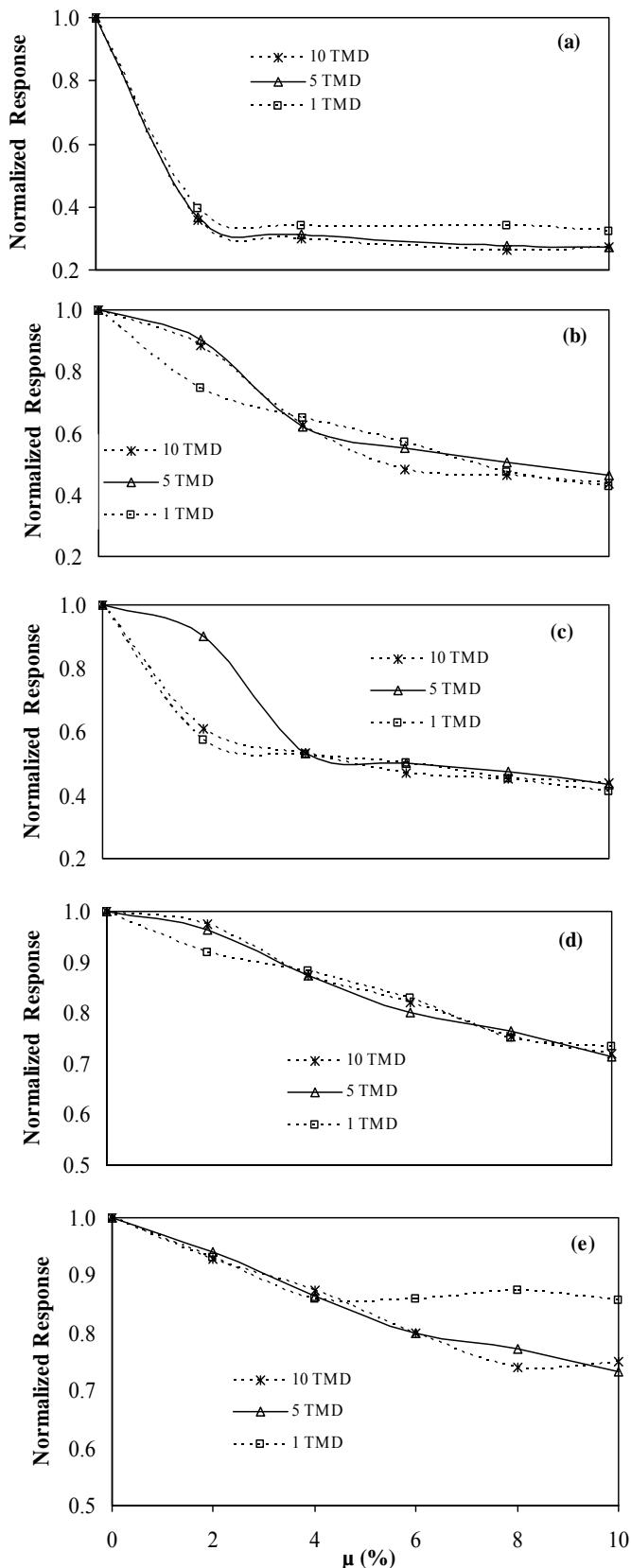
عموماً افزایش درصد جرمی MTMD باعث کاهش بیشتر پاسخ‌های سازه شده است که این مسئله بیانگر افزایش کارایی MTMD با افزایش درصد جرمی است، (۲) برای درصدهای جرمی مختلف با توجه به این که تابع هدف کمینه کردن بهینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی بوده است ولی مقدار بهینه‌ی جایه‌جایی کل و شتاب هم با افزایش درصد جرمی، بیشتر کاهش می‌یابد، (۳) با توجه به نتایج می‌توان گفت که حساسیت کارایی MTMD به درصد جرمی، در مقادیر کمتر μ بیشتر می‌باشد. نتیجه‌گیری (۱) تا (۳) مشابه نتایج حاصل از کاربرد MTMD بر روی سازه‌های با رفتار خطی می‌باشد [۳۴]، (۴) در دامنه‌ی مورد بررسی برای μ (۱۰٪ تا ۲۲٪) سازه‌ی کنترل‌شده در ناحیه‌ی خطی باقی مانده است در حالی که سازه‌ی کنترل‌شده در طبقات ۳، ۲، ۱ دارای رفتار غیرخطی بوده است. در شکل (۱۰) پاسخ‌های نرمال شده‌ی سازه‌ی کنترل‌شده برای درصدهای جرمی مختلف برای MTMD، تحت اثر زلزله‌های تست نشان داده شده است. نتایج به دست آمده تحت زلزله‌های تست نشان می‌دهد که کارایی MTMD با افزایش درصد جرمی بهبود می‌یابد که میزان کاهش پاسخ‌های سازه برای مقادیر مختلف درصد جرمی، وابسته به مشخصات زلزله ورودی است. در بین زلزله‌های تست، کارایی MTMD در کاهش تابع هدف در برابر زلزله‌های دورگسل عموماً بهتر بوده است. هم‌چنین افزایش درصد جرمی باعث می‌شود سازه‌ی غیرخطی در مقابل زلزله‌های تست در ناحیه‌ی خطی



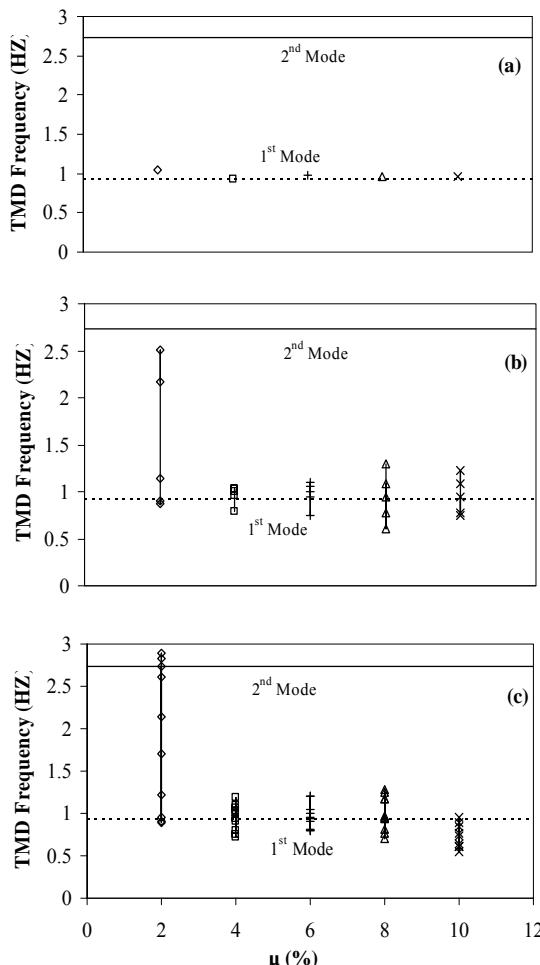
شکل ۹ پاسخ‌های نرمال شده‌ی سازه‌ی کنترل شده با درصد جرم‌های مختلف برای MTMD تحت ارتعاش (t)



شکل ۱۰ پاسخ‌های نرمال شدهٔ سازه‌ی کنترل شده با درصد جرم‌های مختلف برای MTMD تحت ارتعاش زلزله‌های تست
Kobe (d) Northridge (c) Hachinohe (b) El-Centro (a)



شکل ۱۱ بیشینه‌ی تغییر مکان جانی نسبی نرمال شده‌ی سازه کنترل شده برای تعداد مختلف TMD تحت ارتعاش زلزله‌های مختلف Kobe (e) Northridge (d) Hachinohe (c) El-Centro (b) $w_1(t)$ (a)



شکل ۱۲ فرکانس TMD‌ها به ازای درصد جرم‌های مختلف در
حالات: (a) $N_{tmd} = 10$ (c) $N_{tmd} = 5$ (b) $N_{tmd} = 1$

مقایسه‌ی فرکانس TMD‌ها با فرکانس مود اول و دوم سازه نشان می‌دهد که در اکثر موارد (به ازای مقادیر مختلف درصد جرمی و تعداد میراگرهای جرمی) فرکانس TMD‌ها در مقایسه با فرکانس مودهای مختلف سازه، نزدیک‌تر به فرکانس مود اول سازه می‌باشد گرچه در برخی از موارد به فرکانس مود دوم سازه هم نزدیک‌تر شده است. این نتیجه‌گیری در طراحی MTMD برای سازه‌ی غیرخطی که به خاطر تغییر سختی، فرکانس ارتعاشی در حال تغییر می‌باشد قابل توجه می‌باشد که مشابه سازه‌های خطی، اکثر TMD‌ها تمایل به هماهنگی با فرکانس مود اول سازه که براساس سختی اولیه‌ی سازه محاسبه شده است، دارند. بنابراین می‌توان گفت که در طراحی

بررسی تغییر مکان جانبی MTMD‌ها

در طراحی بهینه‌ی MTMD، تغییر مکان ماکریم TMD‌ها به صورت محدودیت در مسئله‌ی بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است به طوری که حداکثر تغییر مکان TMD‌ها بایستی از $X_L = 150\text{cm}$ کمتر باشد. ماکریم جایه‌جایی TMD‌ها به ازای درصد جرم‌های مختلف در حالت نصب یک TMD و پنج TMD در جداول (۳) و (۴) آورده شده است.

با توجه به نتایج جداول (۳) و (۴) می‌توان گفت که در مثال مورد بررسی در حالت نصب یک TMD و پنج TMD مقدار انتخاب شده برای حداکثر تغییر مکان جانبی TMD‌ها زیادتر از مقدار لازم است و با کاهش مقدار آن تا حد $X_L = 100\text{cm}$ کارایی MTMD تغییری نمی‌کند. مقدار ماکریم برای X_L براساس مشخصات ساخت TMD‌ها انتخاب می‌شود و در مواردی ممکن است که کارایی این مکانیزم را محدود کند [43].

جدول ۳ ماکریم تغییر مکان جانبی TMD‌ها بر حسب سانتی‌متر در حالت نصب یک TMD

TMD	$\mu=2\%$	$\mu=4\%$	$\mu=8\%$	$\mu=10\%$
1	42.5	23	22	19.5

جدول ۴ ماکریم تغییر مکان جانبی TMD‌ها بر حسب سانتی‌متر در حالت نصب پنج TMD

TMD	$\mu=2\%$	$\mu=4\%$	$\mu=8\%$	$\mu=10\%$
1	12.5	33.5	36.8	28
2	12.4	34	29	34
3	17.6	31.5	29	28
4	30.4	27	31	27
5	100	28	16	26

فرکانس TMD‌های بهینه

فرکانس TMD‌های بهینه به ازای درصد جرم و تعداد مختلف TMD و هم‌چنین فرکانس مود اول و دوم سازه که براساس سختی اولیه‌ی سازه‌ی غیرخطی محاسبه شده است در شکل (۱۲) آورده شده است.

افزایش درصد جرمی عموماً افزایش می‌یابد. مثلاً ماکریم جایه‌جایی نسبی سازه‌ی کنترل شده تحت تحریک زلزله‌ی El-Centro به‌ازای درصد جرمی‌های $2\% = \mu = 4\% = \mu = 8\% = \mu$ به‌ترتیب 9.8 , 38 و 49.5 درصد کاهش داشته است.

۴- بررسی کارایی MTMD در کاهش پاسخ سازه تحت اثر زلزله‌های دورگسل و نزدیک‌گسل نشان می‌دهد که کارایی این مکانیزم در کاهش پاسخ سازه، وابسته به محتوای فرکانسی زلزله و میزان غیرخطی شدن سازه می‌باشد. مثلاً برای درصد جرمی یکسان $4\% = \mu$ بیشینه‌ی جایه‌جایی نسبی سازه تحت زلزله‌ی El-Centro و Northridge به‌ترتیب 38 و 13 درصد کاهش داشته است.

۵- نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد MTMD علاوه بر کاهش بیشینه‌ی تغییرمکان جانبی نسبی سازه که به عنوان معیار خرابی سازه‌ی غیرخطی در طراحی بیشینه‌ی این مکانیزم استفاده شده، سایر پاسخ‌های سازه را نیز کاهش داده است. مثلاً جایه‌جایی کل و شتاب سازه‌ی کنترل شده با $4\% = \mu$ تحت تحریک زلزله El-Centro به‌ترتیب 27 و 33 درصد کاهش داشته است

۶- در این مطالعه با فرض توزیع یکسان جرم برای میراگرهای جرمی و قرارگیری موازی آنها در طبقه‌ی آخر برای طراحی بهینه‌ی مکانیزم MTMD برای تعداد مختلف TMD شامل (1 , 5 و 10) نتایج نشان می‌دهد که افزایش تعداد TMD تأثیر چشم‌گیری در افزایش کارایی MTMD در مقایسه با TMD منفرد ندارد که این نتیجه‌گیری مشابه سازه‌های خطی می‌باشد.

۷- بررسی فرکانس میراگرهای جرمی در حالت بهینه نشان می‌دهد که علی‌رغم تغییر سختی و فرکانس ارتعاش سازه‌ی غیرخطی، در اکثر موارد (به‌ازای مقادیر مختلف درصد جرمی و تعداد میراگرهای جرمی) فرکانس TMD‌ها در دامنه‌ای نزدیک به فرکانس مود اول سازه (با فرض سختی اولیه)

MTMD بهینه برای سازه‌های غیرخطی، با تقریب خوبی می‌توان TMD‌ها در دامنه‌ی فرکانسی نزدیک به مود اول سازه (با فرض سختی اولیه) توزیع نمود گرچه جزئیات کامل‌تر در رابطه با این نتیجه‌گیری نیاز به مطالعات عددی بیشتری دارد.

نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی کارایی مکانیزم میراگر جرمی تنظیم شده‌ی چندگانه (MTMD) در کاهش پاسخ سازه‌های با رفتار غیرخطی پرداخته شده است. برای تعیین مقادیر بهینه‌ی پارامترهای MTMD از روشی مبتنی بر تعریف یک مسئله‌ی بهینه‌سازی باتابع هدف کمینه کردن ماکریم تغییرمکان جانبی نسبی سازه استفاده شده است که از الگوریتم ژنتیک (GA) برای حل مسئله استفاده کرده است. برای توضیح روش پیشنهادی، یک سازه‌ی ۸ طبقه با رفتار غیرخطی هیسترسیس و از نوع قاب برشی تحت اثر اغتشاش سفید قرار گرفته است و ضمن طراحی میراگر جرمی چندگانه، تأثیر پارامترهای مختلفی مانند درصد جرم MTMD، تعداد TMD‌ها و محتوای فرکانسی زلزله‌ها بر کارکرد این مکانیزم بررسی شده است. براساس تحلیل‌های عددی می‌توان به نتایج زیر اشاره کرد:

۱- با توجه به این‌که برای طراحی MTMD روی سازه‌های غیرخطی روش مشخصی ارائه نشده است بنابراین الگوریتم مورد استفاده در این مقاله برای طراحی MTMD روی سازه‌های غیرخطی روش مناسب و کارا به لحاظ سادگی و دقیقی می‌باشد.

۲- نتایج نشان می‌دهد در صورت طراحی بهینه‌ی MTMD می‌توان پاسخ سازه‌ی غیرخطی و در نتیجه خرابی سازه را تا حد زیادی تحت زلزله‌ی مشخص کاهش داد به‌طوری‌که در مثال مورد بررسی برای درصد جرمی‌های مختلف امکان حفظ رفتار سازه در ناحیه‌ی خطی بوده است.

۳- مشابه سازه‌های با رفتار خطی، کارایی MTMD با

سازه‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرد.

توزیع شده‌اند که این نتیجه‌گیری می‌تواند به عنوان

روش مفید تقریبی برای طراحی MTMD روی

مراجع

1. Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos , A.G., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F. and Yao., J., "Structural control: past, present and future", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 123(9), pp. 897-966, (1997).
2. Soong, T. and Dargush, G.F., "Passive energy dissipation systems in structural engineering", John Wiley & Sons, Chichester, (1997).
3. Frahm, H., "Device for damping vibrations of bodies", US Patent, (1909).
4. Bishop, R. E. D and Welbourn, D. B., "The Problem of the dynamic vibration absorber", Engineering, Lond, (1952).
5. Falcon, K. C., Stone, B. J., Simcock, W. D and Andrew, C., "Optimization of vibration absorbers: a graphical method for use on idealized systems with restricted damping", *Journal of Mechanical Engineering Science*, 9, pp. 374-381, (1967).
6. Kaynia, A.B., Veneziano, D., Biggs, J.M., "Seismic effectiveness of tuned mass dampers", *Journal of Structural Division ASCE*, 107(8), pp. 1465-1484, (1981).
7. Bernal, R., "Influence of ground motion characteristics on the effectiveness of tuned mass dampers", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, (1996).
8. Mohebbi, M. and Joghataie, A., "Designing optimal tuned mass dampers for nonlinear frames by distributed genetic algorithms", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 21(1), pp. 57-76, (2012).
9. Hong, N. and Waranitchai, P., "Design of multiple tuned mass dampers by using numerical optimizer", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34, pp. 125-144, (2005).
10. Chen, G. and Wu, J., "Optimal Placement of multiple tuned mass dampers for seismic structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127(9), pp. 1054-1062, (2001).
11. Balendra,T., Wang, C. M. and Yan, N., "Control of wind-excited towers by active tuned liquid column damper", *Engineering Structure*, 23, pp. 1054-1067, (2001).
12. Spencer, B.F. and Nagarajaiah, S., "State of the art of structural control", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129(7), pp. 845-856, (2003).
13. Joghataie, A. and Mohebbi, M., "Optimal controller of nonlinear frames by Newmark and distributed genetic algorithms", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 21, pp. 77-95,(2012).
14. Bani-Hani, K. A., "Vibration control of wind-induced response of tall buildings with an active tuned mass damper using neural networks", *Journal of Structural Control and Health Monitoring*, 14(1),

- pp. 83 – 108, (2007).
15. Shariatmadar, H., Golnargesi, S. and Akbarzadeh Totonchi, M.R. "Vibration control of buildings using ATMD against earthquake excitations through interval type-2 fuzzy logic controller", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 15, pp.321-338, (2014).
 16. محبی، م. و شاکری، ک.، "استفاده از الگوریتم ژنتیک برای طراحی بهینه‌ی جرم میراگر فعال در سازه‌های غیرخطی"، مجله‌ی علمی- پژوهشی سازه و فولاد، شماره‌ی دوازدهم، (۱۳۹۱).
 17. Ankireddi S. and Yang, H.T.Y., "Simple ATMD control methodology for tall buildings subject to wind loads", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 122, pp. 83– 91, (1996).
 18. Yan, N., Wang, C.M. and Balendra, T., "Optimum damper characteristics of ATMD for buildings under wind loads", *Journal of Structural Engineering*, ASCE; 125, pp. 1376 –1383, (1999).
 19. Nagashima, I., "Optimal displacement feedback control law for active tuned mass damper", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30(8), pp. 1221–1242, (2001).
 20. Li, C., Jinhua, Li.,J. and Qu, Y., "An optimum design methodology of active tuned mass damper for asymmetric structures", *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24, pp. 746–765, (2010).
 21. Lin, P.Y., Chung, L.L. and Loh, C.H.; "Semi-active control of building structures with semi-active tuned mass damper", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 20(1), pp. 35–51, (2005).
 22. Karamodin ,A., Haji Kazemi,H., Rowhani manesh,A. and Akbarzadeh Totonchi, M.R. , "Semi-active control of structures using a neuro-inverse model of MR dampers" , *Scientia Iranica* ,16, pp. 256-263,(2009).
 23. Karamodin, A., Haji Kazemi, H. "Semi-active control of structures using neuro-predictive algorithm for MR dampers", *Structural Control and Health Monitoring*, 278, pp. 1002-1020,(2008).
 24. Xu, K. and Igusa T., "Dynamic characteristics of multiple substructures with closely spaced frequencies", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(12), pp. 1059–1070, (1992).
 25. Li, C., "Performance of multiple tuned mass dampers for attenuating undesirable oscillations of structures under the ground acceleration", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29, pp. 1405-1421, (2000).
 26. Kareem, A, and Klein, S., "Performance of multiple tuned mass dampers under random loadings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(2), pp. 348-361, (1995).
 27. Yamaguchi, H and.Harnpornchai, N., "Fundamental characteristics of multiple tuned mass dampers for suppressing harmonically forced oscillation", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22, pp. 51-62, (1993).
 28. Igusa, T. and Xu, K., "Vibration control using multiple tuned mass damper", *Journal of Sound and Vibration*, 175, pp. 491-503 (1994).
 29. Jangid, R.S., "Optimum multiple tuned mass dampers for base excited undamped systems",

- Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 28, pp. 1041-1049, (1999).
30. Li., C., "Optimum multi tuned mass dampers for structures under the ground acceleration based on DDMF and ADMF", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31, pp. 897-919, (2002).
 31. Zuo, L. and Nayfeh, S.A., "Optimization of the individual stiffness and damping parameters in multiple-tuned-mass-damper systems", *Journal of Vibration and Acoustics, Transactions of ASME*, 127, pp. 77-83, (2005).
 32. Carneiro, R.B., Avila, S.M. and De Brito, J.L.V., "Parametric study on multiple tuned mass dampers using interconnected masses", *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 8(1), pp. 187-202, (2008).
 33. Moon, K.S., "Vertically distributed multiple tuned mass dampers in tall buildings: performance and preliminary design", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19, pp. 347-366, (2010).
 34. Mohebbi, M., Shakeri, K., Ghanbarpour Y. and Majzub,H., "Designing optimal multiple tuned mass dampers using Genetic Algorithms (GAs) for mitigating the seismic response of structures", *Journal of Vibration and Control*, 19(4), pp. 605-625,(2013).
 35. Li, C. and Yanxia, L., "Active multiple tuned mass dampers for structures under the ground acceleration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp. 1041–1052, (2002).
 36. Li, C. and Liu, Y., "Active multiple tuned mass dampers for structures under the ground acceleration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp.1041–1052, (2002).
 37. Li, C. and Bilei, Zhu. "Investigation of response of systems with active multiple tuned mass dampers", Structural Control and Health Monitoring, 14, pp. 1138-1154, (2007).
 38. Li, C., Li., J., Yu, Z. and Qu., Y. "Performance and parametric study of active multiple tuned mass dampers for asymmetric structures under ground acceleration", *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 4(3), pp. 571-588, (2009).
 39. Bathe K.J., "Finite Element Procedures", Prentice-Hall, Inc.: New Jersey, USA, (1996).
 40. Joghataie, A. and Mohebbi, M., "Vibration controller for confined masonry walls by distributed genetic algorithms", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 134(2), pp. 300-309, (2008).
 41. Mühlenbein, H. and Schlierkamp-Voosen, D., "Predictive models for the breeder genetic algorithm: I. Continuous parameter optimization", Evolutionary Computation, 1(1), pp. 25-49, (1993).
 42. Baker, J.E., "Reducing bias and inefficiency in the selection algorithm", Proc. ICGA 2, pp. 14-21, (1987).
 43. Li, C. and Liu, Y., "Further characteristics for multiple tuned mass dampers", *ASCE Journal of Structural Engineering* 128(10), pp. 1362- 1365, (2002).
 44. Lin, C. C., Wang, J. F., Lien, C.H., Chiang, H.W. and Lin, C.S., "Optimum design and experimental study of multiple tuned mass dampers with limited stroke", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 39, pp. 1631–1651, (2010).

ارزیابی پایداری و رفتار ارتعاشی ستون‌های ترک‌دار تحت باگذاری محوری*

مسعود قادری^(۱)حسین غفارزاده^(۲)وحید عرب‌ملکی^(۳)

چکیده در تحقیق حاضر روش تحلیلی جدیدی به منظور بررسی اثر ترک بر رفتار ارتعاشی و پایداری ستون‌های ترک‌دار تحت نیروی محوری ارائه شده است. به کمک تعریف انعطاف‌پذیری موضعی، ترک با یک فنر پیچشی مدل شده است که در قسمت سالم ستون را در محل ترک به یکدیگر متصل می‌سازد. پس از استخراج مسئله مقدار ویژه متناظر به بررسی تأثیر ترک و نیروی محوری بر فرکانس‌های طبیعی و ظرفیت باربری ستون‌های ترک‌دار با انواع شرایط مرزی مختلف پرداخته شده است. مقایسه نتایج مدل ارائه شده با نتایج تجربی موجود در ادبیات فن نشان می‌دهد که مدل جدید ارائه شده در ضمن سادگی، با دقت مناسبی رفتار ارتعاشی و ظرفیت باربری ستون‌های ترک‌دار را پیش‌بینی می‌کند. محاسبه ظرفیت باربری و فرکانس‌های طبیعی ستون ترک‌دار و مطالعه تغییرات آن نسبت به موقعیت و عمق ترک نشان می‌دهد که در حالت کلی وجود ترک باعث کاهش فرکانس‌های طبیعی و ظرفیت باربری ستون می‌شود که میزان این کاهش به موقعیت و عمق ترک بستگی دارد. همچنین بار محوری کششی باعث افزایش فرکانس‌های طبیعی و بار محوری فشاری باعث کاهش فرکانس‌های طبیعی می‌شود طوری که با افزایش بار محوری فشاری، فرکانس طبیعی اول کاهش می‌یابد تا در بار کمانش مقدار آن به صفر می‌رسد و سیستم ناپایدار می‌شود.

واژه‌های کلیدی تحلیل ارتعاشی، ستون ترک‌دار، فرکانس طبیعی، نیروی محوری، بار کمانش.

Stability and Vibration Analysis of Cracked Columns under Compressive axial Load

M. Ghaderi

H. Ghaffarzadeh

V. A. Maleki

Abstract In this paper, a new analytical method is proposed to study the effect of crack and axial load on vibration behavior and stability of the cracked columns. Using the local flexibility model, the crack has been simulated by a torsional spring with connecting two segments of column in crack location. By solving governing eigenvalue equation, the effect of crack parameters and axial load on the natural frequencies and buckling load as well as buckling load are investigated. The results show that the presents of crack cause to reduction in natural frequencies and buckling load whereas this reduction is affected by the location and depth of the crack. Furthermore, the tensile and compressive axial load increase and decrease the natural frequencies, respectively. In addition, as the compression load approaches to certain value, the fundamental natural frequency reaches zero and instability occurs. The accuracy of the model is validated through the experimental data reported in the literature.

Keywords Vibration Analysis, Cracked Column, Natural Frequency, Axial Load, Buckling Load.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۹/۱۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۵/۱ می‌باشد.

(۱) مری گروه مهندسی عمران، واحد گرمی، دانشگاه آزاد اسلامی گرمی.

(۲) دانشیار گروه عمران، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز.

(۳) نویسنده مسئول، دانشجوی دکتری، دانشکده فنی مهندسی مکانیک، دانشگاه تبریز.

داده‌اند. یزدهی و همکاران [18] با استفاده از روش ماتریس انتقال به محاسبه‌ی بار کمانش ستون‌های ترک‌دار با سطح مقطع‌های مختلف پرداخته‌اند. نتایج مطالعات آنها نشان می‌دهد که با افزایش عمق ترک، بار بحرانی کمانش ستون‌ها کاهش می‌یابد. رنجبران و همکاران [19] به بررسی کمانش و ارتعاشات آزاد تیر با سطح مقطع متغیر و ترک خورده پرداخته‌اند. آنها با استفاده از روش حساب تغییرات، مسئله را به صورت یک مسئله‌ی بهینه‌سازی مدل نموده و سپس به بررسی اثر پارامترهای ترک بر رفتار ارتعاشی تیرهای ترک‌دار پرداخته‌اند. تویگر و همکاران [20] با استفاده از تست‌های تجربی و روش المان محدود به بررسی تأثیر ترک بر بار بحرانی کمانش تیرهای کامپوزیتی پرداخته‌اند. بینیک [21] ارتعاشات عرضی تیر اویلر-برنولی ترک‌دار تحت تأثیر نیروی محوری را مورد مطالعه قرار داده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که بارهای فشاری که تا ۳۰٪ بار کمانش هستند، می‌توانند اولین فرکانس طبیعی را تا ۱۵٪ تغییر دهند که این اثر در سایر فرکانس‌ها کمتر می‌باشد. اوکامورا [22] نیز تحقیقاتی روی ستون‌های باریک با یک ترک، به منظور تعیین ظرفیت باربری ستون و میزان بار شکست ستون انجام داد.

هر چند در بسیاری از تحقیقات انجام شده در این زمینه به بررسی اثر پارامترهای ترک بر رفتار ارتعاشی و پایداری تیرها و ستون‌های ترک‌دار تحت اثر نیروی محوری [15-18] و نیز در غیاب نیروی محوری [9-13] پرداخته شده است، اما عمدتی تحقیقات انجام شده در این زمینه عمدها براساس روش‌های عددی از قبیل روش ماتریس انتقال [2] روش المان محدود [3,4] بوده است که سبب بروز خطای زیادی در محاسبات می‌گردد و با استفاده از این روش‌ها به سهولت نمی‌توان برای ترک‌یابی در ستون‌ها و بررسی اثر پارامترهای مختلف استفاده نمود.

در تحقیق حاضر، روش تحلیلی جدیدی به منظور مطالعه‌ی رفتار ارتعاشی و بار بحرانی کمانش

مقدمه

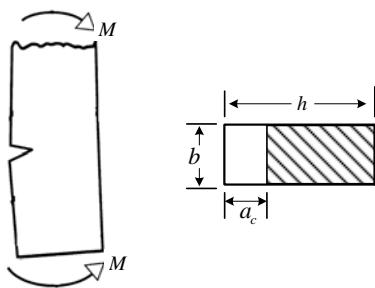
سازه‌ها در طول عمر مفید خود دچار تغییرات مختلفی از قبیل ایجاد و گسترش ترک، فرسودگی، خوردگی و یا سایر آسیب‌های احتمالی می‌شوند که تأثیر این عوامل بر روی ظرفیت باربری و به طور کلی این‌یعنی سازه باید به نحو قابل قبولی در طراحی آن در نظر گرفته شود. وجود ترک در سازه‌ها می‌تواند قرار مکانیکی و دینامیکی آن را تحت تأثیر قرار دهد و موجب کاهش قابل ملاحظه‌ای در ظرفیت باربری و مقاومت نهایی آن شود. از سازه‌های مهمی که وجود ترک رفتار آنها را تحت تأثیر قرار می‌دهد ستون‌های تحت بارگذاری محوری می‌باشند که وجود هرگونه عیوب در این سازه‌ها باعث تغییر در رفتار سازه و پایداری آن می‌گردد و اگر به موقع تشخیص داده نشود می‌تواند منجر به خرابی و خسارات فاجعه‌باری شود.

ترک در ستون‌ها ممکن است به دنبال وجود ناخالصی در ستون، در اثر ضربه، بارهای سیکلی وارد بر ستون، ارتعاش‌ها، بارهای آیرو‌دینامیکی و مانند آن ایجاد شود. آن‌چه مشخص است این است که وجود ترک‌ها، پیوستگی سازه را از بین می‌برد و سبب ضعیف شدن ستون و کاهش میزان باربری آن می‌شود. تحقیقات متعددی در زمینه‌ی بررسی پایداری و تعیین میزان بار بحرانی کمانش [1-7] و همچنین پاسخ دینامیکی ستون‌های ترک‌دار [8-14] صورت پذیرفته است. کیسا [15] با استفاده از روش المان محدود به بررسی رفتار ارتعاشی و پایداری تیرهای ترک‌دار تحت بار محوری پرداخته است. او ترک را با استفاده از فنر پیچشی مدل نموده و سپس تحلیل پایداری را به منظور محاسبه بار بحرانی کمانش انجام داده است. گادمی و همکاران [16] به بررسی رفتار ارتعاشی تیر اویلر-برنولی ترک‌دار تحت اثر نیروی محوری پرداخته است. در تحقیق آنها ترک به صورت لبه‌باز فرض شده و اثر آن با استفاده از تابع دلتای دیراک در معادله‌ی حرکت اعمال شده است. جنا و همکاران [17] اثر ترک بر رفتار ارتعاشی تیرهای ترک‌دار را مورد بررسی قرار

$$C = \frac{\partial u}{\partial M} = \frac{\partial^2}{\partial M^2} \int_0^b \int_0^{a_c} J(\alpha) d\alpha d\zeta \quad (1)$$

در رابطه‌ی اخیر، M گشتاور اعمالی، $J(\alpha)$ تابع چگالی انرژی کرنشی است که به صورت زیر بیان می‌شود [23]:

$$J(\alpha) = \frac{1 - v^2}{E} K_1^2(\alpha) \quad (2)$$



شکل ۱ ستون ترکدار با سطح مقطع مستطیلی

که در آن (a_c) ضریب شدت تنش در مود اول شکست متناظر با گشتاور خمشی M می‌باشد که برای سطح مقطع مستطیلی به صورت زیر می‌باشد [24]:

$$K_1(a_c) = \frac{Mh}{2I_o} \sqrt{\pi a_c} F\left(\frac{a_c}{h}\right) \quad (3)$$

در رابطه‌ی اخیر، h ارتفاع و I_o ممان اینرسی سطح مقطع ستون می‌باشد. برای سطح مقطع مستطیلی تابع $F\left(\frac{a_c}{h}\right)$ را می‌توان به صورت زیر بیان کرد [24]:

$$F\left(\frac{a_c}{h}\right) = 1.93 - 3.07\left(\frac{a_c}{h}\right) + 14.53\left(\frac{a_c}{h}\right)^2 - 25.11\left(\frac{a_c}{h}\right)^3 + 25.080\left(\frac{a_c}{h}\right)^4 \quad (4)$$

با جایگذاری رابطه‌ی (2) و (3) در معادله‌ی (1) و انتگرال‌گیری در سطح مقطع ترکدار ستون، ضریب انعطاف‌پذیری موضعی C برای مود اول بارگذاری که متناظر با گشتاور خمشی خالص است به صورت زیر به دست می‌آید:

$$C = \frac{b(1-v^2)}{E} \frac{\partial^2}{\partial M^2} \int_0^{a_c} K_1^2(\alpha) d\alpha \quad (5)$$

ستون‌های ترکدار تحت تأثیر نیروی محوری ارائه شده است. ترک با استفاده از فنر پیچشی که دو قسمت سالم ستون را در محل ترک به یکدیگر متصل می‌سازد، مدل شده است. با استفاده از تئوری مکانیک شکست، سفتی معادل فنر پیچشی به صورت تابعی بر حسب عمق ترک استخراج شده است. معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر رفتار ارتعاش عرضی ستون تحت تأثیر نیروی محوری به همراه شرایط مرزی متناظر با استفاده از اصل همیلتون استخراج گردیده است. پس از اعمال شرایط مرزی و بین مرزی در محل ترک به معادله‌ی حرکت، مسئله‌ی مقدار ویژه‌ی متناظر بدست آمده و سپس به بررسی اثر پارامترهای ترک بر رفتار ارتعاشی و بار بحرانی ستون ترکدار به‌ازای شرایط مرزی مختلف پرداخته شده است. مقایسه بین نتایج حاصل از مدل ارائه شده با نتایج تجربی موجود در ادبیات فن، علاوه بر صحه‌گذاری بر مدل جدید ارائه شده نشان می‌دهد که مدل جدید ضمن سادگی، با دقت مناسبی رفتار ارتعاشی و پایداری ستون‌های ترکدار تحت بار محوری را به‌ازای بازه‌ی گسترده‌ای از پارامترهای ترک و نیروی محوری پیش‌بینی می‌کند.

انعطاف‌پذیری موضعی در ستون ناشی از ترک
در شکل (1) مقطعی از یک ستون دارای یک ترک لبه‌ی باز با طول ثابت نشان داده شده است. روش معمول برای اعمال اثر ترک در رفتار ستون، مدل انعطاف‌پذیری موضعی است که در آن ترک با استفاده از فنر پیچشی بدون جرم مدل می‌شود و سفتی معادل فنر از تئوری مکانیک شکست بدست می‌آید. انرژی کرنشی اضافی ناشی از حضور ترک بر حسب ضریب انعطاف‌پذیری موضعی که تابعی از ضریب شدت تنش است بیان می‌شود. ضریب انعطاف‌پذیری موضعی برای ترک با پهنای b و عمق a_c نشان داده شده در شکل (1) را می‌توان با استفاده از قضیه‌ی کاستیگلیانو به صورت زیر به دست آورد [23]:

معادله‌ی (۷)، رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$EI \frac{d^4 Y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 Y(x)}{dx^2} - \rho A \omega^2 Y(x) = 0 \quad (8)$$

در رابطه‌ی اخیر، ω فرکانس طبیعی ستون سالم تحت نیروی محوری می‌باشد. معادله‌ی فوق، معادله‌ی دیفرانسیل خطی مرتبه چهار با ضرایب ثابت می‌باشد. برای حل معادله‌ی اخیر، جواب معادله را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

$$Y(x) = A_1 \sin\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + A_2 \cosh\left(\frac{\zeta x}{L}\right) \\ + A_3 \sinh\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + A_4 \cosh\left(\frac{\zeta x}{L}\right) \quad (9)$$

که در آن ضرایب A_i , $i = 1, 2, 3, 4$ ثابت‌های مجهولی هستند که از اعمال شرایط مرزی و بین‌مرزی در محل ترک به دست می‌آیند. ζ و η پارامترهای بی‌بعدی هستند که به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$\zeta = \sqrt{-\left(\frac{PL^2}{2EI}\right) + \sqrt{\left(\frac{PL^2}{2EI}\right)^2 + \left(\frac{\rho A}{EI}\right)(\omega L^2)^2}} \quad (10)$$

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{PL^2}{2EI}\right) + \sqrt{\left(\frac{PL^2}{2EI}\right)^2 + \left(\frac{\rho A}{EI}\right)(\omega L^2)^2}} \quad (11)$$

با تعریف $\psi = PL^2 / 2EI$ و $\phi = PL^2 / 2EI$ روابط اخیر را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\eta = \sqrt{\phi + \sqrt{\phi^2 + \psi^2}} \quad \zeta = \sqrt{-\phi + \sqrt{\phi^2 + \psi^2}} \quad (12)$$

حل معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر ستون دارای ترک

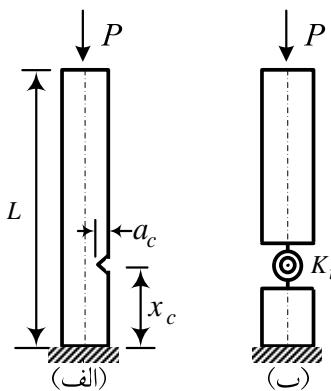
برای استخراج معادله‌ی فرکانسی ارتعاشات عرضی ستون ترک دار تحت نیروی محوری، مدل ریاضی ستون ترک دار را که در شکل (۲-ب) نشان داده شده است در نظر می‌گیریم. با استفاده از رابطه‌ی (۹)، جواب معادله‌ی (۱) برای دو قسمت سالم ستون در

اگر K_t سفتی فنر پیچشی معادل با ترک به عمق a باشد، در این صورت با استفاده از رابطه‌ی (۵)

می‌توان آن را به صورت زیر به دست آورد [22]:

$$K_t = \frac{1}{C} \quad (6)$$

ارتعاش ستون ترک دار تحت نیروی محوری در شکل (۲) ستون اویلر-برنولی ترک دار که تحت تأثیر نیروی ثابت محوری قرار دارد به همراه مدل ریاضی مورد استفاده نشان داده شده است. ترک در موقعیت x_c قرار گرفته و اثر آن با استفاده از فنر پیچشی که دو قسمت سالم را در محل ترک به یکدیگر متصل می‌سازد مدل شده است (شکل ۲-ب).



شکل ۲ (الف) ستون ترک دار، (ب) مدل ریاضی ستون ترک دار

با استفاده از اصل همیلتون و فرضیات تئوری تیر اویلر-برنولی، معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر رفتار ارتعاش عرضی هر یک از دو قسمت سالم ستون را می‌توان به صورت زیر استخراج کرد:

$$EI \frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + P \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial x^2} + \rho A \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (7)$$

که در آن، EI صلبیت خمشی لوله، P نیروی محوری فشاری و ρA جرم واحد طول ستون می‌باشد. برای استفاده از مدل فنر پیچشی، ابتدا می‌بایست جواب تحلیلی معادله‌ی فوق را به دست آورد. حل هارمونیک معادله‌ی حرکت (۷) به صورت $y(x,t) = Y(x)e^{i\omega t}$ ، در نظر گرفته می‌شود. با جای‌گذاری رابطه‌ی اخیر در

کمانش ستون دارای ترک تحت نیروی محوری
در حالت استاتیکی، معادله‌ی حاکم بر خیز ستون ترک دار تحت نیروی محوری را می‌توان با استفاده از رابطه‌ی (۸) به صورت زیر بیان نمود:

$$EI \frac{d^4Y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2Y(x)}{dx^2} = 0 \quad (16)$$

پاسخ معادله‌ی دیفرانسیل اخیر را می‌توان به صورت زیر به دست آورد:

$$Y(x) = C_1 + C_2x + C_3 \sinh\left(\frac{\eta x}{L}\right) + C_4 \cosh\left(\frac{\eta x}{L}\right) \quad (17)$$

با توجه به رابطه‌ی اخیر، پاسخ حاکم بر دو قسمت سالم ستون در طرفین ترک به صورت زیر به دست می‌آید:

$$Y_L(x) = D_1 + D_2x + D_3 \sinh\left(\frac{\eta x}{L}\right) + D_4 \cosh\left(\frac{\eta x}{L}\right) \quad (18)$$

$$Y_R(x) = D_5 + D_6x + D_7 \sinh\left(\frac{\eta x}{L}\right) + D_8 \cosh\left(\frac{\eta x}{L}\right) \quad (19)$$

معادلات اخیر دارای هشت مجھول
می‌باشد که از اعمال شرایط مرزی $D_i, i=1,2,\dots,8$ و شرایط بین مرزی در موقعیت ترک تعیین می‌شوند.
برای استخراج مسئله‌ی مقدار ویژه‌ی متناظر با ارتعاشات عرضی و کمانش ستون ترک دار با جایگذاری روابط به دست آمده برای دو قسمت سالم ستون در شرایط پیوستگی رابطه‌ی (۱۵) و پس از اعمال شرایط مرزی، هشت معادله‌ی جبری بر حسب ضرایب مجھول $\{B_i\}$ ، $i=1,\dots,8$ و یا $B = \{B_i\}$ ، $i=1,\dots,8$ به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$[\Delta]\{B\} = 0 \quad (20)$$

$$[\Delta]\{D\} = 0 \quad (21)$$

در روابط اخیر، عناصر ماتریس ضرایب $[\Delta]$ به مشخصات هندسی، مکانیکی، شرایط مرزی، پارامترهای ترک و نیروی محوری بستگی دارد. برای داشتن جواب غیربدیهی، بایستی دترمینان ماتریس ضرایب برابر صفر باشد. بنابراین، مسئله‌ی مقدار ویژه‌ی حاکم بر ستون ترک دار تحت نیروی محوری به صورت

طرفین ترک را می‌توان به صورت زیر به دست آورد:

$$Y_L(x) = B_1 \sin\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + B_2 \cosh\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + B_3 \sinh\left(\frac{\eta x}{L}\right) + B_4 \cosh\left(\frac{\eta x}{L}\right) \quad (13)$$

$$Y_R(x) = B_5 \sin\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + B_6 \cosh\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + B_7 \sinh\left(\frac{\eta x}{L}\right) + B_8 \cosh\left(\frac{\eta x}{L}\right) \quad (14)$$

شکل مودهای ارتعاشی سیستم (روابط ۱۳ و ۱۴) دارای هشت مجھول $B_i, i=1,2,\dots,8$ می‌باشد که از اعمال شرایط مرزی و شرایط بین مرزی در موقعیت ترک تعیین می‌شوند. شرایط بین مرزی حاکم در موقعیت x_c از شرایط پیوستگی خیز، گشتاور، نیروی برشی و اختلاف شبی در طرفین ترک حاصل می‌شوند که به ترتیب عبارتند از:

$$\begin{aligned} Y_L(x_c) &= Y_R(x_c), \quad Y''_L(x_c) = Y''_R(x_c), \\ Y'''_L(x_c) + \frac{2\phi}{L} Y'_L(x_c) &= Y'''_R(x_c) + \frac{2\phi}{L} Y'_R(x_c), \\ K_t Y'_L(x_c) - K_t Y'_R(x_c) &= EI Y''_R(x_c) \end{aligned} \quad (15)$$

مدل تحلیلی ارائه شده را می‌توان برای انواع شرایط مرزی اعمال کرد. بنابراین در تحقیق حاضر شرایط مرزی استاندارد (دوسر لولا، یکسر گیردار، یکسر گیردار- یکسر لولا و دوسر گیردار) مورد بررسی قرار می‌گیرد. در جدول (۱) شرایط مرزی حاکم بر شرایط مرزی مذکور آورده شده است.

جدول ۱ شرایط مرزی حاکم بر تکیه‌گاه‌های استاندارد

نوع تکیه‌گاه	شرایط مرزی
لولا	$Y(0) = 0, \quad Y''(0) = 0$
گیردار	$Y(0) = 0, \quad Y'(0) = 0$
آزاد	$Y'''(0) + \frac{2\phi}{L} Y'(0) = 0$

به ترتیب ۹۵٪، ۹۰٪ و ۷۴٪ می‌باشد بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مدل ارائه شده با دقت بسیار مناسبی رفتار ارتعاشی ستون‌های ترک‌دار را پیش‌بینی می‌کند.

در شکل (۳) منحنی تغییرات نسبت فرکانسی دوم ستون ترک‌دار (نسبت فرکانس ستون ترک‌دار به فرکانس ستون سالم متناظر) بر حسب موقعیت نسبی ترک نشان داده است. نتایج نشان می‌دهد که در شکل مود دوم ارتعاشی، کمترین کاهش فرکانس طبیعی دوم مربوط به ترک واقع در موقعیت نسبی $\beta = x/L = 0.2$ می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۴ نشان داده شده است موقعیت مزبور نقاط عطف تابع شکل مود دوم ارتعاشی است که در این موقعیت‌ها مشتق دوم تابع خیز برابر صفر است. به عبارت دیگر گشتاور خمی ایجاد شده در نقاط مزبور در طی ارتعاش ستون در مود دوم برابر صفر می‌باشد. با توجه به این که عمدت‌ترین عامل کاهش فرکانس‌های طبیعی ناشی از ترک، اثر گشتاور خمی ایجاد شده در بنابراین در شکل مود ارتعاشی دوم، اثر ترک واقع در موقعیت‌های نسبی $\beta = 0.2$ بر نسبت کاهش فرکانس طبیعی دوم از بین می‌رود.

زیر به دست می‌آید:

$$\det[\Delta(K_t, x_c, P, \omega)] = 0 \quad (22)$$

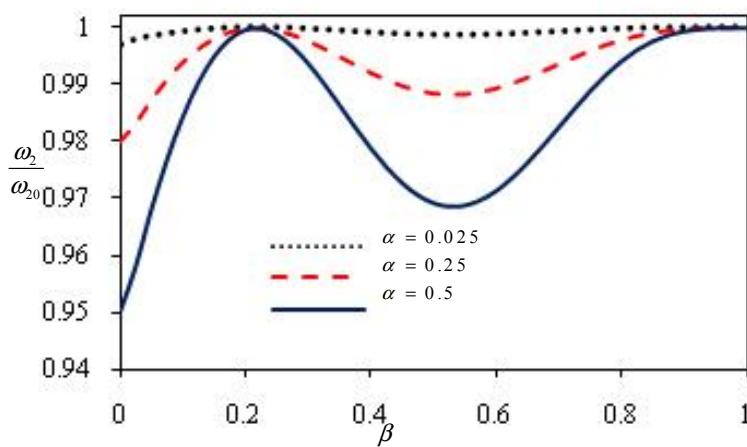
از حل معادله‌ی اخیر، فرکانس‌های طبیعی ستون ترک‌دار و همچنین با مدنظر قرار دادن حالت استاتیکی (رابطه‌ی ۲۱) بار بحرانی کمانش ستون ترک‌دار به دست می‌آید.

نتایج تحلیلی

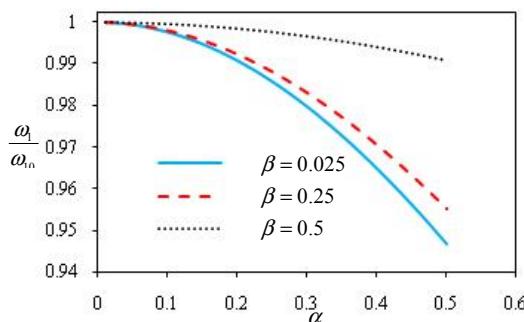
به منظور تصدیق مدل در نظر گرفته شده از نتایج تست‌های تجربی مرجع [25] استفاده شده است. در مرجع مذکور آزمایش‌ها بر روی تیر یکسر گیردار ترک‌دار در غیاب نیروی محوری و به طول $l = 820 \text{ mm}$ ، عرض $b = 20 \text{ mm}$ ، ارتفاع $h = 10 \text{ mm}$ ، مدول الاستیسیته $E = 70 \text{ GPa}$ و چگالی $\rho = 2700 \text{ Kg/m}^3$ انجام شده است. در جدول (۲) مقایسه بین نتایج حاصل از تست‌های تجربی مرجع [25] بر روی ستون یکسر گیردار ترک‌دار در غیاب نیروی محوری، با نتایج مدل ارائه شده به‌ازای پارامترهای مختلف ترک آورده شده است. نتایج نشان می‌دهد که حداقل خطای مدل ارائه شده در تعیین فرکانس‌های طبیعی اول، دوم و سوم

جدول ۲ فرکانس‌های طبیعی ستون یکسر گیردار ترک‌دار و مقایسه‌ی آن با نتایج تجربی [25] به‌ازای پارامترهای مختلف ترک

		پارامترهای mm ترک،	سفرتی پیچشی فر	فرکانس‌های طبیعی، Hz								
موقعیت ترک	عمق ترک			f_1			f_2			f_3		
				Exp. [25]	Pressent	Error %	Exp. [25]	Pressent	Error %	Exp. [25]	Pressent	Error%
30	1	99.42	11.49	11.58	0.73	72.11	72.60	0.69	201.99	203.3	0.68	
30	2	24.88	11.47	11.50	0.23	72.04	72.23	0.27	201.92	202.6	0.34	
600	1	99.42	11.51	11.60	0.83	72.11	72.69	0.81	201.98	203.5	0.74	
600	2	24.88	11.49	11.60	0.95	71.93	72.57	0.90	201.73	203.0	0.63	



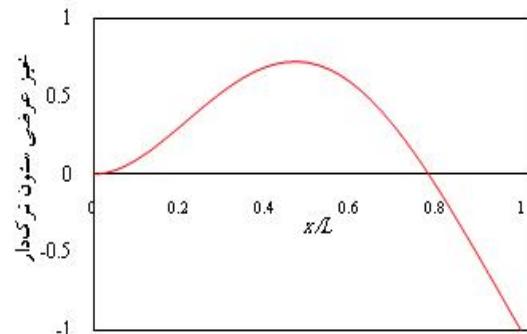
شکل ۳ منحنی تغییرات نسبت فرکانسی در مود دوم برحسب موقعیت نسبی ترک به ازای عمق‌های نسبی مختلف ترک



شکل ۵ منحنی تغییرات نسبت فرکانسی اول برحسب عمق نسبی ترک به ازای موقعیت‌های نسبی مختلف ترک

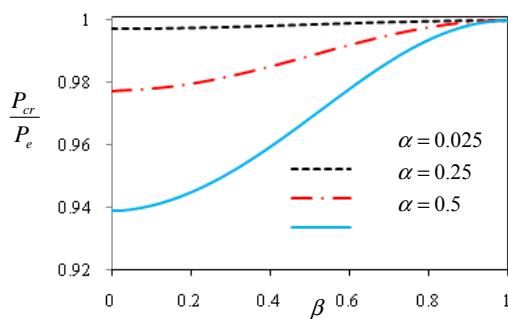
همان‌طور که از معادله‌ی فرکانسی (۲۲) مشاهده می‌شود، فرکانس‌های طبیعی ستون ترک‌دار وابسته به نیروی محوری نیز می‌باشد. شکل (۶) منحنی تغییرات نسبت فرکانسی اول ستون ترک‌دار تحت نیروی محوری را برحسب اندازه‌ی بار محوری برای دو حالت بارگذاری فشاری و کششی نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که نیروی کششی باعث افزایش فرکانس‌های طبیعی می‌شود. همچنین نیروی فشاری باعث کاهش فرکانس‌های طبیعی می‌گردد، به‌طوری که با افزایش میزان نیروی فشاری فرکانس‌های طبیعی کاهش می‌یابند تا در بار کمانش، فرکانس طبیعی اول برابر صفر می‌شود و سیستم ناپایدار می‌گردد.

در شکل (۵) منحنی نسبت فرکانسی در مود اول ارتعاشی بر حسب عمق نسبی ترک (نسبت عمق ترک به ضخامت) و به ازای مقادیر مختلف موقعیت نسبی ترک رسم شده است. همان‌طور که از شکل مشاهده می‌شود وجود ترک باعث افت فرکانس طبیعی می‌شود که میزان این کاهش با عمق ترک رابطه‌ی مستقیمی دارد. با افزایش عمق ترک و در نتیجه افزایش انعطاف‌پذیری موضعی ستون در مقطعی که ترک در آن قرار دارد، کاهش فرکانس‌های طبیعی نیز بیشتر می‌شود. همچنین نتایج نشان می‌دهد که هر چه ترک به تکیه‌گاه گیردار نزدیک باشد اثر آن بر کاهش فرکانسی بیشتر خواهد بود.



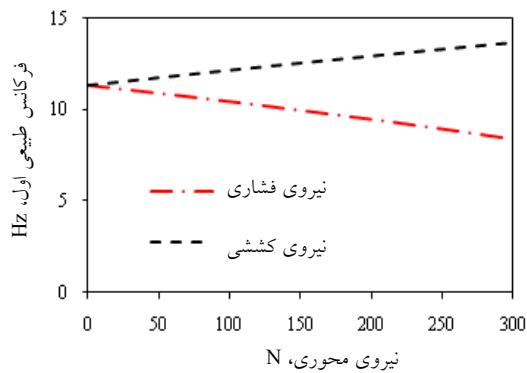
شکل ۴ شکل مود دوم ارتعاشی ستون یکسرگیردار ترک‌دار بر حسب طول نسبی

ترک، بار کمانش ستون ترک دار نسبت به ستون سالم را به اندازه ۹.۶۷٪ کاهش می‌دهد. با توجه به شکل مشاهده می‌شود که در یک موقعیت ثابت ترک، با افزایش عمق ترک بار کمانش ستون کاهش می‌یابد.



شکل ۷ تغییرات بار کمانش ستون یکسر گیردار ترک دار بر حسب عمق نسبی ترک

تأثیر موقعیت ترک بر بار کمانش ستون بر حسب نوع شرایط مرزی متفاوت می‌باشد. در شکل‌های ۸ تا ۱۰ تغییرات بار کمانش ستون ترک دار برای تکیه‌گاه‌های ساده در دو انتها، یکسر گیردار- یکسر لولا، دوسر گیردار بر حسب موقعیت نسبی ترک رسم شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود وجود ترک باعث کاهش بار کمانش ستون می‌شود. با توجه به تئوری مکانیک شکست مشخص است که انرژی کرنشی ذخیره شده تحت گشتاور خمی تابع مقدار گشتاور اعمال شده می‌باشد. بنابراین برای ترک با عمق ثابت، ترک واقع در موقعیت متناظر با حداقل گشتاور خمی بیشترین اثر را بر کاهش بار کمانش و ظرفیت باربری ستون دارد. هم‌چنین ترک واقع در نقاط عطف که گشتاور خمی در آن برابر صفر می‌باشد، تأثیری بر بار کمانش ستون ترک دار ندارد. در مورد تکیه‌گاه‌های گیردار، هرچه موقعیت ترک به تکیه‌گاه نزدیک شود اثر آن بر کاهش بار کمانش بیشتر می‌شود.



شکل ۶ تغییرات نسبت فرکانسی اول بر حسب نیروی محوری

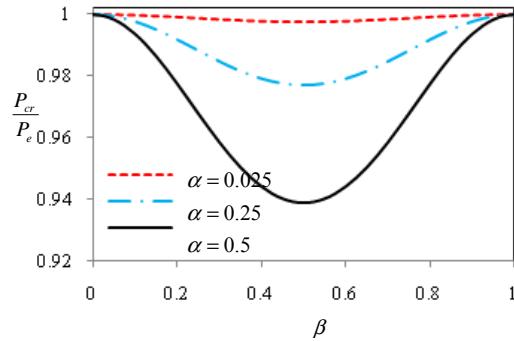
از مزیت‌های دیگر مدل ارائه شده امکان محاسبه بار کمانش ستون‌های ترک دار می‌باشد. برای ستون سالم، بار کمانش با استفاده از فرمول اویلر به صورت زیر محاسبه می‌شود [27]:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (23)$$

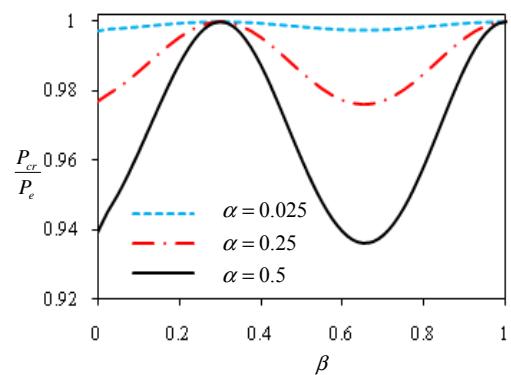
که در آن، K ضریب تکیه‌گاه می‌باشد. برای ستون با تکیه‌گاه‌های یکسر گیردار- یکسر آزاد، دوسر لولا، یکسر گیردار- یکسر لولا و دوسر گیردار مقدار این ضریب به ترتیب برابر با ۰.۵، ۰.۷ و ۰.۹ می‌باشد [26]. با استفاده از معادله‌ی مقدار ویژه‌ی (۲۱) می‌توان بار کمانش ستون‌های ترک دار را محاسبه نمود. تغییرات بار کمانش بی‌بعد ستون ترک دار یکسر گیردار نسبت به موقعیت نسبی ترک و به ازای عمق‌های نسبی مختلف ترک در شکل (۷) نشان داده شده است. P_{cr} و P_e به ترتیب بار کمانش ستون ترک دار و سالم را نشان می‌دهند. نتایج نشان می‌دهد که وجود ترک باعث کاهش بار کمانش و ظرفیت باربری ستون می‌شود. به عنوان نمونه برای ستون سالم یکسر گیردار مورد بررسی بار کمانش مطابق رابطه‌ی اویلر برابر $P_e = 3.67EI$ می‌باشد و برای ستون ترک دار با عمق نسبی ۰.۶ و در موقعیت نسبی ۰.۰۰۱ بار کمانش برابر $P_{cr} = 3.35EI$ به دست می‌آید. بنابراین وجود

نتیجه‌گیری

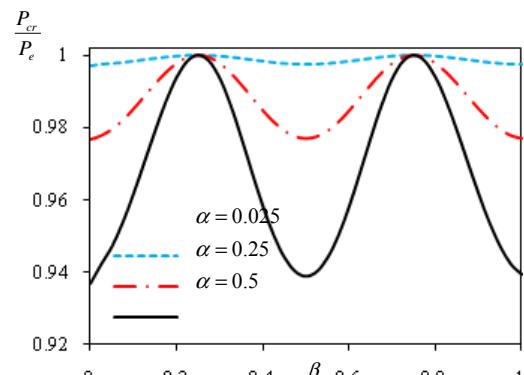
در تحقیق حاضر، روشی تحلیلی برای بررسی رفتار ارتعاشی و پایداری ستون‌های ترکدار تحت تأثیر نیروی محوری ارائه شده است. مدل ارائه شده بر مبنای مدل‌سازی ترک با استفاده از فنر پیچشی که سفتی معادل آن با استفاده از تئوری مکانیک شکست به دست آمده می‌باشد. پس از به دست آوردن معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر رفتار ارتعاش عرضی ستون تحت نیروی محوری، با اعمال شرایط مرزی و بین‌مرزی در محل ترک به معادله‌ی حاکم، مسئله‌ی مقدار ویژه‌ی متناظر بهمنظور بررسی اثر نیروی محوری و ترک بر مشخصه‌های ارتعاشی و بار کمانش ستون استخراج گردیده است. سپس به بررسی اثر نیروی محوری و پارامترهای ترک بر رفتار ارتعاشی و بار کمانش ستون‌های ترکدار پرداخته شده است. نتایج نشان می‌دهند که نیروی محوری کششی باعث افزایش فرکانس‌های طبیعی می‌شود. در مقابل نیروی محوری فشاری باعث کاهش فرکانس‌های طبیعی ستون می‌شود و با افزایش نیروی محوری فشاری، فرکانس‌های طبیعی تا اندازه‌ای کاهش می‌یابند که در بار کمانش، فرکانس طبیعی اول برابر صفر شده و سیستم ناپایدار می‌شود. هم‌چنین نتایج نشان می‌دهد که وجود ترک باعث کاهش سفتی موضعی ستون می‌شود و در یک موقعیت مشخص، ترک با عمق بیشتر تأثیر بیشتری بر مشخصه‌های ارتعاشی و نیز بار کمانش یا ظرفیت باربری ستون نسبت به ترک با عمق کمتر دارد. به ازای عمق مشخص ترک، موقعیت ترک بر کاهش فرکانس‌های طبیعی اثر می‌گذارد. از آنجایی که عمدت‌ترین عامل کاهش فرکانس‌های طبیعی و بار کمانش ناشی از ترک، در اثر گشتاور خمی می‌باشد لذا در موقعیت‌هایی که مقدار گشتاور خمی به صفر می‌می‌کند اثر ترک بر فرکانس‌های طبیعی و بار کمانش کاهش می‌یابد.



شکل ۸ تغییرات بار کمانش ستون ترکدار با تکیه‌گاه‌های ساده در دو انتهای بر حسب موقعیت نسبی ترک به ازای عمق‌های نسبی مختلف ترک



شکل ۹ تغییرات بار کمانش ستون یکسرگیردار-یکسر لولا ترکدار بر حسب موقعیت نسبی ترک به ازای عمق‌های نسبی مختلف ترک



شکل ۱۰ تغییرات بار کمانش ستون دو سرگیردار ترکدار بر حسب موقعیت نسبی ترک به ازای عمق‌های نسبی مختلف ترک

دو پاسخ را به ازای بازه‌ی گستردگی از پارامترهای ترک نشان می‌دهد.

مقایسه‌ی نتایج حل تحلیلی ارائه شده با نتایج حاصل از تست‌های تجربی موجود تطابق بسیار خوب

مراجع

1. Krauberger, N., Bratina, S., Saje, M., Schnabl, S., Planinc, I.; "Inelastic buckling load of a locally weakened reinforced concrete column", *Engineering Structures*, Vol. 34, pp. 278–288, (2011).
2. Gurel, M., Kisa, M., "Buckling of Slender Prismatic Columns with a Single Edge Crack under Concentric Vertical Loads", *Turkish J. Eng. Env. Sci.*, Vol. 29, pp. 185-193, (2005).
3. Jiki, P. N., "A Finite element java program for stability analysis of pre- cracked beam-columns", *Indian J. Edu. Inf. Manage.*, Vol. 1, pp. 49-55, (2012).
4. Jiki, P. N., Karim, U., "A Numerical model for stability of fre-cracked beam-columns", 1st International Technology, *Education and Environment Conference*, (2011).
5. Vadillo, G., Loya, J. A., Fernandez-Saez, J., "First order solutions for the buckling loads of weakened Timoshenko columns", *Comput. Math. Appl.* Vol. 64, pp. 2395-2407, (2012).
6. Nikpour, K., "Buckling of cracked composite columns", *Int. J. Solids Structures*, Vol. 26, pp. 71-86, (1990).
7. Anifantis, N., Dimaragonas, A., "Stability of columns with a single crack subject to follower and vertical loads", *Int. J. Solids Structures*, Vol. 19, pp. 281-291, (1981).
8. Rahai, A.R., Kazemi, S., "Buckling analysis of non-prismatic columns based on modified vibration modes", *Commu. Nonlinear Sci. Numer. Simul.* Vol. 13, pp. 1721-1735, (2008).
9. Deliang, C., Wenting W., Feng L., "Vibration analysis method of cracked beam based on the principle of energy", *Applied Mechanics and Materials* Vols. 94-96, pp. 1633-1637, (2011).
10. Guirong, Y., Alessandro, D., Emiliano, M., Ruqiang, F., "A novel approach to detecting breathing-fatigue cracks based on dynamic characteristics", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 332, pp. 407–422, (2013).
11. Ma'en, S., Eric A. B., "Natural frequencies and critical loads of beams and columns with damaged boundaries using Chebyshev polynomials", *Int. J. of Engineering Science*, Vol. 48, pp. 862–873, (2010).
12. Gürkan, Ş., Hasan, Ö., Mustafa, S., "Dynamic stability of multi-span frames subjected to periodic loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 70, pp. 65–70, (2012).

13. Seong-Min, K., Yoon-Ho, C., "Vibration and dynamic buckling of shear beam-columns on elastic foundation under moving harmonic loads", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 43, pp. 393–412, (2006).
14. Jiki, P.N., "Buckling analysis of pre-cracked beam-columns by Liapunov's second method", *European Journal of Mechanics A/Solids*, Vol. 26, pp. 503–518, (2007).
15. Kisa, M., "Vibration and stability of multi-cracked beams under compressive axial loading", *International Journal of the Physical Sciences*, Vol. 6(11), pp. 2681-2696, (2011).
16. Caddemi, S., Caliò, I., "The influence of the axial force on the vibration of the Euler–Bernoulli beam with an arbitrary number of cracks", *Arch Appl Mech*, Vol. 82, pp., 827–839, (2012).
17. Jena, P. K., Thatoi, D. N., Nanda, J., Parhi, D. R. K., "Effect of damage parameters on vibration signatures of a cantilever beam", *Procedia Engineering*, Vol. 38, pp. 3318 – 3330, (2012).
18. Yazdchi, K., Gowhari Anaraki, A. R., "Carrying capacity of edge-cracked columns under concentric vertical loads", *Acta Mech.*, Vol. 198, pp. 1–19, (2008).
19. Ranjbaran, A., Hashemi, S., Ghaffarian, A. R., "A new approach for buckling and vibration analysis of cracked column", *IJE Transactions A: Basics*, Vol. 21, pp. 225-231, (2008).
20. Evren Toygar, M, Kiral, Z., Onur, S., Yusuf, A., "Effect of interface crack on lateral buckling behavior and free vibration response of a sandwich composite beam", *J. of Composite Materials*, Vol. 1, pp. 1-9,(2012).
21. Binici, B., "Vibration of beams with multiple open cracks subjected to axial force", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 287, pp. 277–295, (2005).
22. Okamura, H., Liu, H. W., Chu, C., Libbowitz, H., "A Cracked column under compression", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 1, pp. 547-564, (1969).
23. Ricci, P., Viola, E., "Stress intensity factors for cracked T-sections and dynamic behaviour of T-beams", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 73, pp. 91–111, (2006).
24. Tada, H., Paris, P., Irwin, G.R., "The Stress Analysis of Cracks Handbook", ASME Press, New York, (2004).
25. Vakil Baghmisheh, M.T., Peimani M., Homayoun Sadeghi, M., Ettefaghb, M.M., Fakheri Tabrizi, A., "A hybrid particle swarm–Nelder–Mead optimization method for crack detection in cantilever beams", *Applied Soft. Computing*,Vol. 12, pp. 2217–2226, (2012).
26. Surya, N., Patnaik, Dale, A. Hopkins, "Strength of Materials", Elsevier, New York, (2004).

تأثیر مقاومت بتن و چسبندگی ورق‌های CFRP بر مقاومت نهایی تیرهای بتنی*

محمود نادری^(۱)علی خونساری^(۲)

چکیده در میان روش‌های مختلف مقاوم سازی استفاده از ورق‌های پلیمری مسلح به الیاف FRP با استقبال روبه‌رشدی مواجه بوده است. در استفاده از FRP، مقاومت سطحی بتن بستر تأثیر تعیین‌کننده‌ای بر مقاومت چسبندگی بین FRP و بتن دارد. لذا در این تحقیقات، مطالعه‌ی آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی بیست نمونه تیر بتنی ساخته شده از پنج مقاومت مختلف بتن به انجام رسیده است. با این‌که نیمی از نمونه‌های یاد شده با ورق‌های CFRP تقویت شده‌اند و لی نیمی دیگر به عنوان شاهد مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. تقویت تیرها به صورت سه‌وجهی با ورق‌های پلیمری مسلح به الیاف کربنی تک‌سویه CFRP صورت گرفته است. مقاومت چسبندگی CFRP به بستر بتنی با استفاده از روش «پیچش» به طور مستقیم اندمازه‌گیری گردیده است و نتایج بدست آمده با نتایج حاصل از شکست نمونه‌ها در آزمایش استاندارد خمیسی مقایسه گردیده‌اند. در نهایت تأثیر مقاومت سطحی بتن و مقاومت چسبندگی CFRP به بتن، بر مقاومت نهایی تیرهای بتنی تقویت شده با ورق‌های CFRP ارائه شده است.

واژه‌های کلیدی آزمون پیچش، مقاومت بتن، تیر بتنی، چسبندگی، CFRP.

The Effect(s) of Concrete Strength and its Bond to CFRP sheets on the Ultimate Strength of Concrete Beams

M. Naderi

A. Khonsari

Abstract Among the systems used for Retrofitting and Strengthening of structures, FRP systems seem to be more popular. When using FRP, the surface strength of concrete plays major role in producing sufficient adhesion between FRP laminates and concrete. Therefore, this paper is devoted to the findings of research on five different concrete strength that were used in manufacturing concrete beams for Retrofitting. In total twenty beams were prepared for studying the changes in adhesion between concrete and CFRP layers. While half of the beams were wrapped with CFRP's, the other half were left as they were for comparative studies. The adhesion of CFRP layers on concrete beams were measured by new Twist-off method and the results were compared with those obtained from standard flexural testing of the beams. Finally, the effect of concrete surface strength and the bond strength of the CFRP on the ultimate strength of the strengthened beams have been assessed.

Keywords Twist-off Method, Concrete Strength, Concrete Beam, Adhesion, CFRP.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۱۰/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۴/۴ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی(ره).

(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی(ره).

از مزایای آن می‌توان به سادگی، دقت بالا، ضریب تغییرات کم، سرعت انجام، هزینه‌ی اندک، آسیب جزئی و قابلیت تکرار بالای آن اشاره نمود. هم‌چنین انجام این روش نیاز به مهارت و برنامه‌ریزی قبلی ندارد و محدودیت ابعاد نمونه، مشکلی در انجام آزمون پدید نمی‌آورد [5].

اگرچه بسیاری از تحقیقات با افزایش مقاومت بتن، افزایش در مقاومت چسبندگی نهایی را نشان می‌دهند، روابط توانی وابسته به مقاومت بتن نشانگر اختلافاتی در این زمینه می‌باشند. با این‌که مراجع [6-9] به ترتیب روابط خطی متناسب با $f_c^{1/2}$, $f_c^{2/3}$, $f_c^{3/5}$, $f_c^{0.19}$ را ارائه کردنداند ولی فرضیات صورت گرفته در این منابع تنها بر پایه‌ی تعداد کمی داده‌های آزمایشگاهی بوده است که نمی‌تواند نتیجه‌ای را از مقاومت چسبندگی و وابستگی آن به مقاومت بتن ارائه نماید. از طرف دیگر، Sena – Cruz et al [10] تأثیر کمی از مقاومت بتن بر مقاومت چسبندگی را ارائه کرده است. لذا بررسی بیشتر بحث تأثیر مقاومت بتن بر مقاومت چسبندگی ورق‌های FRP به بتن ضروری به نظر می‌رسد که به همین دلیل در تحقیقات حاضر برای تعیین مقاومت درجای بتن از روش «پیچش» استفاده شده است.

از جمله دیگر عوامل تأثیرگذار بر مقاومت چسبندگی ورق‌های FRP به بتن، آماده‌سازی سطوح می‌باشد. حتی مدت‌ها قبل از کابرد FRP، تحقیقاتی در زمینه‌ی تأثیر زبری سطح بر مقاومت چسبندگی بتن به بتن انجام شده است [11-15]. در زمینه‌ی تأثیر آماده‌سازی سطح در استفاده از FRP تأثیر [16-21] موجود می‌باشد که نتایج این بررسی‌ها حاکی از آن است که آماده‌سازی سطوح با روش‌های استفاده از فشار آب و ماسه‌پاشی، بهترین روش‌ها برای ایجاد چسبندگی موثر FRP به بتن بستر می‌باشند.

باید توجه داشت که ویژگی‌های چسب مورد

مقدمه

باتوجه به تمرکز انبوه ساختمان‌ها در کنار یکدیگر، اقدامات مربوط به بازسازی و مرمت سازه‌های موجود به عنوان جایگزینی برای تخریب و احداث سازه‌های جدید همواره مورد توجه بوده‌اند. چون به‌طور معمول برای سازه‌های بتنی مسلح طول عمری بین ۸۰ تا ۱۰۰ سال پیش‌بینی می‌شود سازه‌ی مورد نظر می‌بایست توان پاسخ‌گویی به نیازهای گوناگون در طی این زمان را دara باشد؛ اما مشکل این جاست که در زمان طراحی و ساخت سازه‌ها، تمام نیازها قابل پیش‌بینی نیستند. علی‌رغم تمایل رویه‌رشد استفاده از ورق‌های FRP برای تقویت و افزایش عمر این سازه‌ها، یکی از مواردی که هنوز درک کلی از آن وجود ندارد، چسبندگی سطحی و پیوستگی بین سیستم‌های تعمیری و مقاوم سازی با بتن بستر است. چسبندگی ضعیف به بتن و پایین بودن مقاومت سطحی بتن، مقاومت ناشی از اعمال FRP را به‌طور قابل توجهی کاهش می‌دهد و سبب شکست‌های زودرس و غیرمنتظره می‌شود که در نتیجه امنیت و کارایی FRP‌های چسبانده شده به خارج اعضای بتنی را از دید دست‌اندرکاران مورد سؤال قرار داده است [1].

در پی چسباندن یک طرفه‌ی ورق‌های تقویتی به سطح خارجی بتن، پیوستگی از طریق بتن دور تا دور وجود ندارد [2] و مقاومت سطحی بتن که معمولاً به‌دلیل آسیب‌دیدگی، هوازدگی و عوامل محیطی و بهره‌برداری کاهش یافته است، تعیین‌کننده‌ی استحکام اتصال می‌باشد [3].

اطلاع از مقاومت واقعی در جای بتن برای اطمینان از کیفیت کارهای جدید انجام شده، تأثیر عوامل محیطی و بهره‌برداری بر سازه‌ی بتنی موجود و مقاصد ترمیم و مقاوم سازی سازه‌ها امری ضروری می‌باشد. لذا شرایط و مقاومت بتن بستر باید به‌منظور تعیین ظرفیت مقاوم سازی با FRP بررسی شود و محاسبه گردد. از جمله آخرین روش‌های ابداعی تعیین مقاومت سطحی، روش درجای «پیچش» است [4] که

بالطبع مسیر حداقل مقاومت را پیش می‌گیرد که با توجه به بررسی تحقیقات انجام شده معمولاً در بتن می‌باشد [28]. معمولاً جدادشگی FRP از سطح بتن در بارهای کمتر و به صورت ترد رخ می‌دهد که خرابی قابل توجهی به بار می‌آورد. باید توجه داشت که سطح یک قطعه‌ی بتی به دلیل تأثیرپذیری از میزان فشردگی در قالب، تماس با روغن‌های قالب‌بندی، هیدراسیون ناکافی سیمان در سطح بتن و همچنان تأثیر عوامل آسیب رسان محیطی، تفاوت‌های فاحشی با مقاومت داخلی قطعه‌ی بتی دارد [29,30]. لذا روش «پیچش» به دلیل اندازه‌گیری مستقیم مقاومت سطحی بتن و مقاومت چسبندگی ورق‌های CFRP به بتن بستر، انتخاب و با انجام آن تأثیر مقاومت سطحی بتن بر مقاومت چسبندگی CFRP به بستر مورد ارزیابی قرار گرفته است. نهایتاً تأثیر عوامل یاد شده بر میزان افزایش مقاومت نهایی خمشی و برشی در تیرهای تقویت شده با CFRP نیز ارائه گردیده است.

ساخت نمونه‌ها

طی این تحقیقات، از پنج طرح اختلاط بتن با حداقل اندازه‌ی سنگدانه ۲۰ میلی‌متر بهره گرفته شده است. ورق‌های CFRP به کار گرفته شده از مقاومت کششی ۴۹۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیستیته ۲۳۰ گیگاپاسکال به ضخامت ۱۱۱/۰ میلی‌متر برخوردار بوده است. همچنان چسب مورد استفاده، از نوع اپوکسی با نسبت اختلاط مؤلفه‌ها ۱ به ۰/۵۸ (رزین و سخت کننده) می‌باشد که با توصیه‌ی فراهم آورنده‌ی CFRP انتخاب گردیده است.

برای تعییه‌ی بتن با کیفیت مناسب، دانه‌بندی سنگدانه‌ها با توجه به منحنی دانه‌بندی شکل شماره‌ی (۱) انتخاب شده است. همچنان بر مبنای دانه‌بندی ماسه، ضریب نرمی ماسه برابر ۲/۳ می‌باشد.

با توجه به اطلاعات به دست آمده از آزمایش سنگدانه‌ها و اطمینان از کنترل کیفیت دانه‌های سنگی، اقدام به طرح اختلاط بتن برای گستره‌ی مقاومت ۱۵

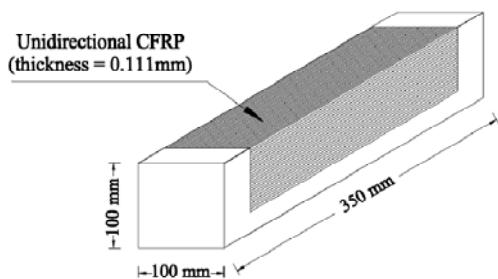
استفاده نیز بر مقاومت چسبندگی ورق‌های FRP به بتن تأثیرگذار می‌باشد. بنا به گزارش‌های موجود، هرچه چسب مورد استفاده نرم‌تر باشد مقاومت چسبندگی بیشتر خواهد بود [22,23]. به علاوه تحقیقاتی نیز در مراجع [24,25] در ارتباط با ترکیب و نوع چسب‌ها انجام شده است. همچنان در تحقیقات عددی اخیر توسط Benyoucef et.al [26] نشان داده شده است که افزایش ضخامت لایه‌ی چسب منجر به کاهش قابل توجهی در تنش‌های قابل تحمل سطحی می‌شود. همچنان با توجه به بررسی‌های A.nanni و M.Arduni [27]، تنش‌های عمودی وارد بر سطح اتصال به طور مستقیم متناسب با ضخامت چسب صورت می‌گیرد. بنابراین لایه‌های چسب نازک‌تر احتمال خرابی و جدادشگی اتصال بتن - چسب را کاهش می‌دهند. این محققان، اثر پارامترهای گوناگون بر نسبت افزایش مقاومت نهایی در مقاومت‌سازی خمشی تیرهای با تکیه‌گاه ساده را بررسی نموده‌اند و نتایج به دست آمده بیانگر آنست که برای مقاومت ثابت بتن، با کاهش سختی FRP، عملأً اثر جدادشگی نقش کمتری ایفا می‌نماید.

اهداف مطالعه

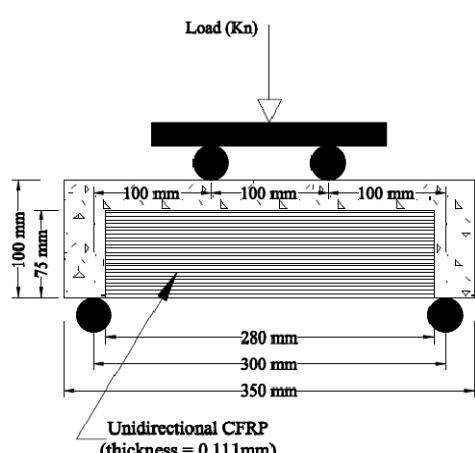
باید توجه داشت که مقاومت بستر بتی در مقاومت‌سازی‌های خمشی و برشی، چسبندگی بین لایه‌ی FRP و بتن بستر بسیار مهم می‌باشد چون بتن بستر باشد مقاومت کافی برای تحمل تنش‌های کششی مستقیم و برشی، و انتقال آنها به FRP را دارا باشد. جدادشگی FRP در تیرهای بتی مسلح، معمولاً در نقاط با تمرکز تنش بالا، در نزدیکی نقاط انتهایی، مواضع قطع FRP و مکان‌های وجود ترک‌ها در لایه‌ی زیرین بتن زمانی رخ می‌دهد که نیروی داخلی ورق FRP نتواند توسط تنش‌های برشی بین دو ماده به لایه‌های زیرین منتقل شود [27].

مسیر گسترش جدا شدگی به مشخصات بتن بستر، FRP و سطح مشترک (چسب) وابسته است و

تیر، مطابق شکل (۲) مورد استفاده قرار گرفتند. تمامی تیرها تحت بارگذاری دو نقطه‌ای در نقاط یک‌سوم میانی (شکل ۳) مورد آزمایش قرار گرفتند.



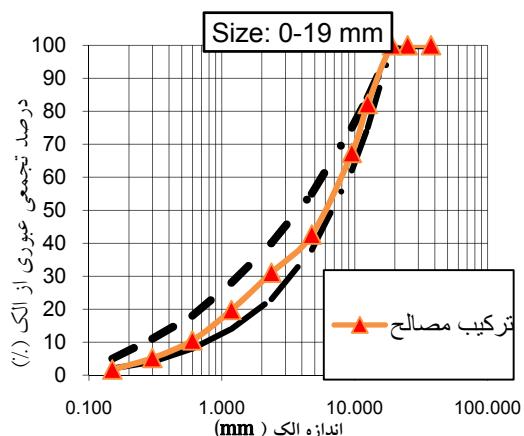
شکل ۲ نحوه مقاوم سازی قسمت‌های زیرین و کناری تیرهای بتنی با CFRP



شکل ۳ ابعاد ورق CFRP و نحوه بارگذاری تیرهای بتنی تقویت شده با CFRP

برای تعیین مقاومت فشاری بتن مورد استفاده، برای هر طرح اختلاط، دو نمونه‌ی استوانه‌ای با ابعاد 150×300 میلی‌متر و یک نمونه‌ی مکعبی با ابعاد $150 \times 150 \times 150$ میلی‌متر تهیه و در سن مورد نظر تحت آزمایش فشاری قرار گرفتند. مقاومت‌های بتن به دست آمده از آزمایش فشاری این نمونه‌ها به ترتیب $43/62$ ، $23/03$ ، $26/42$ ، $36/12$ ، $39/67$ و $40/50$ مگاپاسکال می‌باشند.

الی 35 مگاپاسکال گردید. به این منظور از روش گام‌به گام ACI 211.1 با انتخاب حداکثر قطر سنجگانه 20 میلی‌متر و اسلامپ 30 تا 50 میلی‌متر و درصد تقریبی هوای 2 درصد برای بتن معمولی استفاده شد. نسبت‌های آب به سیمان استفاده شده به ترتیب $0/61$ ، $0/50$ ، $0/42$ و $0/30$ می‌باشند.



شکل ۱ منحنی دانه‌بندی مصالح سنگی

نمونه‌های بتنی ساخته شده پس از 14 روز از داخل آب خارج و سطح آنها پس از خشک شدن کامل با استفاده از سمباده و برس سیمی و هوای فشرده آماده‌سازی شدند. هدف از آماده‌سازی سطح، از بین بردن هر نوع گرد و غبار و آلودگی و لایه‌ی ضعیف سطحی بوده است. باید توجه داشت که برای دست‌یابی به چسبندگی بلند مدت، ملزم به رعایت استاندارد بالایی در آماده‌سازی سطح می‌باشیم [17,30]. پس از چسباندن ورق‌های CFRP به بتن، به منظور گیرش کامل چسب، نمونه‌ها به مدت 14 روز در محیط آزمایشگاهی قرار داده شدند. به طور کلی 20 تیر بتنی با ابعاد $100 \times 100 \times 350$ میلی‌متر [31] ساخته شد که نمونه‌ای از آنها به طور شماتیک در شکل (۲) نشان داده شده است. برای هر مقاومت بتنی، دو نمونه به عنوان نمونه‌های شاهد و دو نمونه برای مقاوم سازی با CFRP به صورت سه‌وجهی با راستای الیاف در جهت طولی

در استفاده از آزمون «پیچش» برای اندازه‌گیری مقدار چسبندگی لایه‌های تعمیری و تقویتی بتنی و لایه‌های تقویت CFRP به بتن، ابتدا به کارگیری متنه الماسه، نیم‌مغزه‌ای در سطح لایه مورد نظر، به گونه‌ای ایجاد می‌گردد که عمق نیم‌مغزه حدود پنج میلی‌متر به درون بستر بتنی ادامه یابد. نفوذ ۵ میلی‌متری نیم‌مغزه به درون بستر بتنی به‌دلیل آن است که احتمال شکست نیم‌مغزه در مرز بین بتن بستر و لایه تعمیری فراهم آید. سپس با به کارگیری چسب اپوکسی استوانه‌ی فلزی به قطر ۵۰ میلی‌متر بر روی نیم‌مغزه ایجاد شده چسبانده می‌شود. پس از سخت شدن چسب اپوکسی با استفاده از یک آچار مدرج پیچش، به استوانه‌ی فلزی یاد شده، لنگر پیچشی وارد می‌شود. این عمل ادامه می‌یابد تا نیم‌مغزه دچار شکست شود (شکل ۴). با تبدیل لنگر پیچشی به تنش برشی، معیاری برای تعیین مقاومت چسبندگی CFRP یا لایه تعمیری بتنی به بتن بستر به‌دست می‌آید.



شکل ۴ آماده‌سازی نمونه‌های مکعبی با CFRP و انجام آزمایش «پیچش»

همان‌گونه که در شکل (۴) نشان داده شده است، برای تعیین مقاومت بتن و مقدار چسبندگی، از نمونه‌های بتنی مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری برای انجام آزمایش «پیچش» استفاده شده است. در این سری از آزمایش‌ها، چهار آزمون «پیچش» بر روی بتن و چهار آزمون «پیچش» بر روی CFRP چسبانده شده به بتن انجام گردید. مقاومت سطحی بتن و چسبندگی CFRP به بتن که با روش «پیچش» اندازه‌گیری گردیدند، با

آزمون «پیچش»

این آزمایش با توجه به آسیب وارد بر آن که بسیار سطحی و جزئی می‌باشد در طبقه‌بندی آزمایش‌های نیمه‌مخرب یا به‌طور دقیق‌تر با خرامی جزئی، قرار دارد. مواد و تجهیزات لازم برای آزمون «پیچش» عبارتند از:

- آچار مدرج پیچش که برای اندازه‌گیری لنگر پیچشی اعمال شده به نمونه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

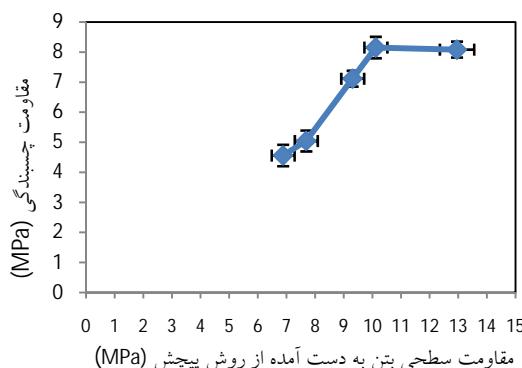
- استوانه‌ی فلزی با قطر ۴۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۵ میلی‌متر که برای انتقال لنگر پیچشی از آچار مدرج پیچش به بتن، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

- چسب مورد استفاده که از نوع رزین اپوکسی می‌باشد.

در روش «پیچش»، پس از تمیز کردن سطح، با استفاده از چسب رزین اپوکسی، استوانه‌ی فلزی یاد شده به سطح مورد آزمایش چسبانده می‌شود. پس از گیرش کامل چسب با به کارگیری آچار مدرج پیچش، به استوانه‌ی فلزی یاد شده، لنگر پیچشی وارد می‌گردد تا جسم مورد آزمایش در سطح خود دچار شکست گردد. با استفاده از لنگر پیچشی نهایی، مقاومت جسم مورد آزمایش محاسبه و یا با مراجعه به منحنی‌های کالیبراسیون موجود [۵]، مقاومت‌های مستقیم و معادل موردنظر به‌دست می‌آیند. با توجه به این‌که در آزمون «پیچش»، شکست در خود جسم موردنظر اتفاق می‌افتد، لذا نتایج آن نسبت به آزمون‌های تعیین سختی سطح یا آزمون‌هایی که به‌طور غیرمستقیم مقاومت صالح را تعیین می‌کنند، از اعتبار بیشتری برخوردار می‌باشد.

از روش «پیچش» می‌توان برای تعیین مقاومت بتن به منظور ارزیابی مقاومت بتن سازه‌های موجود، تعیین زمان قالب‌برداری، تعیین زمان حمل قطعات پیش‌ساخته، تعیین زمان اعمال نیروی پیش‌تییدگی، تعیین روند خرامی (در مواردی که انتظار می‌رود خرامی سطح بتن در طول مدت زمان افزایش یابد)، تعیین مقاومت سطحی بتن به‌منظور اقدامات مقاوم‌سازی، اندازه‌گیری مقاومت چسبندگی لایه‌های تعمیری و تقویتی بتنی و لایه‌های تقویتی FRP استفاده نمود.

در شکل (۶) که رابطه‌ی مقاومت چسبندگی CFRP به بستر بتنی و مقاومت سطحی بتن به دست آمده از روش «پیچش» را نشان می‌دهد، می‌توان مشاهده نمود که با افزایش مقاومت سطحی بتن تا حدود ۱۰ مگاپاسکال مقاومت چسبندگی یاد شده افزایش می‌یابد ولی پس از آن تقریباً ثابت می‌ماند. شایان ذکر است که در آزمایش «پیچش» بر روی نمونه‌های با مقاومت بتن $39/67$ و $43/62$ مگاپاسکال در بعضی استوانه‌های فلزی بخشی از شکست در چسب و بخشی در بتن رخ داده است که در نتیجه مقاومت بتن را قادری (در حدود ۱۰ درصد) کمتر از مقدار واقعی تخمین زده است.

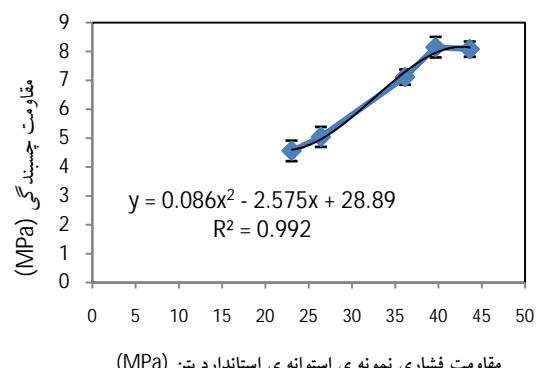


شکل ۶ تأثیر مقاومت سطحی بتن بر چسبندگی ورق‌ها

نتایج حاصل از شکست نمونه‌های خمشی مقایسه شدن.

نتایج و تفسیر داده‌ها

با توجه به ارتباط بین مقاومت چسبندگی به دست آمده از روش «پیچش» و مقاومت فشاری نمونه‌ی استوانه‌ای استاندارد، که بر حسب مگاپاسکال در شکل (۵) نشان داده شده است، به نظر می‌رسد که در صورت استفاده از منحنی رگرسیون درجه‌ی دوم رابطه‌ی فيما بین دو عامل یاد شده با ضریب همبستگی 0.992 قابل توجیه است. از این شکل پیداست که با افزایش مقاومت بتن تا حدود ۴۰ مگاپاسکال مقاومت چسبندگی افزایش و سپس ثابت می‌ماند.



شکل ۵ تأثیر مقاومت فشاری بتن بر چسبندگی ورق‌ها

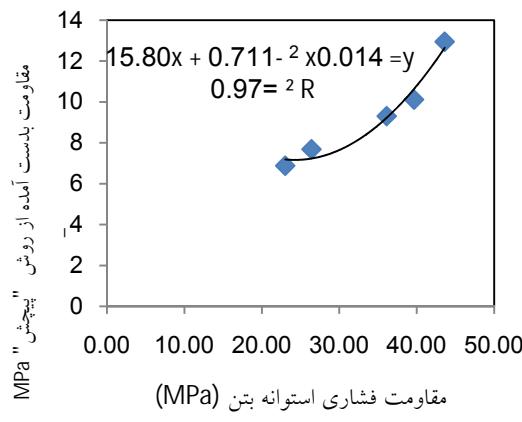
نتایج حاصل از تعیین ظرفیت باربری تیرهای CFRP ساده و تقویت شده با

در جدول شماره‌ی (۱) بار نهایی تحملی تیرهای هر سری در حالت تقویت نشده و تقویت شده با CFRP بر حسب کیلونیوتون نشان داده شده است که در ادامه با استفاده از میانگین این نتایج در هر سری نمودارهای مربوط ترسیم شده‌اند. جدول (۱) که حاوی مقاومت فشاری بتن همراه با بار نهایی تحملی تیرهای تقویت شده با CFRP و تقویت نشده می‌باشد، بیانگر آن است که افزایش مقاومت فشاری بتن بر نسبت افزایش مقاومت تیرهای تقویت شده و نشده تأثیر ثابتی ندارد چون با وجود افزایش مقاومت فشاری از حدود ۲۳ مگاپاسکال به حدود ۴۴ مگاپاسکال، نسبت یاد شده

جدول ۱ بار نهایی وارد بر تیرهای تقویت نشده و CFRP تقویت شده با

نمونه	مقاومت فشاری بتن (MPa)	بار نهایی وارد بر تیر بتنی تقویت نشده (kN)	بار نهایی وارد بر تیر بتنی تقویت شده با CFRP	ضریب افزایش مقاومت تیر بتنی
B1-1	23.03	10.3	26.7	2.59
B1-2	23.03	10.7	29.2	2.73
B2-1	26.42	10.7	28.9	2.70
B2-2	26.42	11.4	31.5	2.76
B3-1	36.13	13.2	37.1	2.81
B3-2	36.13	14.1	39.5	2.80
B4-1	39.67	14.7	41.6	2.83
B4-2	39.67	16	45.1	2.82
B5-1	43.62	14.9	40	2.68
B5-2	43.62	16	43.2	2.70

شکل (۹) که ترسیم مقاومت سطحی حاصل از روش «پیچش» را در مقابل مقاومت فشاری به دست آمده از استوانهای نشان می‌دهد، بیان‌گر آن است که با افزایش مقاومت فشاری بتن، مقاومت سطحی نمونه‌ها نیز افزایش می‌یابد. البته باید توجه داشت که با مد نظر قرار دادن این‌که مقاومت سطحی بتن نقش اصلی را در عملکرد لایه‌های CFRP ایفا می‌نمایند، نتایج به دست آمده از روش پیچش، کارایی بیشتری نسبت به نتایج حاصل از مقاومت‌های فشاری به دست آمده دارا می‌باشد.



شکل ۹ رابطه‌ی بین مقاومت فشاری استوانه‌ای و مقاومت سطحی بتن

تأثیر مقاومت سطحی بتن بر مقاومت خمشی تیرهای بتی تقویت شده با CFRP

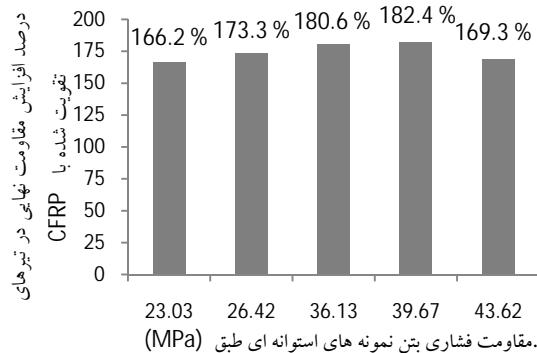
از شکل (۱۰) که در آن مقاومت سطحی بتن به دست آمده از آزمون «پیچش»، در مقابل مقاومت خمشی تیرهای ترسیم گردیده است، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش مقاومت سطحی بتن تا حدود ۱۰ مگاپاسکال، مقاومت خمشی تیرهای بتی تقویت شده با CFRP نیز افزایش می‌یابد. هم‌چنین از شکل (۱۰) مشاهده می‌شود که افزایش مقاومت سطحی بتن به بیش از ۱۰ مگاپاسکال، تأثیری در مقاومت تیرهای تقویت شده نداشته است. احتمالاً این امر به دلیل ضعف در قسمت‌های دیگر تیر تقویت شده از جمله چسبندگی بین بتن و لایه‌ی CFRP می‌باشد که ظرفیت تحمل تیر را محدود می‌نماید.

بین ۲/۵۹ تا ۲/۷۰ در نوسان می‌باشد، بدون این‌که رابطه‌ی ثابتی بین دو عامل یاد شده، قابل تعریف باشد.

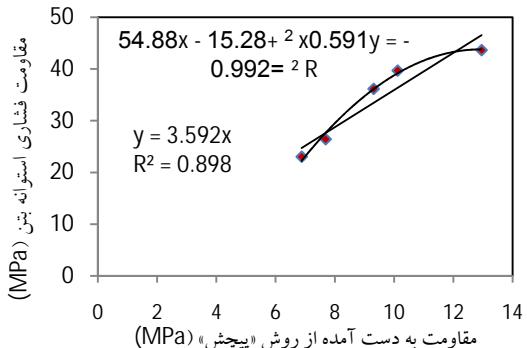
تأثیر مقاومت بتن بر درصد افزایش مقاومت

نهایی تیر بتی تقویت شده با CFRP

همان‌گونه که در شکل (۷) نشان داده شده است، با افزایش مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای بتن تا حدود ۴۰ مگاپاسکال، درصد مقاومت نهایی تیرهای تقویت شده افزایش یافته و پس از آن با افزایش مقاومت فشاری استوانه‌ای بتن تا ۴۳/۶۲ مگاپاسکال شاهد رشد کمتری در درصد افزایش مقاومت تیرها می‌باشیم. با توجه به رابطه‌ی بین مقاومت فشاری و سطحی بتن که در شکل (۸) نشان داده شده است، روند افزایش مقاومت نهایی تیرها نسبت به مقاومت سطحی نیز مشابه می‌باشد.

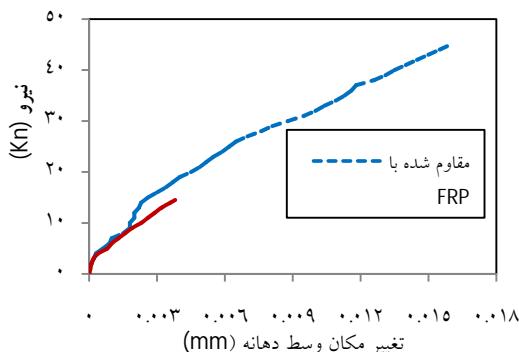


شکل ۷ تأثیر مقاومت بتن بر درصد افزایش مقاومت نهایی تیرهای بتی تقویت شده با CFRP



شکل ۸ رابطه‌ی بین مقاومت سطحی و مقاومت فشاری استوانه‌ای بتن

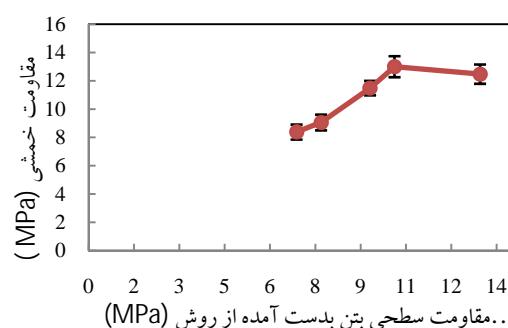
در زیر تیرها نصب گردید و با قرائت میزان خیز حاصل از اعمال نیروهای متفاوت، نمودارهای نیرو-تغییرمکان ترسیم شدند. به عنوان نمونه، در شکل شماره‌ی (۱۲) خیز صورت گرفته در وسط دهانه‌های تیرهای با مقاومت فشاری ۳۹/۶۷ مگاپاسکال به تصویر کشیده شده است. از این شکل به‌وضوح پیداست که شکل پذیری تیرهای تقویت شده با CFRP به میزان قابل توجهی افزایش یافته است.



شکل ۱۲ نمودار نیرو-تغییر مکان وسط دهانه سری چهارم

افزایش مقاومت برشی تیرهای تقویت شده با CFRP در جهت طولی تیر

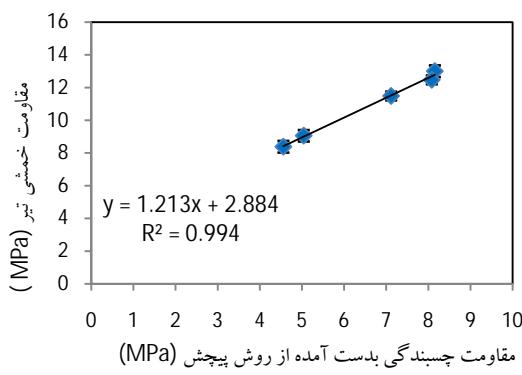
افزایش ظرفیت برشی تیرهای ساده به‌دلیل چسباندن لایه‌های CFRP، با توجه به تغییرات مقاومت فشاری بتن به کار گرفته شده در شکل (۱۳) نشان داده شده است. براساس این شکل مشاهده می‌شود که افزایش مقاومت فشاری بتن بر مقاومت برشی تیرهای تقویت شده با CFRP در راستای طولی تیر، تأثیر مثبت داشته و بیشترین افزایش در نمونه‌های با مقاومت فشاری بتن ۳۹/۶۷ مگاپاسکال رخ داده است. البته باید توجه داشت که به‌دلیل وجود فقط یک قرائت پس از بیشینه درصد افزایش مقاومت برشی، به نظر می‌رسد نتیجه‌گیری قطعی در این خصوص با اشکال مواجه می‌شود، چون انتظار معقول این است که به‌دلیل استفاده حداقلی از مقاومت فشاری بتن، با تغییر نحوه شکست، منحنی مربوط پس از رسیدن به مقاومت بیشینه، به صورت افقی درآید.



شکل ۱۰ تأثیر مقاومت سطحی بتن بر مقاومت نهایی تیرهای CFRP تقویت شده با

تأثیر مقاومت چسبندگی CFRP به بتن بر مقاومت خمی تیرهای بتنی تقویت شده با CFRP

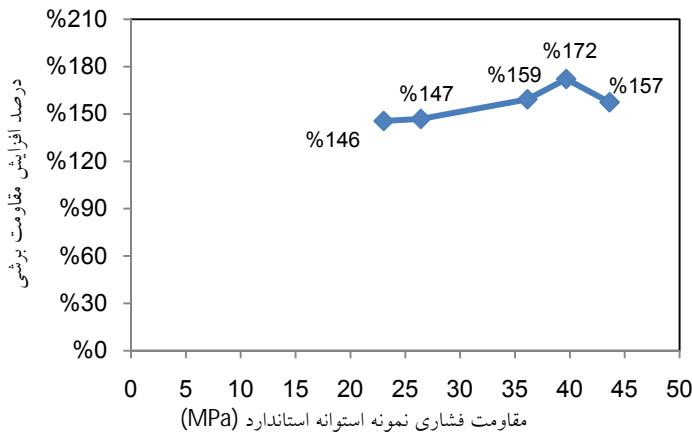
براساس نتایج به‌دلست آمده مشاهده می‌شود که با افزایش مقاومت بتن تا ۳۹/۶۷ مگاپاسکال، مقاومت چسبندگی CFRP به بتن بستر افزایش می‌یابد و در پی آن جداشدگی ورق دیرتر رخ می‌دهد و این امر سبب افزایش مقاومت خمی تیر تقویت شده می‌گردد. همان‌طور که از شکل (۱۱) قابل مشاهده است، به‌طور کلی با افزایش مقاومت چسبندگی به‌دلست آمده از روش «پیچش»، مقاومت تیرها به‌طور خطی افزایش می‌یابد. رابطه‌ی بین این دو دارای ضریب همبستگی ۰/۹۹۴ می‌باشد.



شکل ۱۱ تأثیر مقاومت چسبندگی CFRP به بتن بر مقاومت تیر بتنی تقویت شده با CFRP

افزایش شکل‌پذیری تیرهای تقویت شده با CFRP در راستای طولی تیر

به‌منظور اندازه‌گیری خیز وسط دهانه، تغییرمکان‌سنج



شکل ۱۳ روند درصد افزایش مقاومت بر پیش تیرهای مقاوم سازی شده با CFRP



شکل ۱۴ شکست تیرهای تقویت شده با CFRP

با مقایسه شکست نمونه‌های تیرهای تقویت شده با CFRP به وضوح مشخص است که عدم وجود آرماتورهای داخلی سبب باز شدن سریع ترک شده و ترک قطری اصلی از پایین تا بالای تیر به صورت مورب ادامه یافته است (شکل ۱۴). این امر که موجب ایجاد تنش‌های زیاد در محل اتصال FRP با بتن می‌شود، باعث می‌گردد تا ورق FRP از سطح زیرین تیر و کناره‌های مقطع جدا شود. بعضی از محققان بر این باورند که به طور کلی آرماتورهای بر پیش محدود و کم، باعث ایجاد این نوع جداسدگی می‌شوند [3].

نحوه شکست در تیرها

مشاهده می‌شود که تمامی تیرهای بدون CFRP وسط و با ترک عمودی خمشی دچار شکست گردیده‌اند. دلیل این نوع شکست، وجود تنش‌های خمشی کششی در وسط دهانه به دلیل عدم وجود تنش بر پیش در آن قسمت می‌باشد. با دور شدن از وسط دهانه، از مقدار تنش خمشی کششی کاسته و به تنش بر پیش اضافه می‌شود که این امر باعث می‌شود تا ترکیب تنش‌های یاد شده بر نوع شکست حاصل اثر گذار باشد.

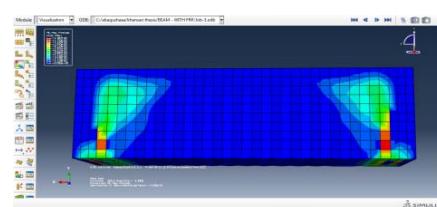
هم‌چنین نحوه ایجاد نیروهای اصلی و جهت آن‌ها در تیر بتنی تقویت شده با ورق‌های CFRP، که دارای مقاومت بتن $23/03$ مگاپاسکال می‌باشد، در شکل (۱۷) ارائه شده است.

به منظور مقایسه نتایج آزمایشگاهی، تیرهای تقویت شده با CFRP و تقویت نشده که دارای بتن با مقاومت $23/03$ مگاپاسکال بودند در نرم‌افزار اجزای محدود Abacus مدل گردیدند که حاصل کار انجام شده در شکل (۱۸) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود بار نهایی به دست آمده با نتایج آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارند.

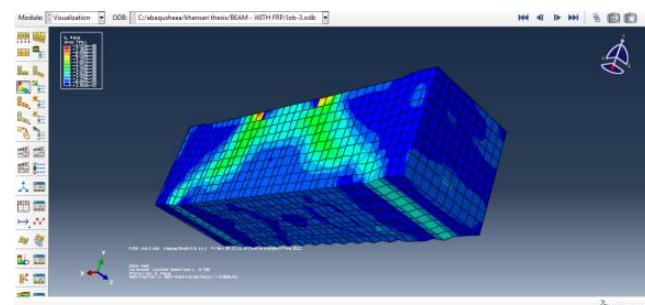
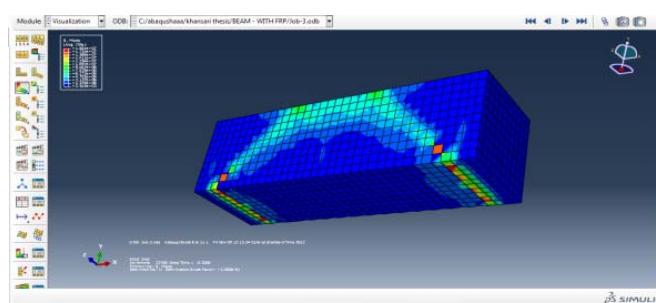
دقت نتایج و درصد تطابق مدل‌سازی اجزای محدود و قرائت‌های آزمایشگاهی بر روی تیرهای دارای مقاومت بتن $23/03$ مگاپاسکال، در جدول (۲) ارائه گردیده است.

Abacus مدل‌سازی تیرها در نرم‌افزار

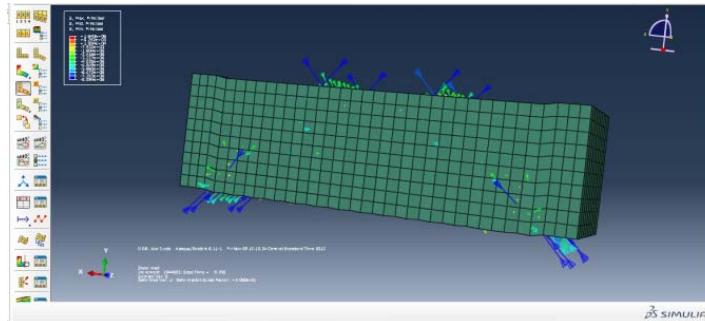
برای مدل نمودن رفتار تیرهای تقویت شده و تقویت نشده، نرم‌افزار Abacus مورد استفاده قرار گرفت. در همین راستا برای بررسی تغییرشکل‌های پلاستیک در تیر بتنی با ورق CFRP، شکل (۱۵) ترسیم شده است که مربوط به تیر با مقاومت بتن $23/03$ مگاپاسکال می‌باشد. هم‌چنین در این شکل، تنش‌های اصلی ایجاد شده که از نوع برشی می‌باشند، نشان داده شده‌اند. در مقایسه‌ی شکست تیرهای تقویت شده در آزمایشگاه با تحلیل‌های حاصل در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) تطابق قابل قبول مشاهده می‌شود.



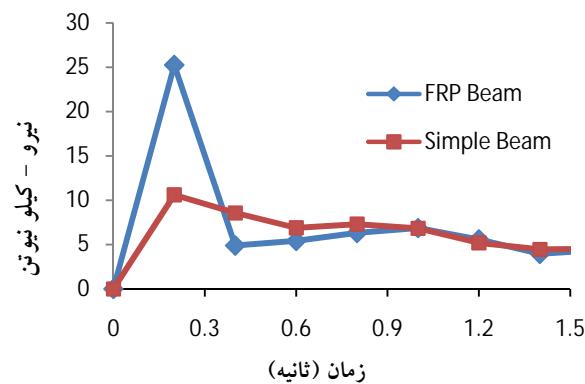
شکل ۱۵ تغییرشکل پلاستیک در تیر بتنی با ورق CFRP، با مقاومت بتن $23/03$ مگاپاسکال



شکل ۱۶ نحوه ایجاد تنش‌های اصلی در تیر بتنی با ورق CFRP، با مقاومت بتن $23/03$ مگاپاسکال



شکل ۱۷ نحوه ایجاد نیروهای اصلی و جهت آن ها در تیر بتونی با ورق CFRP، با مقاومت بتن ۲۳/۰۳ مگاپاسکال



شکل ۱۸ نمودار تغییرات و مقدار نیرو در تیر تقویت شده با CFRP و تقویت نشده با مقاومت بتن ۲۳/۰۳ مگاپاسکال

جدول ۲ مقایسه نتایج آزمایشگاهی بر روی تیرها با مقادیر بدست آمده از نرم افزار Abacus

تیرهای با مقاومت بتن ۲۳/۰۳ مگاپاسکال	نتایج آزمایشگاهی	نتایج مدلسازی Abacus	تطابق نتایج
تقویت نشده	10.61	10.7	99%
تقویت شده با CFRP	26.7	25.2	94%

۲- بین مقاومت سطحی بتن و چسبندگی CFRP به بتن حاصل از روش پیچش، مشاهده گردید که با افزایش مقاومت سطحی بتن تا ۱۰/۱۲ مگاپاسکال، مقاومت چسبندگی تا ۸/۱۵ مگاپاسکال افزایش می یابد.

۳- مشاهده گردید که تمامی تیرهای بدون CFRP، از وسط و با ترک عمودی خمودی دچار شکست

از مطالب و نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی ارائه شده در این مقاله می توان نتیجه گرفت که:

۱- بین مقاومت چسبندگی CFRP به بتن (به دست آمده از روش «پیچش») و مقاومت فشاری نمونه های استوانه ای، منحنی رگرسیون تابع درجه دوم با ضریب همبستگی ۰/۹۹۲ برقرار می باشد.

این نتیجه به دست می‌آید که با افزایش مقاومت سطحی بتن از $6/88$ تا حدود 10 مگاپاسکال، مقاومت خمی (نهایی) تیرهای بتی تقویت شده با CFRP از $8/13$ به 13 مگاپاسکال افزایش و پس از آن با افزایش مقاومت سطحی بتن تا $12/95$ مگاپاسکال حدود $0/6$ مگاپاسکال کاهش می‌یابد.

۶- افزایش مقاومت چسبندگی CFRP به بتن از $4/56$ تا $8/15$ مگاپاسکال، مقاومت تیرهای تقویت شده با CFRP را به طور خطی افزایش داد و ضریب همبستگی $0/994$ مشاهده گردید.

۷- با افزایش مقاومت فشاری بتن از 23 مگاپاسکال تا حدود 40 مگاپاسکال، درصد افزایش مقاومت برشی تیرهای تقویت شده از 146 درصد تا 172 درصد افزایش یافت.

۸- شکل پذیری تیرهای بتی پس از مقاومت‌سازی با CFRP به طور قابل ملاحظه افزایش یافت.

گردیدند. دلیل این نوع شکست، وجود تنش‌های خمی کششی در وسط دهانه به دلیل عدم وجود تنش برشی در آن قسمت می‌باشد. با دور شدن از وسط دهانه، از مقدار تنش خمی کششی کاسته و به تنش برشی اضافه می‌شود که این امر باعث می‌گردد تا ترکیب تنش‌های یاد شده بر نوع شکست حاصل اثرگذار باشد. با مقایسه شکست نمونه‌های تیرهای تقویت شده با CFRP به‌وضوح مشخص گردید که عدم وجود آرماتورهای داخلی سبب باز شدن سریع ترک‌ها می‌شود و ترک قطری اصلی از پایین تا بالای تیر به صورت مورب ادامه می‌یابد.

۴- با افزایش مقاومت فشاری بتن از حدود 23 مگاپاسکال تا حدود 40 مگاپاسکال، درصد افزایش مقاومت نهایی تیرهای تقویت شده از $166/2$ درصد به $182/4$ درصد افزایش یافت.

۵- با توجه به نتایج به دست آمده از آزمون «پیچش»

مراجع

1. M. Klees, R. Kautsch, "Sachstandsbericht zur Bemessung von Bauteilen mit Klebeverstärkung", Technische Universität Kaiserslautern, Massivbau und Baukonstruktion Prof. Dr.-Ing. J. Schnell, (2004).
2. M. Arduini & A. Nanni, "Parametric study of beams with externally bonded FRP reinforcement", *ACI Structural Journal*, 94(5), 493–501. (1997).
3. M. Naderi, "Effects of Cyclic Loading, Freeze-Thaw and Temperature Changes on Shear Bond Strengths of Different Concrete Repair Systems", *Journal of Adhesion*, vol. 84, no. 9, pp. 743-763, (2008).
4. Naderi, M., "Twist-off method for assessing material strength and their bond", Islamic Republic of Iran. Patent No. 23936 (2007).
5. M. Naderi, "New Twist-Off Method for the Evaluation of In-Situ Strength of Concrete", *Journal of Testing and Evaluation Volume 35*, Issue 6, (2007).
6. M.J. Chajes, WW. Finch, TF. Januszka, TA. Thomson, "Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete", *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 2., pp. 208-17, (1996).
7. T. Horiguchi, N. Saeki, "Effect of Test Methods and Quality of Concrete on Bond Strength of CFRP

- Sheet", Proceedings of the 3rd International Symposium (FRPRCS-3), Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Vol. 1., pp. 265-70, (1997).
8. Y . Sato, Y. Asano, T. Ueda, "Fundamental Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet", Concrete Library of JSCE, Japan, Vol. 37., pp. 97-115, (2001).
 9. K . Nakaba, T. Kanakubo, T. Furuta, H . Yoshizawa, "Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates and concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 3, pp. 359-67, (2001).
 10. Jm. Sena-Cruz, Jao. Barros, "Bond Behavior of Carbon Laminate Strips into Concrete by Pullout-Bending Tests," Proceedings of the International Symposium Bond in Concrete--from Research to Standards, pp. 614-21,(2002).
 11. J. Wambold, J. Henry, "Evaluation of Pavement Surface Texture, Significance and measurement Techniques", Wear, Vol. 83, No. 2 , pp. 351-68, (1982).
 12. A. Abu-Tair, D. Lavery, A. Nadjai, SR. Rigden, TMA. Ahmed, "A New Method for Evaluating the Surface Roughness of Concrete Cut for Repair or Strengthening", Construction and Building Materials, Vol. 14, No. 3, pp. 171-6, (2000)
 13. C .Talbot, M. Pigeon, D. Beaupré, DR. Morgan, "Influence of Surface Preparation on Long-Term Bonding of Shotcrete", *ACI Materials Journal*,Vol.91, No. 6, pp. 560-6, (1994).
 14. E. Júlio, F. Branco, V. Silva, "Concrete-to-Concrete Bond Strength. Influence of the Roughness of the Substrate Surface", Construction and Building Materials, Vol. 18, No. 9, pp. 675-81, (2004).
 15. P. Santos, E. Júlio, V. Silva, "Correlation between Concrete-to-Concrete Bond Strength and the Roughness of the Substrate", Construction and Building Materials, Vol. 21, No. 8. pp. 1688-95, (2005).
 16. H .Yoshizawa, T. Myojo, M. Okoshi, M. Mitzukoshi, HS. Kliger, "Effect of Sheet Bonding Condition on Concrete Members Having Externally Bonded Carbon Fiber Sheet", *Proceedings of the 4th Materials Engineering Conference*, Materials for the New Millennium, Vol. 2, pp. 1608-16, (1996).
 17. H. Toutanji, G. Ortiz, "The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members", Composite Structures, Vol. 53, No. 4, pp. 457-62,(2001).
 18. M. Mitsui, K. Fukuzawa, T. Numao, I. Fuda,"Relations between Surface Roughness Indexes and Bond Strength between CFRP Sheets and Concrete", *Journal of the Society of Materials Science*, Vol. 49, No. 6, pp. 685-91, (2000).
 19. M. Matana, G. Galecki, N. Maerz, A. Nanni, "Concrete Substrate Preparation and Characterization Prior to Adhesion of Externally Bonded Reinforcement", Proceedings of the International Symposium on Bond behavior of FRP in Structures, pp. 133-9, (2005).
 20. JJ. Myers, J. Jeffries, X. Shen, "Effect of Varied Surface Roughness and Concrete Strength on the Bond Performance of FRP Fabrics", *Proceedings of the 3rd International Conference on Advanced*

- Composites in Construction*, ACIC, pp. 232-42, (2007).
21. G. Li, A. Ghebreyesus, "Fast Repair of Damaged RC Beams Using UV Curing FRP Composites", *Composite Structures*, Vol. 72, No. 1, pp. 105-10, (2006).
 22. JG . Dai, T. Ueda, Y. Sato, "Development of the nonlinear bond stress-slip model of fiber reinforced plastics sheet-concrete interfaces with a simple method", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9, No. 1, pp. 52-62, (2005).
 23. JG. Dai, Y. Sato, T. Ueda, "Improving the Load Transfer and Effective Bond Length for FRP Composites Bonded to Concrete", *Proceedings of Japan Concrete Institute*, Vol. 24, No. 2, pp. 1423-8, (2002).
 24. B. Gao, JK. Kim, CKY. Leung, "Experimental study on RC beams with FRP strips bonded with rubber modified resins", *Composites Science and Technology*, Vol. 64, No. 16, pp. 2557-64, (2004).
 25. H .Yoshizawa, Z. Wu, H. Yuan, T. Kanakubo, "Study on FRP-Composite Interface Bond Performance", *Journal of Materials*, *Concrete Structures and Pavements of JSCE*, Vol. 662, No. 49, pp. 105-19, (2000).
 26. S. Benyoucef, A. Tounsi, EA. Adda Bedia, SA. Meftah, "Creep and Shrinkage Effect on Adhesive Stresses in RC Beams Strengthened with Composite Laminates", *Composites Science and Technology*, Vol. 67, No. 6, pp. 933-42, (2007).
 27. H. Thomas , K. Kang, J. Howell, S. Kim and D. Joo Lee, "A State-of-the-Art Review on Debonding Failures of FRP Laminates Externally Adhered to Concrete", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Vol.6, No.2, pp.123–134, June (2012).
 28. O. Buyukozturk, O. Gunes, E. Karaca, "Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites", *Construction and Building Materials*, 18, 9–19, (2004).
 29. M. Naderi, "Using Twist-Off Method for Measuring Surface Strength of Concretes Cured under Different Environments", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 23, No. 4, pp. 385-392, (2011).
 30. M. Naderi, "Analysis of the Slant Shear Test", *Journal of Adhesion Science and Technology - J adhes sci technol*, Vol. 23, no. 2, pp. 229-245, (2009).
 31. ASTM C 1609/C 1609M – 05, "Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete", (Using Beam With Third-Point Loading).
 32. "Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures", Technical Report, Task Group 9.3, Bulletin No. 14. The International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland, (2001).

طرح مرمت برج خشتی شماره‌ی ۳۲ در ارگ بم*

مهرداد حجازی^(۱) بینا حجازی^(۲) حامد مهداد^(۳) صبا حجازی^(۴)

چکیده ارگ بم بزرگ‌ترین ارگ خشتی جهان در شهرستان بم کرمان، تحت زلزله‌ی پنجم دی ماه ۱۳۸۲ به شدت آسیب دید. از آن زمان مطالعات و تحقیقات بسیاری برای مرمت و احیای این مجموعه‌ی تاریخی انجام شده است. برج خشتی ۳۲ یکی از اولین سازه‌ها در این ارگ بود که در طی یک پژوهش، طرح مرمت آن تهیه و ارائه شد. هدف این پژوهش، مطالعه‌ی رفتار لرزه‌ای برج به منظور تعیین دلیل آسیب‌های وارد شده، نواحی ضعیف این سازه در زلزله‌های آتی، بهترین راه برای بهبود رفتار لرزه‌ای، و مناسب‌ترین طرح مرمت بوده است. این مقاله دربرگیرنده مطالعات رفتار لرزه‌ای و طرح مرمت برج ۳۲ می‌باشد.

واژه‌های کلیدی برج خشتی، رفتار لرزه‌ای، مرمت، ارگ بم.

Restoration Plan of Adobe Tower No. 32 in the Bam Citadel

M. Hejazi B. Hejazi H. Mehdad S. Hejazi

Abstract The world largest adobe citadel in Bam (Arg-e Bam) was damaged seriously in the 26 December 2003 earthquake. Since then many studies and researches have been done to restore this historical complex. One of the first structures in the citadel for which a restoration plan was prepared over a project was adobe tower No. 32. The objective of this project was studying the seismic behaviour of the tower to find out the cause of damage, the weakest parts of the structure in future earthquakes, the best way to improve the seismic performance, and the most appropriate restoration plan. This paper presents the study on seismic behaviour of tower No. 32 and its restoration plan.

Keywords Adobe Tower, Seismic Behaviour, Restoration, Bam Citadel

★ تاریخ دریافت مقاله ۱۳۹۱/۱۲/۰۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۸/۲۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول: دانشیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

(۲) کارشناس مهندسی معماری، دانشکده معماری و شهرسازی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوارسگان).

(۳) کارشناس ارشد سازه دانشکده عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد نجف آباد.

(۴) دانشجوی کارشناسی مهندسی معماری، دانشکده معماری و شهرسازی، دانشگاه هنر اصفهان.

گوشه‌ی شمال شرقی ارگ واقع شده است. این برج دایره‌ای شکل (از نمای بیرونی) ۱۵ متر ارتفاع دارد. قطر آن در پایین $15/2$ متر و در بالا $10/8$ متر می‌باشد (شکل ۲). در اثر زلزله تعدادی ترک خوردگی بر روی برج لایه‌ی خارجی برج ایجاد شده و همین طور دیوار سمت شرقی آن تقریباً به طور کامل تخریب شده است، ولی دیوار سمت غربی برج (بخشی از دیوار شمالی ارگ) دچار هیچ خسارتی نشده است (شکل‌های ۳ و ۴). بررسی‌های باستان‌شناسی نشان‌گر وجود هسته‌ای به ضخامت حدوداً $1/5$ متر درون برج و در دیوارهای جانبی آن می‌باشد [۱].

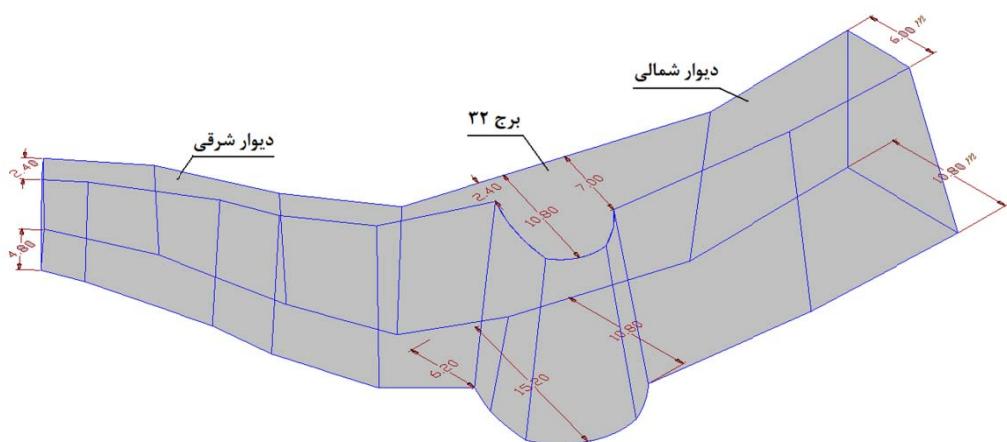
مقدمه

ارگ بم. ارگ بم با وسعتی قریب به 200000 متر مربع (شکل ۱) بزرگ‌ترین مجموعه‌ی خشتی-گلی جهان به شمار می‌رود. این مجموعه در طی 2000 سال عمر خود تغییرات و بازسازی‌های بسیاری را به خود دیده است. افزایش حجم و ظاهر برج و باروهای پیرامونی، هندسه‌ی نامتقارن، روش‌های نامناسب احیا و مرمت و برخی الحالات پی‌درپی در طی ادوار تاریخی مختلف، باعث شده است که این مجموعه در زلزله‌ی پنجم دی ماه ۱۳۸۲ بم، دچار خرابی‌های گسترده شود [۲ و ۱].

برج ۳۲. ساختار برج ۳۲ از خشت بوده است و در



شکل ۱ ارگ بم قبل از زلزله‌ی پنجم دی ۱۳۸۲



شکل ۲ هندسه‌ی برج ۳۲ و بخشی از دیوارهای جانبی آن



شکل ۳ خسارات وارد به لایه‌ی خارجی برج و دیوار شرقی آن در اثر زلزله



شکل ۴ برج ۳۲ و دیوارهای شرقی و شمالی ارگ بم

این پژوهه ایجاد و ارزیابی روش‌ها و ابزار طراحی برای معماران، مهندسان و صاحبان بنای بود. این پژوهه سه مرحله داشت. مرحله‌ی اول شامل ارزیابی اطلاعات و روش‌های مقاومسازی موجود و گسترش دستورالعمل‌های فنی موقعت برای استفاده در مقاومسازی لرزه‌ای سازه‌های خشتشی بود. طی مرحله‌ی دوم، تحقیقات لازم برای توسعه‌ی فن آوری مقاومسازی قابل قبول و برای تکمیل آنچه که در آن موقع شناخته شده بود، انجام شد. در مرحله‌ی سوم، مجموعه‌ای از دستورالعمل‌های برنامه‌ریزی و مهندسی برای مقاومسازی لرزه‌ای سازه‌های خشتشی تاریخی براساس نتایج تحقیقات و قضاوت حرفاً تنظیم شد. این پژوهه شامل انجام تعداد زیادی آزمایش میز لرزان

مرور پیشینه‌ی تحقیق

از دهه‌ی ۱۹۷۰ علاقه به مطالعه‌ی رفتار و بهسازی لرزه‌ای بنایی خشتشی افزایش یافت و گروه‌های تحقیقاتی مختلفی پژوهش در این زمینه را آغاز نمودند. محققان دانشگاه کاتولیک پرو نقش مهمی در به دست آوردن اطلاعات در این زمینه و ارائه‌ی راهکارهای مقابله با زلزله ایفا نموده‌اند. نتایج تحقیقات سی و پنج ساله‌ی این گروه تا سال ۲۰۰۵ با جزئیات توسط وارگاس و همکاران [3] ارائه شده است. پژوهه‌ی خشت‌لرزه‌ای گتی، که هنوز نیز ادامه دارد، در سال ۱۹۹۰ توسط مؤسسه‌ی حفاظت گتی به منظور توسعه‌ی روش‌های فنی برای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌های خشتی با حداقل مداخله شروع شد. هدف دراز مدت

بم در سال ۱۳۸۲ طی چند پروژه با مشارکت متخصصان ایرانی و خارجی از کشورهای فرانسه، آلمان و ژاپن و با هدایت پروژه‌ی نجات‌بخشی میراث فرهنگی ارگ بم شروع شد. این پروژه‌ها شامل مرمت برخی از سازه‌های مهم ارگ بم مانند برج ۱، خانه‌ی سیستانی، برج ۳۲ و بخشی از بازار با استفاده از روش‌های مختلف و متداول در کشورهای مذکور بود تا از نتایج آن بتوان در آینده برای تهیه‌ی یک دستورالعمل مناسب برای مرمت و مقاومسازی لرزه‌ای سازه‌های خشتی استفاده نمود [۱۴-۱۰].

مراحل طرح مرمت

طرح مرمت براساس منشورها و دستورالعمل‌های جهانی، مانند منشور ونیز (منشور بین‌المللی برای حفاظت و مرمت بنای و محوطه‌ها) [15] و دستور العمل‌های ISCARSAH (توصیه‌هایی برای تحلیل و مرمت سازه‌های تاریخی (کمیته‌ی بین‌المللی تحلیل و مرمت سازه‌های میراث معماری) [16] تهیه شده است. این منشورها و دستورالعمل‌ها بر مطالعه و بررسی با دخل و تصرف حداقلی در جهت تغییرات و رعایت اصالت مصالح، تکنولوژی، گونه‌شناسی و شرایط محیطی بنا در طی عملیات مرمت، تأکید دارند. در این منشورها استفاده از مصالح بادوام و سازگار با نمونه‌های اصلی به منظور مرمت، توصیه شده و مداخله بسیار در بنا، چه مصالح و چه ساختار، منع گردیده است. هم‌چنین ذکر شده است که کلیه مداخلات باید، در جهت استفاده از مصالح و تکنولوژی‌های جدیدتر و مناسب‌تر در آینده برگشت‌پذیر باشند.

هدف اصلی طرح مرمت برج ۳۲ بازگرداندن وضعیت آن به شرایط قبل از زلزله است. برای دست‌یابی به این هدف نواحی مختلفی از سازه تثبیت، تقویت و مرمت خواهند شد. هم‌چنین برخی از قسمت‌های از بین رفته به شکل و فرم اصلی بازسازی خواهند گردید. مراحل طرح مرمت برج در جدول (۱) ارائه شده است. مراحل ۲، ۴، ۹ و ۱۰ در ادامه شرح داده خواهند شد.

در ابعاد کوچک و بزرگ برای بررسی رفتار دیوارها و ساختمان‌های خشتی، و مطالعات دقیق ساختمان‌های خشتی آسیب‌دیده در زلزله‌ها بود [۱۰۱۲ و ۱۰۱۴]. آرامی و همکاران [۱۰۱۶] مروری کامل بر فعالیت‌های مؤسسه‌ی حفاظت گتی تا سال ۲۰۰۸ ارائه کرده‌اند. نوگوئز و ناوارو [۱۰۴۰] در سال ۲۰۰۵ چگونگی مرمت دیوارهای خشتی با شبکه‌هایی از مواد مصنوعی را با ساختن پنج دیوار به طول $2/3\text{ m}$ و ارتفاع $2/3\text{ m}$ ، که دو عدد آنها از خشت‌های معمولی و سه عدد آنها از خشت‌های صنعتی ساخته شده بودند، تحت بار مرده و بار جانی چرخه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. دیوارهای با خشت‌های صنعتی از خود مقاومت و شکل‌پذیری بیشتری نشان دادند، هرچند در مواردی دچار گسیختگی‌های اساسی شدند. پس از مقاومسازی دیوارهای آسیب‌دیده با شبکه‌هایی از مواد مصنوعی که بر روی آنها پوشش ماسه و سیمان کشیده شده بود، مشخص شد که این روش مقاومسازی در برابر بارهای جانی روشی مناسب می‌باشد. در سال ۲۰۰۷ یامین و همکاران [۱۰۶۰] دیوار خشتی به طول $2/5\text{ m}$ ، ارتفاع 2 m و ضخامت $5/4-4/0\text{ m}$ را تحت ترکیب بارهای قائم و بارهای افقی چرخه‌ای وارد در بالای دیوار قرار دادند. دیوارها از جنس خشت یا چینه و به صورت تقویت نشده، تقویت شده با شبکه، و تقویت شده با چوب بودند. آزمایش‌ها نشان داد که استفاده از تقویت می‌تواند تا حدودی رفتار لرزه‌ای دیوارها را از طریق ایجاد پیوستگی و محصورشدن گسیختگی سازه‌ای بهبود بخشد و آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های خشتی را کاهش دهد. در سال ۲۰۱۳ فیگوئردو و همکاران [۱۰۷۰] آزمایش‌هایی را بر روی یک دیوار خشتی تقویت نشده تحت بار افقی چرخه‌ای و سپس بر روی همان دیوار پس از مرمت توسط تزریق با فشار ملات آهک در داخل ترک‌ها و مقاومسازی با شبکه‌ای از جنس مواد مصنوعی انجام دادند. آنان به این نتیجه رسیدند که در وضعیت مرمت و تقویت شده، رفتار لرزه‌ای دیوار به مقدار قابل توجهی بهبود یافته است. مطالعات علمی در مورد مقاومسازی سازه‌های خشتی پس از وقوع زلزله‌ی

جدول ۱ مراحل طرح مرمت برج خشتی ۳۲

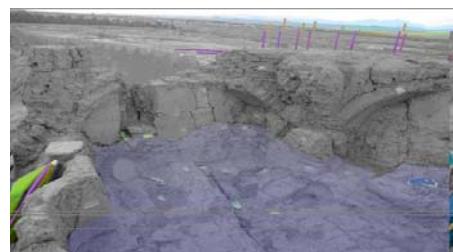
مرحله	شرح عملیات
۱	بررسی تاریخی بنا
۲	بررسی باستانشناسی بنا
۳	بررسی معماری و مستندات موجود در مورد شرایط فعلی بنا
۴	آسیب‌شناسی بنا
۵	تست‌های آزمایشگاهی برای تعیین خواص مکانیکی مصالح موجود
۶	بررسی تکنیک‌های بومی و محلی مرمت
۷	بررسی مواد در دسترس (مانند خاک، خشت، الیاف درخت خرما و ...) به منظور ترمیم بخش‌های موجود و بازسازی نواحی تخریب شده‌ی بنا
۸	انتخاب روش و مصالح مرمت براساس منشورهای بین‌المللی و نتایج تست‌های آزمایشگاهی
۹	آنالیز سازه‌ای بنا اصلی به منظور ارزیابی میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن
۱۰	بررسی صحت نتایج تحلیل سازه و طرح مقاوم‌سازی سازه بنا
۱۱	تهییی نقشه‌های مرمت و مقاوم‌سازی قسمت‌های موجود بنا و بازسازی نواحی تخریب شده
۱۲	پایان بررسی‌ها و تحقیقات
۱۳	اجرای طرح مرمت، بازسازی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای بنا.

گمانه‌ی ۲: بالای دیوار شمالی. با هدف مشخص ساختن لایه‌های تشکیل‌دهنده‌ی حصار (دیوار)، و نحوه‌ی اتصال آن با برج، ترانشه‌ای در ابعاد ۱۲۰۰×۶۰۰ سانتی متر ایجاد شد. پس از پاکسازی اولیه و برداشتن سطحی‌ترین لایه که خاک باران خورده بود، ۴ لایه‌ی عمودی در کنار هم مشاهده شد. لایه‌ی اول، حصار (دیوار) اصلی و قدیمی است که در ابعاد $۳۷ \times ۳۷ \times ۷$ سانتی متر و از خشت‌های ۱۲۰۰×۳۳۰ سانتی متر تشکیل شده است. این لایه در قسمت وسط قرار گرفته است و دو نمای خارجی و داخلی آن طی کاوش به دست آمد. نمای بیرونی، دارای شیبی متوسط به طرف خارج است و نمای درونی با شیب بسیار کم تا پایین ادامه پیدا کرده است. بر روی دو نمای موجود، لایه‌ی کاهگل نیز مشاهده می‌شود (شکل ۶). لایه‌ی دوم، در قسمت شمال لایه‌ی اول قرار گرفته و از حصار قدیمی تا پای دیوار کنگره‌دار محدود می‌شود و در ابعاد ۱۲۰۰×۱۳۵ سانتی متر است و از گل متراکم و فشرده تشکیل شده است (شکل ۷). لایه‌ی سوم، دیوار خشتی دارای کنگره است که در حال حاضر خارجی‌ترین قسمت حصار است. این دیوار دارای

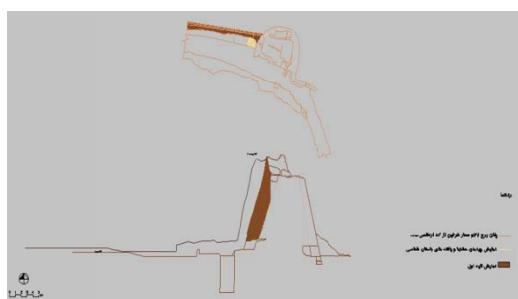
باستان‌شناسی برج ۳۲

در جهت شناخت واحدهای معماری و لایه‌های تشکیل دهنده‌ی برج ۳۲ واقع در حصار شمالی ارگ بم، گمانه‌هایی حفر شده است.

گمانه‌ی ۱: ناحیه‌ی بالای برج (کف اتاق نگهبانی). در بالای برج اتاقی قرار دارد که در اثر زلزله پوشش گندی آن دچار ریزش گردیده است ولی دیوارهای اتاق با درصدی تخریب، باقی مانده‌اند (شکل ۵). این دیوارها از سه لایه تشکیل شده‌اند؛ خشت‌های $۳۷ \times ۳۷ \times ۷$ سانتی متر در پایه‌ی دیوارها، چینه در میانه و خشت‌های $۲۳ \times ۲۳ \times ۵$ سانتی متر در بالا و در پوشش‌های باقی مانده از سقف. این نتایج از گمانه‌ای به ابعاد $۳ \times ۳ / ۵$ متر در داخل و در کف اتاقک بالای برج حاصل شده است.



شکل ۵ بخش‌های باقی مانده‌ی دیوارهای اتاق روی برج



شکل ۸ لایه‌ی سوم حصار (دیوار) طبق بررسی‌های باستان‌شناسی

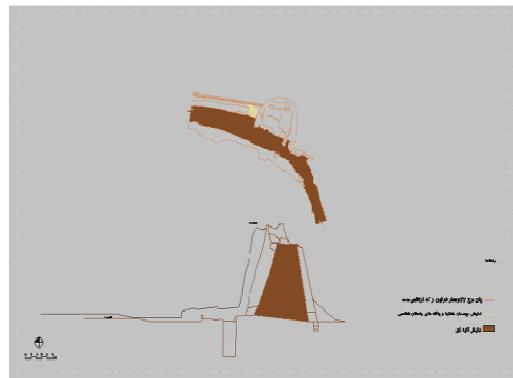


شکل ۹ لایه‌ی چهارم حصار (دیوار) طبق بررسی‌های باستان‌شناسی

گمانه‌ی ۳: محدوده‌ی غربی برج (بین پایه‌ی برج و حصار شمالی). جهت مشخص شدن پایه‌ی برج، حصار و بستر اصلی آن، گمانه‌ای به ابعاد 5×3 متر ایجاد شد (شکل‌های (۱۰) و (۱۱)). پس از برداشت حدود ۰/۵ متر از سطح دامنه‌ی حصار (دیوار)، به پایه‌ی پوسته‌ی برج، که در واقع همان لایه‌ی سوم حصار است و به صورت یک لایه‌ی الحاقی، حول حصار قدیمی در قسمت خارجی کشیده شده، دسترسی حاصل شد که از خشت‌های $37 \times 37 \times 7$ سانتی‌متر تشکیل شده‌است.

از گمانه‌ی کوچکی که در همین محدوده بر روی این پوسته، با هدف یافتن پایه‌ی حصار قدیمی و عرض پوسته‌ی موجود، ایجاد شد، مشخص گردید که حصار قدیمی در ارتفاع ۰/۷ متر بالاتر از پایه‌ی پوسته و یا لایه‌ی سوم حصار قرار گرفته و بر روی یک لایه‌ی ماسه‌ای ساخته شده‌است. عرض لایه‌ی سوم یا پوسته نیز ۲/۵ متر است. حصار از بالا و قسمت انتهایی حصار با شیب متوسطی به نزدیک پایه رسیده و سپس مقداری عریض تر شده و تا پایه ادامه پیدا کرده‌است.

شیب متوسطی است و به صورت پوسته‌ای در اطراف حصار اولیه کشیده شده‌است. این لایه از قسمت پایه تا ۵۰ سانتی‌متر بالاتر از بام حصار، از خشت‌های $37 \times 37 \times 7$ سانتی‌متر و سپس تا انتهای کنگره‌های موجود از خشت‌های $23 \times 23 \times 5$ سانتی‌متر تشکیل شده‌است و لایه‌ی کاهگلی نیز بر روی آن دیده می‌شود که در اثر عوامل جوی چهار فرسایش ناشی از نزولات جوی و وزش باد شده‌است (شکل ۸). لایه‌ی چهارم، در قسمت جنوب لایه‌ی اول قرار گرفته و عرض آن ۱۳۰ سانتی‌متر است و از چینه تشکیل شده‌است. در قسمت‌های میانه به پائین، علاوه بر چینه، خشت نیز به عنوان لایه‌ی دوم مشاهده می‌شود. این لایه به صورت نامنظم و بدون ترتیب و دقت خاصی ساخته شده‌است. لایه‌ی چهارم، لایه‌ی الحاقی ای است که از داخل ارگ به تناسب فضا و نیاز، به آن افزوده شده‌است (شکل ۹).



شکل ۶ لایه‌ی اول حصار (دیوار) طبق بررسی‌های باستان‌شناسی



شکل ۷ لایه‌ی دوم حصار (دیوار) طبق بررسی‌های باستان‌شناسی

گمانه‌ی ۵: قسمت داخلی و در پای حصار شمالی. جهت به دست آوردن پایه‌ی حصار (دیوار) شمالی اولیه از داخل و تعیین پی آن، گمانه‌ای در محدوده‌ی داخلی ارگ، در پای حصار و برج (در داخل لایه‌ی چهارم، چینه و خشت الحاقی) ایجاد شد (شکل ۱۲).



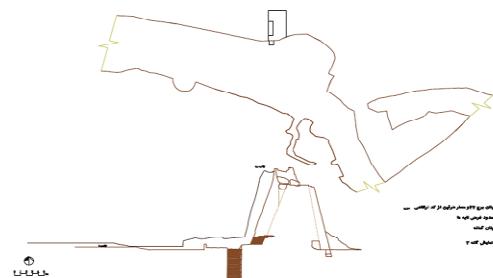
شکل ۱۲ گمانه‌ی ۵ در نمای داخلی برج و در پای حصار شمالی

این گمانه پس از برداشت $1/3$ متر از لایه‌ی خشتی، به صورت افقی، به دیواری از جنس چینه رسید. این دیواره در امتداد نمای خشتی داخلی حصار قدیمی (لایه‌ی اول) است. بر روی لایه‌ی مت Shank از چینه، آثار دودزدگی دیده می‌شود و لایه‌ی الحاقی خشتی در جلوی آن قرار گرفته است.

دیواره‌ی چینه‌ای در واقع پسی حصار قدیمی (لایه‌ی اول) است و آثار دودزدگی بر روی آن نشان از استفاده به عنوان نمای داخلی حصار در یک دوره‌ی زمانی دارد.

خلاصه‌ی فعالیت‌های باستان‌شناسی. با توجه به اطلاعات حاصل از گمانه‌ها در برج ۳۲، نتایج ذیل

در همین قسمت با هدف رسیدن به بستر اصلی و با فرضیه‌ی بستر سنگی، گمانه ادامه پیدا کرده و در ارتفاع $7/5$ متر از ابتدای پایه برج به کف سنگی (ادامه‌ی صخره‌ی سنگی واقع در زیر بنای محدوده حاکم‌نشین) رسیده است.



شکل ۱۰ گمانه‌ی ۳ در محدوده‌ی غربی برج، بین پایه‌ی برج و حصار شمالی و بر روی دامنه‌ی کم ارتفاع آنها

گمانه‌ی ۴: بدنۀ برج. جهت تکمیل مطالعات برج ۳۲ و با هدف کشف پایه‌ی برج (به شکل نیم‌دایره) و به دست آوردن حدود شیب برج قدیمی، دو گمانه در بدنۀ آن ایجاد گردید.

حفره‌ی شماره‌ی ۱ در میانه‌ی برج به صورت افقی ایجاد شد (شکل ۱۱) که پس از حدود ۲ متر دیواره‌ی منحنی برج همراه با لایه‌ی کاهگل مشاهده گردید. در ادامه‌ی جهت رسیدن به پایه‌ی برج، حفره‌ی شماره‌ی ۲ در دامنه‌ی حصار و مماس با برج ایجاد شد (شکل ۱۰) و پس از پیش‌روی به داخل و حذف خشت‌های لایه‌ی بیرونی، در حدود $2/5$ متر، پایه‌ی برج نیز مشخص گردید.



شکل ۱۱ گمانه‌های ۳ و ۴ در نمای خارجی برج. گمانه‌ی ۳ سمت راست تصویر و در تقاطع دیوار و برج، حفره‌ی ۱ از گمانه‌ی ۴ در میانه‌ی تصویر و حفره‌ی ۲ از گمانه‌ی ۴ سمت چپ و در میانه‌ی بدنۀ برج می‌باشد

- در وسط، لایه‌ای از گل متراکم و فشرده که از حصار اولیه تا پای دیوار کنگره‌دار ادامه دارد، دیوار خشتی کنگره‌دار، و دیوار الحاقی چینه‌ای که در محدوده‌ی جنوبی حصار اولیه قرار گرفته است.
- ۷- نمای خارجی حصار اولیه با پوشش کاهگل بوده و با شبی ملايمی تا پایه ادامه پیدا کرده است.
- ۸- دیوار خشتی دارای کنگره یا لایه سوم، در بخش خارجی حصار به عنوان یک لایه‌ی الحاقی با هدف مستحکم‌تر و عریض‌تر کردن آن، ساخته شده است. این لایه هر چه به پایه نزدیک‌تر می‌شود دارای شبی بیشتری می‌گردد و به ضخامت آن افزوده می‌شود.
- ۹- لایه دوم جهت پر کردن فضای بین حصار اولیه و دیوار خشتی کنگره‌دار ایجاد شده است.
- ۱۰- دامنه‌ی صخره‌ی سنگی که حاکم‌نشین بر روی آن ساخته شده، تا حصار شمالی و بالاخص برج ۳۲ ادامه پیدا کرده است.

آسیب‌شناسی برج ۳۲

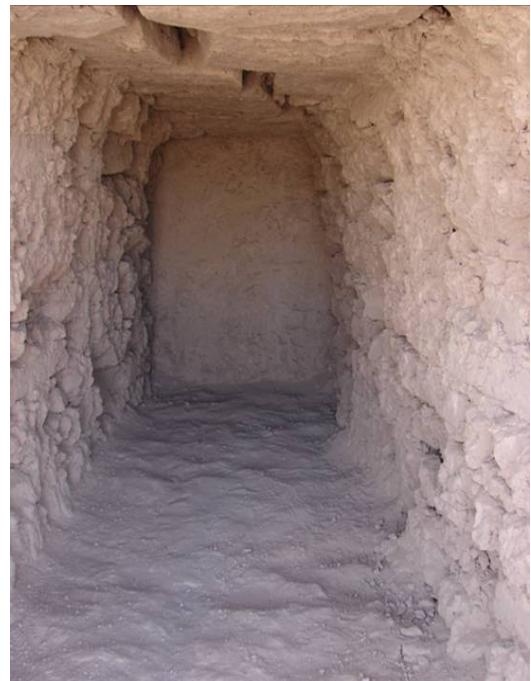
برج ۳۲ در گوشه‌ی شمال شرقی و در ابتدای شکستگی حصار پیرامونی ارگ بم قرار گرفته است (شکل ۱۴). این برج در اثر زلزله در نمای بیرونی دچار ترک‌های برشی بر روی پوسته‌ی خارجی خود شده است. در حالی که در نمای داخلی این ترک‌ها مشاهده نمی‌شوند (شکل ۳) و فقط فروریختگی بخشی از مصالح اتاق فوقانی آن دیده می‌شود. اتاق نگهبانی بالای برج در زلزله، به‌غیر از قسمتی از آن، تخریب شده است (شکل ۵). دیوار شرقی برخلاف دیوار شمالی دچار تخریب وسیعی شده است (شکل ۴). در عین حال برج مذکور سالم‌ترین برج در حصار پیرامونی ارگ پس از زلزله محسوب می‌گردد.

حاصل آمده‌اند:

۱- فرم نیم‌دایره‌ای برج از نمای خارجی.

۲- چیدمان نامنظم خشت‌های قسمت شمالی و هم‌ردیف بودن خشت‌های قسمت جنوبی ترانشه.

۳- وجود پوشش کاهگل در نمای لبه نیم‌دایره تا پایه‌ی برج.



شکل ۱۳ فضای داخلی حفره‌ی ۱ از گمانه‌ی ۴؛ به ترتیب خوردگی ناحیه‌ی بالای گمانه که تا هسته‌ی برج (در انتهای گمانه) ادامه دارد، توجه شود

۴- تشکیل برج از دو لایه‌ی شامل هسته برج که از پایه تا بالاترین سطح موجود ادامه دارد و پوسته‌ی الحاقی حول آن که با هدف مستحکم‌تر و بزرگ‌تر کردن برج ایجاد شده است (شکل ۱۳).

۵- جداسدگی پوسته و لایه‌ی الحاقی خارجی از هسته‌ی برج ناشی از زلزله (لغزش پوسته بر روی هسته‌ی برج).

۶- تشکیل حصار محدوده‌ی غربی برج از چهار لایه شامل دیوار خشتی با عرض ۳/۳ متر (حصار اولیه)

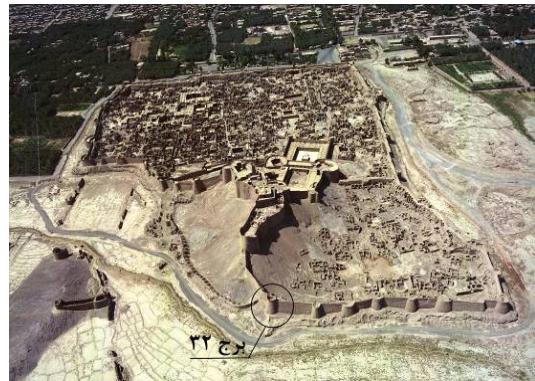
[۱۹]. با توجه به اطلاعات موجود، سعی شده است از دو شتاب نگاشت زلزله‌ی واقعی اتفاق افتاده در مناطق دیگر که تا حد امکان با شرایط تکتونیکی و لرزه‌ای بم مطابقت دارند علاوه بر شتاب نگاشت زلزله‌ی بم استفاده شود. رکوردهای زلزله مورد استفاده به شرح ذیل است:

- مؤلفه‌ی شرقی - غربی رکورد زلزله‌ی پنجم دی ۱۳۸۲ بم- ایران به بزرگی ۶/۵ ریشتر (شکل ۱۵).

- مؤلفه‌ی طولی رکورد زلزله هفدهم فروردین ۱۳۵۶ ناغان به بزرگی ۶ ریشتر و ضریب مقیاس ۰/۸ (شکل ۱۶).

- مؤلفه‌ی شمالی - جنوبی رکورد زلزله هجدهم می ۱۹۴۰ استرو به بزرگی ۷/۱ ریشتر و ضریب مقیاس ۱/۵ (شکل ۱۷).

جهت مقیاس کردن شتاب نگاشت‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰، شتاب نگاشت‌های مورد استفاده به مقدار حداقل خود مقیاس شده‌اند. طیف پاسخ شتاب هر یک از شتاب نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵٪ ساخته شده‌است. سپس طیف پاسخ در محدوده زمان‌های تناوب $0/2T$ و $1/5T$ با طیف طرح استاندارد که از حاصل ضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان برای زمین نوع ۲ در پارامترهای نسبت شتاب مبنا ($A=0/3$) پهنه با خطر نسبی زیاد (bm) و ضریب اهمیت ساختمان ($I=1/2$) ساختمان‌های با اهمیت زیاد، ساختمان‌هایی که خرابی آن‌ها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد) با فرض نسبت میرایی ۵٪ به دست می‌آید مقایسه گردیده و ضریب مقیاس آن چنان تعیین شده که در این محدوده مقادیر طیف‌ها در هیچ حالت کمتر از $1/4$ برابر مقدار نظری آن در طیف استاندارد نباشد. ضریب مقیاس تعیین شده، در شتاب نگاشت‌های مقیاس شده (به مقدار حداقل خود) ضرب شده و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل ۱۴ عکس هوایی از ارگ تاریخی بم؛ موقعیت برج ۳۲ با دایره‌ای حول آن مشخص شده است

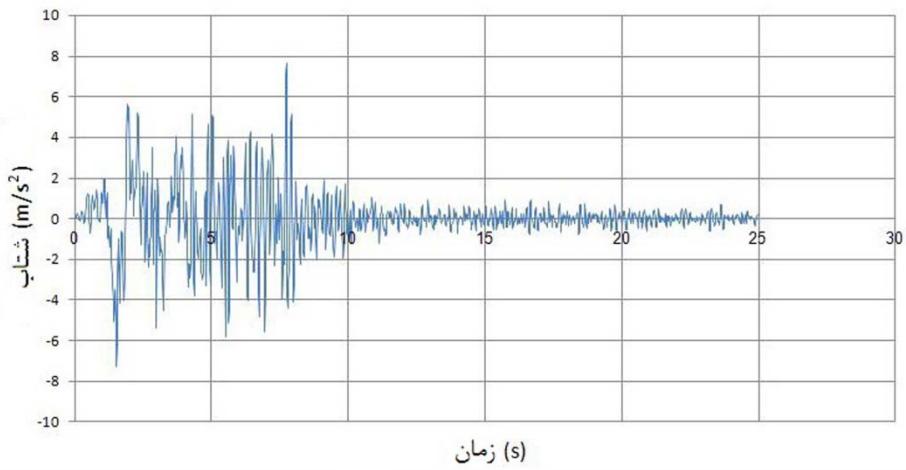
روش آنالیز

جهت بررسی رفتار برج ۳۲ در مقابل زلزله، آنالیزهای دینامیکی غیرخطی به روش المان محدود توسعه نرم افزار (v:11) ANSYS Workbench [17] بر روی مدل‌های سه بعدی سازه آن انجام شده است. هندسه و ابعاد المان‌ها پس از آنالیز حساسیت و انجام تعداد زیادی آنالیز بر روی سازه‌ی برج ۳۲ تحت رکورد زلزله‌ی بم انتخاب شد به‌طوری در آخرین مدل، آسیب‌های نشان داده شده بسیار نزدیک به آسیب‌های واقعی به‌دست آمد.

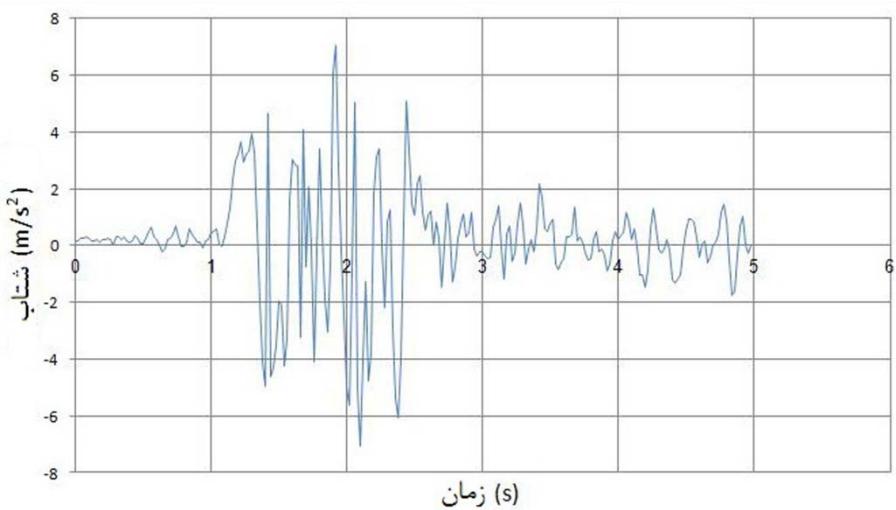
جهت بررسی وقوع شکست در سازه (ترک خوردنگی و یا خردشدنگی) مقادیر تنش در نواحی مختلف سازه در سرتاسر زمان زلزله با مقادیر مقاومت‌های مصالح که در جدول (۲) ذکر شده‌اند، مقایسه گردیده‌اند.

بارگذاری

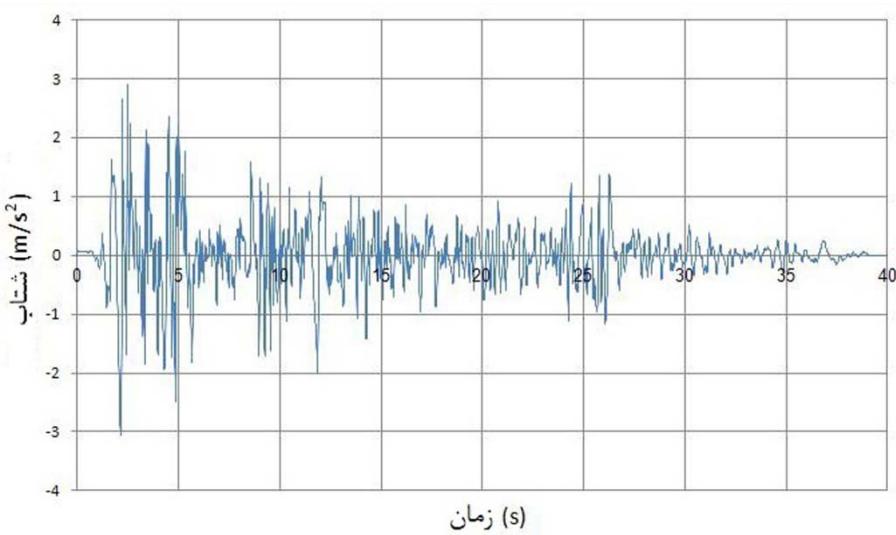
براساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۸]، از سه رکورد زلزله‌ی مقیاس شده، برای آنالیزهای دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی استفاده شده است و از نتیجه‌ی بحرانی تر در بررسی‌های سازه استفاده گردیده است. زمین منطقه‌ی مورد مطالعه طبق استاندارد ۲۸۰۰ از نوع ۲ می‌باشد



شکل ۱۵ رکورد زلزله ۱۳۸۲ بم (مؤلفه‌ی شرقی-غربی) [۱]



شکل ۱۶ رکورد اصلاح شده زلزله ۱۳۵۶ ناغان (ضریب اصلاح ۰/۸) [۱]



شکل ۱۷ رکورد اصلاح شده زلزله ۱۹۴۰ السترو (مؤلفه‌ی شمالی جنوبی و ضریب اصلاح ۱/۵) [۱]

جدول ۲ خصوصیات مکانیکی خشت [۱۰، ۲۱] و [۱۴, ۲۰]

۱۶۰۰	وزن مخصوص (kg/m^3)
۱۰۵	مدول الاستیسیته (MPa)
۰/۱۷	ضریب پواسون
۰/۳۶	مقاومت فشاری (MPa)
۰/۰۳۶	مقاومت کششی (MPa)
۰/۴۵	مقاومت خردشده (MPa)
۰/۰۴۵	مقاومت ترک خورده (MPa)
۰/۲	ضریب اصطکاک بین دو سطح خشتی

جدول ۳ خصوصیات دینامیکی به کار رفته در آنالیزها [۱]

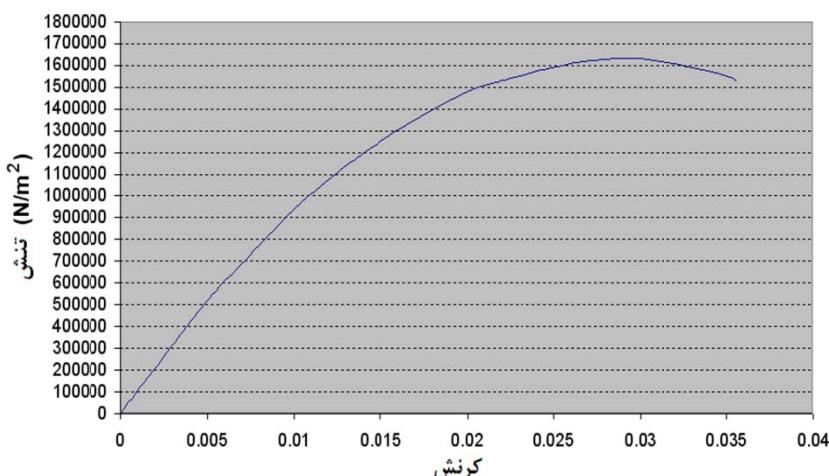
تاریخچه زمانی	نوع آنالیز دینامیکی
۷	درصد میرابی
۹/۸۱	شتاب گرانش زمین (m/s^2)

خصوصیات مصالح

نوع مصالح مورد استفاده در سازه‌ی برج از نوع خشت و گل و در برخی قسمت‌ها آمیخته با کاه می‌باشد. در طرح مرمت ترک‌ها و همین‌طور کنگره‌های برج از المان‌های FRP و شبکه‌های ژئوگرید بهره گرفته شده‌است. خصوصیات مکانیکی مصالح خستی مشخص شده در جدول (۲)، براساس مطالعات جامع و نتایج آزمایشگاهی بر روی بلوك‌های خشتی ارگ بم [۱۰] حاصل شده‌اند. دیاگرام تنش-کرنش خشت حاصله در شکل (۱۸) از نتایج آزمایشگاه ارگ بم بود که به‌دلیل عدم قرارگیری نقطه‌ی صفر در مرکز مختصات، بر اساس اصول مقاومت مصالح اصلاح گردیده‌است. مشخصات دینامیکی به کار رفته در آنالیز‌های لرزه‌ای همین‌طور خصوصیات مکانیکی مصالح FRP و ژئوگرید به ترتیب در جداول (۳) و (۴) آورده شده‌اند.

جدول ۴ خصوصیات مکانیکی میلگردهای FRP و ژئوگرید [۱]

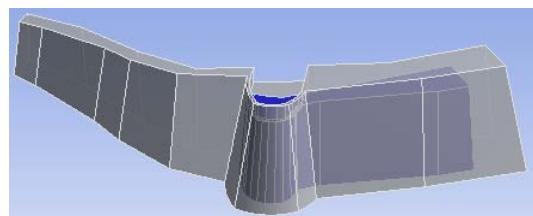
۱	مقاومت کششی (GPa)	میلگرد FRP به قطر 22mm زنگرید GX 55
۴۰	مدول الاستیسیته (GPa)	
۵۵	مقاومت کششی الیاف (kN/m)	
۷۵	کرنش نظیر مقاومت کششی الیاف (%)	
۰/۵	ضریب کاهش مقاومت کششی	



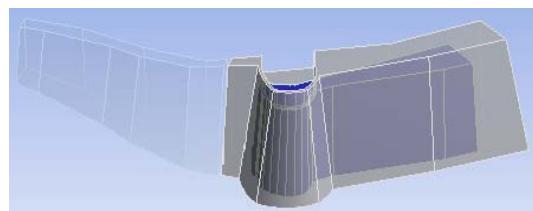
شکل ۱۸ دیاگرام تنش-کرنش اصلاح شده خشت‌های قدیمی در ارگ بم [۱]

دیده می‌شود دیوار سمت چپ (دیوار شرقی) برج از بالا تا پایین با یک شکاف (درز انقطاع) به عرض $0/5$ متر از قسمت انتهایی خود که به برج متصل شده است، جدا شده تا اثر عدم اتصال این دیوار ضعیف به برج در کاهش تنش‌ها و خسارات بررسی شود.

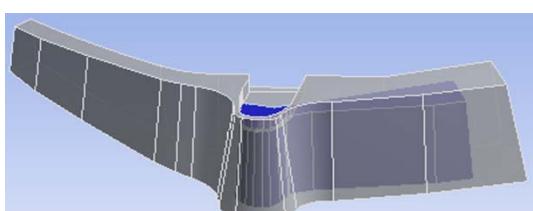
مدل ۳. این مدل شامل برج و دیوارهای دو طرف با اعمال تغییراتی در هندسه دیوارها جهت افزایش تدریجی ضخامت دیوارها در محل اتصال به برج می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۲۱) دیده می‌شود دیوار سمت چپ (دیوار شرقی) برج در تصویر ضخیم‌تر شده و شکستگی‌ها و گوشه‌های تیز که باعث ایجاد تمرکز تنش می‌شوند حذف شده‌اند.



شکل ۱۹ وضعیت شماتیک برج قبل از زلزله با بخشی از دیوارهای کناری (مدل ۱)



شکل ۲۰ وضعیت شماتیک برج قبل از زلزله در حالت دیوار سمت چپ (شرقی) جدا شده توسط درز انقطاع با عرض $0/5$ متر (مدل ۲)



شکل ۲۱ وضعیت شماتیک برج با اعمال تغییراتی در هندسه‌ی دیوار سمت چپ (شرقی) و در هندسه‌ی اتصال دیوارهای جانبی به برج (مدل ۳)

مدل‌های بررسی شده

جهت بررسی رفتار دینامیکی و بررسی وضعیت تنش‌ها و همین‌طور موقعیت‌یابی خرابی‌های سازه‌ی برج از آنالیز‌های دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. در آنالیز دینامیکی از سه شتاب‌نگاشت، زلزله‌های بم، ناغان و السترو که قبلاً به آن اشاره گردید، استفاده شده است. رفتار مصالح سازه نیز با معروفی دیگرام تنش - کرنش غیرخطی (مطابق آنچه در مطالعات و آزمایشات مقاومت مصالح در آزمایشگاه سایت ارگ بم حاصل شده) تعریف گردیده است. به‌دلیل آن‌که سازه در قسمت برج و دیوار شمالی آن دارای هسته‌ای با عدم اتصال به پوسته‌ی خود می‌باشد نیاز به مدل‌سازی عملکرد اصطکاکی با درنظر گرفتن ضربه اصطکاکی مناسب برای آن بوده است.

مدل‌های مورد بررسی شامل ۳ حالت مختلف هستند که در ادامه معرفی خواهند شد. جهت بررسی واقع بینانه‌تر سازه، از لحاظ شرایط تکیه‌گاهی دو طرف و همین‌طور اثر وجود دیوارها (اندرکنش بین دیوارها و برج)، دو دیوار کناری برج هر کدام تنها به طول 20 متر، یعنی در حدود نصف کل طول هر دیوار، مدل‌سازی شده‌اند. این طول بر اساس آنالیز حساسیت به‌دست آمده است.

مدل ۱. این مدل شامل وضعیت برج و دیوارهای دو طرف مطابق با وضعیت قبل از زلزله می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۱۹) دیده می‌شود دیوار سمت چپ برج (دیوار شرقی) دارای تغییر در ضخامت می‌باشد که در واقع به صورت یک نقطه ضعیف و با پتانسیل بالا در تخریب تحت تغییر شکل‌های جانبی به‌نظر می‌رسد.

مدل ۲. این مدل شامل برج و دیوارهای دو طرف مطابق با وضعیت قبل از زلزله ولی با جداسازی دیوار شرقی از برج در ناحیه‌ی تخریب شده (ناحیه‌ی کم ضخامت) می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۲۰)

اتصال دیوار شرقی (دیوار سمت چپ در شکل‌های (۲)، (۳)، (۴) و (۲۲)) می‌باشد، که باعث خرابی این دیوار شده‌است. عملکرد مدل ۳ (سازه با تغییرات در هندسه‌ی دیوار شرقی و اتصال دیوارهای جانی به برج) نشان‌دهنده‌ی اثر بهتری برای بنا نبوده به صورتی که هنوز اتصال دیوار شرقی به برج دچار خسارت شده‌است. این در حالی است که جدایی دیوار شرقی از برج (مدل ۲) با یک درز انقطاع به عرض ۰/۵ متر در امتداد ارتفاع دیوار، باعث کاهش خرابی‌ها و خسارات به سازه می‌شود.

نتایج آنالیزها

خلاصه‌ی نتایج حاصل شده از آنالیز مدل‌های سازه‌ای ۱، ۲ و ۳ تحت زلزله‌های بم، ناغان و السنترو در جداول (۵) تا (۷) آورده شده‌است. کانتورهای ضریب اطمینان در شکل‌های (۲۲) تا (۲۴) نشان داده شده‌اند که در آنها اعداد کمتر از ۱ به معنای خسارت دیدن سازه و اعداد بزرگ‌تر از ۱ به معنای سالم ماندن آن است. بر اساس شکل‌های (۲۲) تا (۲۴)، مدل ۱ (سازه‌ی اولیه بدون تغییر) دقیقاً همان خسارتی را که در زلزله‌ی بم به بنا وارد شده‌است، تجربه می‌کند. نتایج حاکی از آن است که ضعیف‌ترین ناحیه‌ی بنا محل

جدول ۵ نتایج آنالیز مدل‌های ۱ و ۲ تحت زلزله‌ی بم

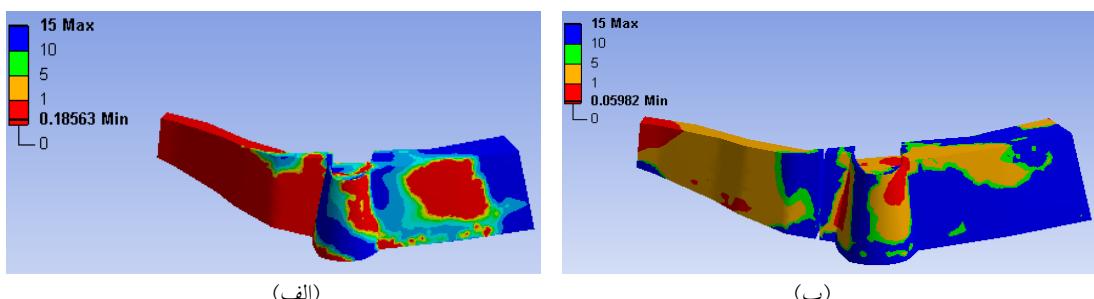
توضیحات	مدل ۲	مدل ۱	پارامتر مورد بررسی
به دلیل ضعف هندسی سازه، مدل ۱ قادر به تحمل زلزله نیست. خرابی دیوار شرقی در مدل ۱ باعث شده‌است تا آنالیز سازه در زمان ۱/۹۶ ثانیه متوقف شود.	کامل شده	کامل شده	وضعیت آنالیز
	۰/۰۰	۰/۰۰	زمان شروع آنالیز
	۲۵/۰۲	۱/۹۶	زمان پایان آنالیز (s)
در هر دو مدل، پریود ارتعاشی تقریباً دو برابر شده‌است در واقع به دلیل ترک خوردگی و خردشگی سختی سازه کاهش یافته‌است.	۰/۳۲	۰/۳۱	پریود ارتعاشی سازه در شروع آنالیز (s)
	۰/۶۱	۰/۷۲	پریود ارتعاشی سازه در پایان آنالیز (s)
ترک خوردگی در هر دو مدل ایجاد شده‌است.	۰/۲	۰/۰۸	تنش کششی (MPa) حداکثر
در مدل ۲، تنش فشاری موجود کمتر از مقاومت فشاری می‌باشد (جدول ۲)؛ بنابراین، خردشگی در مدل ۲ به وجود نمی‌آید. به دلیل کامل نشدن آنالیز در مدل ۱ نمی‌توان در مورد شدت تنش فشاری مقایسه‌ای انجام داد.	۰/۲	۰/۲	تنش فشاری (MPa) حداکثر
تغییر شکل جانی در راس سازه در مدل ۲ کمتر از حد مجاز شده‌است (یک درصد ارتفاع سازه، ۰/۱۵ متر) [۱۸]. به دلیل عدم تکمیل آنالیز در مدل ۱ بررسی تغییر شکل جانی آن ممکن نیست.	۰/۱	۰/۰۵	تغییر شکل جانی (m) حداکثر
کانتورهای ضریب اطمینان (شکل ۲۲)، نشان می‌دهند که مدل ۱ خسارات شدیدی متحمل شده‌است، در حالی که خسارت در مدل ۲ بسیار کمتر است. در واقع جدایی دیوار شرقی از برج، نقشی بر جسته در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه داشته‌است. شدت خرابی‌ها در مدل ۱ بیان‌گر آن است که، دیوار شرقی (سمت چپ برج) سریعاً در زلزله تخربی شده و همین امر باعث عدم تداوم آنالیز لرزه‌ای سازه می‌شود.	آسیب‌پذیری کم (شکل ۲۲)	آسیب‌پذیری زیاد (شکل ۲۲)	وضعیت کلی سازه براساس کانتورهای ضریب اطمینان

جدول ۶ نتایج آنالیز مدل‌های ۱ و ۲ تحت زلزله ناغان

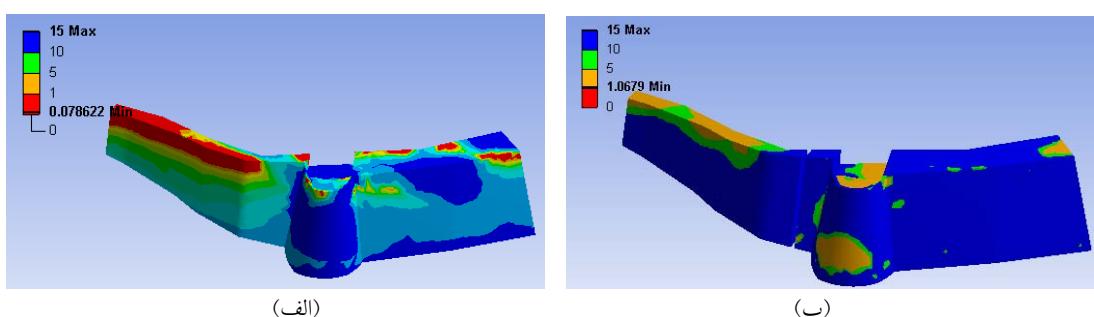
پارامتر مورد بررسی	مدل ۱	مدل ۲	توضیحات
وضعیت آنالیز	کامل شده	کامل شده	اثر زلزله ناغان بر روی مدل‌ها به شدت زلزله‌ی بم نیست، بنابراین آنالیز در هر دو مدل کامل شده است.
	۰/۰۰	۰/۰۰	زمان شروع آنالیز
	۵/۰۲	۵/۰۲	زمان پایان آنالیز (s)
پریود ارتعاشی سازه در شروع آنالیز (s)	۰/۳۲	۰/۳۱	پریود ارتعاشی سازه در شروع آنالیز (s)
	۰/۶۱	۰/۵۹	پریود ارتعاشی سازه در پایان آنالیز (s)
تنش کششی حداکثر (MPa)	۰/۱۸	۰/۲	ترک‌خوردگی در هر دو مدل ایجاد شده است.
تنش فشاری حداکثر (MPa)	۰/۳۳	۰/۲۶	تنش فشاری موجود در سازه در هر دو مدل کمتر از مقاومت فشاری مصالح (جدول ۲) است، که در نتیجه آن خردش‌گی در سازه محدود می‌باشد.
تفصیر شکل جانبی حداکثر (m)	۰/۰۵۳	۰/۰۶	تفصیر شکل جانبی در راس سازه هر دو مدل کمتر از حد مجاز شده است (یک درصد ارتفاع سازه، ۱۵/۰ متر) [۱۸].
وضعیت کلی سازه بر اساس کانتورهای ضربی اطمینان	آسیب‌پذیری تقریباً کم (شکل ۲۳)	بدون آسیب (شکل ۲۳)	کانتورهای ضربی اطمینان (شکل ۲۳)، نشان می‌دهند که دیوار شرقی (دیوار سمت چپ) برج در مدل ۲ تا حدودی متتحمل خسارت می‌شود، ولی خسارت خاصی به برج و دیوار شمالی (دیوار سمت راست برج) وارد نشده است. شدت خرابی‌ها در مدل ۱ بیان‌گر آن است که دیوار شرقی (سمت چپ برج) سریعاً در زلزله تخرب شده و همین امر باعث عدم تداوم آنالیز لرزه‌ای سازه می‌شود. براساس کانتورهای ضربی اطمینان (شکل ۲۳)، مدل ۲ در زلزله‌ی ناغان دچار آسیب نشده است.

جدول ۷ نتایج آنالیز مدل‌های ۱ و ۲ تحت زلزله‌ی استر و

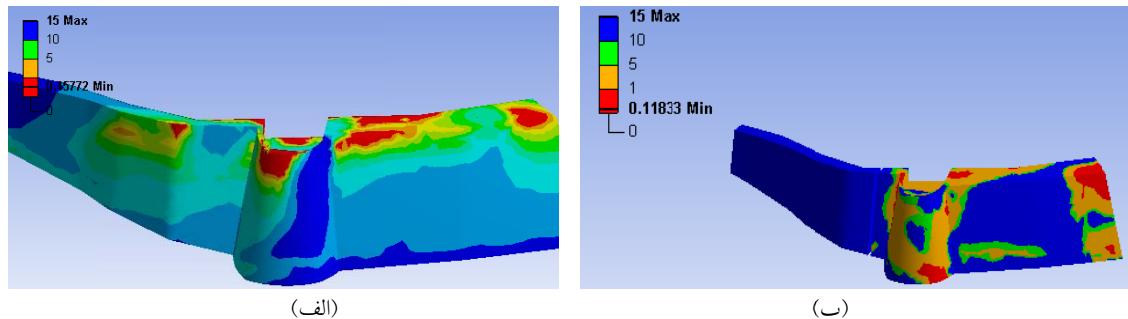
توضیحات	مدل ۲	مدل ۱	پارامتر مورد بررسی
اثر زلزله‌ی استترو بر روی مدل‌ها به شدت زلزله‌ی بم نیست، بنابراین آنالیز در هر دو مدل کامل شده است.	کامل شده	کامل شده	وضعیت آنالیز
	۰/۰۰	۰/۰۰	زمان شروع آنالیز
	۳۷/۰۶	۳۷/۰۶	زمان پایان آنالیز (s)
پریود ارتعاشی در هر دو مدل تقریباً دو برابر شده، که بیان‌گر کاهش سختی سازه در اثر ترکخوردنگی و خردشیدگی است.	۰/۳۲	۰/۳۱	پریود ارتعاشی سازه در شروع آنالیز (s)
	۰/۶۱	۰/۵۹	پریود ارتعاشی سازه در پایان آنالیز (s)
ترکخوردنگی در هر دو مدل ایجاد شده است.	۰/۳۱	۰/۳	تنش کششی حداکثر (MPa)
تنش فشاری موجود در سازه در هر دو مدل کمتر از مقاومت فشاری مصالح (جدول ۲) است، که در نتیجه‌ی آن خردشیدگی در سازه محدود می‌باشد.	۰/۳	۰/۳	تنش فشاری حداکثر (MPa)
تغییرشکل جانبی در راس سازه هر دو مدل کمتر از حد مجاز شده است (یک درصد ارتفاع سازه، $0.15/0.15$ متر). [۱۸]	۰/۱	۰/۱	تغییرشکل جانبی حداکثر (m)
کانتورهای ضربه‌اطمینان (شکل ۲۴)، نشان می‌دهند که برج و دیوارهای دو سمت آن در مدل ۱، در برخی از نواحی بالایی آن‌ها دچار خسارت شده‌اند؛ در مقابل، خسارت در مدل ۲، در ناحیه‌ی پایینی برج و برخی از نواحی بالایی دیوار سمت راست برج (دیوار شمالی) رخ داده است.	آسیب‌پذیری تقریباً کم (شکل ۲۴)	آسیب‌پذیری کم (شکل ۲۴)	وضعیت کلی سازه بر اساس کانتورهای ضربه‌اطمینان
شدت خرابی‌ها در زلزله‌ی استترو کمتر از زلزله‌ی بم بوده است.			



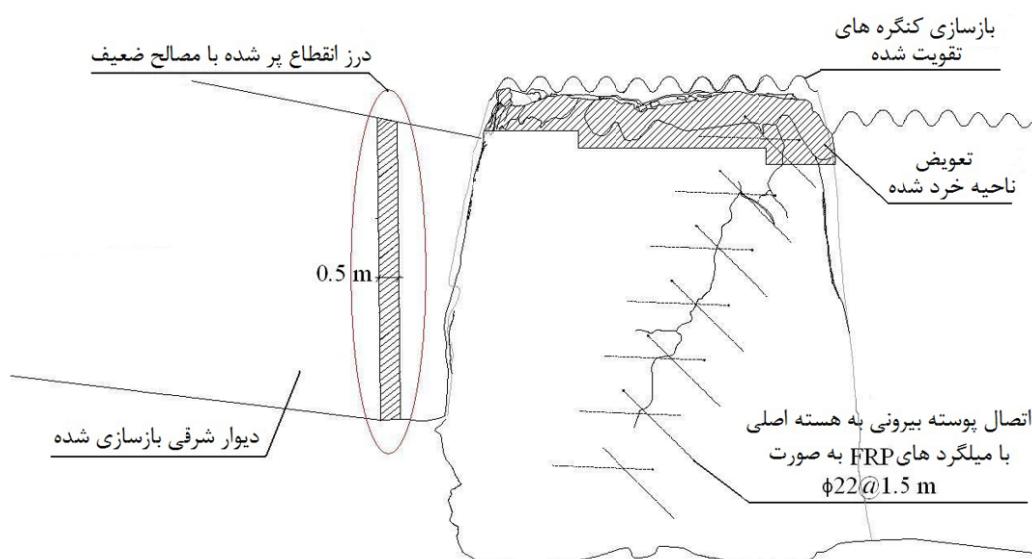
شکا ۲۲ کانته‌های ضرب اطمینان سازه در زلزله‌ی به: (الف) مدل ۱، (ب) مدل ۲



شکل ۲۳ کانتورهای ضریب اطمینان سازه در زلزله‌ی ناغان: (الف) مدل ۱، (ب) مدل ۲



شکل ۲۴ کانتورهای ضریب اطمینان سازه در زلزله‌ی استریو: (الف) مدل ۱، (ب) مدل ۲



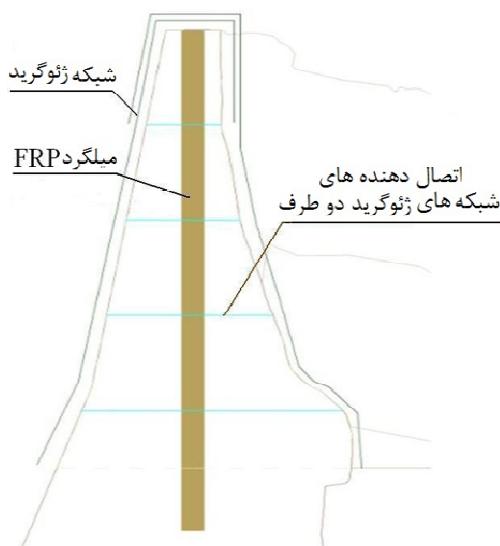
شکل ۲۵ طرح مرمت برج ۳۲ و دیوار شرقی آن

مرمت لايهی خارجي برج. خشت‌های خرد شده در لايهی بیرونی برج باید حذف و توسط آجرهای خشتی و ملات گل مشابه جایگزین شوند. ترکخوردگی روی اين لايه نيز باید توسط ميلگردهای FRP (به قطر ۲۲ ميلی‌متر) مطابق آنچه در شکل ۲۵ مشاهده می‌شود دوخته شوند. اين ميلگردها باید به طول حداقل $1/5$ متر در بدنه برج به صورت مورب کاشته شوند (توضیح سوراخ‌کاري با منهی مخصوص و سپس تزريقي ملات مناسب و سازگار با مصالح سازه به داخل سوراخ‌ها و در نهايit جاي‌گذاري ميلگردهای FRP)، تا ميلگردد به طور كامل دو طرف لايهی ترکخوردگي خارجي

طرح مرمت

بازسازی دیوار شرقی و درز انقطاع. دیوار تخریب شده‌ی سمت شرقی برج باید توسط آجرهای خشتی بازسازی شود. جهت جلوگیری از وقوع خسارت در زلزله‌های آتی، باید اين دیوار توسط يك درز انقطاع به عرض $0/5$ متر در امتداد ارتفاع دیوار و به فاصله‌ی ۵ متر از برج، جداسازی شود (شکل ۲۵). اين درز باید با مصالح ضعیف مانند رس متراکم شده پر شود تا دیوار شرقی در زلزله به راحتی و بدون ایجاد سختی، از برج جدا شود و عملکرد مجزا داشته باشد.

آنالیزهای سازه‌های نشان دهنده‌ی آن بوده است که چوب با ابعاد کوچک (به طوری که قابلیت جاگذاری بدون تأثیر بر اندازه کنگره‌ها را داشته باشد) مقاومت و سختی لازم را جهت عملکرد مناسب کنگره‌های سازه فراهم نمی‌سازد.



شکل ۲۶ تقویت کنگره‌ها با میلگردهای FRP و الیاف ژئوگرید

نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از مطالعات انجام گرفته در پژوهه مرمت برج ۳۲ در ارگ بم به شرح زیر است:

۱- سازه‌ی برج را نباید دقیقاً به صورت وضعیت قبل از زلزله مرمت نمود، زیرا همان محل‌های آسیب‌دیده‌ی فعلی مجدداً دچار آسیب و تخریب خواهد شد. زمان وقوع تخریب ۱/۹۶ ثانیه بعد از وقوع زلزله‌ای مشابه زلزله‌ی بم می‌باشد.

۲- ضعیفترین ناحیه‌ی سازه‌ی محل اتصال دیوار شرقی به برج ۳۲ می‌باشد، که باعث خرابی این دیوار شده است. حتی با تغییر در هندسه‌ی ناحیه‌ی اتصال نیز نمی‌توان از تمرکز تنش و خرابی در این ناحیه جلوگیری کرد.

۳- ایجاد یک درز انقطاع به عرض ۰/۵ متر در کل ارتفاع دیوار شرقی و به فاصله‌ی ۵ متری از برج

(به ضخامت ۱/۵ متر) را بهم وصل کند. ملات مورد استفاده برای ایجاد گیرایی بین میلگردهای FRP و خشت دارای پایه‌ی خاک و آهک با ترکیب مخصوص می‌باشد که قبلاً در پژوهه‌ی دیگری در ارگ بم طراحی شده و به دست آمده است [۱۰]. مؤثر بودن استفاده از میلگردهای FRP و مقادیر طول‌های لازم برای گیرایی آنها نیز قبلاً در چند پژوهه‌ی دیگر در ارگ بم به اثبات رسیده است [۲۱ و ۱۰، ۱].

بازسازی و تقویت کنگره‌ها. اکثر کنگره‌های روی برج و باروهای ارگ بم به دلیل ضعف مصالح خشت در خمین ناشی از تغییرشکل‌های جانبی و عدم اتصال مناسب به بدنه برج‌ها و دیوارها، در زلزله تخریب شده‌اند. از این رو کنگره‌های تخریب‌شده برج ۳۲ و دیوار شرقی آن باید بازسازی و تقویت شوند. این تقویت با جاگذاری و تعییه یک میلگرد FRP به صورت عمودی (به قطر ۲۲ میلی‌متر و طول ۱/۸ متر) در میانه‌ی هر کنگره انجام می‌شود. سپس روی خشت‌های کنگره یک لایه ژئوگرید (در دو طرف هر کنگره) مطابق شکل (۲۶) قرار گرفته و توسط اتصال دهنده‌های مناسب در میانه هر کنگره این مش بندی دو طرفه بهم وصل می‌شود تا در گیری کافی بین ژئوگرید و خشت جهت عملکرد توان در خمین به وجود آید. جهت حفظ اصالت منظر، برای نماسازی یک لایه کاهگل کنگره‌ها را به صورت کامل پوشش می‌دهد.

استفاده از مصالح غیرطبیعی مانند FRP و ژئوگرید به جای چوب یا الیاف‌های طبیعی ساخته شده از درخت خرما و یا مصالح مشابه، در طرح تقویت و مرمت بنا به دلیل آن است که از پوسیدگی و خوردگی و در نتیجه نابودی المان‌های تقویت در اثر عوامل جوی یا مویریانه جلوگیری شود. از طرف دیگر

شده روی برج و همین طور دیوار شرقی با میلگرد های FRP (جهت افزایش سختی و اتصال به بدنه برج یا دیوار) و الیاف ژئوگرید (جهت افزایش قابلیت خمش پذیری) تقویت و بازسازی خواهد شد.

قدرتانی

این کار با حمایت مالی حاصل از قرارداد شماره‌ی ۱۳۸۴/۲۳ مورخ ۸۳/۹۴۹ بین نویسنده‌ی اول (عضو هیئت علمی دانشگاه اصفهان به عنوان موسسه‌ی پژوهشی) و پروژه‌ی نجات بخشی میراث فرهنگی بم (سازمان میراث فرهنگی، صنایع دستی و گردشگری کشور به عنوان کارفرما) با موضوع پروژه‌ی مطالعه و آسیب‌شناسی دیوار شمالی و ارائه طرح مرمت برج ۳۲ انجام شده است.

می‌تواند رفتار لرزه‌ای سازه را به میزان زیادی بهبود بخشد. این درز با مصالحی ضعیف پر شده و سچس نواحی تخریب شده دیوار شرقی بازسازی خواهند شد. در این حالت، در اثر وقوع زلزله‌ای شبیه به زلزله‌ی بم حداقل تنش‌های فشاری ایجاد شده برابر ۵۶ درصد مقاومت تنش فشاری مصالح است ولی در برخی از قسمت‌ها تنش‌های کششی از مقاومت کششی مصالح تجاوز می‌کنند و باعث ایجاد خسارات جزئی می‌شوند که به سادگی قابل مرمت خواهد بود.

۴- به منظور مرمت برج ۳۲، خشت‌های خرد شده روی جداره‌ی بیرونی برج باید حذف و جهت جایگزینی از آجر و ملات خشتی سازگار با بنا استفاده شود. قسمت‌های ترک‌خورده روی این جداره نیز با میلگرد های FRP (که پوسته‌ی برج را به هسته آن وصل می‌کنند) دوخته می‌شوند. کنگره‌های تخریب

مراجع

- 1- حجازی، مهرداد، "پروژه مطالعه و آسیب شناسی دیوار شمالی و ارائه طرح مرمت برج ۳۲"، گزارش نهایی، دانشگاه اصفهان و سازمان میراث فرهنگی، صنایع دستی و گردشگری کشور، اصفهان و بم، (۱۳۸۹).
2. Hejazi, M., Mokhtari, E., Tehrani, F., Shirazi, B. and Khatooni, N., "Preliminary structural studies of the adobe tower No. 32 of the Bam citadel", *Proceedings of the 10th International Conference on the Study and Conservation of Earthen Architectural Heritage (Terra2008)*, Bamako, (2008).
3. Vargas, J., Blondet, M., Ginocchio, F. and García, G., "35 Años de investigaciones en sismo adobe: la tierra armada", *International Conference SismoAdobe 2005: Architecture, Construction and Conservation of Earthen Buildings in Seismic Areas*, Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, (2005).
4. Leroy Tolles, E., Kimbro, E. E., Webster, F. A. and Ginell, W. S., "Seismic stabilization of historic adobe structures: final report of the Getty Seismic Adobe Project", *J. Paul Getty Trust*, Los Angeles, CA, (2000).
5. Leroy Tolles, E., Kimbro, E. E. and Ginell, W. S., "Planning and engineering guidelines for the retrofitting of historic adobe structures", *J. Paul Getty Trust*, Los Angeles, CA, (2002).

6. Avrami, E., Guillaud, H. and Hardy, M., "Terra literature review: an overview of research in earthen architecture conservation", *J. Paul Getty Trust*, Los Angeles, CA (2008).
7. Noguez, R. and Navarro, S., "Reparación de muros de adobe com el uso de mallas sintéticas", *International Conference SismoAdobe 2005: Architecture, Construction and Conservation of Earthen Buildings in Seismic Areas*, Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, (2005).
8. Yamin, L., Phillips, C., Reyes, J., Rivero, S. and Ruiz, D., "Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada", *Revista de Estudios sobre Património, Journal of Cultural Heritage Studies*, ISSN 1657-9763, (2007).
9. Figueiredo, A., Varum, H., Costa, A., Silveira, D. and Oliveira, C., "Seismic retrofitting solution of an adobe masonry wall," *Materials and Structures*, Vol. 46 (1-2), pp. 203-219, (2013).
- 10- مهندسین مشاور خدمات مهندسی مکانیک خاک، "استحکام بخشی و دوخت و دوز سازه های خشتشی ارگ بهم"، گزارش های شماره ۱ تا ۳، تهران، (۱۳۸۵).
- 11- حجازی، مهرداد، "رمت و بازسازی یک حجره خشتشی در بازار ارگ بهم"، گزارش نهایی، دانشگاه اصفهان و سازمان میراث فرهنگی، صنایع دستی و گردشگری کشور، اصفهان و بهم، (۱۳۸۹).
12. Hejazi, M. and Mehdizadeh Saradj, F., "Persian Architectural Heritage: Architecture", WIT Press, Southampton and Boston, (2014).
13. Hejazi, M. and Mehdizadeh Saradj, F., "Persian Architectural Heritage: Conservation", WIT Press, Southampton and Boston, (2014).
14. Hejazi, M. and Mehdizadeh Saradj, F., "Persian Architectural Heritage: Structure", WIT Press, Southampton and Boston, (2014).
15. ICOMOS, "International Charter for the Conservation and Restoration of Monuments and Sites (the Venice Charter 1964)", *International Council on Monuments and Sites* (ICOMOS), Paris, (1964).
16. ICOMOS, "Recommendations for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage (the Barcelona Charter 2005)", International Council on Monuments and Sites (ICOMOS) – International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage (ISCARSAH), Paris, (2005).
17. Zecher, J. and Dadkhah, F., "ANSYS Workbench Software Tutorial with Multimedia CD Release 11", Schroff Development Corporation, New York, (2008).
- 18- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰"، ویرایش سوم، تهران، (۱۳۸۴).
- 19- زارع، مهدی، "گزارش مقدماتی شناسایی مناطق زلزله بهم"، سایت اینترنتی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

20. Vargas, J., Blondet, M. and Tarque, N., "Summary of building codes for earthen buildings in seismic areas: the Peruvian experience", *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, (2006).
21. Hejazi, M., "Historical Buildings of Iran: their Architecture and Structure", *Computational Mechanics Publications (WIT Press)*, Southampton and Boston, (1997).

ارزیابی الگوی بارگذاری مستطیلی در تحلیل غیرخطی پل‌های با عرشی مختلط تحت اثر انفجار*

علیرضا حبیبی^(۱)نیما خالدی^(۲)

چکیده با وجود پیشرفت‌های چشم‌گیری که در مورد تحلیل انفجار وجود دارد، کاربردهای تحلیل غیرخطی سازه‌ها تحت اثر انفجار به قاب‌ها محدود می‌شود و رفتار سازه‌ای پل‌ها تحت انفجار موضوعی است که در سال‌های اخیر توجه محققان را به خود جلب نموده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌تواند دقیق‌ترین پاسخ‌های سازه را تحت اثر انفجار نتیجه دهد ولی استفاده از آن در بیشتر موارد به دلیل پیچیدگی و زمان‌های محاسباتی بیش از حد آن منطقی نیست. روش بارافزون به عنوان یک راه حل مناسب و جالب برای تحلیل غیرخطی به دلیل سادگی و توانایی آن برای تخمین تقاضای تغییرشکل با دقت قابل قبول بدون تلاش محاسباتی و مدل‌سازی حجمی تحلیل دینامیکی غیرخطی مطرح است. در این تحقیق، یک الگوی بارگذاری مستطیلی برای تخمین پاسخ‌های غیرخطی پل‌های مرکب تحت اثر انفجار با استفاده از روش بارافزون توسعه داده می‌شود. به این منظور ابتدا یک روش مؤثر برای معادل‌سازی استاتیکی بارگذاری انفجار پیشنهاد می‌گردد و سپس به ارزیابی دقت تحلیل استاتیکی غیرخطی براساس الگوی بارگذاری توسعه یافته پرداخته می‌شود. نتایج حاصل از این تحقیق حاکی از آن است که روش پیشنهادی می‌تواند به سادگی برای تخمین محافظه‌کارانه‌ی تغییرمکان حد اکثر پل‌های فولادی با عرشی مختلط در اثر بارگذاری انفجار به کار رود.

واژه‌های کلیدی تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل بارافزون، بارگذاری انفجار، پل‌های مختلط.

Evaluating Rectangular Loading Pattern in Nonlinear Analysis of Composite Bridgesunder Blast

A. R. Habibi

N.Khaledy

Abstract While significant advances have been made on the blast analysis, applications of nonlinear analysis of structures under explosion have been limited to the frames and structural behavior of bridges subjected to blast is an issue that has attracted attention of researchers in recent years. Nonlinear dynamic analysis can be lead to the most accurate responses of the structure under blast but the use of it is not justified in many cases because of its complexity and excessive computing times. Pushover method is often seen to be a viable and attractive alternative to nonlinear analysis because of its simplicity and ability to estimate deformation demands with acceptable accuracy without the intensive computational and modeling effort of a nonlinear dynamic analysis. In this study, a rectangular load pattern is developed to estimate nonlinear responses of composite bridges subjected to blast using pushover method. For this purpose, first, an efficient method is proposed to determine equivalent static blast loading and then the accuracy of pushover analysis based on the developed load pattern is evaluated. It is shown that the proposed method can be easily used to conservatively estimate maximum displacement of composite steel girder bridges under explosion.

Keywords Nonlinear Dynamic Analysis, Pushover Analysis, Blast Loading, Composite Bridges.

★ تاریخ دریافت مقاله و ۹۲/۱/۱۰ تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۰/۷ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانشیار مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه کردستان.

(۲) دانشجوی دکتری عمران-سازه، دانشکده‌ی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد نجف آباد.

پارامترهای تأثیرگذار بر امواج انفجار پرداخت و فرمولی برای محاسبهٔ فاصلهٔ مقیاس شدهٔ انفجار که تابعی از شدت انفجار و فاصلهٔ آن تا ساختمان مورد نظر بود ارائه داد [3]. اگرچه این فرمول پایه‌ی ریاضی نداشت ولی از نظر کلاسیک دارای اهمیت بود. در سال‌های بعدی به خصوص در دههٔ ۱۹۴۰، سه کشور سوری، آلمان و آمریکا مشغول انجام تحقیقات علمی برروی انفجار بودند، اما مهم‌ترین تحلیل انفجار توسط تیلور در زمان جنگ جهانی دوم، برای وزارت امنیت داخلی انگلستان انجام شد [4]. وی در تحقیقش یک بمب استوانه‌ای را در نظر گرفت که از یک انتهایش به سمت انتهای دیگر شروع به انفجار می‌کرد. با افزایش فشار داخل محفظه، جداره‌ی بمب منبسط می‌شود و وقتی که گسیخته می‌شود، گازهای حاصل از انفجار خارج می‌شوند و تشکیل یک تاکیه‌ی داغ را می‌دهند که به سرعت منبسط می‌شود و باعث ایجاد امواج مافوق صوت می‌گردد. تیلور هم‌چنین تحقیقات ارزشمند دیگری در اوایل جنگ جهانی دوم، در زمینهٔ دینامیک امواج مافوق صوت (Shock wave) [5,6].

از منابع و مراجع مهمی که تاکنون در زمینهٔ تحلیل و طراحی سازه‌ها در برابر انفجار تدوین شده‌اند می‌توان به نشریه‌ی [7] ۱۳۰۰-۵ TM، نشریه‌ی ۵-۱۳۰۰-۵ TM، FEMA 426, 427, 428 [8]، نشریات [9, 10, 11]، نشریه‌ی شماره‌ی ۴۲ انجمن مهندسان عمران آمریکا [12]، راهنمای طراحی سازه‌ای مقاوم در برابر انفجار در تأسیسات پتروشیمی [13]، طراحی سازه‌ای برای حفاظت فیزیکی [14] و نشریه‌ی توصیه‌های امنیت پل توسط مؤسسه آشتو [15] اشاره کرد. در این میان تنها نشریه‌ای که مستقیماً برای پل‌ها تدوین شده است، نشریه‌ی توصیه‌های امنیت پل است که در سال ۲۰۱۱ توسط آشتو منتشر شده است و تأکید آن بیشتر بر پایه‌ی پل‌هاست.

تحقیقاتی که به طور خاص به بررسی انفجار در

مقدمه

راه‌ها، بزرگراه‌ها و پل‌های زیر بنای سیستم حمل و نقل در هر کشور را تشکیل می‌دهند و در این میان پل‌ها از اهمیت خاصی برخوردارند. پل‌ها در جاده‌ها، خطوط راه‌آهن، روگذرهای زیرگذرهای داخل شهر، بزرگراه‌ها و آزادراه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. پل‌ها در جنگ‌ها و حملات تروریستی همیشه از اهداف مهم برای حمله بوده‌اند. تخریب یک پل می‌تواند منجر به خسارات جانی و مالی فراوانی شود. می‌تواند دسترسی به یک محل را تا مدت‌ها مختل کند و باعث اختلال در حمل و نقل شود. در هنگام وقوع بحران، پل‌ها نقش مهمی در امدادرسانی یا تخلیه‌ی یک منطقه‌ی دچار بحران را از افراد ایفا می‌کنند. در دنیای امروز با بالارفتن خطرات جنگ و حملات تروریستی در سرتاسر جهان تحلیل و طراحی پل‌ها در برابر انفجار ضروری به نظر می‌رسد. تاکنون تحقیقاتی که روی اثر انفجار بر سازه‌ها انجام شده است عمده‌ای به ساختمان‌ها محدود می‌شوند و تحقیقاتی که به طور خاص بر روی رفتار پل‌ها در مقابل انفجار تمرکز داشته‌اند، فقط در چند سال اخیر انجام شده است و تعداد این پژوهش‌ها بسیار محدود و انگشت شمار است. به دلیل پژوهش‌های اندک در این زمینه، هنوز ابهامات زیادی در خصوص عملکرد پل‌ها در برابر انفجار وجود دارد. بنابراین با توجه به جدید بودن و اهمیت بالای موضوع، تحقیقات در زمینهٔ تحلیل و طراحی پل‌ها در برابر انفجار ضروری است. از نخستین مطالعات مرتبط با انفجار می‌توان به مطالعات ارنشاو بر روی صوت و امواج صوتی در سال ۱۸۵۸ اشاره کرد [1]. در همان سال‌ها توماس لمب ریاضی‌دان انگلیسی مطالعات زیادی در خصوص هیدرودینامیک و گسترش امواج انجام داده بود [2]. لمب به دلیل تسلطش بر هیدرودینامیک، گسترش امواج، تغییر شکل الستیک ورق‌ها، و بعدها تئوری صوت مشهور بود. در سال ۱۹۱۵ هاپکینسون به بررسی

در سال ۲۰۰۹ دنگ و جین آسیب وارد به پل‌ها در اثر انفجار را به صورت عددی شبیه‌سازی کردند [19]. آن‌ها پل مینپو (Minpu) را در شانگهای که پلی کابلی و دارای عرضه‌ی خرپایی فولادی است به صورت المان محدود و به‌کمک نرم‌افزار AUTODYN شبیه‌سازی کردند. آن‌ها مشاهده کردند که خرابی‌های ایجاد شده موضوعی و در نزدیک منبع انفجار بودند.

در سال ۲۰۰۹ احمد و نور تحقیقاتی در مورد «پاسخ پل‌ها در اثر بارگذاری انفجار و روش‌های محافظت برای کاهش خطرات ناشی از انفجار در پل‌ها» انجام دادند [20]. آن‌ها ابتدا طیف‌های بارگذاری معادل استاتیکی را برای دستگاه یک درجه آزادی الاستیک تهیه نمودند. برای در نظر گرفتن اثرات پلاستیسیته، طیف حاصل را بر فاکتور شکل‌پذیری که تابعی است از شاخص شکل‌پذیری تقسیم کردند. سپس به مدل‌سازی پل با استفاده از نرم‌افزار ELS پرداختند راهکارهایی برای کاهش خطرات انفجار در پل‌ها ارائه کردند.

در سال ۲۰۰۹، ژو و آروکیاسامی نحوه‌ی ارزیابی اثرات انفجار روی پل‌های با عرضه‌ی مخلط را مورد تحقیق قرار دادند [21]. آن‌ها یک نمونه پل را در معرض چند سناریوی محتمل انفجار با استفاده از نرم‌افزار ANSYS تحلیل کردند. آن‌ها روشی برای مدل‌سازی انفجار در یک پل با عرضه‌ی کامپوزیت ارائه کردند.

در سال ۲۰۱۰ تانگ و هائو به شبیه‌سازی المان محدود یک پل کابلی در برابر انفجار پرداختند [22]. آن‌ها از نرم‌افزار LS-Dyna برای مدل‌سازی استفاده کردند. مقدار ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT را در فواصل ۰/۵ متری از پایه و دکل پل و در فاصله‌ی ۱ متری از عرضه فرض کردند و به تحلیل خرابی پل پرداختند. آن‌هادریافتند که خرابی‌های به وجود آمده همگی موضوعی بودند ولی با اینحال این خرابی‌های موضوعی

پل‌ها پرداخته‌اند بسیار محدود و انگشت‌شمار هستند و این نکته در معدود مقالات مرتبط نیز خاطر نشان شده است. تحقیقات مهمی که تاکنون بر روی پل‌ها انجام گرفته‌اند و یا می‌توان از نتایج آن‌ها در پل‌ها نیز استفاده کرد به شرح زیر هستند:

در سال ۲۰۰۵، انوارالاسلام و نور یزدانی به ارزیابی عملکرد پل‌های ساخته شده با تیرهای پیش‌تینیده‌ی آشتو تیپ ۳ که براساس آیین‌نامه‌ی آشتو و در برابر زلزله طراحی شده بودند، در برابر انفجار پرداختند [16]. نتیجه این بود که این پل‌ها در برابر انفجارهای احتمالی متعارف مقاومت نخواهند کرد. آن‌ها یک پل دودهانه با دو خط عبور را که با استفاده از تیرهای پیش‌تینیده‌ی آشتو تیپ ۳ طراحی شده بودند با استفاده از نرم‌افزار STAAD مدل کردند. آن‌ها نتیجه گرفتند که تیر، سرستون و ستون‌های پل‌های مورد مطالعه در برابر انفجار معمولی نمی‌توانند مقاومت کنند. در سال ۲۰۰۸ فوجیکارا و برونيو به ارزیابی عملکرد پایه‌ی پل‌های معمول طراحی شده براساس بارهای زلزله در برابر انفجار پرداختند [17]. آن‌ها یک سری آزمایش با مقیاس $1/4$ را روی ستون‌های بتن مسلح انجام دادند. آن‌ها دو نوع ستون را مورد بررسی قرار دادند، ستون‌های بتن مسلح شکل‌پذیر (از لحظه لرزه‌ای) و ستون‌های غیرشکل‌پذیر با پوشش فولادی. آن‌ها مشاهده کردند که هیچ یک از این ستون‌ها رفتار شکل‌پذیری در برابر انفجار از خود نشان ندادند و چهار گسیختگی برشی در پای ستون شدند.

در سال ۲۰۰۸ عبدالاحد و آروکیاسامی ظرفیت پل‌های با سیستم عرضه‌ی دال بتنی و تیر T شکل را در برابر انفجارهای ضعیف و متوسط مورد بررسی قرار دادند [18]. آن‌ها هم‌چنین اثر الیاف FRP را در بالا بردن ظرفیت پل در اثر انفجار بررسی کردند. از نتایج مهم تحقیق آن‌ها این بود که استفاده از بتن با مقاومت بالا تأثیر چندانی در افزایش مقاومت پل در برابر انفجار نداشت و هم‌چنین الیاف FRP تأثیر بسیار خوبی در بالا بردن ظرفیت پل ایجاد کردند.

اولر-برنولی مدل شد و رفتار الاستوپلاستیک آن با یک رابطه‌ی غیرخطی بین لنگر خمشی و انحنای در نظر گرفته شد. در روش دوم، تیر به عنوان یک سازه با یک درجه آزادی مدل شد. اثرات نرخ کرنش تحت انفجار با وارد نمودن ضرایب متغیر زمان در معادلات حرکت استخراج شده در دو روش، لحاظ شد. با مقایسه‌ی نتایج تحقیق با نتایج روش المان محدود و نتایج آزمایشگاهی، نشان داده شد که روش اول دارای دقت بیشتری در تخمین تغییرشکل حداقل تیر می‌باشد؛ در حالی که روش دوم دارای دقت کمتری است ولی به دلیل حجم محاسباتی کمتر، کاربرد آن ساده‌تر می‌باشد. تاکنون عمدتی تحقیقات صورت گرفته در زمینه‌ی بررسی رفتار سازه، یا طراحی مقاوم آن در برابر انفجار به سازه‌های ساختمانی محدود بوده است و توجه به رفتار پل‌ها در برابر انفجار و یا تحلیل و طراحی مقاوم آن‌ها موضوعی است که در چند سال اخیر توجه برخی محققان را به خود جلب کرده است. در حال حاضر دقیق‌ترین روش تحلیل سازه‌ها در برابر بارگذاری‌های انفجاری، تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد، ولی به دلیل پیچیدگی‌های مدل‌سازی، زمان و هزینه‌ی بالا، این روش همواره نمی‌تواند در مقاصد عملی مورد استفاده قرار گیرد. مطالعه‌ی ادبیات موضوع نشان می‌دهد که عمدتی تحقیقات انجام شده بر روی پل‌ها تحت اثر انفجار براساس نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد. با توجه به پیچیدگی‌ها و حجم محاسبات بالای این تحلیل، در تحقیق حاضر یک روش برای تحلیل استاتیکی غیرخطی پل‌های کامپوزیت با تیر فولادی و دال بتنی تحت اثر انفجار توسعه داده می‌شود. به این منظور ۲۴۰ نمونه پل مختلط با مشخصات هندسی و مشخصات انفجار مختلف مورد بررسی و تحلیل غیرخطی قرار می‌گیرد و براساس نتایج حاصل، طیف‌هایی برای معادل‌سازی اثرات انفجار با بار استاتیکی ارائه می‌گردد که می‌تواند در شبیه‌سازی پل‌ها در برابر انفجار مورد استفاده قرار گیرد.

ممکن است پایداری کل سازه را بر هم زند و به خرابی کل سازه منجر شود.

در سال ۲۰۱۱ سان ولی عملکرد دکل پل کابلی در برابر انفجار را بررسی کردند [23]. آن‌ها دکلهای فولادی جعبه‌ای و کامپوزیت را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها از نرم‌افزار المان محدود MD Nastran برای مدل‌سازی استفاده کردند و در نتیجه‌ی تحقیق‌شان موفق به ارائه‌ی الگوهای خرابی شدند. هم‌چنین مشاهده کردند که در دکلهای فولادی مورد بررسیشان اثر P-Delta در ناپایداری سازه قابل‌توجه است.

بوداغی و همکارانش در سال ۲۰۱۲ تحقیقی در مورد کترل فعال غیرخطی پاسخ دینامیکی تیرهای با مقطع مستطیلی در محیط حرارتی تحت اثر بارگذاری انفجار انجام دادند [24]. سطوح تیرهای با دو لایه فیزو-الکتریک محصور شدند. معادلات غیرخطی حرکت براساس تئوری برش مرتبه اول و رفتار غیرخطی هندسی ون-کارمن استخراج شدند. روش مربع تفاضلی و نیومارک-بتا برای حل معادلات دیفرانسیل غیرخطی به کار گرفته شد. در این تحقیق، پس از حل معادلات جبری حاصل شده با روش نیوتون-رافسون، تأثیر غیرخطی هندسی، پارامترهای مادی و میدان حرارتی بر روی کترل ارتعاشی فعال تیرهای مورد نظر تحت اثر انواع بارهای ضربه‌ای مورد بررسی قرار گرفت.

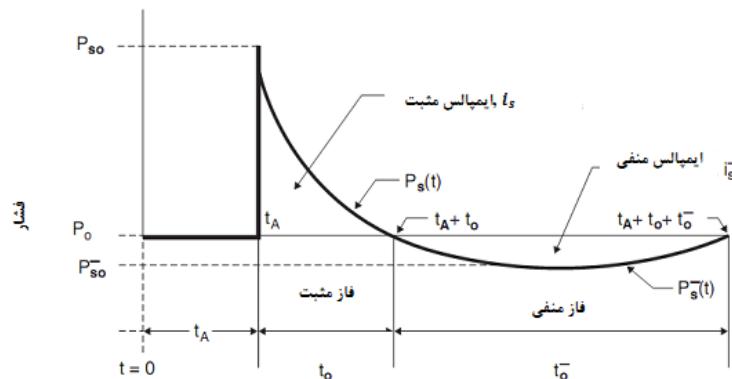
نصر و همکارانش در سال ۲۰۱۳ یک مدل یک درجه آزادی را برای تعیین تأثیر بار محوری روی مقاومت و پایداری ستون تحت اثر انفجار استفاده نمودند [25]. این مدل با مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش پیشنهادی با نتایج آزمایش انفجار ستون‌های فولادی و نتایج حاصل از تحلیل المان محدود مورد تأیید قرار گرفت. سپس منحنی‌های بی‌بعد با لحاظ نمودن اثرات بار انفجار و خصوصیات المان برای پایداری و مقاومت تیر-ستون توسعه داده شد.

کارتا و استوچینو در سال ۲۰۱۳ دو روش برای بررسی تیرهای بتن مسلح تحت اثر بارهای انفجاری ارائه دادند [26]. در روش اول، تیر با استفاده از تئوری

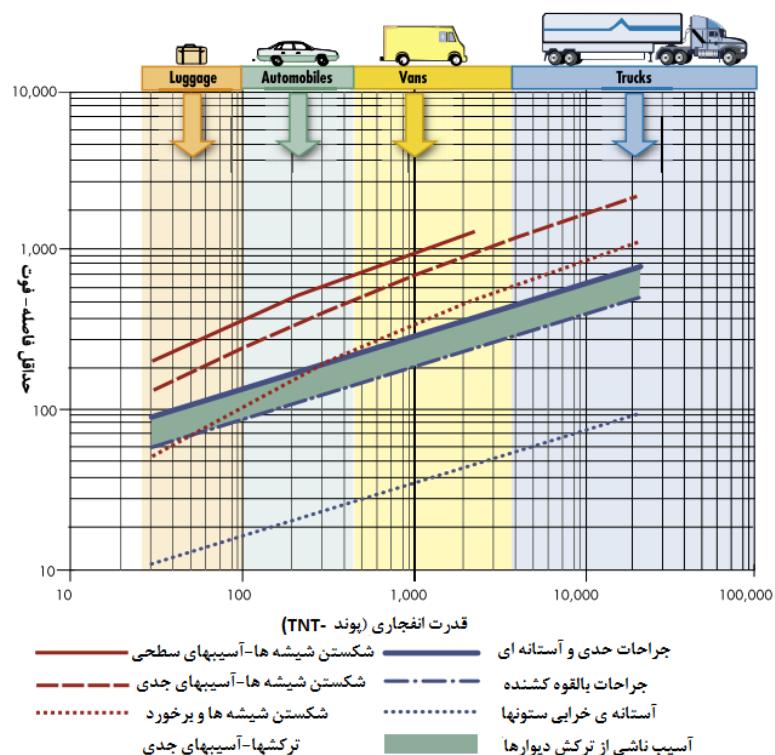
برای پیش‌بینی شدت انفجار احتمالی می‌توان از اشکال (۲)، (۳) و جدول (۱) استفاده کرد. همان‌گونه که از جدول (۱) مشخص است، انفجاری که بیشترین احتمال وقوع را دارد مربوط به انفجار ۵۰۰ پوند TNT است. انتخاب مقدار ماده منفجره در طرح‌ها تابعی از ملاحظات اقتصادی، اهمیت سازه و مباحث احتمالاتی می‌باشد.

مدل‌سازی انفجار

به‌طور کلی بارگذاری ناشی از انفجار به صورت شکل (۱) در نظر گرفته می‌شود [۷]. همان‌طور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، پس از وقوع انفجار، در زمان بسیار کوتاهی فشار اتمسفر P_0 به فشار P_{so} می‌رسد و بعد از آن فشار کاهش می‌یابد و وارد فاز منفی یا مکش می‌شود. نحوهی به‌دست آوردن نمودار فوق به تفصیل در مرجع [۲] بیان شده است.



شکل ۱ بارگذاری انفجار



شکل ۲ پیش‌بینی قدرت انفجارهای محتمل، [۹,11]

ظاهر وسیله نقلیه	توضیح	ظرفیت انفجاری، پوند
	سواری کوچک	۵۰۰
	سواری استادارد	۱۰۰۰
	ون مسافربری	۴۰۰۰
	کامیونت	۱۰۰۰۰
	کامیون حمل آب / سوخت	۲۰۰۰۰
	نیمه تریلر	۶۰۰۰۰

شکل ۳ حداکثر ظرفیت حمل مواد منفجره توسط خودروها، نشریه دستورالعمل‌های امنیت در پل‌ها [15]

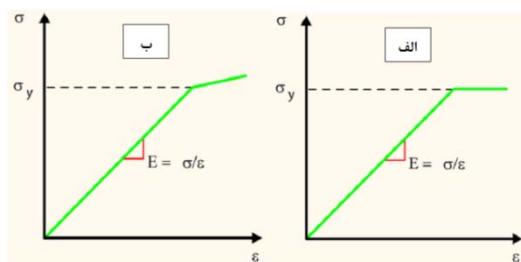
جدول ۱ انواع تهدیدات در پل‌ها و تونل‌ها بهمراه حداکثر احتمال وقوع، کمیته روابان آبی در امنیت پل‌ها و تونل‌ها [27]

نوع تهدید	تصادف با سازه	آتش	شیمیایی/بیولوژیکی HAZMAT
انفجارهای متعارف			
بمب خودرو : ۵۰۰ پوند	کامیون : ۲۰۰۰۰ پوند کشتی : ۴۰۰۰ پوند		
کامیون : H-15 کشتی : بخش برخورد کشتی در آین نامه‌ی آشتو LRFD را نگاه کنید	کامیون: ۱۰۰۰۰۰ پوند کشتی: بستگی به نوع آبراه دارد		
این تهدیدات وجود دارند. با این حال، این کمیته صلاحیت لازم برای ارزیابی آنها را ندارد. بنابراین، متخصصان دیگر باید این تهدیدات را در این راستا ارزیابی کنند	بزرگترین مخزن سوخت موجود بزرگترین کشتی یا تانکر سوخت موجود		

می‌تواند مورد توجه قرار گیرد، استفاده از المان‌های SHELL برای عرشه و BEAM برای تیرهای مزیت این مدل، سهولت بیشتر مدل‌سازی بهدلیل عدم نیاز به مدل‌سازی پروفیل تیر توسط کاربر و در نتیجه نیاز به زمان مدل‌سازی کمتر و زمان پردازش کمتر است. علی‌رغم ساده بودن این مدل نشان داده شده است که این مدل برای تحلیل‌های خطی و غیرخطی از دقت بسیار خوبی برخوردار است [28]. همچنین می‌توان از ترکیبی از دو مدل‌سازی فوق استفاده کرد. برای شبیه‌سازی عملکرد کامپوزیت بین دال و تیر باید این دو عنصر را به طریق صحیحی به هم مقید نمود. در نرم‌افزار ABAQUS این کار با استفاده از

مدل‌سازی پل در تحقیق حاضر مدل‌سازی پل با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS انجام می‌شود. در اینجا منظور از مدل‌سازی، مدل‌سازی عرشه می‌باشد. برای مدل‌سازی عرشه می‌توان از چند مدل‌سازی متنوع بسته به هدف تحقیق استفاده کرد. به عنوان مثال می‌توان برای تیرها و دال از المان‌های پیوسته SOLID استفاده کرد. مزیت این مدل این است که دقت آن بالاست و می‌توان برای بال‌ها و جان از مشخصات مختلف مصالح استفاده کرد. از عیوب این مدل، نیاز به زمان بیشتر برای مدل‌سازی بهدلیل هندسه‌ی پیچیده‌تر و نیاز به زمان پردازش بالاست. مدل دیگری که برای مدل‌سازی عرشه

نرمافزار مدل‌های گوناگونی از جمله مدل پلاستیک کلاسیک، موهر کلمپ، دراکر- پراگر و... وجود دارد. در تحقیق حاضر از مدل پلاستیک کلاسیک که در نرمافزار به اختصار با عنوان پلاستیک وجود دارد استفاده شده است. مدل پلاستیک کلاسیک از سطوح تسليم فون مایزز استفاده می‌کند و برای تعریف رفتار پلاستیک ایده‌آل یا رفتار پلاستیک با سخت‌شدگی ایزوتروپیک مناسب است [28]. مطالعات تجربی نشان داده است که فرض سطح تسليم فون مایزز برای فلزات از دقت مناسبی برخوردار است. برای تعریف سخت‌شدگی امکان تعریف سخت‌شدگی هایی نظری ایزوتروپیک، سینماتیک و جانسون- کوک وجود دارد. طبق تحقیقات چونگ و سوتلینو برای مدل کردن فولاد می‌توان از مدل الاستوپلاستیک ایده‌آل یا نمودار دقیق تنش کرنش فولاد استفاده کرد [29]. در همین راستا در این تحقیق برای میلگردها از مدل الاستیک- پلاستیک ایده‌آل (بدون سخت‌شدگی) و برای شاهیرها از مدل دوخطی با در نظر گرفتن سخت‌شدگی خطی ایزوتروپیک استفاده شده است. در شکل (۴) مدل الاستو پلاستیک دوخطی مورد استفاده در تحقیق حاضر نشان داده شده است.



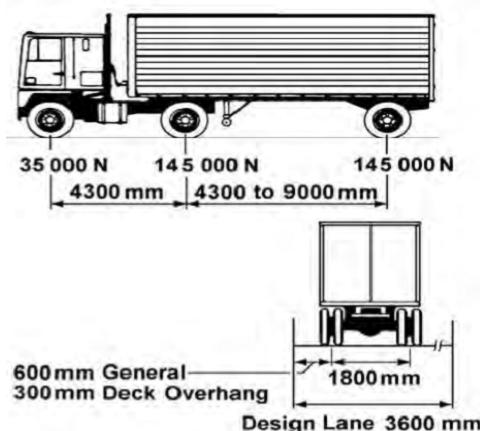
شکل ۴(الف) مدل الاستوپلاستیک فرض شده برای میلگردها (بدون سخت‌شدگی)، ب) مدل الاستوپلاستیک فرض شده برای شاهیرها (با سخت‌شدگی خطی)

در تحقیق حاضر انفجار با استفاده از ماثول CONWEP نرمافزار آباکوس، مدل‌سازی شد. انفجار را با استفاده از مکانیک سیالات محاسباتی (Computational Fluid Dynamics) CFD مدل می-

قیدهای MPC(Multi Point Constraints) صورت می‌گیرد.

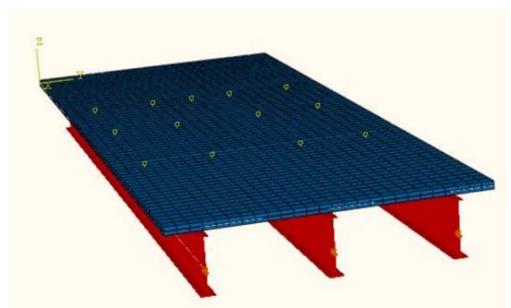
در این تحقیق دال توسط المان‌های S4RShell با پنج نقطه انتگرال‌گیری در طول ضخامت مدل شده است. این المان، یک المان چهارگرهی کاهش یافته می‌باشد و در هر گره دارای شش درجه آزادی است که برای مدل کردن تغییر شکل‌های بزرگ و غیرخطی مناسب است. مزیت استفاده از این المان کاهش زمان پردازش تحلیل نسبت به المان‌های آجری سه‌بعدی می‌باشد. تیرها توسط المان‌های سه‌گرهی تیر فضایی تیموشنکو B32 مدل شده‌اند. اتصال بین دال و تیر توسط قیدهای MPC از نوع قیدهای صلب ایجاد شده است. در نرمافزار آباکوس برای تعریف میلگردها دو روش اصلی وجود دارد. روش اول مدل‌سازی میلگردها و دال به صورت سه‌بعدی و گنجاندن میلگرد در بتن به صورت مدفون با استفاده از قابلیت تعریف عناصر مدفون در نرمافزار و روش دوم مدل‌سازی Shell است. در روش دوم نیازی به مدل‌سازی میلگردها نیست و با استفاده از قابلیت نرمافزار برای المان‌های Shell فقط کافی است که مختصات لایه‌ی آرماتور، سطح مقطع میلگرد و فاصله‌ی آن‌ها از یکدیگر به نرمافزار معرفی شود. در این تحقیق میلگردها به این صورت مدل‌سازی شده‌اند.

در این پژوهش برای بتن از مدل آسیب دیده خمیری یا CDP استفاده شده است. این مدل برای تحلیل‌های دینامیکی، استاتیکی، خطی و غیرخطی مناسب می‌باشد و می‌تواند خرابی بتن را نیز مدل کند [29]. در نرمافزار آباکوس امکان تعریف مدل شکست برای فولاد نیز وجود دارد. مدل‌های شکست فلزات موجود در نرمافزار عبارتند از مدل شکست نرم، شکست برشی، مدل جانسون کوک، مدل FLD و M-K FLSD. به دلیل پیچیدگی مدل‌سازی شکست و هم‌چنین چند برابر شدن زمان و حجم محاسبات در مدل‌سازی شکست، در تحقیق حاضر شکست فولاد مدل نشده است و تنها رفتار الاستو پلاستیک برای فولاد فرض شده است. برای رفتار پلاستیک، در این

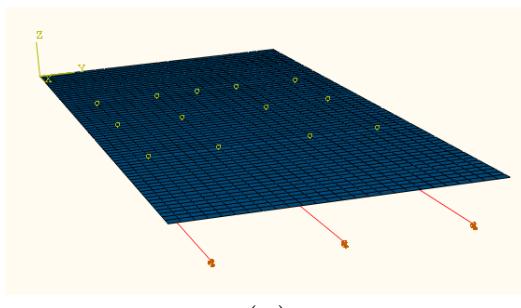


شکل ۵ مشخصات کامیون HS-20 آشتو
(AASHTO LRFD Bridge Specifications)

در شکل (۶) مدل ایجاد شده توسط نرم افزار آباکوس برای پل مورد بررسی نشان داده شده است. پس از مدل سازی و تحلیل نمونه توسط نرم افزار آباکوس، نتایج با نتایج آزمایشگاهی و همچنین نتایج چونگ و سوتلینو [۲۹] مقایسه گردید. این مقایسه در شکل (۷) نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

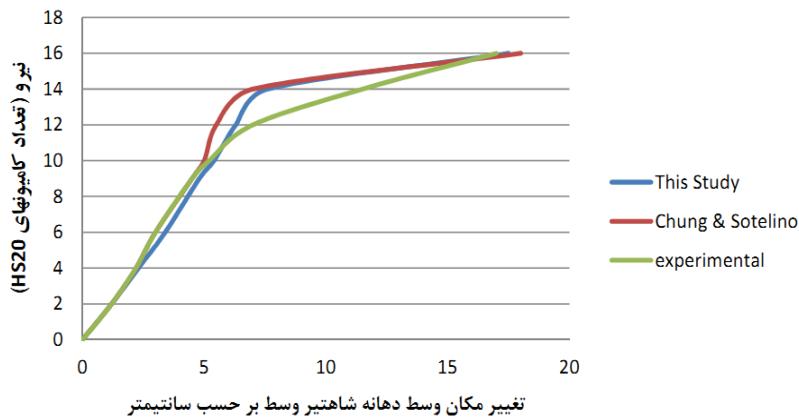
شکل ۶(الف) مدل رندر شده‌ی گرافیکی، ب) مدل المان محدود ایجاد شده با استفاده از المان‌های Beam و Shell در نرم افزار آباکوس

کند. در این مازول که در نرم افزار آباکوس وجود دارد، مقدار جرم ماده‌ی منفجره برحسب TNT معادل، و سطحی از جسم که موج انفجار با آن اندرکنش دارد به نرم افزار معرفی می‌شود. سپس فشار مؤثر وارد بر سازه توسط نرم افزار آباکوس به صورت بسیار دقیق و خودکار محاسبه می‌شود و بر سازه اثر می‌کند.

صحبت‌سنجدی نتایج نرم افزار

از آنجایی که کلیه‌ی تحلیل‌ها در این تحقیق با استفاده از نرم افزار ABAQUS انجام شده است، در این بخش برای اطمینان از صحبت نتایج نرم افزار مورد استفاده، یک پل با عرضه‌ی مختلط مدل‌سازی شده و تحلیل غیرخطی روی آن انجام شده است. مدل آزمایشگاهی این پل توسط کاتول و همکاران [۳۰] در سال ۱۹۹۵ در دانشگاه نبراسکا ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. پل یک دهانه‌ی ساده متشكل از ۳ شاهتیر فولادی می‌باشد که برای دو خط عبور وسیله‌ی نقلیه طراحی شده است. طول پل برابر $21\frac{1}{4}$ متر، عرض آن $7\frac{9}{9}$ متر می‌باشد. عمق شاهتیرها $1\frac{1}{3}\frac{7}{7}$ متر و فاصله‌ی شاهتیرها از یکدیگر برابر $3\frac{1}{0}\frac{5}{5}$ متر است. عرض بال فوچانی و بال تحتانی به ترتیب $2\frac{2}{8}\frac{6}{6}$ و $3\frac{5}{5}\frac{6}{6}$ سانتی‌متر و ضخامت بال فوچانی، بال تحتانی و جان به ترتیب $1\frac{9}{0}\frac{5}{5}$ ، $3\frac{1}{1}\frac{7}{7}\frac{5}{5}$ ، $0\frac{9}{0}\frac{5}{5}\frac{3}{3}$ سانتی‌متر می‌باشد. همچنین مشخصات مصالح مطابق با جدول (۲) می‌باشد.

در مدل آزمایشگاهی، قرار گرفتن همزمان دو کامیون طراحی HS-20 آشتو در وسط دهانه توسط اعمال نیرو به کابل‌هایی که به محل اثر فرضی بار چرخ‌های کامیون متصل بوده‌اند، شبیه‌سازی شده بودند. نیروی وارد به کابل‌ها کم کم آنقدر افزایش می‌یابد تا کل پل در اثر رخ دادن مکانیزم در شاهتیرها ناپایدار شود و فرو بریزد. هدف از این آزمایش بررسی رفتار خطی و غیرخطی پل مورد نظر بوده است. در شکل (۵)، مشخصات کامیون HS-20 آشتو آورده شده است.



شکل ۷ مقایسه نتایج تحلیل غیرخطی پل نبراسکا

بار استاتیکی معادل برای اثرات انفجار برای هر نمونه پل به دست می‌آید. پس از محاسبه‌ی بار استاتیکی معادل برای همه‌ی نمونه‌ها، چند طیف بارگذاری استاتیکی بر حسب دوره‌ی تناوب پل‌ها، استخراج و ارائه می‌گردد که می‌تواند به سادگی برای معادل‌سازی اثرات انفجار با یک سطح خطر مشخص، با بار استاتیکی معادل به منظور انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی به جای تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی پل، به کار رود. در ادامه مشخصات نمونه‌ها و جزئیات تحلیل‌های غیرخطی تشریح می‌گردد.

مشخصات نمونه‌های مورد بررسی

برای تهیه‌ی طیف‌های بارگذاری استاتیکی معادل اثرات انفجار، ۲۴۰ نمونه پل در این پژوهش مورد تحلیل قرار گرفتند. نمونه‌های پل از روی پل نبراسکا توسعه داده شدند. کلیه پل‌هادو سر مفصل و دارای ۳ شاهتیر ۷/۹ هستند. عرض تمام پل‌ها مطابق با پل نبراسکا برابر ۷/۹ متر است. مشخصات این پل در بخش قبل ذکر گردید. از آنجا که وسط دهانه واقع بر یکی از شاهتیرهای کناری نقطه‌ای بحرانی است، این نقطه به عنوان محل انفجار برای تحلیل‌های دینامیکی فرض شد. هم‌چنین محل انفجار در ارتفاع ۲ متری از سطح دال قرار گرفت. مقطع عرضی کلیه نمونه‌ها و محل انفجار در

همان‌گونه که در شکل (۷) ملاحظه می‌گردد نتایج تحلیل نشان از انطباق بالای مدل ایجاد شده در تحقیق حاضر با نتایج چونگ و سوتلینو و هم‌چنین نتایج آزمایشگاهی دارد.

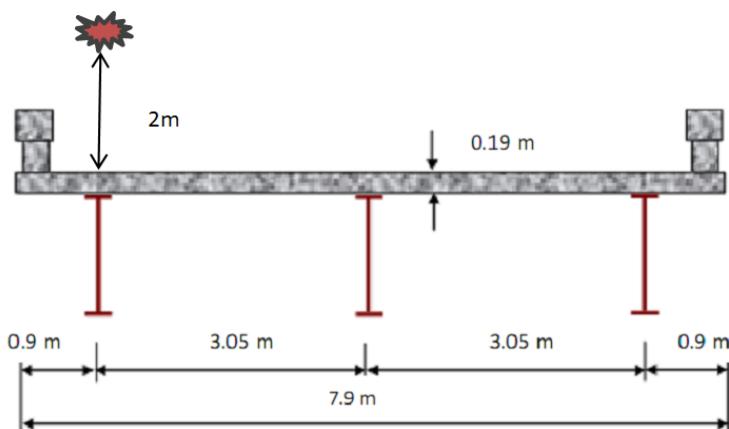
روش پیشنهادی تحقیق

در روش پیشنهادی تحقیق برای برآورده پاسخ‌های حداکثر پل در برابر انفجار، یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مناسب، به دلیل پیچیدگی‌ها و وقت‌گیر بودن آن و هم‌چنین مشکلات مربوط به تفسیر نتایج آن جایگزین روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، می‌گردد. به این منظور ابتدا تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی تعداد زیادی نمونه‌ی پل با مشخصات هندسی مختلف، تحت اثر مشخصات انفجار مختلف انجام می‌شود و نتایج مربوط به پاسخ‌های غیرخطی پل‌ها استخراج می‌گردد. سپس براساس مقادیر تغییرمکان‌های حداکثر حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی نمونه‌ها، تحلیل استاتیکی غیرخطی با روش کنترل تغییرمکان بر روی کلیه نمونه‌ها انجام می‌شود به‌طوری‌که تغییرمکان حداکثر حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی یک نمونه پل مشخص با تغییرمکان حداکثر حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی همان پل‌ها یکسان باشد. به این ترتیب مقدار

مدل‌سازی انفجار

برای در نظر گرفتن قدرت انفجارهای محتمل و سطوح خطر، با مراجعه به تحقیقات قبلی واشکال (۲)، (۳) و جدول (۱)، سه مقدار ۵۰۰، ۲۵۰ و ۱۰۰۰ پوند TNT در نظر گرفته شده‌اند. برای در نظر گرفتن محل وقوع انفجار از آن‌جایی که از لحاظ تغییرشکل، بحرانی‌ترین محل برای انفجار در وسط دهانه و روی یکی از شاهتیرهای کناری است، منبع انفجار برای کلیه نمونه‌ها در وسط دهانه‌ی پل، روی یکی از شاهتیرهای کناری و در ارتفاع ۲ متری فرض شده است. ارتفاع ۲ متری با توجه به خصوصیات اتوموبیل‌ها و مراجعه به تحقیقات مرتبط فرض شده است.

تحلیل دینامیکی در شکل (۸) نشان داده شده است. از آن‌جایی که طیف‌های ارائه شده در این پژوهش به صورت تابعی از پریود طبیعی ارائه شده‌اند، برای دست‌یابی به پریودهای مختلف ۴ طول مختلف ۱۰، ۱۵، ۲۱/۴ و ۲۵ متر برای نمونه‌ها در نظر گرفته شد. برای هر طول پل، ۲۰ مقطع متفاوت برای شاهتیرها در نظر گرفته شده است. این تفاوت مقاطع مربوط به مقادیر عمق شاهتیرها، ضخامت بال، عرض بال‌ها و ضخامت جان می‌باشد. علت انتخاب تعداد زیاد نمونه‌ها افزایش دقت طیف پیشنهادی و حذف خطاهای احتمالی در مدل‌سازی و تحلیل می‌باشد. مشخصات مصالح برای تمامی نمونه‌ها مطابق با جدول (۲) در نظر گرفته شده‌اند.



شکل ۸ مقطع عرضی پل‌ها و محل انفجار در تحلیل دینامیکی

جدول ۲ مشخصات مکانیکی مصالح در نمونه‌های مورد بررسی

میلگرد	شاهتیر	دال	
۱۹۰	۱۸۰	۲۷/۸	GPa مدول یانگ
۵۰۰	۲۷۰	-	MPa تنش تسلیم
۵۰۰	۴۱۰	-	Mpa تنش نهایی
-	-	۴۵	Mpa مقاومت فشاری

برای یک نمونه از پل‌ها که مشخصات هندسی آن مطابق شکل (۹) می‌باشد (ابعاد بر حسب متر هستند) ارائه می‌شود.

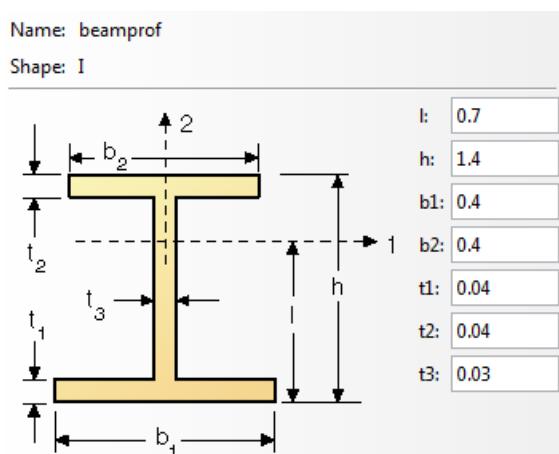
این نمونه تحت انفجار ۵۰۰ پوند TNT تحلیل شده است. سایر مشخصات پل مطابق با پل نبراسکا انتخاب شده است.

تغییرات تغییرشکل وسط دهانه‌ی شاه تیر کناری در اثر انفجار ۵۰۰ پوند TNT روی عرشه برحسب زمان که از تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل شده است، در طول یک ثانیه در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

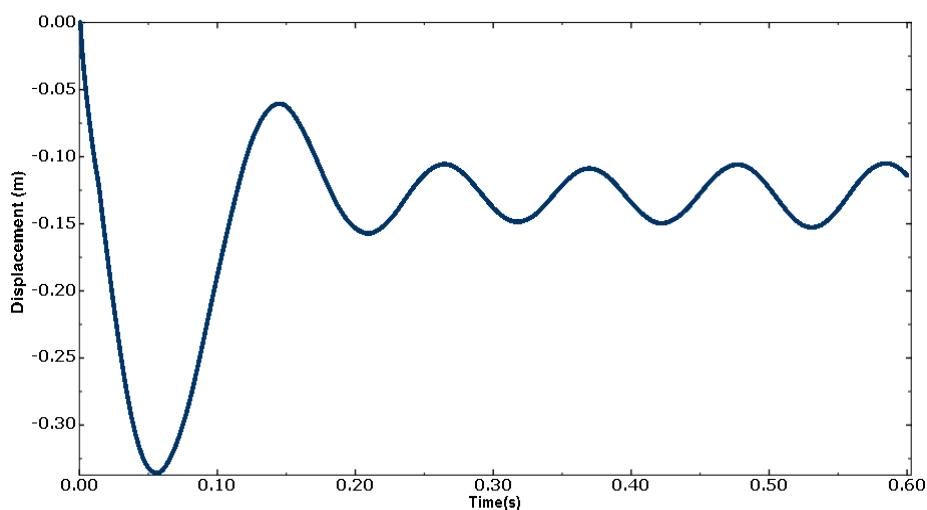
تحلیل غیرخطی نمونه‌ها

پس از مدل‌سازی نمونه‌ها و اعمال سه سطح خطر انفجار بر روی هر نمونه، تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی کلیه‌ی نمونه‌ها انجام شد و نتایج مربوط به تحلیل دینامیکی غیرخطی، استاتیکی غیرخطی و تحلیل فرکانس برای هر نمونه استخراج گردید. هم‌چنین با فرض الگوی بارگذاری مستطیلی بر روی کلیه‌ی نمونه‌ها، تحلیل غیرخطی استاتیکی با روش کنترل تغییرمکان انجام شد و مقادیر بار معادل استاتیکی محاسبه گردید.

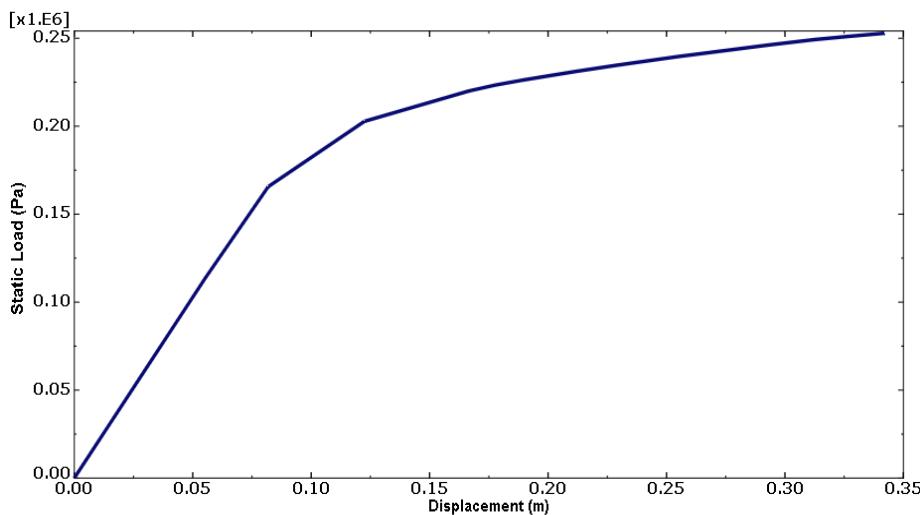
به عنوان نمونه نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی



شکل ۹ مشخصات هندسی سطح مقطع شاهتیرها در نمونه‌ی اول



شکل ۱۰ تغییرات تغییرشکل وسط دهانه‌ی شاهتیر کناری نمونه‌ی مورد بررسی در اثر انفجار ۵۰۰ پوند TNT روی عرشه



شکل ۱۱ تغییرات بار استاتیکی نمونه مورد بررسی تحت اثر انفجار ۵۰۰ پوند TNT روی عرش

با ۲۵۰ کیلو پاسکال می‌باشد. به همین ترتیب نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی با روش کترل تغییرمکان برای سایر نمونه‌های مورد بررسی استخراج گردیده است.

تعیین رابطه‌ی بار استاتیکی معادل

به منظور تعیین بار استاتیکی معادل، برای کلیه نمونه‌ها ابتدا تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفت و تغییرمکان حداکثر به دست آمد، سپس تحلیل استاتیکی غیرخطی با کترل تغییرمکان انجام شد و برای که همان تغییرمکان حداکثر حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی را ایجاد می‌کرد به عنوان بار استاتیکی در نظر گرفته شد. برای ارائه‌ی رسم طیف بارگذاری استاتیکی، رابطه‌ی بین بار معادل استاتیکی و پریود طبیعی ارتعاش یکی از شاهتیرها حول محور قوی تعیین گردید. دلیل استفاده از پریود شاهتیر به جای پریود کل عرضه این است که در مقاصد عملی نیاز به مدل‌سازی عرضه برای محاسبه‌ی پریود نباشد و بتوان بار معادل را تنها با محاسبه‌ی پریود یکی از شاهتیرها محاسبه کرد. پس از انجام تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی، برای هر نمونه یک نقطه به دست آمده است که دارای یک مقدار بار استاتیکی و یک مقدار پریود

شکل (۱۱) تغییرات بار استاتیکی را بر حسب تغییرشکل حداکثر شاه تیر که از تحلیل استاتیکی غیرخطی با کترل تغییرمکان برای همان نمونه‌ی شکل (۹) تحت اثر ۵۰۰ پوند TNT حاصل شده است نشان می‌دهد. در این شکل محور عمودی نشان دهنده‌ی بار گستردگی استاتیکی وارد بر عرش است و محور افقی تغییرمکان وسط دهانه‌ی شاه تیر کناری را نشان می‌دهد. مطابق شکل (۱۰)، در این حالت تغییرشکل ماکزیمم در شاهتیر کناری که منع انفجار درست بالای آن قرار دارد، برابر با ۳۳ سانتی‌متر شده است. برای این نمونه تحلیل استاتیکی غیرخطی با کترل تغییرمکان انجام شده است تا بار معادل محاسبه شود. توزیع بار استاتیکی به صورت گسترد و یکنواخت به سرتاسر عرضه اعمال می‌شود و بار به آهستگی افزایش می‌یابد تا تغییرمکان نقطه‌ی کترل (وسط دهانه‌ی شاهتیر کناری) به مقدار ۳۳ سانتی‌متر برسد. پس از رسیدن تغییرمکان نقطه‌ی کترل به تغییرمکان مورد نظر، بارگذاری متوقف می‌شود و بار به دست آمده به عنوان بار معادل استاتیکی غیرخطی برای نمونه‌ی مورد نظر ثبت می‌شود. همان‌گونه که در شکل (۱۱) مشاهده می‌گردد، بار استاتیکی معادل برای این نمونه، در اثر انفجار حاصل از ۵۰۰ پوند TNT در وسط دهانه برابر

شاهدیرها، بار استاتیکی از روی نمودارهای مربوط استخراج گردد و به صورت گستردگی به روی عرشه اعمال گردد و تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شود. به این ترتیب سه رابطه‌ی زیر برای تعیین بار معادل استاتیکی در سطوح مختلف انفجار پیشنهاد می‌گردد:

$$P_s = 16.466 T^{-1.045} \quad (1)$$

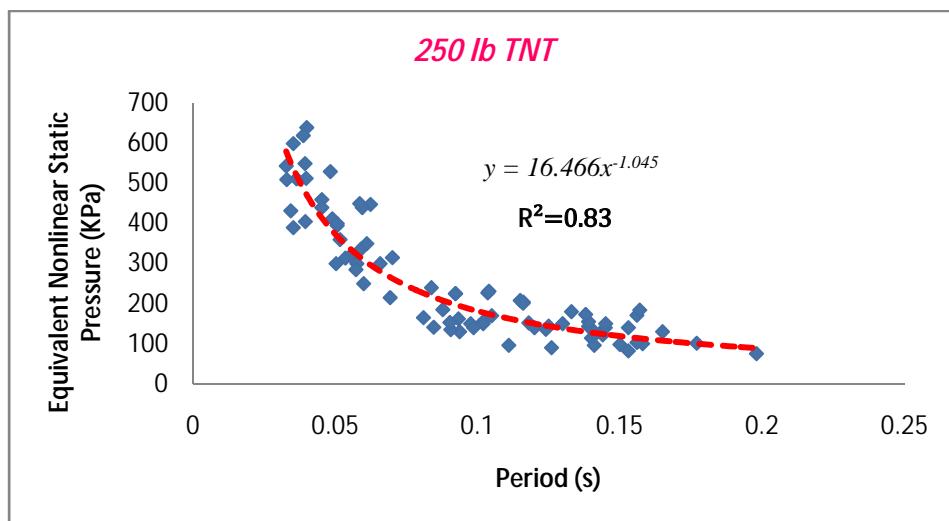
$$P_s = 16.754 T^{-1.105} \quad (2)$$

$$P_s = 23.936 T^{-1.185} \quad (3)$$

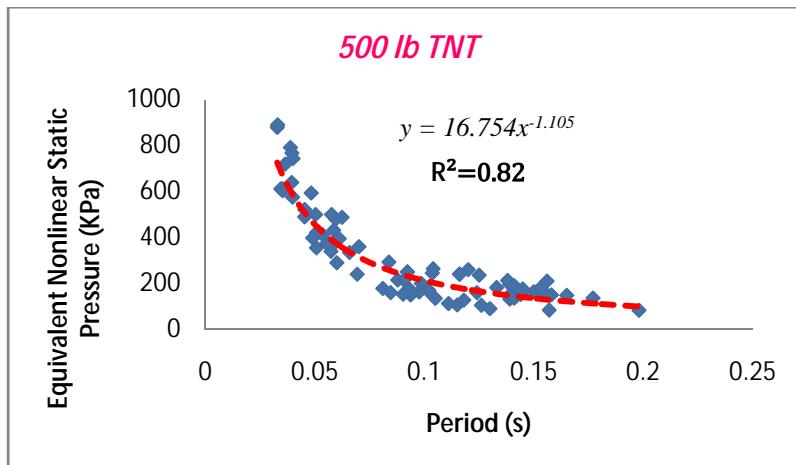
که در این روابط، P_s بار معادل استاتیکی بر حسب کیلو پاسکال و T دوره‌ی تناوب شاهدیر بر حسب ثانیه می‌باشد. معادلات (۱)، (۲) و (۳) برای تعیین بار معادل استاتیکی گستردگی یکنواخت بر روی عرشه به ترتیب برای انفجار حاصل از ۲۵۰، ۵۰۰ و ۱۰۰۰ پوند TNT به کار می‌روند. شایان ذکر است که با توجه به این‌که تحلیل‌های انجام شده براساس فرضیات و محدودیت‌هایی همچون محدودیت ابعاد، شرایط تکیه‌گاهی و مشخصات مکانیکی مصالح و همچنین فرض توزیع مستطیلی یکنواخت بار معادل استاتیکی قرار دارد، روابط ارائه شده تقریبی می‌باشند و تنها برای برآورد تقریبی بار انفجار به صورت استاتیکی و براساس الگوی مستطیلی مفروض ارائه شده‌اند.

طبيعي می‌باشد. نهايتاً با برآزش تابعی توانى از ميان كليه‌ی نقاط با روش خطاي كمترین مجذور مربعات، طيف‌ها برای ۳ سطح خطر انفجار به صورت نمودارهای اشكال (۱۲) تا (۱۴) ارائه شده‌اند. اين طيف‌ها رابطه‌ی بار استاتیکی معادل و دوره‌ی تناوب سازه را در سه حالت مختلف بارگذاري انفجار نشان می‌دهند. برای سایر حالات بارگذاري می‌توان از درون‌يابی استفاده نمود. لازم به ذکر است که الگوی بارگذاري استاتیکی در اين تحقیق به صورت مستطیلی گستردگی بر روی تمام عرشه اعمال شده است. دلیل استفاده از الگوی مستطیلی سهولت به کارگیری آن می‌باشد. به هر حال، الگوی مستطیلی استاتیکی، با الگوی واقعی بارگذاري دیناميكی متفاوت می‌باشد و بدون شک دقیق‌ترین الگوی بارگذاري نیست.

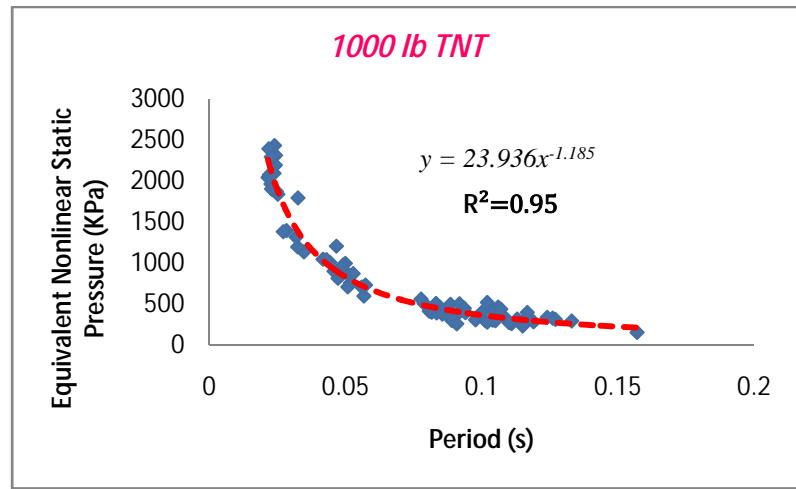
همان‌گونه که در اشكال (۱۲) تا (۱۴) ملاحظه می‌گردد، مربع خطاهای در طيف‌های به دست آمده بین ۰/۸۲ تا ۰/۹۵ قرار دارد که نشان دهنده‌ی دقت مناسب طيف‌های به دست آمده است. با توجه به طيف‌های به دست آمده مشهود است که با کم شدن دوره‌ی تناوب ارتعاش عرشه، بار معادل استاتیکی افزایش می‌يابد. برای استفاده از طيف‌های ارائه شده کافی است، با در دست داشتن دوره‌ی تناوب طبيعی يكى از



شکل ۱۲ طيف بار معادل استاتیکی برای انفجار حاصل از ۲۵۰ پوند TNT



شکل ۱۳ طیف بار معادل استاتیکی برای انفجار حاصل از ۵۰۰ پوند TNT



شکل ۱۴ طیف بار معادل استاتیکی غیرخطی ارائه شده برای انفجار حاصل از ۱۰۰۰ پوند TNT

آن به صورت الگوی بارگذاری مستطیلی بر روی هر نمونه، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شد و تغییرمکان حداقل حاصل از آن محاسبه گردید. به منظور ارزیابی دقت نتایج حاصل از روش پیشنهادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت اثر مدل واقعی انفجار بر روی نمونه‌های مورد بررسی انجام شد و نتایج حاصل از آن با نتایج روش پیشنهادی مقایسه گردید. به عنوان نمونه تغییرمکان حداقل حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی و روش پیشنهادی برای مثال (۱) در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) نشان داده شده است.

با توجه به نتایج حاصل مطابق جدول (۴) درصد اختلاف تغییرشکل استاتیکی غیرخطی نسبت به

صححت‌سنجی روش پیشنهادی

در این بخش برای ارزیابی دقت روش پیشنهادی چند مثال بررسی شده است. ۸ مثال با مشخصات مختلف انجام شده است. مشخصات مصالح در این مثال‌ها و هم‌چنین ضخامت و مشخصات دال بتنی، همانند پل نبراسکا می‌باشد. سایر مشخصات مطابق جدول (۳) انتخاب شده است. هم‌چنین، خلاصه‌ی نتایج تحلیل‌های انجام شده برای این مثال‌ها در جدول (۴) نشان داده شده است. براساس روش پیشنهادی تحقیق ابتدا مقدار بار معادل استاتیکی با استفاده از روابط (۱)، (۲) و (۳) برای نمونه‌ها براساس سطح خطر در نظر گرفته شده برای آن‌ها محاسبه گردید. سپس با اعمال

خطا مربوط به مثال (۱) می‌باشد.

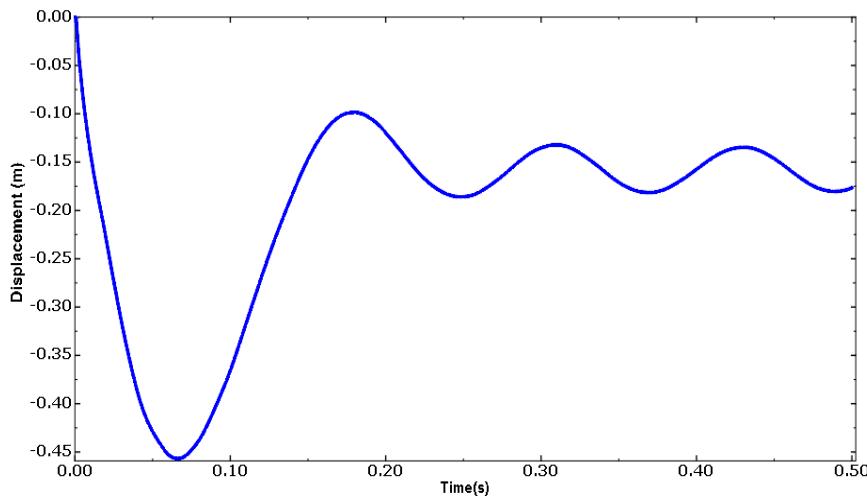
تغییر شکل دینامیکی غیر خطی بین ۲.۲ تا ۴۵ درصد
قرار دارد. بیشترین خطای مربوط به مثال (۶) و کمترین

جدول ۳ مشخصات هندسی شاهتیرها در مثال‌های مورد بررسی

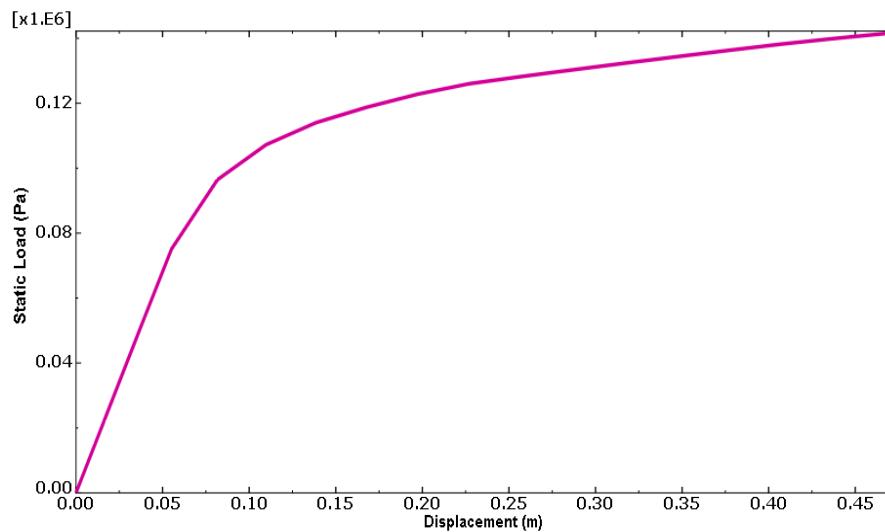
Example N.O	t_w (cm)	t_f (cm)	b_f (cm)	h (cm)	L(m)	TNT mass(lb)
1	2	2	40	110	21.4	500
2	3	2	20	50	10	250
3	3	2	30	100	15	250
4	3	2	35	120	15	250
5	3	2	60	140	25	250
6	5	3	80	220	21.4	1000
7	5	3	100	200	25	1000
8	5	2	80	200	18	1000

جدول ۴ خلاصه نتایج تحلیل برای مثال‌های مورد بررسی

شماره مثال	مقدار ماده منفی (پوند)	دوره تناوب (s)	بار معادل استاتیکی (kpa)	تغییر مکان حداقل دینامیکی (سانتی متر)	تغییر مکان حداقل استاتیکی (سانتی متر)	درصد خطا
1	500	0.146	140.4	-45	-46	2.2
2	250	0.0398	478.3	-6	-4	33
3	250	0.086	213.8	-11	-12	9
4	250	0.0724	256	-10	-7	30
5	250	0.161	111	-17.5	-13	25
6	1000	0.0803	475	-33	-18	45
7	1000	0.114	313.8	-37.5	-39	4
8	1000	0.065	610	-42	-36	14



شکل ۱۵ تغییرات تغییر شکل وسط دهانه شاهتیر کناری برای مثال (۱)



شکل ۱۶ برآورد تغییرشکل حداکثر با استفاده از روابط پیشنهادی برای مثال (۱)

نشان داده شد که در صورت استفاده از طیف‌های پیشنهادی تحقیق که براساس الگوی مستطیلی بارگذاری استاتیکی استخراج شده‌اند، می‌توان به نتایج محافظه‌کارانه‌ای برای تخمین تغییرشکل غیرخطی پل‌ها، بدون استفاده از تحلیل‌های پیچیده‌ی دینامیکی غیرخطی و مدل‌سازی واقعی انفجار، دست یافت. هرچند گاهی اوقات استفاده از این طیف‌ها می‌تواند منجر به طرح‌های غیرااقتصادی گردد. به هر حال، اگرچه الگوی مستطیلی دقت بالایی ندارد، اما نسبت به سایر الگوهای بارگذاری استاتیکی، بسیار ساده‌تر و سریع‌تر می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

از آنجایی که تحقیقات در این زمینه بسیار نوپاست، می‌بایست اثر تغییر در سایر مشخصات پل هم‌چون مشخصات مصالح، عرض پل، تعداد شاهتیرها و الگوی بارگذاری در تحقیقات آتی مورد بررسی قرار گیرد.

با توجه به پیچیدگی رفتار پل در برابر انفجار، به‌طور دقیق نمی‌توان قضاوت نمود که مقدار خطأ در چه موقعی افزایش می‌باید. به هر حال روش پیشنهادی یک روش کاربردی و ساده در اختیار طراح قرار می‌دهد تا بتواند تغییرمکان حداکثر یک پل را تحت اثر انفجار بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده دینامیکی غیرخطی و مدل‌سازی دقیق انفجار برآورد نماید.

نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر یک روش ساده و کاربردیرای معادل‌سازی بارگذاری انفجار بر روی پل‌هایی با عرشه‌ی مختلط پیشنهاد گردید. معادله‌ها و منحنی‌های ارائه شده در تحقیق، به سادگی توانایی تخمین بار معادل استاتیکی انفجار را بر روی پل‌هایی با عرشه‌ی مختلط دارند و با معادل استاتیکی با معلوم بودن تنها دوره‌ی تناوب پل، قابل محاسبه می‌باشد.

مراجع

1. Earnshaw, S., "On the mathematical theory of sound", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 150, pp. 133-148, (1860).
2. Lamb, H., "Hydrodynamics", Cambridge University Press, Cambridge, (1895).
3. Hopkinson, B., "British Ordnance Board Minutes Report No. 13565", (1915).

4. Taylor, G. I., "Notes on the Dynamics of Shock Waves from Bare Explosive Charges", Paper written for Civil Defense Research Committee Paper, UK Ministry of Home Security, (1940).
5. Taylor, G. I., "The Propagation and Decay of Blast Waves", Paper written for Civil Defense Research Committee Paper, UK Ministry of Home Security, (1941).
6. Taylor, G. I., "The Propagation of Blast Waves over the Ground", Paper written for Civil Defense Research Committee Paper, UK Ministry of Home Security, (1941).
7. Department of Defense (DoD), "Structures to resist effect of accidental explosions (TM-5-1300)", US Department of the Army Navy and Air Force, Washington (DC), (1990).
8. Department of Defense (DoD), "Fundamental of protective design for conventional weapons (TM-5-855-1)", US Department of the Army Navy and Air Force, Washington (DC), (1986).
9. Federal Management Agency, "Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings (FEMA 426)", FEMA, Washington (DC), (2003).
10. Federal Management Agency, "Primer for Design of Commercial Building to Mitigate Terrorist Attacks (FEMA 427)", FEMA, Washington (DC), (2003).
11. Federal Management Agency, "Primer to Design Safe School Projects in Case of Terrorist Attacks (FEMA 428)", FEMA, Washington (DC), (2003).
12. American Society of Civil Engineers (ASCE), "Design of Structures to Resist Nuclear Weapons Effects (Manual NO 42)", ASCE, New York, (1985).
13. American Society of Civil Engineers (ASCE), "Design of Blast Resistant Buildings in Petrochemical Facilities", ASCE, New York, (1997).
14. American Society of Civil Engineers (ASCE), "Structural Design for Physical Security: State of the Practice", ASCE, Reston, VA, (1999).
15. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), "Bridge Security Guidelines", AASHTO, Washington (DC), (2011).
16. Yazdani, N., Anwarul Islam, A. K. M., "Performance of AASHTO girder bridges under blast loading", Engineering Structures, Vol. 30, pp. 1922-1937, (2008).
17. Fujikara, S., Bruneau, M., "Blast resistant of seismically designed bridge piers", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, (2008).
18. Abdelahad, F. A., Arockiasamy, M., "Analysis of Blast/Explosion Resistant Reinforced Concrete Solid Slab and T-beam bridges", MSc Thesis, Florida University, (2008).
19. Deng, R. B., Jin, X. L., "Numerical Simulation of Bridge Damage under Blast Loads", WSEAS Transactions on Computers, Vol. 9, pp. 1564-1574, (2009).
20. Tokal-Ahmed, Y. M., Najm, H. S., "Response of Bridge Structures Subjected to Blast Loads and Protection Techniques to Mitigate the Effect of Blast Hazards on Bridges", PhD Thesis, State University of New Jersey, (2009).
21. Zhou, F., Arockiasamy, M., "Blast/Explosion Resistant Analysis of Composite Steel Girder Bridge System", MSc Thesis, Florida University, (2009).
22. Tang, E. K. C., Hao, H., "Numerical simulation of a cable-stayed bridge response to blast loads, Part I:Model development and response calculations", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 3180-3192,

- (2010).
23. Son, J., Lee, H. J., "Performance of cable-stayed bridge pylons subjected to blast loading", *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 1133-1148,(2011).
 24. Bodaghi, M., Damanpack, A. R., Aghdam, M. M., Shakeri, M., "Non-linear active control of FG beams in thermal environments subjected to blast loads with integrated FGP sensor/actuator layers", *Composite Structures*, Vol. 94 (12), pp. 3612–3623, (2012).
 25. Nassr, A. A., GhaniRazaqpur, A., Tait, M. J., Campidelli, M., Foo, S., "Strength and stability of steel beam columns under blast load", *International Journal of Impact Engineering*, Vol.55, pp. 34–48, (2013).
 26. Carta, G., Stochino, F., "Theoretical models to predict the flexural failure of reinforced concrete beams under blast loads", *Engineering Structures*, Vol. 49,pp. 306–315, (2013).
 27. American Association of State Highway and transportation Officials (AASHTO), "Recommendation for Bridge and Tunnel Security", AASHTO Blue Ribbon Panel on Bridge and Tunnel Security, (2003).
 28. ABAQUS 6.10 User Manual, ABAQUSInc., (2010).
 29. Chung, W., Sotelino, E. D., "Nonlinear Finite-Element Analysis of Composite Steel Girder Bridges", *ASCE journal of structural engineering*, Vol. 131(2),pp. 304-313, (2005).
 30. Kathol, S., Azizinamini, A., Luedke, J., "Strength capacity of steel girder bridges", Nebraska Department of Roads (NDOR) Research Project No.RES1 90099, Nebraska Department of Roads, Lincoln, NE, (1995).

طراحی میراگر جرمی برای سازه‌ی نامیرا با ترکیب پاسخ‌های پایدار و گذرا*

(۱) پیمان اشرفی

(۲) جواد علامتیان

چکیده کارایی میراگرهای جرمی به عامل‌های مختلفی مانند جرم و سختی آن‌ها وابسته است. بنابراین، پژوهشگران رابطه‌هایی را برای این کمیت‌ها پیشنهاد کرده‌اند. در این پژوهش، روشی برای تعیین سختی میراگر جرمی با ترکیب هر دو پاسخ پایدار و گذرا برای کنترل سازه‌ی نامیرا ارائه گردید. برای یافتن سختی میراگر جرمی، کمینه‌سازی میانگین قدر مطلق نسبت جایه‌جایی سازه به عنوان معیار بهینه‌سازی برگزیده شد. سپس با استفاده از تحلیل مودی، برای مقادیر مختلف نسبت جرم و نسبت فرکانس سازه، نسبت‌های بهینه‌ی فرکانس میراگر جرمی به دست آمد. این کار به صورت عددی انجام گرفت. سنجش مقادیر به دست آمده نشان داد که برای نسبت‌های جرمی کاربردی، احتمال کوچک بودن پاسخ سازه‌ی کنترل شده با این میراگر جرمی بیش از میراگرهای دیگر است.

واژه‌های کلیدی میراگرهای جرمی، سختی بهینه، پاسخ‌های پایدار و گذرا.

Optimum Stiffness of Tuned Mass Damper with Combining Transient and Steady State Responses for Undamped Structure

P. Ashrafi

J. Alamatian

Abstract This paper deals with new method for designing the tuned mass dampers (TMD) with considering both transient and steady state responses, simultaneously. This formulation is presented for undamped vibrations. For this purpose, the absolute value of the structural displacement ratio is minimized numerically. This procedure leads to optimum value of TMD's specifications. For numerical verification, the vibrations of some structures a controlled by proposed method. Results show the efficiency of the proposed technique in comparison with other existing approaches.

Key Words Tuned mass damper, Transient and steady state responses, Undamped vibration.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۰۲/۰۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۰۱/۱۷ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد مشهد.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استادیار، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد مشهد.

دست‌یابی به عنوان مقدار بهینه پیشنهاد می‌شود [4]. زیلتی و همکارانش با بیشینه کردن انرژی جذب شده توسط میراگر جرمی و کمینه‌سازی انرژی جنبشی سازه، کمیت‌های بهینه‌ی میراگر جرمی را به دست آورده‌اند [5].

میراگر جرمی با تمام ویژگی‌های مناسب، یک کاستی اساسی دارد؛ به طوری که ممکن است عملکرد سازه با تنظیم نادرست فرکانس و یا میرایی غیربهینه‌ی میراگر، بدتر شود. یک راهکار برای رفع این کاستی، استفاده از چند میراگر جرمی با ویژگی‌های دینامیکی مختلف است. میراگر جرمی چندگانه از چند میراگر جرمی تشکیل می‌گردد. در این حالت، می‌توان یک یا چند مود نوسان مختلف را کنترل نمود. این وسیله نسبت به یک میراگر جرمی، پهنای باند فرکانس وسیع‌تری را به وجود می‌آورد؛ به گونه‌ای که دامنه‌ی فرکانس سازه به شکل مناسب‌تری پوشش داده خواهد شد. هم‌چنین، در میراگرهای چندگانه به دلیل استفاده از چند میراگر جرمی جداگانه، احتمال خروج از تنظیم نیز کمتر می‌شود. از سوی دیگر، لی نتیجه گرفت که در میراگرهای جرمی چندگانه، به ازای نسبت جرمی به مشخص، افزایش تعداد میراگرهای جرمی سبب بهبود عملکرد آن می‌گردد؛ هرچند، به میرایی کوچک‌تری برای هر میراگر نیاز خواهد بود [6]. از این‌رو، در پاره‌ای موارد، میرایی اندک سبب حرکت زیاد جرم این میراگرهای می‌شود. وانگ و همکارانش یک روش بهینه‌سازی دومرحله‌ای را برای طراحی یک میراگر جرمی با در نظر گرفتن حرکت میراگر پیشنهاد کردند [7]. در این پژوهش، یک ضریب برای نشان دادن اهمیت کاهش حرکت میراگر در نظر گرفته شده است. آن‌ها دریافتند که با اندکی کاهش در تأثیر کنترلی میراگر بر پاسخ سازه، می‌توان حرکت آن را به طور چشم‌گیری کاهش داد. در پژوهشی که توسط لین و همکارانش انجام شد، همین روش بهینه‌سازی دومرحله‌ای برای طراحی میراگر جرمی چندگانه

مقدمه

میراگر جرمی یکی از مطمئن‌ترین ابزار کنترل سازه است. معمولاً این وسیله از یک جرم که به‌وسیله‌ی یک فنر و میراگر ویسکوز به سازه‌ی اصلی متصل شده است تشکیل می‌گردد. به طور کلی، عملکرد میراگر جرمی به چگونگی تنظیم آن بستگی دارد. برای افزایش کارایی این ابزار، تعیین ویژگی‌های بهینه‌ی آن از اهمیت زیادی برخوردار است. منظور از ویژگی‌های بهینه، مشخصاتی هستند که به‌ازای آن‌ها، میراگر جرمی بهترین عملکرد را داشته باشد. از این‌رو، پژوهشگران راهکارهای مختلفی را برای تعیین کمیت‌های بهینه‌ی میراگر جرمی پیشنهاد کرده‌اند.

کانتر سامانه‌ی دو درجه آزادی نامیرا را که از سازه‌ی اصلی و میراگر جرمی تشکیل می‌شود تحت حرکت هارمونیک زمین بررسی کرد و با صفر کردن پاسخ پایدار سازه، سختی بهینه‌ی میراگر جرمی را به دست آورد [1]. او سامانه‌ی دارای میرایی را نیز مورد بررسی قرار داده است.

از آنجا که عامل‌های بهینه‌ی میراگر جرمی به ویژگی‌های سازه و نیروی وارد بر آن بستگی دارد، تعیین منحصر به فرد آن‌ها کار دشواری خواهد بود. با وجود این، می‌توان مشخصات بهینه را به صورت مستقل از بارگذاری جستجو کرد و آن‌ها را از روی ویژگی‌های دینامیکی سازه به دست آورد. سادک و همکارانش به صورت عددی به جستجوی مقادیر بهینه‌ی میراگر جرمی پرداختند [2]. آن‌ها با برآش داده‌های به دست آمده روابطی را برای میرایی و تنظیم بهینه‌ی میراگر جرمی ارائه کردند. میراندا میراگرهای جرمی را با تحلیل مودی سامانه‌ی کلاسیک دو درجه آزادی بررسی نمود [3]. در این پژوهش رابطه‌سازی‌ها براساس انرژی نسبی جنبشی و کرنشی سامانه انجام شده بود. از آنجا که افزایش میرایی، از پاسخ سازه‌ها می‌کاهد، میراندا میراگرهای جرمی با میرایی بیشینه را توصیف کرده است که در آن بیشینه میرایی قابل

خسارت‌های وارد به سازه به وجود آمد. میراگر جرمی نیمه‌فعال یک جذب‌کننده ارتعاش است که با ویژگی‌های خود و بدون وارد کردن نیروی مستقیم می‌تواند نوسان‌های سازه را کاهش دهد. از نظر ناگارجایا و وارداراجان، میراگر جرمی نیمه‌فعال می‌تواند با مصرف توان کمتر عملکردی مشابه میراگر جرمی فعال داشته باشد [16]. آن‌ها میراگر جرمی نیمه‌فعال با سختی متغیر را بررسی کرده‌اند. چی و همکارانش نمونه‌ی دیگری از میراگرهای جرمی نیمه‌فعال را توصیف کرده‌اند [17]. آن‌ها از یک فنر با تکیه‌گاه متحرک به عنوان وسیله‌ی اتصاف انرژی سازه بهره جستند. ایسون و همکارانش رفتار سازه‌ای را که با یک میراگر جرمی غیرخطی و یک میراگر جرمی نیمه‌فعال کنترل می‌شود بررسی قرار داده‌اند [18]. آن‌ها نشان دادند که وقتی میراگر جرمی نیمه‌فعال به صورت سری به سازه‌ی اصلی و میراگر جرمی غیرخطی متصل می‌شود، رفتار سامانه بهبود پیدا می‌کند. این میراگر با جلوگیری از ورود میراگر جرمی غیرخطی به محدوده غیرخطی، دامنه‌ی پاسخ آن را کم می‌کند؛ در نتیجه جابه‌جاوی سازه‌ی اصلی نیز به شدت کاهش می‌یابد.

به دلیل این که در سازه‌های نامیرا، اثر پاسخ گذرا در جابه‌جاوی کل سازه قابل توجه است، در این پژوهش، راهکاری برای طراحی میراگر جرمی، با در نظر گرفتن هر دو پاسخ پایدار و گذرا ارائه خواهد شد.

به دست آوردن جابه‌جاوی سازه با تحلیل مودی
سامانه‌ی دو درجه آزادی بدون میراوسی که از سازه‌ی اصلی و میراگر جرمی تشکیل می‌شود، در شکل (۱) نشان داده شده است. در این شکل m و k به ترتیب جرم و سختی سازه و m_d و k_d ، جرم و سختی میراگر جرمی هستند. جابه‌جاوی زمین با u و جابه‌جاوی سازه و جرم میراگر نسبت به زمین به ترتیب با u_d و u نشان داده می‌شوند.

گسترش یافته است [8]. مایچر تأثیر میراگر جرمی چندگانه را بر سازه‌های بلند به صورت آزمایشی و عددی بررسی کرد [9]. در این پژوهش، او از دو میراگر جرمی آونگی برای کنترل سازه بهره جست. بررسی‌های او کاهش قابل توجهی را در دامنه‌ی ارتعاش خمشی و پیچشی سازه‌ی کنترل شده نشان داد.

با وجود این، زمانی که ساختمان بلندتر و سنگین‌تر می‌شود، برای دست‌یابی به سطح کاهش پاسخ مورد نیاز در هنگام وقوع زلزله یا باد شدید، به یک جرم اضافی سنگین‌تر در میراگر جرمی نیاز است که انتظار می‌رود حرکت بزرگ‌تری نیز داشته باشد. این جرم سنگین به فضای بسیار بزرگی نیاز دارد. در نتیجه، استفاده از آن از نظر اقتصادی و اجرایی شدنی نیست. یک راهکار برای رفع این مشکل استفاده از کنترل فعال است. سازه‌های فعال، سازه‌هایی هستند که توسط حسگر و محرک، پاسخ سازه را کاهش می‌دهند. میراگر جرمی فعال نخستین ساز و کاریست که برای کنترل فعال سازه‌ها در برابر زمین‌لرزه استفاده شده است [10]. چون میراگر جرمی فعال دارای اجزای فعال و غیرفعال است، حتی اگر محرک هم از کار بیفتاد، همچنان به کنترل سازه کمک شایانی خواهد کرد [11].

اگر سامانه‌ی کنترل فعال، برای کاهش حرکت سازه مورد استفاده قرار گیرد، باید نیروی بزرگی تولید شود. محدودیت توان محرک، از اجرایی شدن این سامانه در ساختمان‌های واقعی جلوگیری می‌کند. از این‌رو، میراگرهای جرمی چندگانه‌ی فعال توسط لی و لیو معرفی شدند [12,13]. لی و ژیونگ عملکرد میراگرهای جرمی چندگانه‌ی فعال را برای سازه‌های نامتقارن بررسی کرده‌اند [14]. هم‌چنین، پژوهشی توسط لی و همکارانش بر روی میراگرهای جرمی چندگانه‌ی فعال، برای سازه‌های نامتقارن و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام شده است [15]. با وجود این، سامانه‌های فعال نیازمند منابع قدرت بزرگی هستند و مشکلات اجرایی دارند. در نتیجه، کنترل نیمه‌فعال به عنوان یک روش مؤثر برای کاهش

بردار جابه‌جایی است. با انتقال این معادله به مختصات مودی، فرکانس مودها بدست می‌آیند:

$$\omega_{i,2} = \omega_s \left(\frac{f_d^2 + f^2\mu + f^2}{2f_d^2} \mp \sqrt{\frac{f^4\mu^2 + 2f^4\mu + f^4 + 2f^2f_d^2\mu - 2f^2f_d^2 + f_d^4}{2f_d^2}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

همچنین، بردارهای شکل نوسان این سامانه به شکل زیر خواهد بود:

$$\Phi_{1,2} = \begin{Bmatrix} \frac{f^2 - f^2\mu - f_d^2}{2f^2} \pm \\ \sqrt{\frac{f^4\mu^2 + 2f^4\mu + f^4 + 2f^2f_d^2\mu - 2f^2f_d^2 + f_d^4}{2f^2}} \end{Bmatrix}^T \quad (9)$$

سرانجام، بردار جابه‌جایی به شکل زیر بدست می‌آید:

$$\mathbf{U} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{u}_d \end{Bmatrix} = [\Phi_1 \quad \Phi_2] \begin{Bmatrix} \mathbf{z}_1 \\ \mathbf{z}_2 \end{Bmatrix} \quad (10)$$

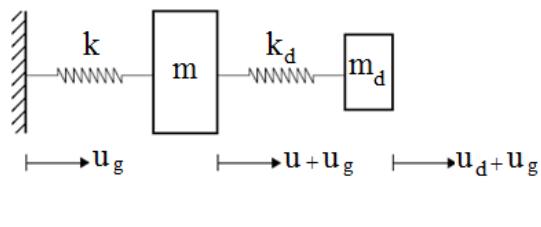
در این رابطه، \mathbf{z}_1 و \mathbf{z}_2 به ترتیب مختصه‌ی مودی برای مود اول و دوم هستند که برای تعیین جابه‌جایی سازه باید بدست آیند. با جاگذاری رابطه‌ی (10) در (7) و ضرب آن در Φ_i^T ، رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$\sum_{n=1}^2 \Phi_i^T M \Phi_i \ddot{z}_n + \sum_{n=1}^2 \Phi_i^T K \Phi_n z_n = -\Phi_i^T M I \ddot{u}_g \quad i = 1, 2 \quad (11)$$

که با استفاده از خاصیت تعامد مودها، فقط جمله‌هایی که در آنها $i = n$ است، غیرصفر خواهند بود. پس این رابطه به شکل زیر خلاصه می‌شود:

$$\Phi_i^T M \Phi_i \ddot{z}_i + \Phi_i^T K \Phi_i z_i = -\Phi_i^T M I \ddot{u}_g \quad i = 1, 2 \quad (12)$$

بنابراین، با جداسازی معادلات مودی از یکدیگر به این روش، می‌توان پاسخ‌های خصوصی و عمومی این معادله را برای هر یک از مودها یافت. با در نظر گرفتن جابه‌جایی و سرعت اولیه برابر صفر،



شکل ۱ سامانه‌ی دو درجه آزادی نامیرا شامل سازه‌ی اصلی و میراگر جرمی

این سامانه تحت حرکت هارمونیک زمین با

شتایبی به شکل زیر در نظر گرفته خواهد شد:

$$\ddot{u}_g = a \sin(\Omega t) \quad (1)$$

در این رابطه، a و Ω به ترتیب دامنه‌ی شتاب زمین و فرکانس حرکت آن هستند. همچنین، زمان با t نشان داده شده است.

با ترکیب ویژگی‌های سازه، میراگر جرمی و تحریک، سه کمیت نسبت جرمی، نسبت فرکانس سازه و نسبت فرکانس میراگر به شکل زیر تعریف می‌شوند:

$$\mu = \frac{m_d}{m} \quad (2)$$

$$f = \frac{\Omega}{\omega_s} \quad (3)$$

$$f_d = \frac{\Omega}{\omega_d} \quad (4)$$

فرکانس طبیعی سازه و میراگر جرمی، در حالتی که جدا از یکدیگر فرض شوند، به ترتیب $\omega_d = \sqrt{k_d/m_d}$ و $\omega_s = \sqrt{k/m}$ خواهند بود. ماتریس‌های جرم و سختی این سامانه به شکل زیر هستند:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} = m \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \mu \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} = k \begin{bmatrix} 1 + \frac{f^2}{f_d^2}\mu & -\frac{f^2}{f_d^2}\mu \\ -\frac{f^2}{f_d^2}\mu & \frac{f^2}{f_d^2}\mu \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\text{معادله‌ی حرکت را می‌توان چنین نوشت:} \\ M\ddot{U} + KU = -MI\ddot{u}_g \quad (7)$$

که در آن I بردار ستونی با درایه‌های واحد و U

رابطه‌ی (۱۴) به دست آورده:

$$t_{\omega_e} = \max \left\{ 5\omega_s T_s = 10\pi, 5\omega_s T = \frac{10\pi}{f} \right\} \quad (17)$$

در این رابطه، T دوره‌ی تناوب حرکت زمین را نشان می‌دهد. اگر $\omega_s \geq \Omega$ ، عبارت اول و اگر $\omega_s < \Omega$ ، عبارت دوم غالب خواهد بود.

رابطه‌ی (۱۴) نشان می‌دهد که با افزایش f_d ، سختی میراگر جرمی کاهش می‌یابد؛ پس برای مقدارهای بسیار بزرگ آن، سختی میراگر تقریباً صفر خواهد شد. به همین دلیل، رفتار سازه فقط به ازای $f_d < 10$ مورد بررسی قرار می‌گیرد. مطالعه‌ی رفتار سازه برای مقدارهای مختلف f_d به صورت عددی انجام می‌شود. بر این اساس، نخست برای مقدار مشخص f و m ، نمودار R در بازه‌ی $t_{\omega_e} \leq t \leq 0$ و برای مقدارهای مختلف f_d رسم می‌گردد. سپس، مقداری که کمترین میانگین را داشته باشد، به عنوان مقدار بهینه برگزیده می‌شود. روشن است که تابع قدرمطلق نسبت جابه‌جایی سازه (R)، به ازای مقادیر بهینه، کمترین حجم زیر منحنی را نیز در بازه‌ی در نظر گرفته شده برای t_{ω_e} خواهد داشت. جدول (۱) مقادیر بهینه‌ی f_d را برای نسبت جرم‌ها و نسبت فرکانس‌های مختلف سازه نشان می‌دهد.

سنجدش مقادیر پیشنهادی با رابطه‌های

کانر و زیلتی

پژوهشگران راهکارهای گوناگونی را برای طراحی میراگر جرمی پیشنهاد کرده‌اند. در این بخش، عملکرد مقادیر پیشنهادشده در جدول (۱) با چند رابطه‌ی به دست آمده توسط پژوهشگران دیگر سنجدیده می‌شود. کانر با صفر کردن پاسخ پایدار سازه‌ی اصلی در سامانه‌ی دو درجه آزادی نامیرا که از سازه و میراگر جرمی تشکیل می‌شد و تحت حرکت هارمونیک زمین قرار داشت، سختی میراگر جرمی را به دست آورد [۱]:

مختصه‌های مودی به شکل زیر به دست خواهند آمد:

$$z_i = \frac{\phi_i^T M I a}{\phi_i^T M \phi_i (\omega_i^2 - \Omega^2)} \left(\frac{\Omega}{\omega_i} \sin(\omega_i t) - \sin(\Omega t) \right) \quad i=1,2 \quad (18)$$

جمله‌ی دارای $\sin(\Omega t)$ مربوط به پاسخ پایدار و جمله‌ی دارای $\sin(\omega_i t)$ مربوط به پاسخ گذرا هستند.

یافتن مقادیر بهینه با روش پیشنهادی

در بخش پیش، جابه‌جایی سازه با تحلیل مودی به دست آمد که این رابطه بر حسب کمیت‌های f ، f_d ، μ ، a ، m و t بود. برای این که بتوان k ، m و a را از این رابطه حذف کرد، کمیت t_{ω_e} به این شکل تعریف می‌شود:

$$t_{\omega_e} = \omega_s t = 2\pi \frac{t}{T_s} \quad (19)$$

که در آن، T_s دوره‌ی تناوب طبیعی سازه‌ی اصلی است. سپس، دامنه‌ی جابه‌جایی استاتیکی سازه به شکل زیر فرض می‌گردد:

$$u_{st_0} = \frac{ma}{k} \quad (20)$$

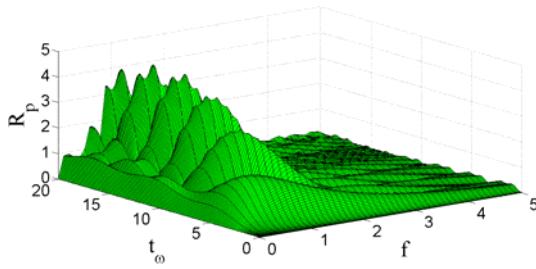
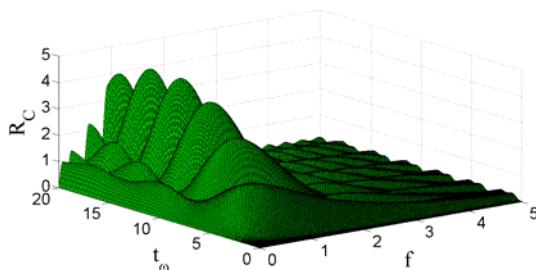
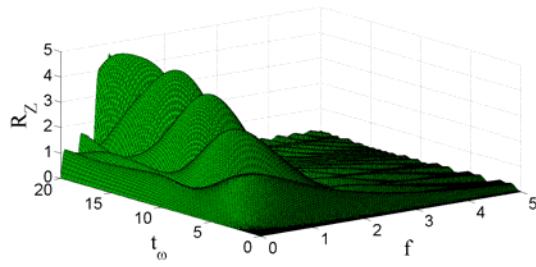
پس از آن، قدرمطلق نسبت جابه‌جایی دینامیکی سازه به دامنه‌ی جابه‌جایی استاتیکی آن به دست می‌آید:

$$R = \left| \frac{u}{u_{st_0}} \right| \quad (21)$$

این تابع بر حسب کمیت‌های f ، f_d ، μ و a است. بدین ترتیب می‌توان برای مقدار مشخص f و m ، مقدار بهینه‌ی f_d را به دست آورد. از میان مقادیر مختلف f_d ، مقداری که کمترین میانگین را برای تابع R ، در یک بازه‌ی زمانی معین ارائه کند، به عنوان مقدار بهینه انتخاب می‌شود. برای این‌که رفتار سازه در اثر تحریک مورد نظر به طور کامل مورد بررسی قرار گیرد، نمودار تابع به دست آمده در بازه‌ی $t_{\omega_e} \leq t \leq 0$ رسم می‌شود. عامل t_{ω_e} را می‌توان با جاگذاری پنج برابر پیشنهادی دوره‌ی تناوب سازه یا زمین به جای t در

جدول ۱ مقادیر بهینه‌ی f_d

μ	f	$0/01$	$0/02$	$0/03$	$0/04$	$0/05$	$0/06$	$0/07$	$0/08$	$0/09$	$0/10$	$0/11$	$0/12$	$0/13$	$0/14$	$0/15$	
۰/۱																	
۱/۱۵۴	۱/۱۴۹	۱/۱۴۳	۱/۱۳۸	۱/۱۳۰	۱/۱۲۴	۱/۱۲۰	۱/۱۲۳	۱/۱۲۰	۱/۱۲۷	۱/۱۲۴	۱/۱۲۱	۱/۱۱۹	۱/۱۱۹	۱/۱۱۸	۱/۱۱۷	۰/۱	
۱/۱۵۳	۱/۱۴۸	۱/۱۴۴	۱/۱۳۹	۱/۱۳۶	۱/۱۳۳	۱/۱۳۲	۱/۱۳۲	۱/۱۳۱	۱/۱۳۱	۱/۱۲۹	۱/۱۲۸	۱/۱۲۷	۱/۱۲۶	۱/۱۲۴	۰/۲		
۱/۱۵۷	۱/۱۵۲	۱/۱۴۷	۱/۱۴۳	۱/۱۴۰	۱/۱۳۵	۱/۱۳۰	۱/۱۲۷	۱/۱۲۶	۱/۱۲۶	۱/۱۲۲	۱/۱۲۲	۱/۱۱۹	۱/۱۱۸	۱/۱۱۸	۱/۱۱۶	۰/۳	
۱/۱۵۰	۱/۱۴۸	۱/۱۴۰	۱/۱۴۲	۱/۱۳۹	۱/۱۳۵	۱/۱۳۱	۱/۱۲۷	۱/۱۲۲	۱/۱۱۸	۱/۱۱۸	۱/۱۱۸	۱/۱۱۸	۱/۱۱۷	۱/۱۱۵	۰/۴		
۱/۱۶۱	۱/۱۵۶	۱/۱۵۲	۱/۱۴۷	۱/۱۴۲	۱/۱۳۸	۱/۱۳۰	۱/۱۳۲	۱/۱۲۸	۱/۱۲۶	۱/۱۲۴	۱/۱۲۵	۱/۱۲۴	۱/۱۲۳	۱/۱۲۲	۰/۵		
۱/۱۴۳	۱/۱۴۰	۱/۱۳۷	۱/۱۳۴	۱/۱۳۲	۱/۱۲۹	۱/۱۲۷	۱/۱۲۵	۱/۱۲۴	۱/۱۲۴	۱/۱۲۳	۱/۱۲۱	۱/۱۲۱	۱/۱۲۲	۱/۱۲۰	۰/۶		
۱/۱۳۳	۱/۱۲۹	۱/۱۲۸	۱/۱۲۸	۱/۱۲۷	۱/۱۲۷	۱/۱۲۷	۱/۱۲۶	۱/۱۲۳	۱/۱۱۷	۱/۱۱۰	۱/۱۰۲	۱/۰۹۸	۱/۰۹۱	۱/۰۷۰	۰/۷		
۱/۱۲۰	۱/۱۱۴	۱/۱۰۹	۱/۱۰۵	۱/۱۰۲	۱/۱۰۰	۱/۰۹۸	۱/۰۹۸	۱/۰۹۹	۱/۱۰۰	۱/۱۰۰	۱/۰۹۹	۱/۰۹۷	۱/۰۹۰	۱/۰۸۸	۰/۸		
۱/۰۹۷	۱/۱۰۱	۱/۰۹۷	۱/۰۹۰	۱/۰۸۳	۱/۰۷۶	۱/۰۷۶	۱/۰۷۶	۱/۰۷۶	۱/۰۵۲	۱/۰۴۴	۱/۰۳۵	۱/۰۲۶	۱/۰۱۸	۱/۰۰۸	۰/۹		
۱/۰۷۸	۱/۰۷۴	۱/۰۷۱	۱/۰۶۶	۱/۰۶۴	۱/۰۶۱	۱/۰۵۴	۱/۰۴۸	۱/۰۴۴	۱/۰۳۸	۱/۰۳۱	۱/۰۲۵	۱/۰۱۹	۱/۰۱۱	۱/۰۰۴	۱/۰		
۱/۰۴۸	۱/۰۳۵	۱/۰۲۹	۱/۰۲۸	۱/۰۲۹	۱/۰۲۸	۱/۰۲۸	۱/۰۲۱	۱/۰۲۲	۱/۰۲۹	۱/۰۲۳	۱/۰۲۰	۱/۰۲۳	۱/۰۲۲	۱/۰۲۱	۱/۱		
۱/۰۷۰	۱/۰۷۱	۱/۰۶۰	۱/۰۴۴	۱/۰۳۰	۱/۰۱۹	۱/۰۱۰	۰/۹۹۷	۰/۹۸۶	۰/۹۷۸	۰/۹۷۳	۰/۹۷۳	۰/۹۷۳	۰/۹۷۲	۰/۹۷۱	۱/۰۴۲	۱/۲	
۱/۰۲۳	۱/۰۲۳	۱/۰۲۳	۱/۰۲۱	۱/۰۲۱	۱/۰۲۹	۱/۰۲۴	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۳		
۱/۰۴۵	۱/۰۳۴	۱/۰۲۵	۱/۰۱۶	۱/۰۰۷	۰/۹۹۷	۰/۹۸۹	۰/۹۸۲	۰/۹۷۸	۰/۹۷۹	۰/۹۸۰	۰/۹۷۱	۰/۹۷۱	۰/۹۷۱	۰/۹۷۲	۱/۰۳۲	۱/۴	
۱/۰۳۴	۱/۰۳۴	۱/۰۲۳	۱/۰۲۱	۱/۰۲۸	۱/۰۲۷	۱/۰۲۳	۱/۰۲۳	۱/۰۲۲	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰۲۶	۱/۰		
۱/۰۸۶	۱/۰۸۳	۱/۰۷۸	۱/۰۷۱	۱/۰۷۰	۱/۰۶۸	۱/۰۶۸	۱/۰۶۳	۱/۰۶۳	۱/۰۶۳	۱/۰۶۳	۱/۰۶۳	۱/۰۶۳	۱/۰۶۳	۱/۰۶۳	۱/۰۵۳	۱/۶	
۱/۰۷۶	۱/۰۷۰	۱/۰۷۴	۱/۰۶۴	۱/۰۶۰	۱/۰۵۷	۱/۰۵۸	۲/۰۰۰	۱/۹۴۳	۱/۹۱۴	۱/۸۹۴	۱/۸۷۸	۱/۷۱۷	۱/۷۴۶	۱/۷۴۱	۱/۷		
۲/۰۴۰	۲/۰۱۲	۱/۹۲۲	۱/۹۲۲	۱/۹۱۷	۱/۹۱۲	۱/۹۰۶	۱/۷۶۳	۱/۷۶۳	۱/۷۷۳	۱/۷۷۳	۱/۷۷۸	۱/۷۸۱	۱/۷۸۶	۱/۷۸۳	۱/۷۶۷	۱/۸	
۲/۱۷۹	۱/۹۴۱	۱/۹۰۱	۱/۸۳۳	۱/۸۲۶	۱/۸۲۴	۱/۸۲۹	۲/۱۴۲	۲/۱۳۸	۲/۱۲۱	۱/۸۹۹	۱/۹۰۰	۱/۹۱۹	۱/۹۳۰	۱/۹۳۹	۱/۹		
۲/۳۰۸	۲/۰۸۱	۲/۰۸۲	۲/۰۸۳	۲/۰۷۸	۲/۰۷۶	۲/۰۷۶	۲/۰۷۶	۲/۰۷۹	۲/۰۲۸	۲/۰۲۰	۲/۰۲۶	۲/۰۲۴	۲/۰۱۸	۱/۹۸۱	۲/۰		
۲/۳۱۶	۲/۳۱۲	۲/۳۰۷	۲/۰۳۶	۲/۰۳۱	۲/۰۲۹	۲/۰۲۷	۲/۰۲۷	۲/۰۲۸	۲/۱۸۴	۲/۱۷۸	۲/۱۷۷	۲/۱۳۹	۲/۱۳۶	۲/۱۳۴	۲/۱		
۲/۰۳۸	۲/۰۵۰	۲/۰۴۶	۲/۰۴۲	۲/۰۴۷	۲/۰۴۱	۲/۰۲۰	۲/۰۲۰	۲/۰۲۱	۲/۰۲۲	۲/۰۲۷	۲/۰۲۶	۲/۰۲۵	۲/۰۲۱	۲/۱۸۷	۲/۲		
۲/۰۹۰	۲/۰۵۸	۲/۰۳۷	۲/۰۳۸	۲/۰۳۱	۲/۰۳۶	۲/۰۲۰	۲/۰۱۰	۲/۰۰۰	۲/۰۴۹	۲/۰۴۹	۲/۰۴۹	۲/۰۴۹	۲/۰۴۹	۲/۰۴۹	۲/۰۳۴	۲/۳	
۲/۰۷۹	۲/۰۷۲	۲/۰۷۱	۲/۰۷۳	۲/۰۷۰	۲/۰۱۲	۲/۰۱۰	۲/۰۱۹	۲/۰۳۱	۲/۰۲۸	۲/۰۲۱	۲/۰۲۰	۲/۰۲۰	۲/۰۲۰	۲/۰۲۰	۲/۰۳۴	۲/۴	
۳/۰۷۴	۲/۰۵۶	۲/۰۵۰	۲/۰۵۱	۲/۰۵۱	۲/۰۵۷	۲/۰۵۰	۲/۰۵۰	۲/۰۵۷	۲/۰۶۰	۲/۰۶۰	۲/۰۶۰	۲/۰۶۰	۲/۰۶۰	۲/۰۶۰	۲/۰۴۲	۲/۵	
۳/۰۶۱	۳/۰۴۴	۳/۰۲۲	۳/۰۱۴	۳/۰۰۷	۳/۰۰۷	۳/۰۰۷	۳/۰۰۷	۳/۰۰۸	۲/۰۵۶	۲/۰۵۶	۲/۰۵۸	۲/۰۶۰	۲/۰۶۰	۲/۰۶۰	۲/۰۵۰	۲/۶	
۳/۰۱۲	۳/۰۰۶	۳/۰۰۴	۳/۰۰۹	۳/۰۰۷	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۳/۰۰۴	۲/۷۴۰	۲/۷	
۲/۹۲۴	۲/۹۲۹	۲/۹۴۸	۲/۹۰۴	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۹۰۷	۲/۸۱۱	۲/۸	
۳/۷۱۹	۳/۷۱۴	۳/۷۳۴	۲/۸۱۷	۲/۸۱۴	۲/۸۱۴	۲/۸۱۴	۲/۸۱۴	۲/۸۱۴	۲/۸۱۷	۲/۸۱۷	۲/۸۱۷	۲/۸۱۷	۲/۸۱۷	۲/۸۱۷	۲/۹۱۴	۲/۹	
۳/۰۰۳	۳/۰۵۶	۳/۴۹۴	۳/۴۵۵	۳/۴۳۸	۳/۴۰۴	۳/۳۸۰	۳/۳۶۲	۳/۳۳۱	۳/۳۰۸	۳/۲۸۰	۳/۲۸۰	۳/۲۸۰	۳/۲۸۰	۳/۲۸۰	۳/۰۱۷	۳/۰	
۳/۴۷۸	۳/۴۳۵	۳/۴۱۲	۳/۳۲۲	۳/۳۲۴	۳/۳۱۸	۳/۳۱	۳/۲۵۴	۳/۲۴۶	۳/۲۲۷	۳/۲۱۹	۳/۱۹۰	۳/۱۶۲	۳/۱۴۹	۳/۱۴۶	۳/۱		
۳/۸۲۲	۳/۸۰۴	۳/۳۶۱	۳/۳۶۰	۳/۳۴۴	۳/۳۳۳	۳/۸۱۱	۳/۷۸۶	۳/۷۵۸	۳/۱۷۳	۳/۱۹۱	۳/۱۸۷	۳/۱۸۳	۳/۱۹۸	۳/۱۹۱	۳/۲		
۳/۷۱۶	۳/۷۷۸	۳/۸۰۵	۳/۶۷۳	۳/۶۷۶	۳/۶۵۷	۳/۶۴۷	۳/۵۱۹	۳/۵۱۲	۳/۵۰۳	۳/۴۹۰	۳/۴۶۷	۳/۳۹۸	۳/۳۵۱	۳/۳۴۷	۳/۳		
۳/۰۷۲	۳/۰۳۰	۳/۹۷۷	۳/۹۰۸	۳/۷۰۲	۳/۶۹۳	۳/۸۰۳	۳/۸۰۸	۳/۸۰۸	۳/۶۵۹	۳/۵۰۲	۳/۵۱۲	۳/۴۲۴	۳/۴۱۳	۳/۴۱۳	۳/۴		
۴/۰۱۷	۴/۰۷۷	۴/۰۶۰	۴/۰۱۳	۳/۸۱۹	۳/۸۱۷	۳/۸۱۴	۳/۷۶۰	۳/۷۶۷	۳/۶۶۳	۳/۶۵۴	۳/۶۴۵	۳/۶۲۵	۳/۵۶۷	۳/۵۴۰	۳/۵		
۴/۲۷۳	۴/۲۵۰	۴/۰۲۸	۳/۹۴۱	۳/۹۳۲	۳/۹۲۵	۳/۷۶۰	۳/۷۶۰	۳/۷۶۰	۳/۷۰۷	۳/۷۰۷	۳/۷۰۷	۳/۷۰۷	۳/۷۰۷	۳/۷۰۷	۳/۶		
۴/۲۴۲	۴/۱۹۸	۴/۱۰۲	۴/۰۸۷	۴/۰۸۰	۴/۰۷۸	۴/۰۵۰	۴/۰۵۰	۴/۰۵۰	۴/۰۲۱	۴/۰۲۱	۴/۰۲۱	۴/۰۲۱	۴/۰۲۱	۴/۰۲۱	۴/۰		
۴/۰۷۶	۴/۳۰۰	۴/۳۰۴	۴/۳۰۵	۴/۳۰۴	۴/۰۱۲	۴/۰۱۸	۴/۲۰۳	۴/۰۱۷	۴/۰۱۷	۴/۰۱۷	۴/۰۱۷	۴/۰۹۷	۴/۰۹۷	۴/۰۹۸	۳/۹۰۰	۳/۹	
۴/۰۱۵	۴/۰۳۸	۴/۵۳۳	۴/۲۴۱	۴/۲۲۴	۴/۲۲۴	۴/۰۲۹	۴/۱۶۷	۴/۱۸۰	۴/۱۷۳	۴/۱۵۹	۴/۱۳۶	۴/۰۹۷	۴/۰۹۷	۴/۰۹۷	۳/۸۲۴	۳/۸	
۴/۱۸۲	۴/۷۹۹	۴/۷۴۱	۴/۰۹۹	۴/۴۶۰	۴/۴۳۹	۴/۳۰۹	۴/۳۰۶	۴/۳۳۶	۴/۳۳۳	۴/۰۸۷	۴/۰۷۹	۴/۰۷۹	۴/۰۷۹	۴/۰۷۹	۴/۰۷۹	۴/۰	
۴/۷۵۵	۴/۷۱۲	۴/۳۶۵	۴/۶۱۷	۴/۶۱۴	۴/۶۵	۴/۳۴۵	۴/۳۴۵	۴/۳۴۸	۴/۳۲۷	۴/۳۲۷	۴/۳۲۲	۴/۲۸۱	۴/۲۱۰	۴/۱۹۳	۴/۱۴۷	۴/۱	
۵/۰۰۲	۵/۰۳۸	۴/۷۵۰	۴/۷۳۷	۴/۷۱۲	۴/۶۸۴	۴/۶۷۶	۴/۶۵۸	۴/۲۸۷	۴/۲۹۷	۴/۳۰۹	۴/۲۹۵	۴/۲۸۷	۴/۲۹۶	۴/۲۹۶	۴/۲۲۹	۴/۲	
۴/۹۹۳	۴/۹۰۶	۴/۸۷۰	۴/۸۰۱	۴/۶۴۷	۴/۶۳۱	۴/۶۲۷	۴/۶۸۰	۴/۶۹۰	۴/۵۲۱	۴/۵۰۷	۴/۴۸۵	۴/۴۳۸	۴/۳۵۸	۴/۳۴۹	۴/۳		
۵/۰۲۶	۴/۹۰۸	۴/۸۷۱	۴/۷۳۵	۴/۷۳۳	۴/۸۷۳	۴/۸۶۲	۴/۸۴۵	۴/۷۹۷	۴/۶۴۹	۴/۵۴۶	۴/۵۱۷	۴/۴۶۶	۴/۴۶۶	۴/۴۶۶	۴/۴۲۶	۴/۴	
۵/۰۲۱	۵/۰۲۶	۵/۰۲۱	۵/۰۱۲	۴/۷													

شکل ۲ نمودار R_p برای $\mu = 0.05$ شکل ۳ نمودار R_C برای $\mu = 0.05$ شکل ۴ نمودار R_Z برای $\mu = 0.05$

اکنون، برای نسبت جرم‌های معین و محدوده‌ی $5 \leq f \leq 0$ و $t_ω \leq t_0$ ، مقدارهای پیشنهادی با رابطه‌های کانز و زیلتی مقایسه می‌گردد. کمیت t_0 در رابطه‌ی (۱۷) تعریف شده است. برای انجام این کار، کمیت A_C به عنوان نسبت مساحت قسمت‌هایی که در آنها R_p بزرگ‌تر از R_C باشد به بخش‌هایی که در آنها R_C بزرگ‌تر از R_p است، معرفی می‌شود. همچنین، نسبت مساحت بخش‌هایی که در آنها R_p بزرگ‌تر از R_Z باشد به مساحت قسمت‌هایی که در آنها R_Z بزرگ‌تر از R_p است، با نماد A_Z نشان داده می‌شود:

$$k_{d_C} = \frac{m m_d \Omega^2}{m + m_d} \quad (18)$$

از سوی دیگر، زیلتی و همکارانش با معیار کمینه‌سازی انرژی جنبشی سازه‌ی اصلی و بیشینه کردن انرژی جذب شده توسط میراگر جرمی، توانستند سختی میراگر جرمی را تعیین کنند [۵]:

$$k_{d_Z} = \frac{m_d k}{m + m_d} \quad (19)$$

با توجه به رابطه‌های (۱۸) و (۱۹)، نسبت فرکانس حرکت زمین به فرکانس میراگرهای کانز و زیلتی به ترتیب به شکل زیر خواهد بود:

$$f_{d_C} = \sqrt{1 + \mu} \quad (20)$$

$$f_{d_Z} = f \sqrt{1 + \mu} \quad (21)$$

قدر مطلق نسبت جابه‌جایی سازه به دامنه‌ی جابه‌جایی استاتیکی آن، برای سه حالت مورد نظر، یعنی برای سازه‌ی متصل به میراگر جرمی پیشنهادشده در این مقاله، کانز و زیلتی به ترتیب با R_p ، R_C و R_Z نشان داده می‌شوند:

$$R_p = R|_{f_d = f_{d_p}} \quad (22)$$

$$R_C = R|_{f_d = f_{d_C}} \quad (23)$$

$$R_Z = R|_{f_d = f_{d_Z}} \quad (24)$$

در رابطه‌ی (۲۲)، کمیت f_{d_p} نشان‌دهنده‌ی مقادیر پیشنهادی میراگر جرمی پیشنهادی است که در جدول (۱) آمده‌اند. بدین ترتیب، می‌توان عامل‌های R_p ، R_C و R_Z را بر حسب f ، μ و t_0 به دست آورد. برای بررسی عملکرد میراگرهای مورد نظر، نخست نمودار این سه کمیت برای مقدار مشخص $\mu = 0.05$ رسم می‌شوند. سپس، برای ارزیابی آن‌ها به ازای تمام مقادیر μ ، کمیت‌های جدیدی معرفی می‌گردد.

شکل‌های (۲)، (۳) و (۴) به ترتیب نمودارهای R_Z و R_C و R_p را برای ازای $\mu = 0.05$ و برای $0 \leq f \leq 5$ و $0 \leq t_0 \leq 20$ نشان می‌دهند.

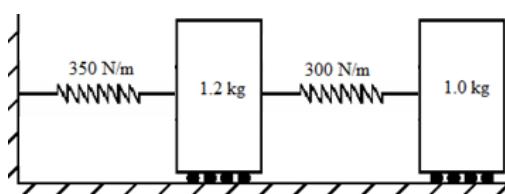
پیشنهادی نسبت به میراگر کانر، به ویژه برای نسبت جرم‌های کوچک، مشهود است. به ازای نسبت جرم‌های کوچک، با افزایش آن، احتمال بهینه بودن مقادیر پیشنهادی نسبت به رابطه‌ی کانر، کاهش و نسبت به رابطه‌ی زیلتی، افزایش می‌یابد؛ چون در این ناحیه، کمیت‌های A_C و A_Z به ترتیب صعودی و نزولی هستند.

نتایج عددی

برای بررسی کارایی میراگر جرمی پیشنهادی در سازه‌های مختلف، یک سازه‌ی دو درجه آزادی و یک ساختمان برپیشی پنج طبقه مورد مطالعه قرار می‌گیرند. علاوه بر سنجیدن این میراگر جرمی، عملکرد میراگرهای پیشنهادشده توسط کانر و زیلتی نیز بررسی خواهد شد.

سامانه‌ی دو درجه آزادی

شکل (۶) یک سامانه‌ی دو درجه آزادی را نشان می‌دهد [19]. چون در جدول (۱) نسبت‌های بهینه‌ی فرکانس میراگر جرمی برای کنترل حرکت سازه‌ی نامیرا به دست آمد، در اینجا نیز سازه‌ی مورد نظر به صورت بدون میرایی فرض می‌شود.



شکل ۶ سازه‌ی دو درجه آزادی [19]

جرم مؤثر مودی و فرکانس طبیعی زاویه‌ای مود اویل این سامانه برابر با مقادیر زیر است:

$$m_1 = 2/0.62 \quad \text{kg}$$

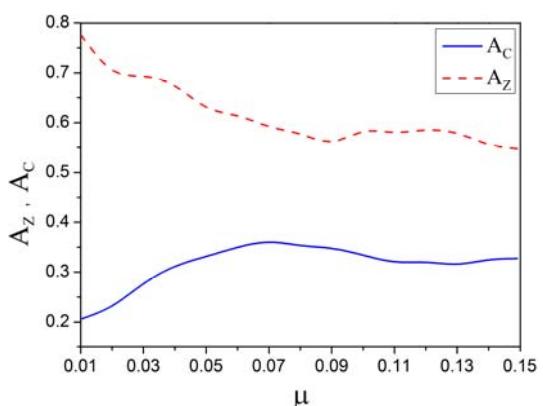
$$\omega_1 = 11/0.23 \quad \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

$$A_C = \begin{cases} 0 < f \leq 5, 0 \leq t_{\omega} \leq t_{\omega_e} & | R_C < R_p \\ 0 < f \leq 5, 0 \leq t_{\omega} \leq t_{\omega_e} & | R_C > R_p \end{cases} \quad (25)$$

$$A_Z = \begin{cases} 0 < f \leq 5, 0 \leq t_{\omega} \leq t_{\omega_e} & | R_Z < R_p \\ 0 < f \leq 5, 0 \leq t_{\omega} \leq t_{\omega_e} & | R_Z > R_p \end{cases} \quad (26)$$

کمیت‌های A_C و A_Z برای ارزیابی محدوده‌هایی از f و t_{ω} که در آن‌ها مقدارهای پیشنهادی بر رابطه‌های کانر و زیلتی برتری دارد، به کار می‌روند. روشن است، چنانچه کمیت‌های A_C و A_Z کمتر از یک شوند، عملکرد سختی پیشنهادی (جدول ۱) از سختی کانر (رابطه‌ی ۱۸) و سختی زیلتی (رابطه‌ی ۱۹) بهتر می‌باشد. وارون این نکته نیز برقرار است.

در شکل (۵) نمودار کمیت‌های A_C و A_Z نسبت به μ رسم شده‌اند. این دو کمیت به ترتیب نشان‌دهنده‌ی عملکرد سختی پیشنهادی در مقابل سختی‌های کانر و زیلتی هستند.



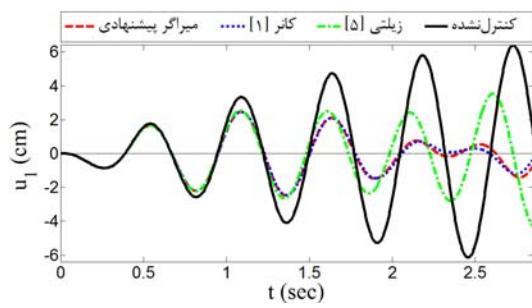
شکل ۵ نمودار کمیت‌های A_C و A_Z نسبت به μ

چنان که در این شکل مشخص است، هر دو کمیت A_C و A_Z به ازای تمام نسبت‌های جرمی کوچک‌تر از یک هستند. این نشان می‌دهد که احتمال بهینه بودن مقادیر پیشنهادی در همه‌ی بازه‌ی مورد نظر بیش از روابط کانر و زیلتی می‌باشد. هم‌چنین، در این شکل، برتری قابل توجه عملکرد میراگر جرمی

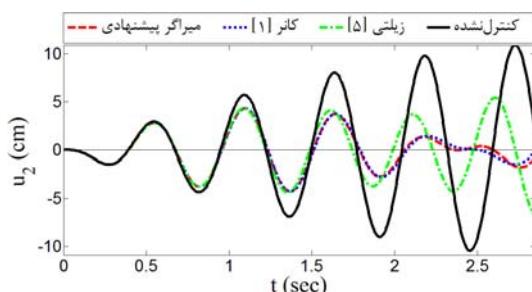
برای محاسبه‌ی سختی میراگر زیلتی، کمیت k از رابطه‌ی زیر به دست آمده است:

$$k = \omega_l^2 m_l \quad (28)$$

نمودار جابه‌جایی درجه‌های آزادی اول و دوم این سازه نسبت به زمین، بر حسب زمان در شکل‌های (۷) و (۸) رسم شده‌اند. چنان‌که این شکل‌ها نشان می‌دهند، هر سه میراگر جرمی، با خارج کردن این سامانه از حالت تشدید، سبب بهبود پاسخ آن می‌شوند. با این حال، میراگر جرمی پیشنهادشده در این مقاله و میراگر جرمی کانر تأثیر مناسب‌تری بر جابه‌جایی این سازه دارند.



شکل ۷ جابه‌جایی درجه‌ی آزادی اول سازه‌ی دو درجه آزادی



شکل ۸ جابه‌جایی درجه‌ی آزادی دوم سازه‌ی دو درجه آزادی

چون میراگر جرمی پیشنهادی بر خلاف دو میراگر دیگر با در نظر گرفتن هر دو پاسخ پایدار و گذرا طراحی شده است، سنجش کارایی آن در موقعیت که پاسخ گذرای سازه ناچیز است نیز اهمیت ویژه‌ای خواهد داشت. به همین دلیل، بخشی از نمودار جابه‌جایی درجه‌ی آزادی دوم این سازه در شکل (۹) بزرگ‌نمایی شده است.

این سامانه تحت حرکت هارمونیک زمین با شتابی که در رابطه‌ی (۱) نشان داده شد، قرار می‌گیرد. به دلیل این‌که در تحلیل خطی، دامنه‌ی شتاب زمین تأثیری در نوع رفتار سازه ندارد و فقط در کل جابه‌جایی آن ضرب می‌شود، این کمیت برابر واحد فرض خواهد شد. برای بررسی کارایی میراگر جرمی در حالت‌های نزدیک تشدید، می‌توان فرکانس حرکت زمین را به شکل زیر در نظر گرفت:

$$\Omega = ۱۲ \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

میراگرهای جرمی مختلف برای کنترل مود اول این سازه تنظیم و به درجه‌ی آزادی دوم آن متصل می‌شوند. هم‌چنین، فرض می‌گردد که $\mu = ۰/۰۳$ باشد. نسبت فرکانس حرکت زمین به فرکانس طبیعی مود اول این سازه به شکل زیر خواهد بود:

$$f = \frac{\Omega}{\omega_l} = ۱/۱$$

هم‌چنین، با توجه به نسبت جرمی در نظر گرفته شده، جرم میراگر به دست می‌آید:

$$m_d = \mu m_l \approx ۰/۰۶۲ \text{ kg}$$

با استفاده از جدول (۱)، برای $f = ۱/۱$ و $\mu = ۰/۰۳$ ، نسبت فرکانس حرکت زمین به فرکانس

میراگر جرمی پیشنهادی تعیین می‌گردد:

$$f_{d_p} = ۱/۰۲۳$$

با معلوم بودن f_{d_p} ، می‌توان سختی میراگر مورد نظر را از رابطه‌ی زیر به دست آورد:

$$k_{d_p} = \frac{\Omega^2}{f_{d_p}^2} m_d \quad (27)$$

میراگرهای جرمی پیشنهادی، کانر و زیلتی که برای کنترل مود اول این سامانه طراحی شده‌اند، به ترتیب دارای ضرایب سختی زیر خواهند بود:

$$k_{d_p} = ۸/۵۳۱ \text{ N/m}$$

$$k_{d_C} = ۸/۶۶۷ \text{ N/m}$$

$$k_{d_Z} = ۷/۳۱۳ \text{ N/m}$$

در این بخش، میراگرهای جرمی پیشنهادی، کانر و زیلتهای برای کنترل مود نخست این سازه که دارای ویژگی‌های زیر است، طراحی می‌گردد:

$$m_1 = 0.997 \text{ kg}$$

$$\omega_1 = 58/419 \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

مانند مثال پیش، این سازه نیز تحت حرکت هارمونیک زمین با شتاب بیشینه‌ی واحد قرار می‌گیرد که فرکانس حرکت آن به شکل زیر است:

$$\Omega = 23 \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

اکنون، نسبت فرکانس حرکت زمین به فرکانس طبیعی مود اصلی این ساختمان به دست می‌آید:

$$f = \frac{\Omega}{\omega_1} \approx 0.4$$

با فرض $f_d = 0.1$ ، می‌توان جرم میراگر جرمی را محاسبه کرد:

$$m_d = \mu m_1 \approx 0.1 \text{ kg}$$

با توجه به جدول (۱)، نسبت فرکانس حرکت زمین به فرکانس میراگر جرمی پیشنهادی برای $f = 0.4$ و $f_d = 0.1$ ، تعیین می‌گردد:

$$f_{d_p} = 1/135$$

بنابراین، سختی میراگر جرمی پیشنهادی، با استفاده از رابطه‌ی (۲۷) به دست می‌آید:

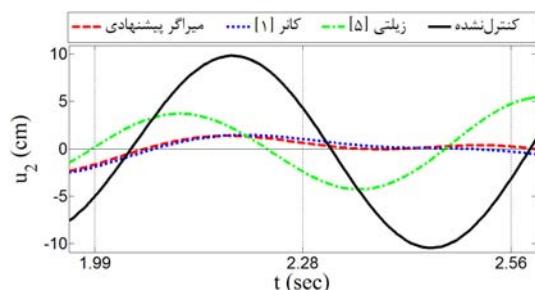
$$k_{d_p} = 0.411 \frac{\text{N}}{\text{cm}}$$

همچنین، ضرایب سختی میراگرهای کانر و زیلتهای به شکل زیر خواهند بود:

$$k_{d_C} = 0.481 \frac{\text{N}}{\text{cm}}$$

$$k_{d_Z} = 3/102 \frac{\text{N}}{\text{cm}}$$

برای محاسبه‌ی سختی میراگر زیلتهای ساختمان کنترل نشده از رابطه‌ی (۲۸) به دست آمده است. این میراگرهای برای کنترل مود اول این ساختمان، به طبقه‌ی پنجم آن متصل می‌شوند.

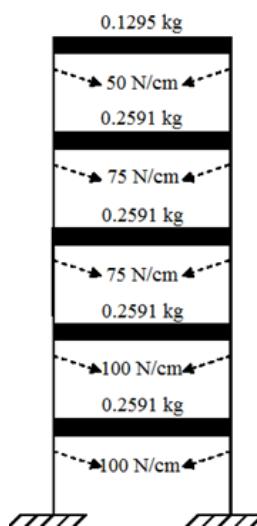


شکل ۹ جایه‌جایی درجه‌ی آزادی دوم در زمان‌هایی که پاسخ گذرا صفر است

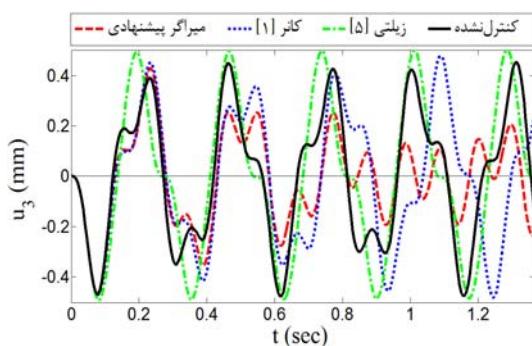
در این شکل خطوط قائم زمان‌هایی را نشان می‌دهند که پاسخ گذرا نخستین مود این سامانه صفر می‌باشد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، هرچند میراگر جرمی پیشنهادی با توجه به هر دو پاسخ پایدار و گذرا طراحی شده است، ولی اگر پاسخ گذرا سازه ناچیز باشد نیز در مقایسه با میراگرهای دیگر که فقط با در نظر گرفتن پاسخ پایدار طراحی می‌شوند، عملکرد مناسبی خواهد داشت.

ساختمان برشی پنج طبقه

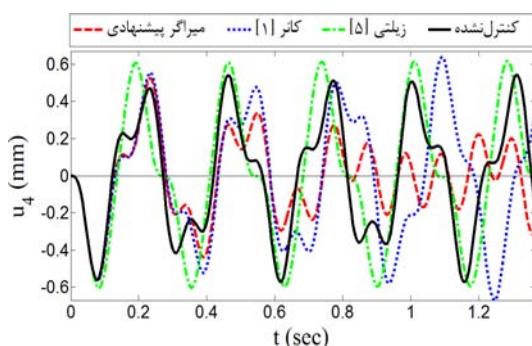
شکل (۱۰) مشخصات ساختمان پنج طبقه‌ی برشی را نشان می‌دهد [۱۹]. برای بررسی تأثیر میراگرهای جرمی مختلف بر سازه‌ی نامیرا، این ساختمان به صورت بدون میرایی فرض شده است.



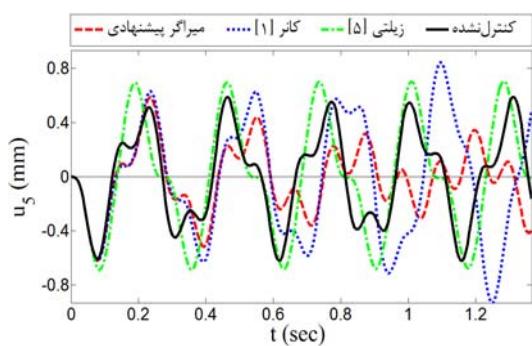
شکل ۱۰ ساختمان برشی پنج طبقه [۱۹]



شکل ۱۳ جابه‌جایی طبقه‌ی سوم ساختمان پنج طبقه



شکل ۱۴ جابه‌جایی طبقه‌ی چهارم ساختمان پنج طبقه

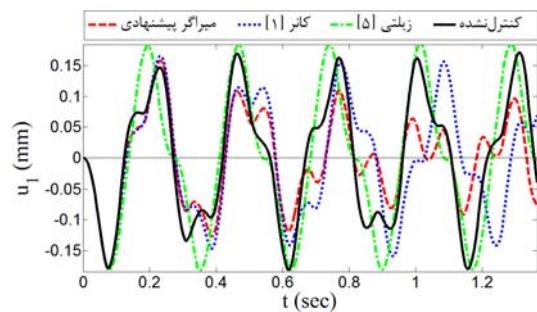


شکل ۱۵ جابه‌جایی طبقه‌ی پنجم ساختمان پنج طبقه

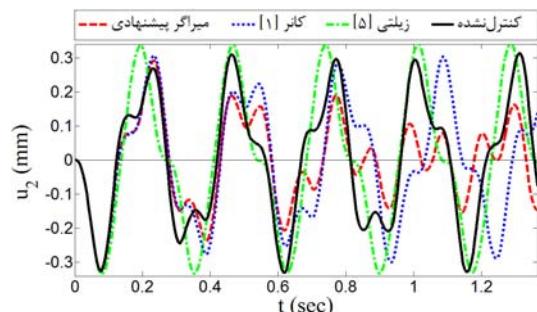
شکل (۱۶) نمودار جابه‌جایی طبقه‌ی پنجم این سازه را در چند لحظه که پاسخ گذراي مود اول آن صفر است، نشان می‌دهد. در اين سازه نيز ميراگر جرمی پيشنهادي در بيشتر زمان‌هايی که پاسخ گذرا

در شکل‌های (۱۱) تا (۱۵) تغييرات جابه‌جايی طبقه‌های مختلف اين ساختمان نسبت به زمين و بر حسب زمان نشان داده شده است. همان گونه که در اين شکل‌ها مشاهده می‌شود، ميراگر پيشنهادي می‌تواند پاسخ اين سازه را به خوبی کاهش دهد. ميراگرهای کانز و زيلتي اثر مناسبی بر جابه‌جایی اين سازه ندارند. نکته‌ی قابل توجه اين است که ميراگر کانز جابه‌جایي پيشنهادي طبقه‌ی پنجم سازه را تقریباً ۵۰٪ افزایش می‌دهد. با توجه به اين که ميراگر کانز پاسخ پایدار سازه را از بين می‌برد، می‌توان نتيجه گرفت که در ساختمان مورد نظر، پاسخ گذرا مقدار زیادي دارد. به همین دليل، روش پيشنهادشده در اين مقاله که اثر هر دو پاسخ پایدار و گذرا را در نظر گرفته است، عملکرد بهتری خواهد داشت.

همانند سامانه‌ی دو درجه آزادی، در اينجا نيز بخش‌هایی از نمودار جابه‌جایي طبقه‌ی پنجم اين ساختمان، برای بررسی عملکرد ميراگر پيشنهادي در هنگامی که پاسخ گذراي سازه اندک است، با جزئيات بيشتری رسم می‌شود.



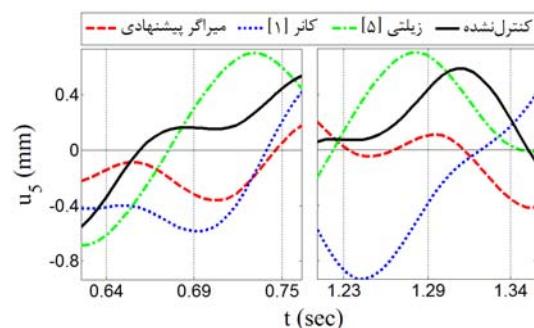
شکل ۱۱ جابه‌جایی طبقه‌ی اول ساختمان پنج طبقه



شکل ۱۲ جابه‌جایی طبقه‌ی دوم ساختمان پنج طبقه

نسبت فرکانس حرکت زمین به فرکانس میراگر جرمی، به صورت عددی بدست آمدند. مقایسه‌ی کارایی این میراگر جرمی با میراگرهای پیشنهادی پژوهشگران دیگر نشان می‌دهد که برای همه‌ی نسبت‌های جرمی کاربردی، احتمال بهینه بودن میراگر جرمی پیشنهادی این مقاله بیشتر از میراگرهای دیگر خواهد بود. هم‌چنان، بررسی تأثیر میراگر جرمی بر سازه‌های مختلف نشان داد که اگرچه برای سازه‌ی نامیرا در حالت تشدید، استفاده از میراگر جرمی باعث خروج سازه از این حالت و کاهش جابه‌جایی آن می‌شود، ولی کارایی میراگرهای مختلف، یکسان نیست. میراگر جرمی پیشنهادی برای سازه‌هایی که در آن‌ها پاسخ گذرا مقدار قابل توجهی دارد، عملکرد بهتری خواهد داشت. علاوه بر این، اگرچه این میراگر با در نظر گرفتن هر دو پاسخ پایدار و گذرا طراحی شده است، ولی در موقعی که پاسخ گذرا سازه ناچیز باشد نیز می‌تواند جابه‌جایی سازه را به مقدار قابل قبولی کاهش دهد.

صفراست، عملکرد خوبی دارد؛ هرچند که در بعضی از این مواقع میراگرهای دیگر پاسخ بهتری ارائه کرده‌اند.



شکل ۱۶ جابه‌جایی طبقه‌ی پنجم در زمان‌هایی که پاسخ گذرا صفر است

نتیجه‌گیری

در این مقاله، روشی برای تعیین سختی بهینه‌ی میراگر جرمی ارائه شد. از آن‌جا که در سازه‌ی نامیرا، پاسخ گذرا مقدار قابل توجهی خواهد داشت، در این روش، هر دو پاسخ پایدار و گذرا در نظر گرفته شدند. برای این کار، کمینه‌سازی میانگین قدرمطلق نسبت جابه‌جایی دینامیکی سازه به دامنه‌ی جابه‌جایی استاتیکی آن، در یک بازه‌ی زمانی مشخص، به عنوان معیار طراحی انتخاب گردید. سپس، مقادیر بهینه‌ی

مراجع

- Connor, J.J., "Introduction to structural motion control", Prentice-Hall, pp. 275-278, (2003).
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A. and Chung, R., "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 617–635, (1997).
- Miranda, J.C., "On tuned mass dampers for reducing the seismic response of structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 34, pp. 847–865, (2005).
- Miranda, J.C., "System intrinsic, damping maximized, tuned mass dampers for seismic applications", Structural Control and Health Monitoring, Vol. 19, pp. 405–416, (2011).
- Zillett, M., Elliott, S.J. and Rustighi, E., "Optimisation of dynamic vibration absorbers to minimise

- kinetic energy and maximise internal power dissipation", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 331, pp. 4093-4100, (2012).
6. Li, C., "Performance of multiple tuned mass dampers for attenuating undesirable oscillations of structures under the ground acceleration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, pp. 1405–1421, (2000).
 7. Wang, J.F., Lin, C.C. and Lien, C.H., "Two-stage optimum design of tuned mass dampers with consideration of stroke", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 16, pp. 55–72, (2009).
 8. Lin, C.C., Wang, J.F., Lien, C.H., Chiang, H.W. and Lin, C.S., "Optimum design and experimental study of multiple tuned mass dampers with limited stroke", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, pp. 1631–1651, (2010).
 9. Majcher, K., "Shaking table tests of a model-scale building with 2DOF pendulum mass damper", Proceeding in Applied Mathematics and Mechanics (PAMM), Vol. 12, pp. 231-232, (2012).
 10. Korkmaz, S., "A review of active structural control: challenges for engineering informatics", *Computers & Structures*, Vol. 89, pp. 2113–2132, (2011).
 11. Sugumar, R., Kumar, C. and Datta, T.K., "Application of stochastic control system in structural control", *Procedia Engineering*, Vol. 38, pp. 2356-2363, (2012).
 12. Li, C. and Liu, Y., "Active multiple tuned mass dampers for structures under the ground acceleration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 1041–1052, (2002).
 13. Li, C., Liu, Y. and Wang, Z., "Active multiple tuned mass dampers: a new control strategy", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 129, pp. 972–977, (2003).
 14. Li, C. and Xiong, X., "Estimation of active multiple tuned mass dampers for asymmetric structures", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 29, pp. 505–530, (2008).
 15. Li, C., Yu, Z., Xiong, X. and Wang, C., "Active multiple tuned mass dampers for asymmetric structures considering soil-structure interaction", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 17, pp. 452–472, (2010).
 16. Nagarajaiah, S. and Varadarajan, N., "Short time Fourier transform algorithm for wind response control of buildings with variable stiffness TMD", *Engineering Structures*, Vol. 27, pp. 431–441, (2005).
 17. Chey, M.H., Chase, J.G., Mander, J.B. and Carr, A.J., "Semi-active tuned mass damper building systems: Design", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, pp. 119–139, (2010).
 18. Eason, R.P., Sun, C., Dick, A.J. and Nagarajaiah, S., "Attenuation of a linear oscillator using a nonlinear and a semi-active tuned mass damper in series", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 332, pp. 154-166, (2013).

19. Alamatian, J. and Rezaeepazhand, J., "A simple approach for determination of actuator and sensor locations in smart structures subjected to the dynamic loads", *International Journal of Engineering (IJE)*, Vol. 24, pp. 341-349, (2011).

*ارزیابی رفتار عرشه‌ی کامپوزیتی چند سلولی فولادی تقویت شده با صفحات GFRP

الهام علیزاده^(۱) مهدی دهستانی^(۲) بهرام نوائی‌نیا^(۳)

چکیده طراحی عرشه‌ی پل‌ها به منظور حفظ مقاومت، دوام و پایایی در طول عمر مفید آن‌ها از چالش‌های فرآوری مهندسان سازه به حساب می‌آید. برای فائق شدن براین چالش‌ها راه حل‌های مختلفی ارائه گردیده است که یکی از آن‌ها استفاده از سیستم ترکیبی مشکل از مصالح متداول نظیر بتون و فولاد به همراه صفحات FRP می‌باشد که تحت عنوان عرشه‌های کامپوزیتی نیز شناخته می‌شود. از آنجایی که این عرشه‌ها نسبتاً جدید است عملکرد آن‌ها برای حالت‌های مختلف کاملاً شناخته شده نمی‌باشد. تحقیق حاضر به بررسی عرشه‌ی کامپوزیتی مشکل از هسته‌ی فولادی و صفحات GFRP اختصاص یافته است. عرشه‌ی مورد بررسی شامل لایه‌های فوقانی و تحتانی از جنس GFRP و چندین جعبه‌ی سلولی فولادی در مرکز است. با استفاده از روش اجزای محدود و تحلیل استاتیکی غیرخطی رفتار این عرشه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است در وهله‌ی اول با نتایج آزمایشگاهی موجود مقایسه و پس از اطمینان از صحیت مدل‌سازی عرشه‌ی کامپوزیتی، تغییر پارامترهای مختلف نظیر ابعاد هندسی، شکل هسته‌ی فولادی و خواص مکانیکی مصالح صورت پذیرفته است. نتایج نشان می‌دهد که الگوی گسینه‌نگی عرشه‌ی مورد مطالعه به دلایل تسلیم هسته‌ی فولادی، نسبت به عرشه‌های ساخته شده از FRP مطلوب‌تر است و با افزایش ضخامت و تغییر هندسی هسته‌ی فولادی، می‌توان ظرفیت باربری عرشه را افزایش داد. هم‌چنین افزایش مدلول الاستیسیته‌ی لایه‌ی Grid که بیشترین ضخامت را در بین لایه‌های GFRP دارد، سبب افزایش ظرفیت باربری عرشه می‌گردد.

واژه‌های کلیدی عرشه‌ی کامپوزیتی، صفحات GFRP، هسته‌ی فولادی مستطیلی و ذوزنقه‌ای، روش اجزای محدود غیرخطی.

Evaluation the Behavior of Composite Multicellular Steel Decks Strengthened by GFRP Plates

E. Ali zade

M. Dehestani

B. Navayinia

Abstract Design of bridge deck with long-term strength, durability and permanence is a significant interest for engineers. One applicable solution to this challenge could be via using hybrid system consisting of conventional materials such as concrete and steel with FRP plates which is also known as composite deck. Since these deck are relatively new so their performance is not completely known. The present study is dedicated to composite deck consists of a steel core and GFRP plates. This composite sandwich bridge deck system is composed of wrapped hybrid core of GFRP grid and multiple steel box cells with upper and lower GFRP facings. The structural performance of deck was evaluated by nonlinear finite element method and numerical results have been compared with available experimental results where possible. After ensuring the validity of numerical modeling of composite deck, parametric studies such as change in geometry, steel core shape and mechanical properties of materials have been done. It was found that failure mode of the proposed hybrid deck was more favorable because of the yielding of the steel tube when compared with that of absolute GFRP decks. Increasing the thickness and changing the steel core geometry can improve the ultimate load capacity of the deck. The grid layer has the maximum thickness among the GFRP layers and therefore ultimate load capacity of the deck enhanced by increase the elastic modulus of grid layer.

Keywords Composite Decks, GFRP Plates, Rectangular and Trapezoidal Steel Core, Nonlinear Finite Element Method.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۲/۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۷/۰۵ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استادیار، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل.

(۳) دانشیار، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل.

خوردگی و وزن کم به صورت پیش‌ساخته نیز قابل اجرا می‌باشد که از مزیت‌های مهم آن‌ها شمرده می‌شود. به منظور کاهش میزان مصرف FRP، این گونه عرشه‌ها را می‌توان به صورت چند سلولی با مقاطع مختلف مثلثی، ذوزنقه‌ای، مربعی و غیره تولید نمود [5].

عرضه‌های کامپوزیتی در دو دهه‌ی اخیر به دلیل مزایای برشمرده شده، بسیار مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرار گرفته است. گان و همکاران در سال ۲۰۰۰ عرشه‌هایی با مقاطع مختلف از جنس GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) را با استفاده از روش اجزای محدود مدل‌سازی کردند و تنش‌های حداقل، خصوصیات کمانشی، سختی محلی، سختی کلی و حداقل تغییر مکان هر یک از آن‌ها را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که حداقل تنش کششی در همه‌ی نمونه‌ها تقریباً یکسان است و عرضه‌ی ۴ سلولی سختی کلی کمتری نسبت به سایر نمونه‌ها دارد. هم‌چنان مقاطع ۳ سلولی دارای سخت‌کننده، سختی کلی بالایی دارد و موجب کاهش تنش‌های فشاری عرضه می‌گردد [6].

ریسینگ و همکاران در سال ۲۰۰۴ عرضه‌های کامپوزیتی را با مقاطع گوناگون از جنس GFRP ساختند و جزئیات اتصال عرشه‌ها به شاهتیر، نحوه عملکرد و دوام هر یک از آن‌ها را به صورت آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که عرضه‌های مورد بررسی فواید و برتری‌های مورد انتظار برای عرضه‌ی GFRP نسبت به عرضه‌های بتون مسلح معمولی را تحقق بخشیدند [7].

کیم و همکاران در سال ۲۰۰۴ با استفاده از روش اجزای محدود، عرضه‌هایی را از جنس GFRP و با مقاطع مستطیلی و ذوزنقه‌ای مدل‌سازی کردند و عملکرد سازه‌ای آن‌ها را مورد مقایسه قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که مقاطع ذوزنقه‌ای مقطعی بهینه برای عرضه‌های چند سلولی به حساب می‌آیند [8].

جیانگ و لی در سال ۲۰۰۶ مطالعات آزمایشگاهی

مقدمه

عرضه نهضت اساسی در رفتار پل‌ها ایفا می‌کند و دوام آن می‌تواند در طول زمان بر عملکرد پل تأثیر بسزایی داشته باشد. طراحی و ساخت عرضه باید به گونه‌ای انجام شود که هزینه‌های ساخت، نگهداری و تعمیر آن کاهش یابد. در صورت اجرای عرضه‌ها به صورت پیش‌ساخته، زمان احداث پل و مشکلات مربوط به اجرای آن می‌تواند تا اندازه‌ی زیادی کاهش یابد. تعداد زیادی از عرضه‌هایی که تاکنون ساخته شده‌اند، از نوع بتون مسلح بوده‌اند و به علت وزن و ضخامت زیاد، اجرای آن‌ها به صورت پیش‌ساخته امکان‌پذیر نمی‌باشد [1,2].

عرضه‌ی اگزودرمیک نمونه‌ای از عرضه‌های کامپوزیتی مت Shank از پروفیل فولادی و بتون می‌باشد که در سال ۱۹۸۰ توسط نیل بتیگول مهندس مشاور پل در نیوجرسی ساخته شده است [3]. عملکرد مربوط به نمونه‌ی دیگری از عرضه‌های کامپوزیتی پروفیل فولادی و بتون نیز توسط کیم و جیانگ در سال ۲۰۰۹ به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت [4]. عرضه‌های بتون - پروفیل فولادی، وزن و ضخامت کمتری نسبت به عرضه‌های بتون مسلح معمولی دارند، بنابراین می‌توان آن‌ها را در دهانه‌های بلندتری اجرا نمود. در این گونه عرضه‌های بتون و فولاد به گونه‌ای در کنار هم قرار می‌گیرند که از ویژگی‌های هر یک از مصالح، حداقل استفاده شود. علی‌رغم برتری‌های فوق نسبت به عرضه‌های بتون مسلح، مقاومت این عرضه‌ها در قبال خوردگی نسبت به برخی از عوامل محیطی پایین است و هزینه‌های تعمیر و نگهداری آن‌ها بالا می‌باشد. به طور کلی با توجه به موقعیت قرارگیری عرضه‌ها در پل‌ها در صورتی که مسئله‌ی خوردگی حائز اهمیت باشد و وزن عرضه نیز بسیار پایین باشد، می‌توان از عرضه‌هایی با مقاطعی از جنس FRP (Fiber Reinforced Polymer) استفاده نمود. عرضه‌های ساخته شده از FRP علاوه بر مقاومت بالا در برابر

سیستم‌های سازه‌ای اولین بار توسط هیلمن و موری در سال ۱۹۹۰ ارائه شد. آن‌ها از ترکیب مقاطع پیش‌ساخته‌ی FRP و بتن برای ساخت عرشه استفاده کردند، به گونه‌ای که وزن عرشه نسبت به عرشه‌های بتنه بیش از ۵۰ درصد کاهش یافته است [12].

باکری و ساندر در سال ۱۹۹۰ عملکرد سازه‌ای عرشه‌ی کامپوزیتی متشکل از پوسته‌ای منحنی شکل از FRP را که محفظه‌ی داخلی آن با بتنه پر شده را به روش اجزای محدود مورد ارزیابی قرار دادند [13]. سعیدی در سال ۱۹۹۴ مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی Carbon (CFRP) را روی تیرهای ساخته شده از مقاطع (Fiber Reinforced Polymer) با پوشش دال بتنه مسلح را انجام داد. در نمونه‌های آزمایشگاهی از چسب اپوکسی برای اتصال بتنه و CFRP استفاده شده است. ایشان نتیجه گرفتند که بهتر است علاوه بر چسب از برش‌گیرهایی برای افزایش عملکرد مرکب دال بتنه و CFRP استفاده شود [14]. دسکوبیک و همکاران در سال ۱۹۹۵ تیرهایی با مقاطع مربعی از جنس CFRP ساختند که ناحیه‌ی فشاری آن‌ها با بتنه پر شده و از یک لایه‌ی نازک CFRP در کشن استفاده شده است. برش‌گیرهایی نیز برای بهبود عملکرد مرکب بین بتنه و مقاطع CFRP قرار داده شده است. آزمایش‌های تجربی حاکی از عملکرد سازه‌ای بسیار مناسب و هزینه‌ی مقررین به صرفه‌ی این تیرها بوده است [15].

کیتان و عارف در سال ۲۰۰۴ تیرهایی با مقاطع ذوزنقه‌ای از جنس CFRP ساختند و آزمایش‌های خستگی و بارگذاری استاتیکی را بر روی آن انجام دادند. در تیرهای مورد بررسی برای کاهش میزان FRP و هزینه‌ی ساخت از یک لایه‌ی بتنه در ناحیه‌ی فشاری استفاده شده است به گونه‌ای که با استفاده از این لایه تغییرشکل‌های محلی تیر نسبت به تیرهایی که کاملاً از FRP ساخته شده‌اند، کاهش یافته است [16].

وارن و عارف در سال ۲۰۱۰ رفتار سازه‌ای عرشه‌هایی با مقاطع ذوزنقه‌ای را با احتساب عملکرد مرکب بین عرشه و تیر مورد ارزیابی قرار دادند. طبق

و میدانی روی عرشه‌هایی با مقاطع مستطیلی و از جنس GFRP انجام دادند و عملکرد و اینمی آن‌ها را ارزیابی کردند. نتایج حاصل از آزمایش‌های نشان می‌دهد که عرشه‌ی مورد مطالعه مقاومت و سختی مورد انتظار را به خوبی تأمین کرده، زمان احداث پل را نیز به مقدار زیادی کاهش داده و مشکلات اجرایی را کم کرده است [9].

برون و برمن نیز در سال ۲۰۱۰ آزمایش‌های مقامت نهایی و خستگی بر روی دو عرشه از جنس GFRP انجام دادند و نتیجه گرفتند که نمونه‌های مورد بررسی جایگزین مناسبی برای عرشه‌ی قوی فولادی قدیمی به حساب می‌آیند [10].

جی و همکاران در سال ۲۰۱۰ مطالعات آزمایشگاهی و میدانی در زمینه‌ی عرشه‌های ساندویچی و از جنس GFRP انجام دادند و نتیجه گرفتند که عرشه‌ی مورد بررسی بار و سختی مورد نظر را تأمین می‌کند و زمان ساخت و نصب آن نیز بسیار کوتاه می‌باشد [11].

قیمت اولیه‌ی عرشه‌هایی که کاملاً از FRP ساخته می‌شوند، بسیار بالا است و کمانش زودهنگام جان این‌گونه عرشه‌ها آن‌ها را در معرض ناپایداری قرار می‌دهد و از نقاط ضعف آن‌ها محسوب می‌شود. موجود در ناحیه‌ی فشاری آن‌ها نیز ممکن است دچار کمانش محلی و خردشدنگی گردد. بنابراین محققان پیشنهاد می‌کنند که صفحات FRP به صورت ترکیب با مصالح متداول مانند بتنه و فولاد به کار گرفته شوند. FRP در این نوع عرشه‌های کامپوزیتی علاوه بر نقش سازه‌ای و تحمل قسمتی از بار، وظیفه‌ی پوششی مناسب و مقاومت در برابر خوردگی را نیز به عهده دارد. در این عرشه‌ها با توجه به خصوصیات هر یک از مواد و با به کارگیری مناسب آن‌ها می‌توان به ترکیبی بهینه دست یافت و هزینه‌های زیاد ساخت عرشه‌های FRP را کاهش داد و در عین حال از فواید FRP در آن‌ها بهره برد.

ایده‌ی ترکیب FRP و بتنه در اعضای خمشی

مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی انجام شده توسط دیگر محققان بوده است به گونه‌ای که بتوان با تشخیص پارامترهای مؤثر، رفتار این نوع از عرشه‌ها را بدون انجام آزمایش‌های هزینه‌بر و به کمک روش‌های عددی برآورد نمود.

مدل‌سازی عرشه‌ی کامپوزیتی

به منظور تحلیل عرشه‌های کامپوزیتی به روش عددی اجزای محدود، ابتدا مدلی از عرشه‌ی کامپوزیتی که نمونه‌ی آزمایشگاهی آن توسط جی و همکاران [19] اجرا و تحت بار استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفته است تهیه می‌شود و پس از مقایسه‌ی نتایج مدل عددی این تحقیق و نتایج آزمایشگاهی مذکور و اطمینان از صحت مدل عددی، نتایج حاصل برای سایر حالات تحلیل عددی ارائه می‌گردد.

نمونه‌ی آزمایشگاهی عرشه‌ی کامپوزیتی

سئون جی و همکاران در سال ۲۰۱۱ رفتار عرشه‌ی کامپوزیتی به طول ۳، عرض ۱ و ضخامت ۰/۱۶۴ متر را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند [19]. برای ساخت عرشه از ۸ قوطی فولادی به ابعاد $125 \times 125 \times 4/5$ میلی‌متر که به‌طور کامل به هم جوش خورده استفاده شده است و سمباده برای تمیز کردن زنگ موجود روی سطح قوطی فولادی به کار گرفته شده است. پس از تمیز کردن سطح فولاد، لایه‌ی GFRP مرکزی به هسته‌ی فولادی چسبانده شده و سپس شبکه‌ی GFRP که با استفاده از الیاف GFRP و GFRP چسب به روش دستی ساخته شده روی لایه‌ی مرکزی قرار داده شده است. لایه‌هایی از GFRP در ناحیه‌ی تحتانی و فوقانی عرشه نیز چسبانده شده‌اند [19]. شکل (۱-الف) مقطع عرضی کل عرشه و ابعاد هر یک از اجزا و (۱-ب) نمای سه بعدی عرشه را نشان می‌دهد.

عرضه‌ی کامپوزیتی مورد نظر مطابق آئین‌نامه‌ی

نتایج حاصل از آزمایش‌های ایشان، این عرشه‌ها جایگزین مناسبی برای عرشه‌های بتون مسلح به حساب می‌آیند [17].

هی و همکاران در سال ۲۰۱۲ عملکرد عرشه‌ی کامپوزیتی متشکل از دال بتون مسلح را که در ناحیه‌ی کششی آن صفحه‌ای از جنس GFRP قرار گرفته است را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. ایشان برای افزایش عملکرد مرکب اجزای تشکیل دهنده‌ی عرشه نیز از برش‌گیر استفاده کردند. نتایج نشان می‌دهد که علاوه بر برش‌گیر با ماسه‌پاشی روی سطوح GFRP نیز می‌توان عملکرد مرکب اجزای عرشه و در نتیجه ظرفیت برابری آن را بهبود بخشدید [18].

جی و همکاران در سال ۲۰۱۱ رفتار عرشه‌ی کامپوزیتی متشکل از هسته‌ی فولادی و صفحات FRP موجود در ناحیه‌ی کششی و فشاری را به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. نتایج نشان می‌دهد که مود گسیختگی عرشه‌های کامپوزیتی متشکل از هسته‌ی فولادی و FRP - به دلیل تسلیم هسته‌ی فولادی - نسبت به عرشه‌هایی که کاملاً از FRP ساخته می‌شوند، مطلوب‌تر است. وزن عرشه‌ی کامپوزیتی به دلیل استفاده از FRP نسبت به عرشه‌های فولادی کمتر است و هزینه‌ی ساخت عرشه نیز به دلیل ترکیب FRP با فولاد، نسبت به عرشه‌هایی که فقط از FRP ساخته می‌شوند، حدود ۵۰ درصد کاهش یافته است [19].

همان‌طوری که پیشتر بیان شد، اکثر مطالعاتی که پیرامون عرشه‌های کامپوزیتی صورت پذیرفته است به صورت آزمایشگاهی می‌باشد. بدلیل هزینه‌های بالای مطالعات آزمایشگاهی و زمان بر بودن آن‌ها، استفاده از روش اجزای محدود برای بررسی رفتار این نوع سازه‌ها پیشنهاد شده است تا بتوان با برآورد دقیق‌تری هزینه‌های انجام آزمایش را کاهش داد.

هدف اصلی تحقیق حاضر مدل‌سازی عددی عرشه‌ی کامپوزیتی با استفاده از روش اجزای محدود و

دکارتی تعریف شده است. با استفاده از این المان و حالت‌های مختلف آن می‌توان هندسه‌های پیچیده را با دقت مناسبی مدل‌سازی نمود. این المان توانایی لحاظ نمودن پلاستیسیته، خزش، سخت‌شدگی مجدد، در نظر گرفتن تغییرشکل‌های بزرگ و کرنش‌های بزرگ را دارد [21].

المان 281 SHELL دارای ۸ گره و ۶ درجه‌ی آزادی در هر گره شامل سه جابه‌جایی در راستای محورهای مختصات x , y و z و دوران حول آنها می‌باشد. این المان برای تحلیل سازه‌های نازک تا سازه‌های نسبتاً ضخیم پوسته‌ای مناسب است و برای مدل‌سازی اجزای لایه‌ای و سازه‌های ساندویچی نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد [21].

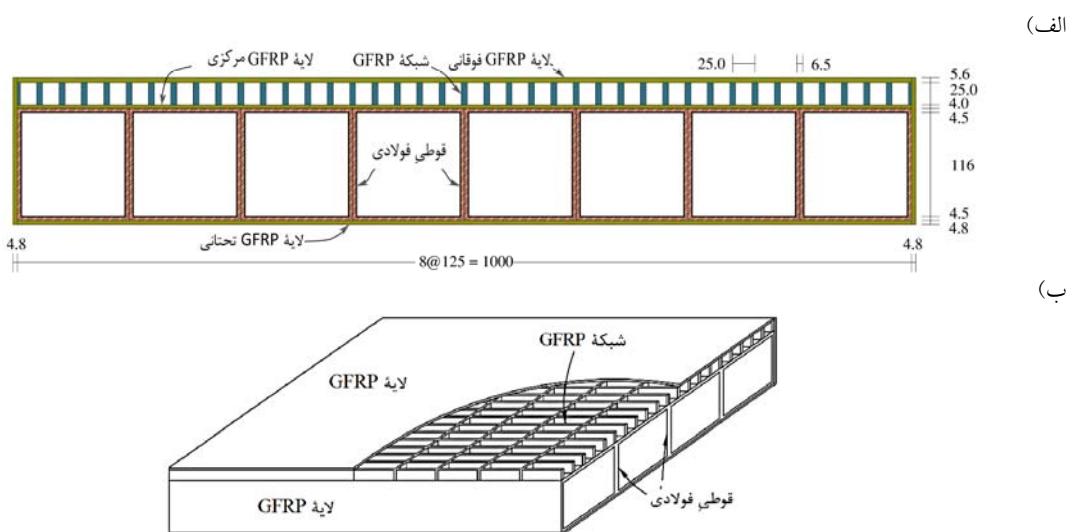
به سبب تقارن سازه و کاهش حجم محاسبات عددی از یک‌چهارم عرشه‌ی کامپوزیتی در مدل‌سازی استفاده شده است. عرشه‌ی ۸ سلولی و یک‌چهارم مدل عددی به همراه شرایط مرزی در شکل (۳) نشان داده شده است.

آنالیز حساسیت مطابق شکل (۴) برای مشبندی عرشه‌ی مورد نظر انجام شده و پس از انتخاب یک سیستم مشبندی مناسب از المان‌هایی به ابعاد $45 \times 75 \times 100$ متر استفاده شده است.

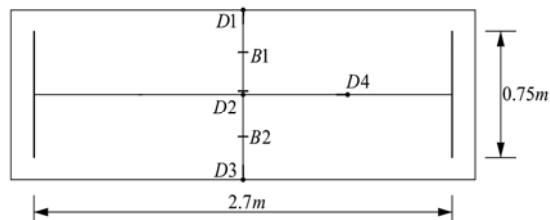
گره [20] طراحی و بار از طریق صفحه‌ای به ابعاد 580×230 میلی‌متر که برابر سطح تماس چرخ کامیون طراحی DB-24 با زمین می‌باشد، به عرضه اعمال شده است. تکیه‌گاههای عرشه نیز به طول 75 متر و به صورت غلتکی می‌باشند [19]. چهار عدد تغییر مکان سنج D_1 , D_2 , D_3 و D_4 و دو عدد کرنش سنج B_1 و B_2 در ناحیه‌ی تحتانی عرشه نصب شده که محل تقارن‌گیری آن‌ها در شکل (۲) آمده است. کرنش سنج T_1 و T_2 نیز در نقطه‌ی متناظر با کرنش سنج B_1 و B_2 در ناحیه‌ی فوقانی عرشه نصب شده است. علاوه بر این خصوصیات اجزای تشکیل دهنده‌ی عرشه‌ی کامپوزیتی نیز مطابق جدول (۱) می‌باشد که در آن E مدول الاستیسیته، G مدول برشی و ν ضریب پواسون می‌باشد.

مدل‌سازی عددی عرشه‌ی کامپوزیتی

برای بررسی عملکرد سازه‌ای عرشه به روش اجزای محدود غیرخطی، از نرم‌افزار ANSYS نسخه‌ی ۱۲.۱ استفاده شده است. المان Solid95 برای مدل‌سازی هسته‌ی فولادی، شبکه‌ی GFRP، ورق‌های GFRP مرکزی و فوقانی و المان Shell 93 برای مدل‌سازی ورق‌های GFRP تحتانی به کار گرفته شده است. المان Solid95 با استفاده از ۲۰ گره و ۳ درجه‌ی آزادی در هر گره در راستای محورهای مختصات



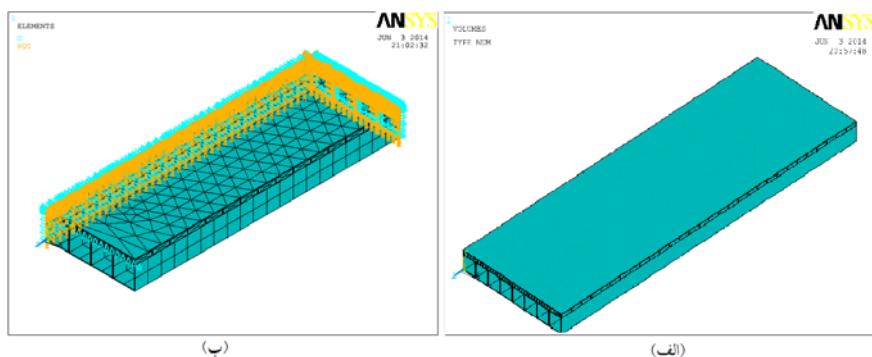
شکل ۱ اجزای تشکیل دهنده‌ی عرشه‌ی کامپوزیتی و ابعاد هر یک از آن‌ها (mm) [19]



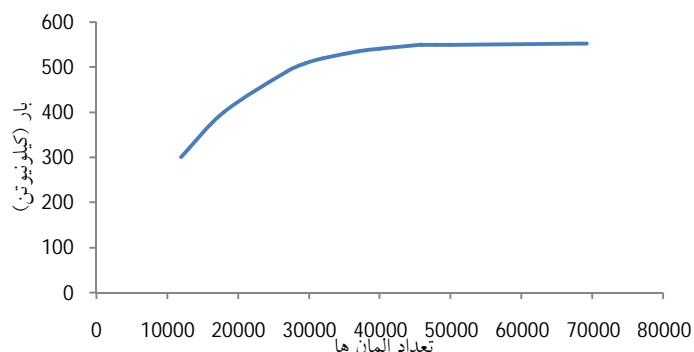
شکل ۲ نحوه قرارگیری کرنس سنج ها و تغییر مکان سنج ها در عرشهای کامپوزیتی [19]

جدول ۱ مشخصات مصالح مصرفی در عرشهای کامپوزیتی [19]

מלחال	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	G_{12} (GPa)	ν_{12}
بالایی GFRP	۷/۹۹	۷/۹۹	۱/۶۹	۰/۳۴۹
پایینی GFRP	۷/۹۹	۷/۹۹	۱/۶۹	۰/۳۴۹
مرکزی GFRP	۱۹/۵۰	۴/۳۵	۱/۷۷	۰/۳۴۹
شبکه‌ی GFRP	۲۰/۳۸	۴/۴۲	۱/۸۰	۰/۳۴۱
هسته‌ی فولادی	۲۰۴/۰۰	۲۰۴/۰۰	۷۷/۹۰	۰/۳۰۰
لایهی چسب	۸/۱۷	۸/۱۷	۱/۷۳	۰/۳۴۳



شکل ۳ مدل اجزای محدود عرشهای ۸ سلولی، (الف) کل مدل، (ب) یک‌چهارم مدل



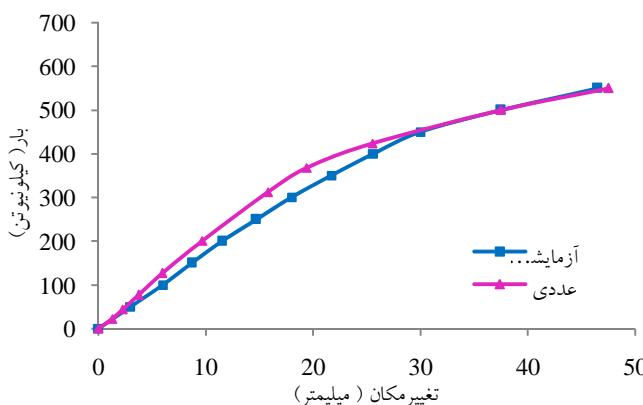
شکل ۴ آنالیز حساسیت

شکل (۲) در برخی نقاط اندازه‌گیری شده که به منظور مقایسه و صحت‌سنجی در روش عددی نیز در نقاط نظیر در جدول (۳) ارائه شده است. همان‌طوری که از جدول (۳) بر می‌آید نتایج آزمایشگاهی تغییرمکان‌سنج‌ها و کرنش‌سنج نصب شده روی عرشه تطابق خوبی با نتایج عددی دارند. گسیختگی نمونه‌ی آزمایشگاهی به دلیل جداسازگی GFRP مرکزی از هسته‌ی فولادی اتفاق افتاده است [19]. در نمونه‌ی عددی نیز روند جداسازگی ورق در محل GFRP مرکزی از هسته‌ی فولادی با کنترل تنش‌های موجود در لایه‌ی چسب مورد ارزیابی قرار گرفته است. تنش‌های قائم و برشی چسب به ترتیب ۵۰ و ۱۸ مگاپاسکال بوده که این مقادیر ملاک گسیختگی چسب می‌باشند. مود گسیختگی عرشه در دو حالت آزمایشگاهی و عددی در شکل (۶) نشان داده شده است. همان‌طوری که ملاحظه می‌شود از جنبه‌های مختلفی تطابق نسبتاً خوبی بین دو مدل آزمایشگاهی و عددی وجود دارد، لذا می‌توان به نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی به کمک روش اجزای محدود در خصوصی مدل‌سازی بتن، فولاد و FRP اطمینان نمود.

مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و تحلیل عددی
طبق آئین‌نامه‌ی گره بیشترین تغییرمکان مجاز برای عرضه‌های FRP L/425 در نظر گرفته می‌شود که در آن L فاصله‌ی مرکز تا مرکز شاه‌تیر است. فاصله‌ی بین شاه‌تیرها در عرضه‌ی مورد بررسی ۲/۷ متر می‌باشد. بار کامیون ۴۲۳/۳۲ DB-24 کیلونیوتن است و بار چرخ با اعمال ضربی ضربه نیز ۱۲۲/۳ کیلونیوتن در نظر گرفته می‌شود [19]. نتایج آزمایشگاهی مرجع [19] و عددی تحقیق حاضر برای تغییرمکان وسط دهانه‌ی تحت بار سرویس در جدول (۲) ارائه شده است. مطابق جدول (۲) مقادیر تغییرمکان‌های وسط دهانه‌ی عرضه‌ی تحت بار سرویس در روش آزمایشگاهی و عددی از حد نهایی تغییرمکان کمتر است. همچنین میزان اختلاف نتایج آزمایشگاهی و عددی ناچیز است که نشان‌دهنده‌ی دقت مدل‌سازی عددی می‌باشد. نمودار نیرو-تغییرمکان در وسط دهانه‌ی عرضه برای دو حالت آزمایشگاهی و تحلیل عددی در شکل (۵) نشان داده شده است. همان‌طوری که از نمودار دیده می‌شود، سختی و ظرفیت نهایی در تحلیل عددی تطابق نسبتاً خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. علاوه بر این تغییرمکان و کرنش در نمونه‌ی آزمایشگاهی مطابق

جدول ۲ تغییرمکان وسط دهانه‌ی شاه‌تیر تحت بار سرویس ۱۲۲/۳ کیلونیوتن

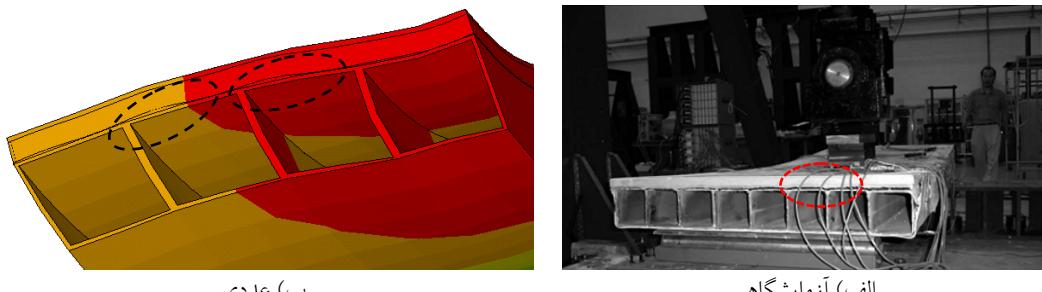
تغییرمکان وسط دهانه (mm)			
تغییرمکان مجاز L/425	آزمایشگاهی [19]	عددی (تحقیق حاضر)	اختلاف درصد آزمایشگاهی و عددی
۶/۳۵	۵/۶۵	۵/۴۶	۳



شکل ۵ نمودار نیرو-تغییرمکان وسط دهانه‌ی عرضه

جدول ۳ تغییر مکان و کرنش در بار تسلیم (۴۰۰ کیلونیوتن)

نمونه	تغییر مکان (mm)				کرنش	
	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	B ₁	T ₁
آزمایشگاهی [19]	۲۰/۷۲۰	۲۵/۶۶۴	۱۸/۸۵۸	۱۶/۴۲۲	۰/۰۰۲۹۶	۰/۰۰۳۳۳
عددی (تحقیق حاضر)	۱۵/۹۴۲	۲۲/۵۷۶	۱۵/۹۴۲	۱۵/۹۷۶	۰/۰۰۲۰۵	۰/۰۰۳۱۸



شکل ۶ الگوی گسیختگی عرشه، جداشدگی GFRP مرکزی از هسته‌ی فولادی در دو نمونه‌ی (الف) آزمایشگاهی و (ب) عددی

رفتار و ظرفیت باربری عرشه مورد بررسی قرار گرفته است.

با ثابت نگه داشتن مساحت هسته‌ی فولادی در مقاطع عرضی، تعداد سلول‌های هسته‌ی عرشه از ۸ (نمونه‌ی کترل) به ۴، ۶ و ۱۰ تغییر داده شده است (شکل ۷) تا اثر تعداد جان‌ها، ضخامت و هم‌چنین فاصله‌ی بین آن‌ها بر ظرفیت باربری و رفتار سازه مشخص گردد. لازم به توضیح است که جنس و ضخامت بقیه‌ی لایه‌های به کار برده شده در عرشه‌های کامپوزیتی مدل‌سازی شده برابر با نمونه‌ی کترل عددی در نظر گرفته شده است.

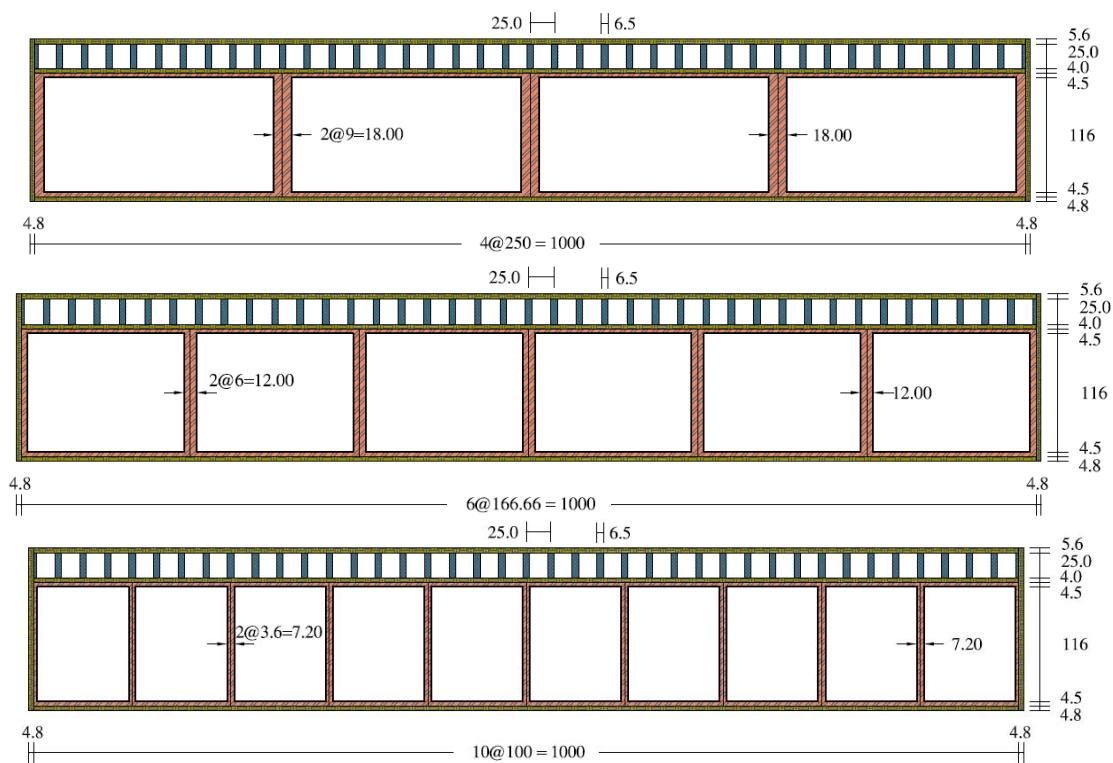
نمودارهای بار-تغییر مکان عرشه‌های ۴، ۶، ۱۰ و نمونه‌ی کترل عددی (عرضه‌ی ۸ سلولی) در شکل (۸) آمده است. از شکل (۸) می‌توان ملاحظه نمود که تغییر در تعداد سلول‌های عرشه‌ی ۸ سلولی تأثیر چندانی بر سختی، ظرفیت باربری و شکل پذیری عرشه ندارد.

مطالعات پارامتریک

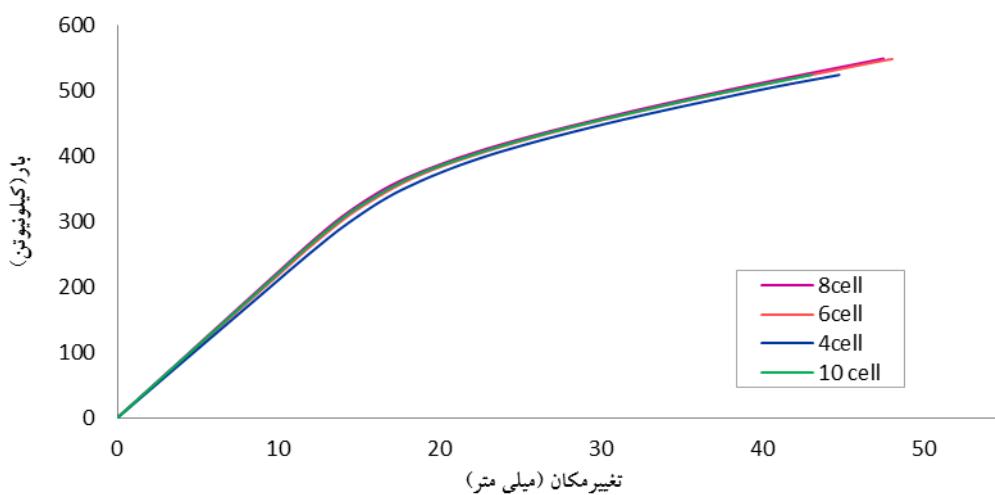
پس از اطمینان از صحت‌سنگی مدل‌سازی عددی بهروش اجزای محدود، تحلیل‌های پارامتریک برای عرشه‌ی کامپوزیتی مورد بررسی با تغییر ابعاد، شکل هسته‌ی فولادی و خواص مکانیکی لایه‌های GFRP صورت پذیرفته است. در کلیه‌ی تحلیل‌ها نوع المان‌ها و نحوه‌ی مدل‌سازی به همان شیوه‌ای می‌باشد که در بخش صحت‌سنگی مد نظر قرار گرفته است.

اثر تغییر ابعاد هسته‌ی فولادی

به‌منظور بررسی اثر تغییر ابعاد هسته‌ی فولادی بر رفتار عرشه‌های کامپوزیتی عرشه‌ی ۸ سلولی فولادی- FRP (شکل ۱) در نظر گرفته شده است. از آنجایی که هسته‌ی عرشه به صورت سلولی می‌باشد تعداد سلول‌ها و ارتفاع جان هسته می‌تواند از پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار سازه باشد، به همین دلیل در این بخش میزان تأثیر تعداد سلول‌ها و ارتفاع جان هسته‌ی فولادی بر



شکل ۷ عرشه‌های فولادی ۴، ۶ و ۱۰ سلوی



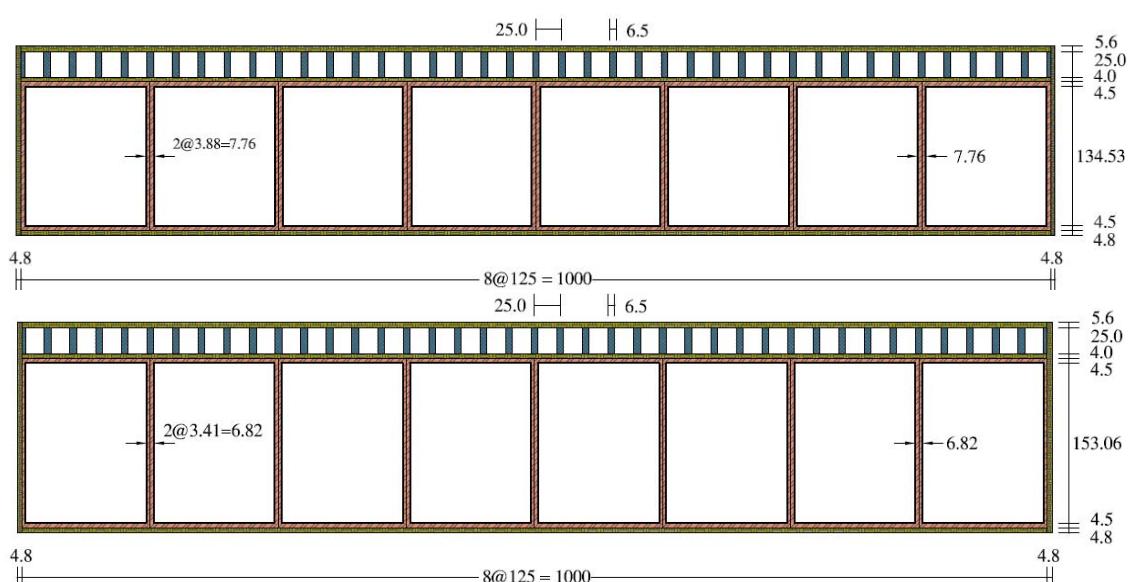
شکل ۸ بار- تغییر مکان وسط دهانه عرشه کترل (۸ سلوی) و عرشه‌های ۴، ۶ و ۱۰ سلوی

عرشه‌ی کامپوزیتی بر عملکرد آن مورد ارزیابی قرار گیرد. جنس و ضخامت بقیه‌ی لایه‌های به کار رفته در عرشه‌های کامپوزیتی مدل‌سازی شده، برابر با نمونه‌ی

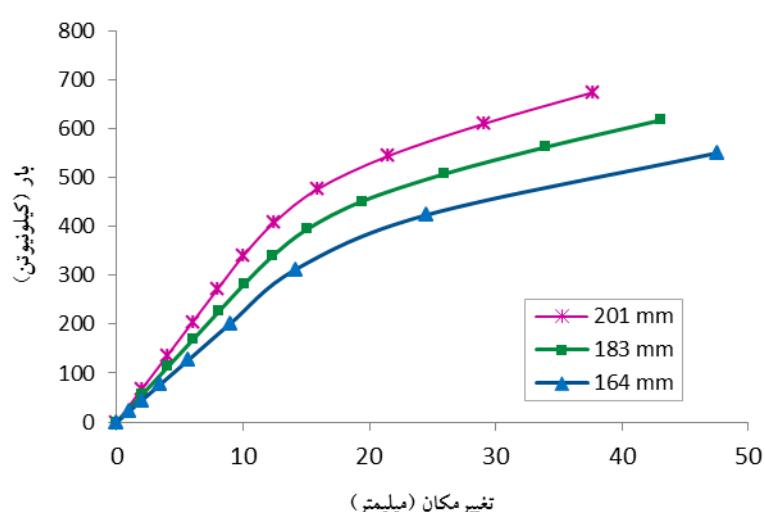
در ادامه، با ثابت نگه داشتن مساحت هسته‌ی فولادی، ارتفاع جان عرشه‌ی ۸ سلوی (نمونه‌ی کترل عددی) افزایش داده شده است تا اثر افزایش ضخامت

۱۶۴ به ۲۰۱ میلیمتر رسیده ۲۲ درصد می‌باشد. افزایش ظرفیت باربری را می‌توان ناشی از بالا رفتن سختی نمونه‌ها دانست که در اثر افزایش ضخامت عرشه به وجود می‌آید. لازم به ذکر است که گسیختگی عرشه‌های فوق بدلیل جداسدگی GFRP از هسته‌ی فولادی و قبل از کمانش نهایی جان عرشه اتفاق افتاده است.

کترل عددی می‌باشد که دو نمونه با ضخامت ۱۸۳ و ۲۰۱ میلی‌متر در شکل (۹) نشان داده شده است. ضخامت نمونه‌ی کترل عددی نیز ۱۶۴ میلی‌متر می‌باشد. نمودارهای بار- تغییر مکان عرشه‌ها با ارتفاع متفاوت در شکل‌های (۱۰) نشان داده شده است. همان‌طوری که از شکل (۱۰) بر می‌آید افزایش ارتفاع هسته‌ی فولادی باعث افزایش ظرفیت باربری عرشه می‌گردد که این میزان برای نمونه‌ای که ضخامت آن از



شکل ۹ عرشه‌های کامپوزیتی با ارتفاع ۱۸۳ و ۲۰۱ میلی‌متر



شکل ۱۰ بار- تغییر مکان عرشه‌های کامپوزیتی با ارتفاع‌های ۱۸۳، ۲۰۱ و ۱۶۴ میلی‌متر

ندارد. میزان افزایش ظرفیت باربری و انرژی در نمونه‌ی فوق در اثر تغییر شکل هسته‌ی فولادی به حالت ذوزنقه‌ای به ترتیب ۱۱ و ۴۷ درصد می‌باشد. با توجه به این‌که میزان و خصوصیات مکانیکی هر یک از مصالح مورد استفاده در عرشه‌ی ذوزنقه‌ای به طور کامل مشابه نمونه‌ی کنترل ۸ سلولی مستطیلی می‌باشد و با استفاده از نتایج به دست آمده از نمودار فوق، می‌توان نتیجه گرفت که عرشه‌ی ذوزنقه‌ای مورد بررسی رفتار نسبتاً بهتری نسبت به عرشه‌ی مستطیلی دارد.

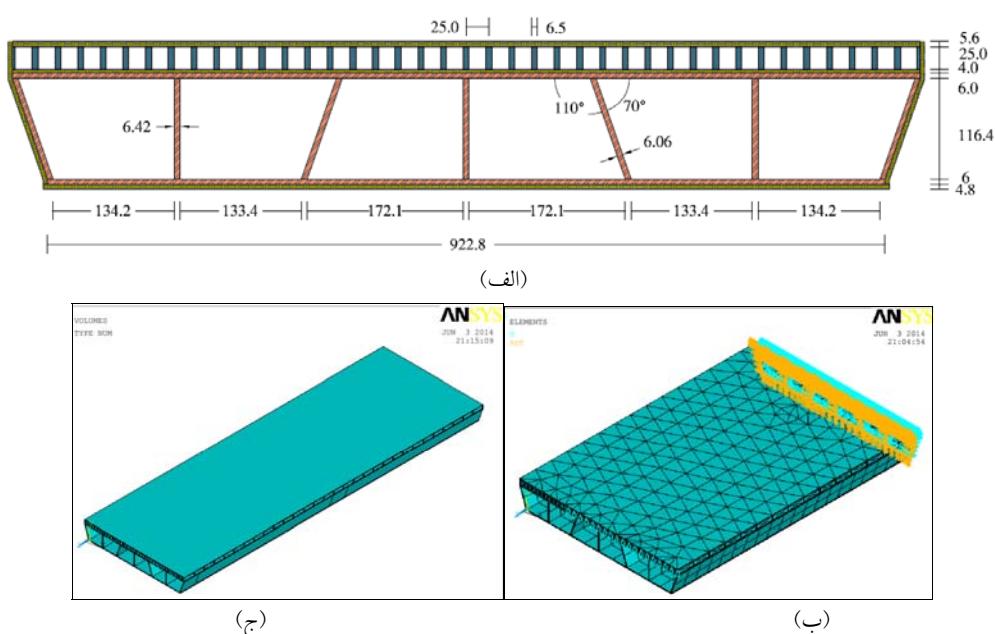
به منظور بررسی اثر تعداد سلول‌ها بر رفتار عرشه با ثابت نگهداشت مساحت فولاد در مقطع عرضی معادل فولاد عرشه کنترل عددی و هم‌چنین ثابت نگهداشت ضخامت عرشه، نمونه‌های ۵، ۷ و ۹ سلولی مدل‌سازی شده و ظرفیت باربری آن‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است (شکل ۱۳). نمودارهای بار-تغییر مکان نمونه‌ی فوق در شکل (۱۴) نشان داده شده است که مطابق آن، افزایش تعداد سلول‌های نمونه‌ی ذوزنقه‌ای تأثیر زیادی در سختی و شکل‌پذیری ندارد ولی ظرفیت باربری را افزایش می‌دهد. افزایش سلول‌های عرشه‌ی ذوزنقه‌ای از ۵ به ۹ ظرفیت باربری را ۱۰ درصد افزایش داده است.

اثر شکل هندسی مقطع هسته‌ی فولادی (مستطیلی و ذوزنقه‌ای)

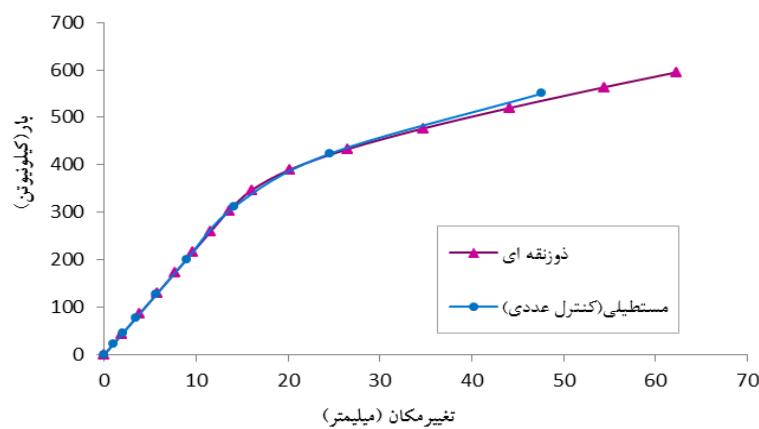
از آنجایی که شکل مقطع عرشه‌ی سلولی می‌تواند یکی از عوامل تأثیرگذار بر رفتار عرشه باشد، در این بخش تأثیر تغییر شکل مقطع هسته‌ی فولادی از حالت مستطیلی به ذوزنقه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد.

با ثابت ماندن مساحت فولاد مصرفی در هسته‌ی عرشه‌ی کامپوزیتی مستطیلی (نمونه‌ی کنترل)، شکل هسته‌ی فولادی از حالت مستطیلی به ذوزنقه‌ای تغییر داده شده است. در این مطالعه فقط شکل مقطع هسته‌ی فولادی تغییر داده شده است و سایر خصوصیات هندسی و مکانیکی لایه‌های عرشه‌ی کامپوزیتی و هم‌چنین ضخامت کل عرشه ثابت در نظر گرفته شده‌اند. مقطع عرشه‌ی کامپوزیتی با هسته‌ی ذوزنقه‌ای و مدل عددی آن در شکل (۱۱) و نمودارهای بار-تغییر مکان عرشه‌ی مورد بررسی نیز در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

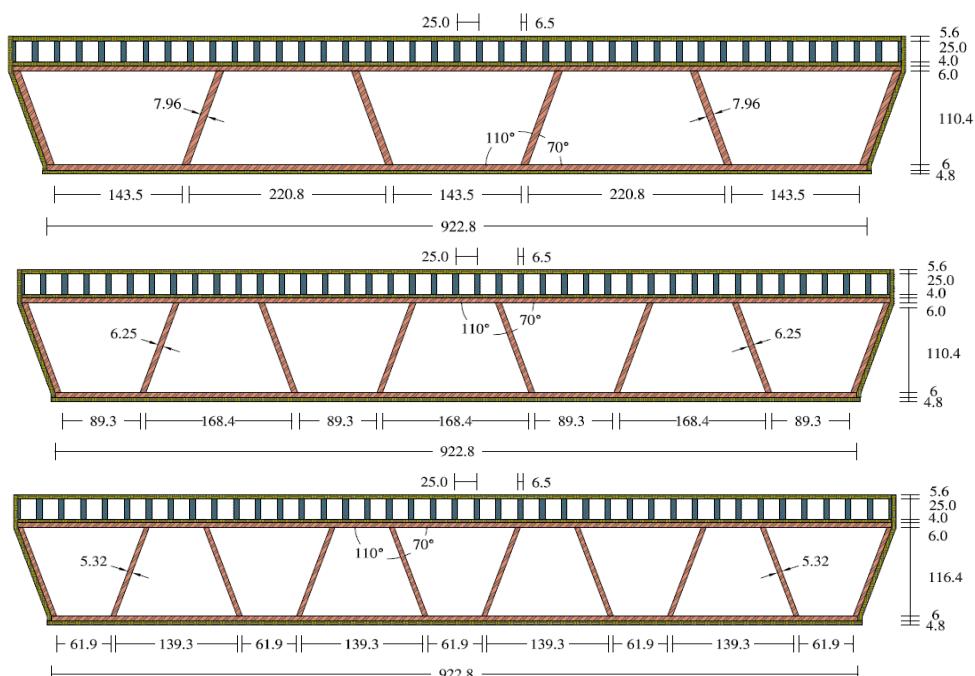
همانطوری که از شکل (۱۲) مشاهده می‌شود عرشه‌ی ذوزنقه‌ای ظرفیت باربری و توانایی جذب انرژی را نسبت به عرشه‌ی مستطیلی که حجم فولاد یکسانی دارند، افزایش می‌دهد ولی تأثیر چندانی در سختی عرشه



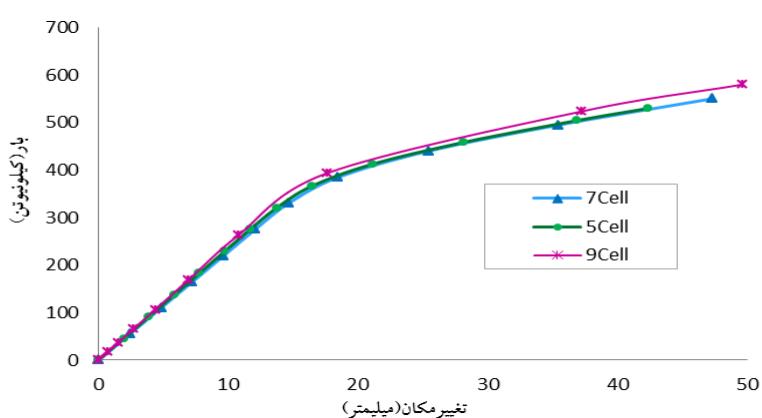
شکل ۱۱ عرشه‌ی کامپوزیتی با هسته‌ی ذوزنقه‌ای: (الف) مقطع هسته، (ب) کل مدل عددی، (ج) نصف مدل عددی



شکل ۱۲ بار- تغییر مکان عرضه‌ی ذوزنقه‌ای و نمونه‌ی کنترل ۸ سلولی مستطیل



شکل ۱۳ عرضه‌های کامپوزیتی ۵، ۷ و ۹ سلولی با مقطع ذوزنقه‌ای

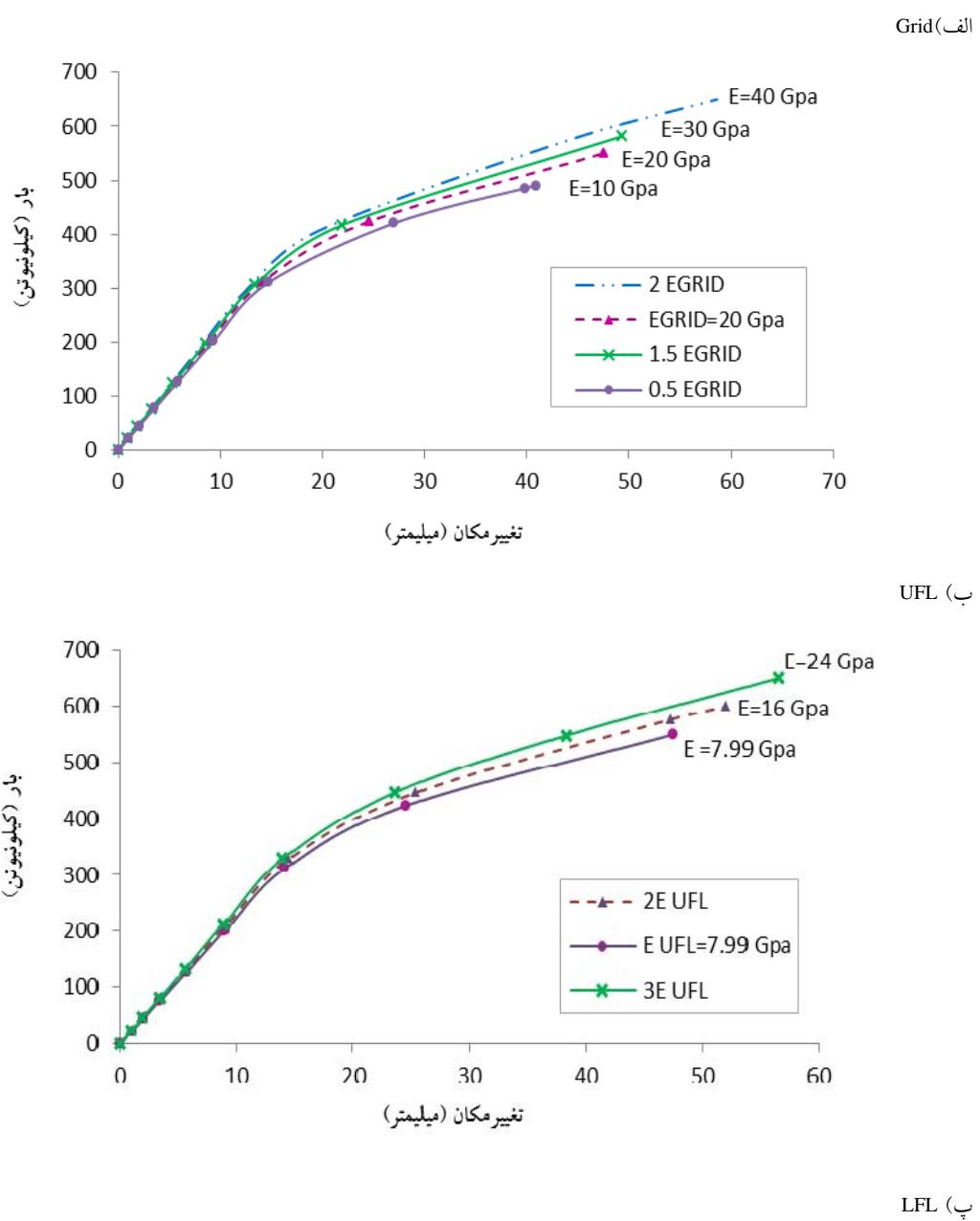


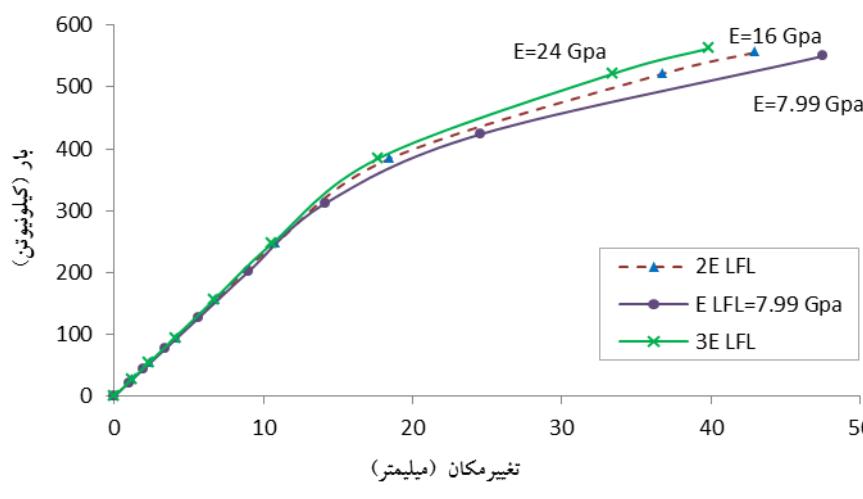
شکل ۱۴ نمودار بار- تغییر مکان عرضه‌های کامپوزیتی ذوزنقه‌ای ۵، ۷ و ۹ سلولی

بررسی دارد، تأثیر آن نیز بر ظرفیت باربری عرشه کامپوزیتی نسبت به بقیه‌ها بیشتر است. افزایش مدول الاستیستیه این لایه، سبب افزایش ظرفیت باربری عرشه می‌گردد. پس از Grid، لایه‌های CFL و LFL به ترتیب بیشترین تأثیر را بر ظرفیت باربری نمونه‌ی کنترل عددی دارند. شکل (۱۵) نتایج اشاره شده‌ی فوق را با جزئیات بیشتری نشان می‌دهد.

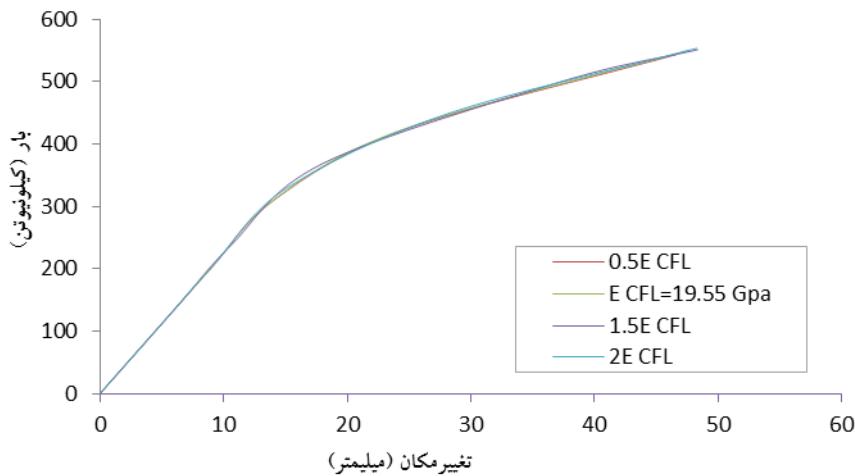
اثر مدول الاستیستیه لایه‌های GFRP

به منظور بررسی اثر مدول الاستیستیه GFRP بر چهار لایه‌ی GFRP پایینی (LFL)، GFRP مرکزی (CFL)، GFRP بالایی (UFL) و شبکه‌ی Grid (Grid) از عرشه کامپوزیتی مستطیلی (نمونه‌ی کنترل عددی) استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد از آنجایی که لایه‌ی Grid بیشترین ضخامت را در بین لایه‌های مورد

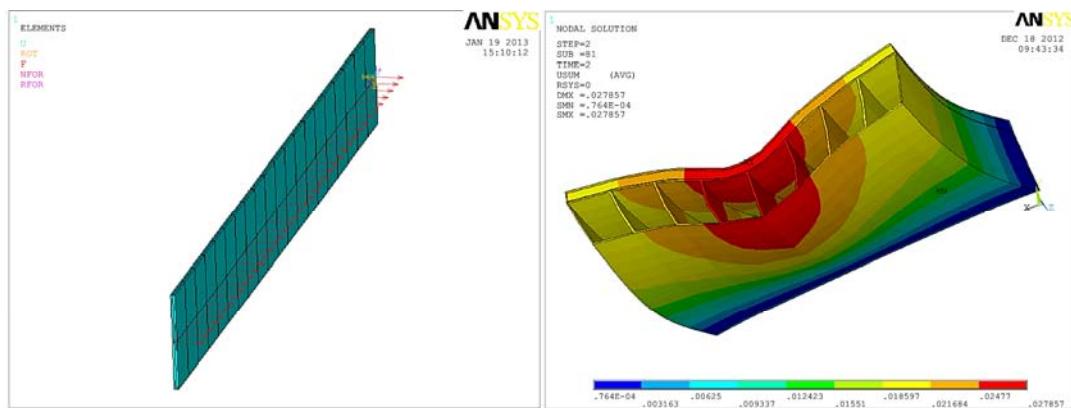




CFL (ت)



شکل ۱۵ نمودار تأثیر مدلول الاستیسیته (الف) Grid, (ب) CFL, (پ) UFL, (ت) LFL



شکل ۱۶ آنالیز کمانشی عرضه‌های کامپوزیتی

نیست بلکه به دلیل خردشدنی GFRP موجود در ناحیه‌ی فشاری بوده است.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار عرشه‌های کامپوزیتی با تغییر پارامترهای مختلف تأثیرگذار به روش اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفت و نتایج زیر حاصل گردید:

۱- مقایسه‌ی نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل‌سازی عددی رفتار عرشه‌های کامپوزیتی به روش اجزای محدود از دقت مناسبی برخوردار است.

۲- تغییر در تعداد سلول‌های عرشه‌ی ۸ سلولی تأثیر زیادی در سختی و شکل‌پذیری عرشه ندارد.

۳- افزایش ارتفاع هسته‌ی فولادی تا جایی که باعث کمانش جان هسته نگردد ظرفیت برابری عرشه‌ها را افزایش می‌دهد و باعث بهبود عملکرد آن‌ها می‌گردد.

۴- تغییرشکل هسته‌ی فولادی عرشه‌ی کامپوزیتی هشت سلولی از حالت مستطیلی به ذوزنقه‌ای، سبب افزایش ظرفیت برابری و جذب انرژی عرشه مس شود ولی تأثیر چندانی در سختی عرشه ندارد. به طور کلی عرشه‌ی ذوزنقه‌ای مورد بررسی، عملکرد سازه‌ای نسبتاً بهتری نسبت به عرشه‌ی مستطیلی دارد.

۵- افزایش مدول الاستیستیتی لایه‌ی Grid، سبب افزایش ظرفیت برابری عرشه شده و پس از آن، CFL و LFL چه ترتیب بیشترین تأثیر را بر ظرفیت برابری نمونه‌ی کنترل عددی دارند.

۶- گسیختگی نمونه‌های مورد بررسی به دلیل جداشدنی GFRP از هسته‌ی فولادی و قبل از کمانش نهایی جان عرشه اتفاق می‌افتد.

آنالیز کمانشی عرشه‌ی کامپوزیتی

به منظور بررسی امکان وقوع کمانش جان عرشه‌ها آنالیز کمانشی بر روی تمامی نمونه‌هایی که مطالعه‌ی پارامتریک بر روی آن‌ها صورت پذیرفته، انجام شده است. دو روش برای انجام آنالیز کمانش در نرم‌افزار Ansys پیش‌بینی شده است. این دو روش آنالیز کمانش غیرخطی و آنالیز کمانش خطی (مقادیر ویژه) هستند. معمولاً پاسخ‌های آنالیز کمانش غیرخطی دقیق بالاتری نسبت به روش خطی دارد و برای طراحی دقیق توصیه می‌شود. در روش آنالیز غیرخطی هندسی استاتیکی نرم‌افزار بار را به تدریج افزایش می‌دهد تا جایی که سازه به مرز ناپایداری می‌رسد. روش آنالیز کمانش خطی به مسائل خطی محدود است و براساس روش‌های حل مسائل کلاسیک الاستیک مقادیر ویژه‌ی کمانش انجام می‌شود [۲۲]. در این تحقیق از آنالیز کمانش غیرخطی برای انجام آنالیز کمانشی استفاده شده که در آن نخست بار اولیه کوچکی در راستای عمود بر صفحه‌ی جان‌ها به گرههای موجود در خط طولی میانی جان عرشه وارد می‌شود تا راستای کمانش توسط نرم‌افزار شناخته شود سپس در مرحله‌ی دوم با حذف بار اولیه آنالیز استاتیکی غیرخطی انجام شده است (شکل ۱۶). در مطالعه‌ی پارامتریک نمودار تنفس-کرنش فولاد به صورت الاستوپلاستیک دوخطی و تغییرات تنفس-کرنش GFRP تا لحظه‌ی گسیختگی به صورت خطی در نظر گرفته شده است. پس از انجام مراحل فوق برای تحلیل غیرخطی کمانشی ملاحظه شد که در تمامی نمونه‌ها گسیختگی عرشه ناشی از کمانش GFRP جان نبوده است بلکه به علت جداشدنی مرکزی از هسته‌ی فولادی می‌باشد. با افزایش مقاومت چسب به ۲ الی ۳ برابر مقاومت چسب مورد استفاده در آزمایشگاه نیز خرابی نمونه‌ها به علت کمانش جان‌ها

مراجع

1. Kim. H.Y, Jeong. Y. J, "Experimental investigation on behaviour of steel-concrete composite bridge

- decks with perfobond ribs", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp.463-471, (2006).
2. Brown. D. L, Berman. J. W, "Fatigue and Strength Evaluation of Two Glass Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks", *Journal of bridge engineering*, ASCE, Vol 14, pp. 493-503, (2010).
 3. Versace. J, Ramirez. J, "Implementation of Full-Width Bridge Deck Panels, A Synthesis", Publication FHWA/IN/JTRP, Joint Transportation Research program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, Paper 116, (2004).
 4. Kim. H.Y, Jeong. Y. J," Ultimate strength of a steel-concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting", *Engineering Structures Elsevier*, (2009).
 5. Ji. H. S, Son. B. J, Ma. Z, "Evaluation of Composite Sandwich Bridge Decks with Hybrid FRP-Steel Core", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 14, No. 1, (2009).
 6. Gan. L. H, Ye. L, Mai. Y. W, "Design and evaluation of various section profiles for pultruded deck panels", *Composite Structures* 47, Elsevier, pp.719-725, (2000).
 7. Reising. R, Shahrooz. B, "Close Look at Construction Issues and Performance of Four Fiber-Reinforced Polymer Composite Bridge Decks", *Journal of Composite for Construction*, (2004).
 8. Kim. H. Y, Hwang. Y. K, Park. K, "Fiber reinforced plastic deck profile for I-girder bridges", *Journal of Composite Structures* 67, pp. 411–416, (2005).
 9. Jeong. J, Lee. Y. H, Park. K, "Field and laboratory performance of a rectangular shaped glass fiber reinforced polymer deck", *Journal of Composite Structures* 81, Vol 81, pp. 622–628, (2007).
 10. Brown. D. L, Berman. J. W, "Fatigue and Strength Evaluation of Two Glass Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks", *Journal Of Bridge Engineering Asce*, (2010).
 11. Ji. H. S, Song. W, Ma. Z. J, "Design, test and field application of a GFRP corrugated-core sandwich bridge", *Journal of Engineering Structures Elsevier*, Vol. 32, pp. 2814-2824, (2010).
 12. Hillman, J. R., and Murray, T. M., "Innovative floor systems for steel framed buildings", International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, Vol 60, pp. 672– 675, (1990).
 13. Bakeri, P. A., and Sunder, S. S., "Concepts for hybrid FRP bridge deck systems" Serviceability and Durability of Construction Materials; Proc., 1st Materials Engineering Congress , ASCE, New York, 2, pp. 1006 –1015, (1990).
 14. Saiidi, M., Gordaninejad, F., and Wehbe, N., "Behavior of graphite/epoxy concrete composite beams", *J. Struct. Eng*, pp. 2958 –2976, (1994).
 15. Deskovic. N, Meier. U, "Innovative design of FRP combined with concrete", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 7, July 1995, pp. 1069-1078, (1995).
 16. Kitane. Y, Aref. A. J, Lee. G, "Static and Fatigue Testing of Hybrid Fiber-Reinforced Polymer – Concrete Bridge", *Superstructure Journal of Composite for Construction*, Vol. 8, No. 2, pp. 182-190,

- ASCE, (2004).
17. Warn. G. P, Aref. A. J, "Sustained-Load and Fatigue Performance of Hybrid FRP-Concrete Bridge Deck System", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 14, No. 6, December, (2010).
 18. He. J, Liu. Y, Chen. A, Dai. L, "Experimental investigation of movable hybrid GFRP and concrete bridge deck", *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 26, pp. 49–64, (2012).
 19. Ji. H. S, Byun. J. K, Lee. C. S, "Structural performance of composite sandwich bridge decks with hybrid GFRP–steel core", *Journal of Composite Structures* 93, Vol. 93, pp. 430–442, (2011).
 20. Ministry of Construction and Transportation (MOCT), "Standards specifications for highway bridge", 2nd Ed., South Korea, (2000).
 21. ANSYS 2012, ANSYS Help.
۲۲. جاهد مطلق. ح، نوبان. م، اشراقتی. م، "اجزای محدود ANSYS" ، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ پنجم، (۱۳۹۰).

رفتار مکانیکی خاک‌های رسی مخلوط با خرد لاستیک*

امین ارشیزاده^(۱) حسین سلطانی جیقه^(۲) محرم اسدزاده^(۳)

چکیده امروزه از مخلوط خاک رس خالص با خرد لاستیک به عنوان مصالح ساخت در برخی از پژوهه‌های عمرانی استفاده می‌شود. با توجه به گسترش کاربرد این خاک‌ها، شناخت رفتار مکانیکی و تعیین خواص آنها ضروری است. بدین منظور، آزمایش‌های سه‌محوری یکنواخت (Monotonic) زهکشی نشده بر روی نمونه‌های متراکم رس خالص و مخلوط «رس- خرد لاستیک» انجام می‌شود. نمونه‌های مخلوط از اختلاط دو نوع رس خالص با خرد لاستیک با درصد وزنی ۱۰، ۲۰ و ۳۰ تهیه شدند. نتایج این آزمایش‌ها نشان می‌دهد که مقاومت برشی و فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در نمونه‌ها، به درصد خرد لاستیک در خاک مخلوط و نوع رس بستگی دارد. به طوری که بسته به نوع رس مورد استفاده در مخلوط، درصد اختلاط بهینه‌ای برای خرد لاستیک وجود دارد.

واژه‌های کلیدی مخلوط رس- خرد لاستیک، آزمایش سه‌محوری زهکشی نشده، مقاومت برشی، فشار آب حفره‌ای.

Behavior of Clayey Soils Mixed with Tire Chips

A. Ersizad H. Soltani-Jigheh M. Asadzadeh

Abstract Recently, mixtures of clay-tire chips are used as construction material in civil engineering projects. With respect to the tending for using these materials, it is necessary to know their mechanical behavior. Thereby, a number of undrained monotonic triaxial tests are carried out on the specimens of pure clay and clay-tire chip mixtures. Mixed specimens prepared by mixing pure clay with 10%, 20%, and 30% tire chips in weight. The results of the tests indicate that shear strength and pore water pressure due to shearing depend on the amount of tire-chips and clay type. As dependent on the clay type used in the mixtures, there is an optimum content for tire-chips to mix with the clay.

Keywords Clay-Tire Chip Mixtures, Undrained Triaxial Test, Shear Strength, Pore Water Pressure.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۲/۳۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۰/۵ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول، کارشناس ارشد خاک و پی، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان.

(۲) استادیار گروه عمران، دانشکده‌ی فنی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان.

(۳) کارشناس ارشد خاک و پی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد زنجان.

مقدمه

هر سال در جهان حجم زیادی از لاستیک تایرها به عنوان زباله‌های غیرقابل تجزیه بر روی هم انباشته شده و یا در حجم وسیعی داخل زمین دفن می‌گردد. این توده‌های لاستیک نه تنها سبب آلودگی محیط زیست می‌شوند بلکه باعث به خطر افتادن سلامتی انسان و ایجاد آتش‌سوزی نیز می‌شوند. علاوه بر این، لاستیک‌ها نسبت به سایر زباله‌ها از چگالی کمتری برخوردارند و در نتیجه حجم زیادی را در مدافن‌های زباله اشغال می‌کنند. با توجه به مطالب گفته شده و غیرقابل تجزیه بودن لاستیک تایرها، لازم است توجه ویژه‌ای به مدیریت این مواد داده شود.

مطابق با نظر هامفری [1] استفاده از خردل‌لاستیک در مهندسی عمران مزایای زیادی دارد که از آن جمله می‌توان به چگالی کم لاستیک، قابلیت دوام و سازگاری بالا، عایق حرارتی بالا و در بسیاری از موارد هزینه‌ی تمام شده‌ی پایین در مقایسه با سایر مصالح خاکریز اشاره نمود. بدین علت اخیراً امکان استفاده از خردل‌لاستیک در خاکریزی بزرگراه‌ها، خاکریزی پشت سازه‌های حائل قرار گرفته بر روی خاک‌های سست یا قابل تراکم توسط محققان بررسی شده است. بنابراین، شناخت دقیق‌تر رفتار مکانیکی این مصالح در شرایط مختلف بارگذاری نیاز به مطالعه و بررسی بیشتری دارد.

در این تحقیق، رفتار خاک‌های رسی مخلوط تحت بارگذاری یکنواخت با انجام آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته همسان زهکشی‌نشده (CIU) بر روی نمونه‌های متراتکم رس خالص، مخلوط «رس- خردل‌لاستیک» مطالعه شده است، و اثر درصد خردل‌لاستیک و اثر نوع رس بر رفتار تنش-کرنش، تغییرات فشار آب حفره‌ای و مسیر تنش مطالعه می‌شود. در این مقاله، ابتدا تاریخچه‌ی مختصه‌ی از مطالعات انجام شده ارائه و سپس مصالح و برنامه‌ی آزمایش‌ها معرفی می‌شوند. در نهایت نتایج آزمایش‌های سه‌محوری بر حسب پارامترهای مختلف ارائه و مورد ارزیابی و

تحلیل قرار می‌گیرند.

تاریخچه

اخیراً نتایج مطالعات انجام گرفته در زمینه‌ی تسلیح خاک رس با مصالح دانه‌ای نشان‌دهنده اثر مثبت خاک‌های دانه‌ای بر روی مقاومت رس می‌باشد [6, 2]. هور و همکاران [7] با انجام آزمایش‌های تراکم و CBR بر روی مخلوط ماسه‌ی شکسته و مسلح شده با الیاف پلی‌پروپیلن نشان دادند که افزودن الیاف به ماسه افزایش می‌دهد و باعث افزایش CBR می‌شود. عبدی و پارساپژوه [8] با انجام آزمایش‌های نفوذپذیری و تحکیم بر روی نمونه‌های رسی مسلح شده با الیاف پلی‌پروپیلن، خواص نفوذپذیری و نشست‌پذیری این مخلوط‌ها را بررسی کردند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با افزایش درصد الیاف در مخلوط مقدار نشست کم می‌شود؛ به طوری که در نمونه‌ی مخلوط حاوی ۸ درصد الیاف به طول ۵ میلی‌متر کمترین نشست دیده شد. هم‌چنین میزان نفوذپذیری با افزایش درصد الیاف تا چند برابر افزایش می‌یابد.

نتایج حاصل از بررسی‌های انجام گرفته توسط عبدی و همکاران [9] بیانگر این است که کاربرد الیاف طبیعی و مصنوعی به طور محسوس مقاومت برشی و شکل‌پذیری نمونه‌های مسلح شده کائولینیت را افزایش می‌دهد.

درصد وزنی و عرض خردل‌لاستیک‌ها، وضعیت ظاهری آنها، میزان تراکم و تنش نرمال وارد از عوامل مؤثر بر روی مقاومت برشی مخلوط ماسه و خردل‌لاستیک می‌باشد. نمونه‌های مخلوط ماسه و خردل‌لاستیک وقتی که درصد خردل‌لاستیک بیشتر باشد و نمونه‌ها متراتکم تر باشند، رفتار اتساعی‌تری دارند. با افزایش درصد خردل‌لاستیک‌ها و درصد تراکم مخلوط‌ها، زاویه‌ی اصطکاک داخلی نمونه‌های مخلوط بیشتر می‌شود [10].

در تحقیق به عمل آمده توسط قضاوی و برمکی

مقاومت برشی و شکل‌پذیری مخلوط می‌گردد و جاذبه‌ی بین ذرات رس و الیاف، باعث ایجاد پیوندی مناسب برای انتقال بار می‌گردد. همچنین این محققان دریافتند که الیاف باعث افزایش مقاومت برشی زهکشی‌نشده‌ی خاک می‌شود. تحقیقی دیگر نشان داد که افزایش میزان مقاومت فشاری تحت تأثیر دو فاکتور مقدار الیاف و میزان رطوبت تراکم می‌باشد [16].

چتین و همکاران [17] با مقایسه‌ی نتایج آزمایش تراکم مخلوط‌های رس- خردلاستیک و رس خالص نشان دادند که وزن مخصوص خشک مخلوط‌ها کمتر از وزن مخصوص خشک خاک رس می‌باشد. یعنی اینکه پتانسیل خوبی برای استفاده از خرده لاستیک‌ها به عنوان مصالح خاکریز سبک وجود دارد. آنها همچنین با انجام آزمایش‌های برش مستقیم بر روی مخلوط‌های رس- خردلاستیک دریافتند که با افزایش درصد خردلاستیک مخلوط، در تنش‌های نرمال کمتر، کرنش قائم قابل ملاحظه‌ای در نمونه ایجاد نمی‌شود و یا تغییر حجم مشخصی در طول آزمایش برش در نمونه دیده نمی‌شود. ولی در تنش‌های نرمال زیاد افزودن خردلاستیک کرنش قائم نمونه‌ها را کاهش می‌دهد. همچنین میزان نفوذپذیری مخلوط‌ها با افزایش میزان خردلاستیک و کاهش تنش نرمال وارد افزایش می‌یابد. نفوذپذیری هر دو نوع خردلاستیک ریز و درشت به تنهایی همانند انواع ماسه‌ها می‌باشد که این بیانگر این است که می‌توان از خردلاستیک‌ها به تنهایی یا ترکیب‌شان با ماسه، به عنوان مصالح خاکریز استفاده نمود. از طرف دیگر، پارامترهای مقاومت برشی حاصل از آزمایش‌ها برش مستقیم نشان می‌دهد با افزودن لاستیک ریز و درشت به خاک رس، مقادیر چسبندگی افزایش و زاویه‌ی اصطکاک کاهش می‌یابند این روند تا جایی ادامه می‌یابد که درصد اختلاط لاستیک به ۴۰٪ برسد. با افزایش درصد لاستیک از ۴۰٪ به ۵۰٪ و ۱۰۰٪ میزان چسبندگی کاهش و زاویه‌ی اصطکاک داخلی افزایش می‌یابد.

کومار و همکاران [18] به منظور بررسی اثر الیاف پلی‌استر بر روی رس، آزمایش‌های فشاری تک‌محوری

[11] اثر افزودن خردلاستیک به بتونیت در خواص انقباضی و مقایسه‌ی آن با مخلوط ماسه و خردلاستیک مورد بررسی قرار گرفت. تحقیق با انجام تعداد قابل توجهی از آزمایش‌های حد انقباض بر روی نمونه‌های مخلوط با درصدهای مختلف حجمی صورت گرفته است. نتایج حاکی از اثرات قابل ملاحظه‌ی اصلاح خواص انقباضی بتونیت با خردلاستیک می‌باشد. به طوری که با افزایش درصد خردلاستیک حد انقباض مخلوط بتونیت- خردلاستیک افزایش می‌یابد، و ترک‌های ایجاد شده حاصل از انقباض از نظر طول و عرض کاهش می‌یابند. در مقایسه‌ی این نتایج با رفتار مخلوط مشابه بتونیت- ماسه ملاحظه می‌گردد که از لحاظ اثرگذاری بر حد انقباض، تفاوت چندانی وجود ندارد.

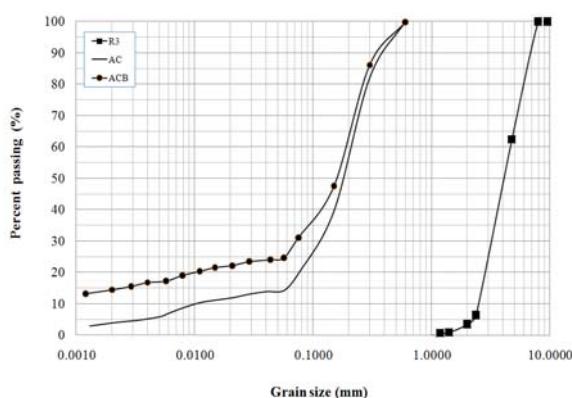
اینگلد و میلر [12] با انجام آزمایش‌های سه‌محوری زهکشی‌شده بر روی رس کائولینیت مسلح با صفحه‌ی پلاستیکی مشبك نشان دادند که مقاومت رس مسلح نسبت به رس خالص بیشتر است و نرخ افزایش در مقاومت صفحات اندازه‌ی چشممه‌ای کوچک بیشتر است. آنان با انجام آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شده بر روی نمونه‌های رس کائولینیت و رس لندن مسلح با پلی‌اتیلن مشبك، نمد سوراخ و ژئوتکستайл تأثیر جنس مسلح کننده را بر مقاومت خاک مسلح بررسی نمودند. اینگلد [13] با انجام آزمایش برش مستقیم بر روی خاک‌های چسبنده نشان داد که مسلح کننده‌های شبکه‌ای بیشترین اثر را در افزایش مقاومت و کرنش گسیختگی نسبت به مسلح کننده‌های صفحه‌ای و نواری دارند.

بوسچر و همکاران [14] گزارش کردند که خاک‌ریز ساخته شده با مخلوط ماسه و خردلاستیک، حتی زمانی که در معرض بارهای سنگین قرار می‌گیرد، رفتار رضایت‌بخشی نسبت به ماسه‌ی خالص دارد. اندرزلند و ختک [15] تأثیر افزودن نوعی الیاف سلولزی بر مقاومت برشی و رفتار تنش- کرنش رس کائولینیت را با انجام آزمایش‌های سه‌محوری بررسی کردند. نتایج نشان داد که افزودن الیاف باعث افزایش

مصالح

نمونه خاک متراکم، شامل ۶ مخلوط رس- خردل‌استیک و دو نوع رس خالص متفاوت مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه‌های مخلوط از اختلاط دو نوع رس خالص با یک نوع خردل‌استیک با درصد وزنی ۱۰، ۲۰ و ۳۰ تهیه شدند. توده ویژه ذرات خردل‌استیک مصرفي ۹۸٪، تعیین گردید. منحنی دانه‌بندی خردل‌استیک و رس‌های خالص در شکل (۱) نشان داده شده است. حد روانی و شاخص خمیری میانگین مصالح چسبنده استفاده شده اصلی به ترتیب برابر با ۳۳٪ و ۱۲٪، و توده‌ی ویژه آن ۲/۶۹۸ است. رس مذکور براساس سیستم طبقه‌بندی متحده (USCS) در گروه CL قرار می‌گیرد [۲۰] و در این تحقیق با علامت AC معرفی می‌گردد.

برای بررسی اثر نوع رس بر روی رفتار مکانیکی مخلوط‌های رس- خردل‌استیک، یک نوع رس مصنوعی از مخلوط کردن ۸۰٪ رس و ۲۰٪ رس بتونیت تجاری تهیه شد. حد روانی و شاخص خمیری این رس مخلوط به ترتیب برابر با ۶۱٪ و ۳۳٪ و توده‌ی ویژه آن ۲/۶۳۹ تعیین شد که در این تحقیق با علامت ACB مشخص می‌شود. این خاک براساس سیستم طبقه‌بندی متحده (USCS) در گروه CH قرار می‌گیرد [۲۰].



شکل ۱ منحنی دانه‌بندی خردل‌استیک و دو نوع رس

انجام دادند و استنتاج کردند که با تسليح خاک تراکم‌پذير به‌وسيله‌ی اليف‌های پلی‌استر، مقاومت فشاری تکمحوري به‌طور قابل توجهی افزایش می‌يابد. مختاری و همکاران [۱۹] با انجام آزمایش‌های CBR و تراکم، اثر افزودن اليف پلی‌پروپيلن بر رفتار مکانیکی مخلوط خاک-آهک را بررسی نمودند. نتایج نشان داد که افزودن اليف باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذيری مخلوط خاک-آهک می‌گردد و آن را از حالت ترد و شکننده خارج می‌سازد. همچنين افزایش طول اليف و افزایش درصد وزنی اليف (در یک طول ثابت)، سبب بيشرتر شدن CBR و رطوبت بهينه و كاهش وزن مخصوص خشك حداکثر می‌شود.

در اين تحقیق به‌منظور پي بردن به رفتار مکانیکی مخلوط رس- خردل‌استیک، ابتدا با استفاده از آزمایش‌های تراکم روی نمونه‌ها، درصد رطوبت بهينه و وزن مخصوص خشك ماکریم نمونه‌ها تعیین می‌شود و سپس بر روی نمونه‌ها، آزمایش‌های سه‌محوري زهکشی نشده در سه فشار محصورکننده‌ی متفاوت انجام می‌گردد. برای ارزیابی اثر درصد لاستیک و نوع رس بر روی رفتار مخلوط‌ها، نمونه‌ها با درصد‌های متفاوت خردل‌استیک و با دو نوع رس متفاوت تهیه می‌شوند. در نهایت، بر مبنای نتایج حاصل از اين آزمایش‌ها، ارزیابی‌های لازم در خصوص رفتار تنش-كرنش و فشار آب حفره‌ای نمونه‌ها بر حسب درصد خردل‌استیک و نوع رس صورت می‌گيرد.

مصالح استفاده شده و برنامه‌ی آزمایش دستگاه آزمایش سه‌محوري

برای انجام آزمایش‌ها، از دستگاه سه‌محوري ديجيتالي استفاده شده است. فشار جانبی موردنیاز به‌وسيله‌ی يك كمپرسور با ظرفیت ۱۲ بار (۱۲۰۰kPa) تأمین می‌گردد. بار محوري برای انجام آزمایش‌های برشی به‌وسيله‌ی جک هيدروليكي اعمال می‌شود. تمام اندازه‌گيري‌ها، به‌جز تغييرات حجم نمونه، به صورت اتوماتيك و با دقت بالا انجام می‌گيرد.

آب مخلوط شدند و برای اطمینان از پخش یکنواخت رطوبت، هر نمونه حدود ۲۴ ساعت بعد از آماده‌سازی لایه‌ها ساخته شد. همچنین برای ایجاد اتصال بهتر بین لایه‌های متواالی در حین تراکم، سطح هر لایه پس از تراکم خراش داده شد. نمونه‌ها پس از آماده‌سازی درون محفظه‌ی سه‌محوری قرار داده شدند. سپس به‌منظور اشباع نمونه‌ها، آب مقطر از داخل آنها عبور داده شده و سپس با اعمال تدریجی پس‌فشار از بالای نمونه‌ها اشباع گردیدند. پس‌فشار نهایی برای اشباع نمونه‌ها 335kPa در نظر گرفته شد و پس از این‌که مقدار B به بیشتر از 97% رسید نمونه‌ها اشباع فرض شدند.

بعد از اشباع شدن، نمونه‌ها تحت تنشی‌های مؤثر

محصور‌کننده‌ی 100kPa ، 200kPa و 300kPa تحکیم شدند. پس از پایان مرحله‌ی تحکیم، آزمایش‌های سه‌محوری فشاری زهکشی نشده از نوع کترل کرنش بر روی نمونه‌ها انجام شد. کلیه‌ی آزمایش‌ها تا کرنش 18% ادامه یافت و برای اطمینان از ایجاد فشار آب حفره‌ای یکسان در سراسر نمونه در حین بارگذاری برشی، سرعت بارگذاری 0.05 min^{-1} ٪ انتخاب شد.

نتایج

منحنی تنش انحرافی، فشار آب حفره‌ای و مسیر‌تش (در صفحه‌ی $p':q'$) برای نمونه‌ها و تنش‌های محصور‌کننده‌ی مختلف در شکل‌های (۲) تا (۵) نشان داده شده است. در نمودارهای تنش انحرافی و فشار آب حفره‌ای، محور قائم بهتریب نسبت تنش انحرافی به فشار همه‌جانبه (σ_3') و فشار آب حفره‌ای (Δu)، و محور افقی هر دو نمودار کرنش محوری (ϵ_a) می‌باشد. در نمودارهای مسیر‌تش، محور افقی تنش مؤثر میانگین ($(\sigma_3' + \sigma_1')/2$) و محور قائم تنش برشی ($\sigma_3' - \sigma_1'/2$) است.

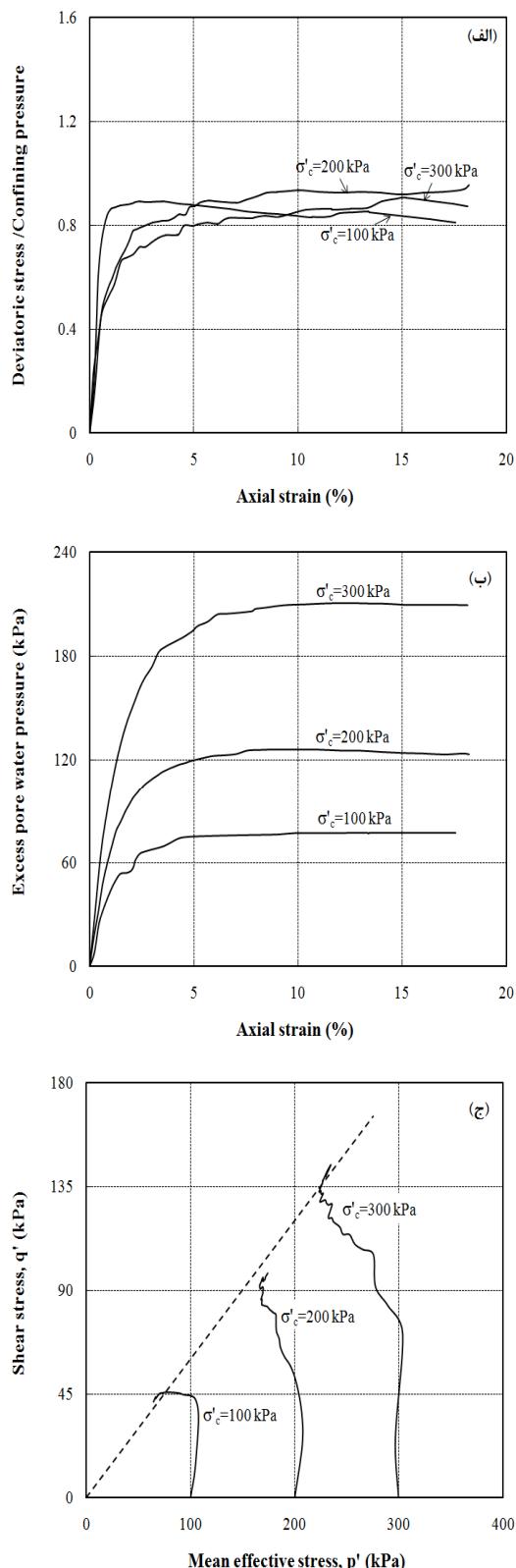
تهیه‌ی نمونه‌ها و انجام آزمایش

برای تهیه‌ی نمونه‌های مختلف، خاک رس با مقادیر مختلف خردلاستیک مخلوط گردید که فهرست این نمونه‌ها به همراه برخی از مشخصات آنها در جدول (۱) آمده است. در نام‌گذاری نمونه‌ها علامت R3 اشاره به خردلاستیک دارد و علامت AC و ACB نوع رس را نشان می‌دهند. عدد نوشته شده در کنار نام نمونه‌ها، بیانگر درصد وزنی رس در نمونه‌ها می‌باشد. به عنوان مثال، نمونه‌ی ساخته شده از 70% رس خالص AC با علامت R3-AC70 نشان داده می‌شود.

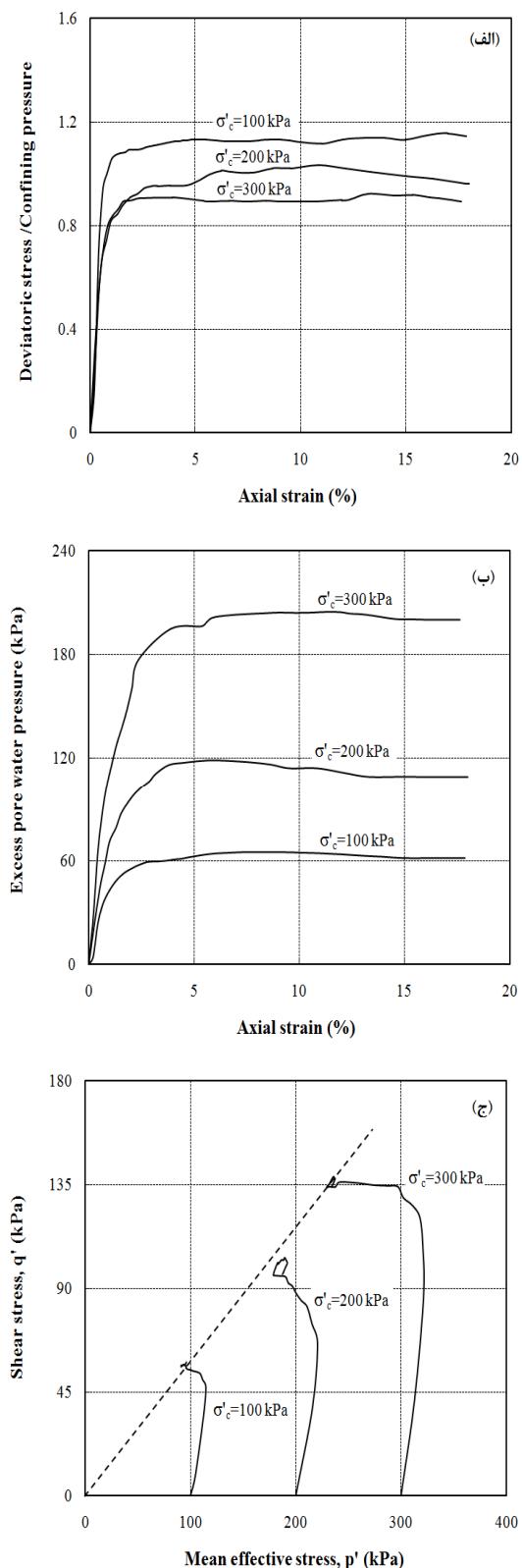
جدول ۱ درصدهای مختلف خاک رس و خردلاستیک در نمونه‌های مختلف و مشخصات آنها

نام نمونه	رس (%)	خردلاستیک (%)	دانسیته خشک (kN/m ³)	درصد رطوبت (%)
AC100	100	0	16/35	19/50
R3-AC90	90	10	15/20	19/54
R3-AC80	80	20	14/40	18/40
R3-AC70	70	30	13/80	16/25
ACB100	100	0	14/78	21/75
R3-ACB90	90	10	13/63	20/40
R3-ACB80	80	20	13/42	19/25
R3-ACB70	70	30	13/10	20/25

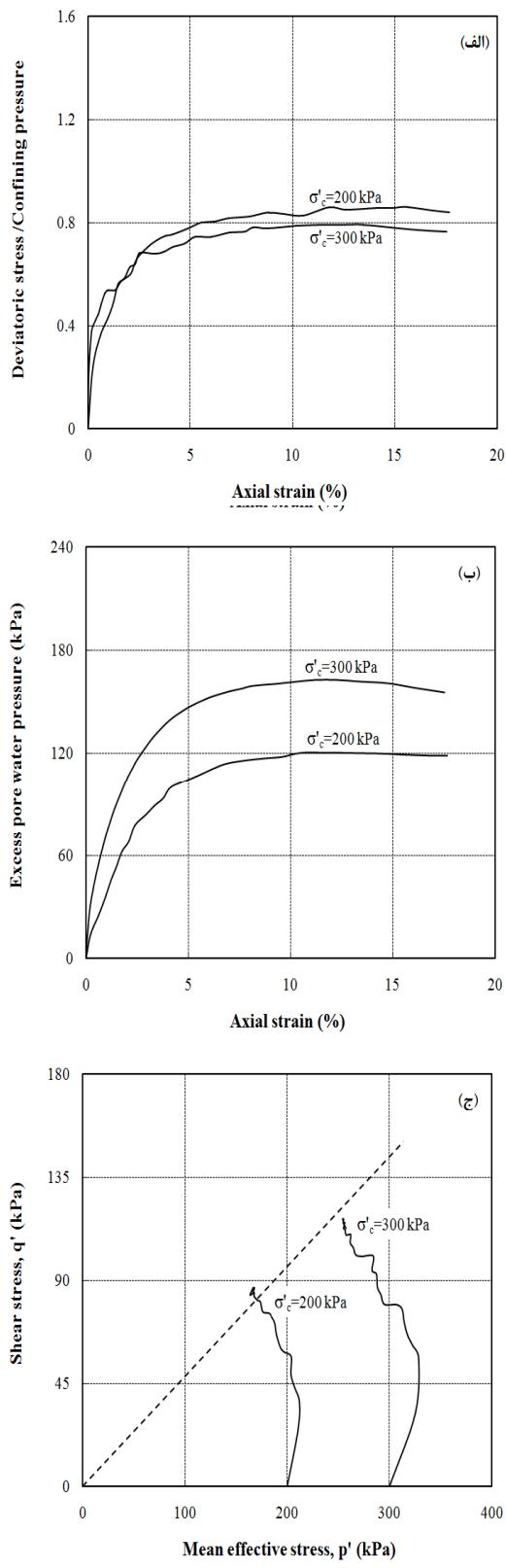
از آنجایی که در این تحقیق رفتار خاک رس مخلوط از دیدگاه کاربرد آنها در خاکریزهای متراکم مورد نظر است، نمونه‌ها با رطوبت یک درصد بیشتر از رطوبت بهینه و دانسیته معادل با 95% وزن مخصوص خشک حداقل حاصل از آزمایش پروکتور استاندارد تهیه شدند [21]. قطر و ارتفاع نمونه‌ها بهتریب ۵ و ۱۰ سانتی‌متر بود. نمونه‌ها در سه لایه تهیه شدند و به‌منظور ثابت ماندن درصد اختلاط مصالح در لایه‌ها، مصالح هر لایه جداگانه در داخل کیسه پلاستیکی با



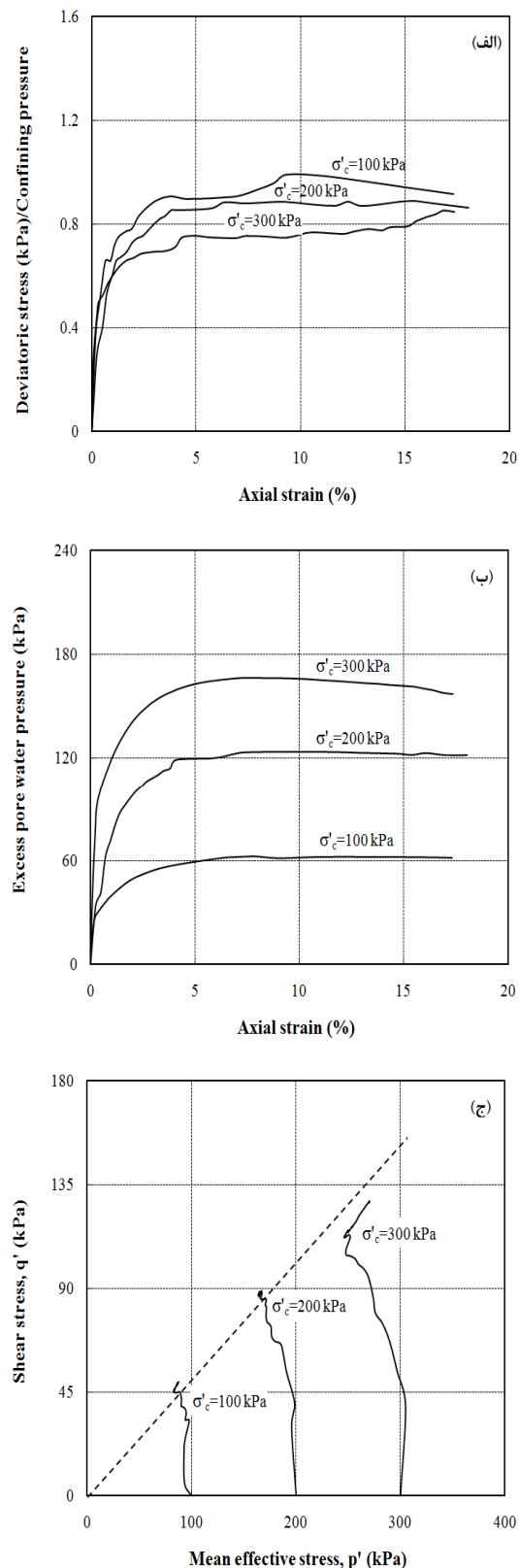
شکل ۳ نتایج آزمایش‌های سه‌محوری بر روی نمونه‌های مخلوط R3-AC90 در تنش‌های محصورکنندهٔ مختلف: (الف) منحنی تنش انجرافی، (ب) تغییرات فشار آب حفره‌ای و (ج) مسیر تنش



شکل ۲ نتایج آزمایش‌های سه‌محوری بر روی نمونه‌های رس AC100 در تنش‌های محصورکنندهٔ مختلف: (الف) منحنی تنش انجرافی، (ب) تغییرات فشار آب حفره‌ای و (ج) مسیر تنش



شکل (۵): نتایج آزمایش‌های سه‌محوری بر روی نمونه‌های مخلوط R3-ACB90 در تنش‌های محصور کننده مختلف: (الف) منحنی تنش انحرافی، (ب) تغییرات فشار آب حفره‌ای و (ج) مسیر تنش



شکل ۴: نتایج آزمایش‌های سه‌محوری بر روی نمونه‌ای رس ACB100 در تنش‌های محصور کننده مختلف: (الف) منحنی تنش انحرافی، (ب) تغییرات فشار آب حفره‌ای و (ج) مسیر تنش

مخلوط رس ACB (با نشانه‌ی خمیری بالا) ملاحظه می‌گردد که یک رابطه‌ی نزولی مابین مقاومت برشی و درصد لاستیک وجود دارد به‌گونه‌ای که هر چه درصد خردلاستیک بیشتر می‌شود میزان مقاومت برشی نمونه‌ها نسبت به رس خالص کاهش می‌یابد.

به‌منظور ارزیابی بهتر اثر درصد خردلاستیک بر روی مقادیر پارامترهای مقاومت برشی، منحنی زاویه‌ی اصطکاک داخلی در برابر درصد خردلاستیک در شکل (۸) ارائه شده است. نتایج حاصل از آزمایش‌ها بیانگر این است که افزودن خردلاستیک به خاک رس AC و ACB دو اثر کاملاً متفاوت دارد. به این صورت که با افزودن ۱۰٪ خردلاستیک به خاک رس نوع AC زاویه‌ی اصطکاک داخلی افزایش یافته و سپس هر چه درصد خردلاستیک به خاک زیاد می‌شود زاویه‌ی اصطکاک داخلی کاهش می‌یابد. از طرف دیگر، با افزودن ۱۰٪ خردلاستیک به خاک رس نوع ACB زاویه‌ی اصطکاک نسبت به رس خالص کاهش و سپس با افزایش درصد خردلاستیک، زاویه‌ی اصطکاک داخلی افزایش می‌یابد.

هم‌چنین با توجه به شکل ملاحظه می‌گردد که هم‌گرایی مقادیر زاویه‌ی اصطکاک در نمونه‌های مخلوط رس- خردلاستیک برای دو نوع رس با افزایش درصد خردلاستیک بیشتر می‌گردد به‌طوری که پیش‌بینی می‌شود تقریباً با افزودن ۳۵٪ خردلاستیک به هر دو نوع رس، مقدار زاویه‌ی اصطکاک نمونه‌ها مساوی شود.

فشار آب حفره‌ای (Δu) ناشی از برش

برای بررسی اثر خردلاستیک بر روی فشار آب حفره‌ای، تغییرات فشار آب حفره‌ای حداقل (Δu_{max}) با درصد خردلاستیک در تنش‌های محصورکننده مختلف در شکل (۹) رسم شده است.

بحث بر روی نتایج

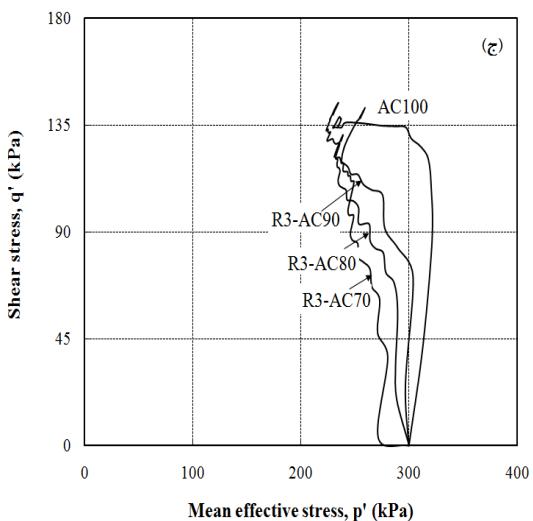
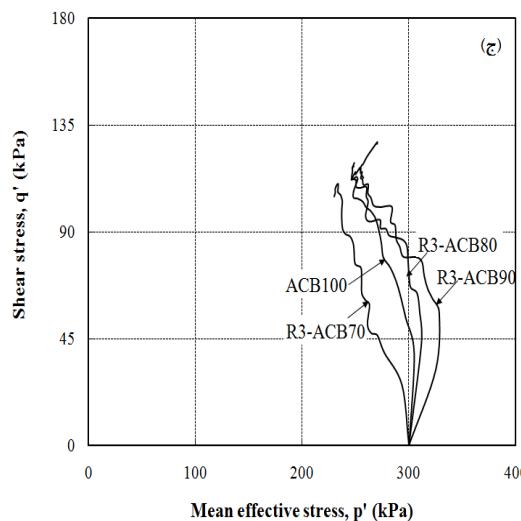
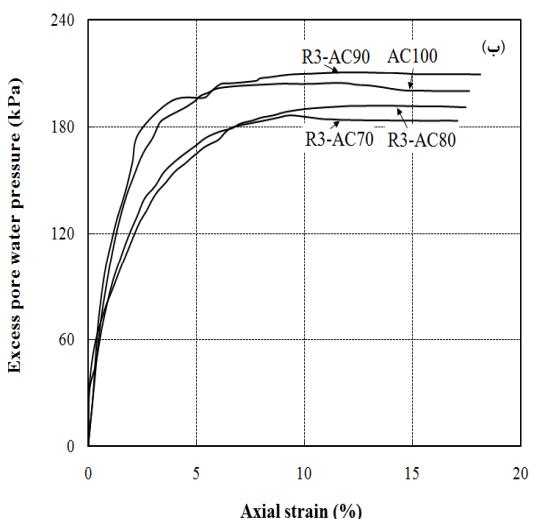
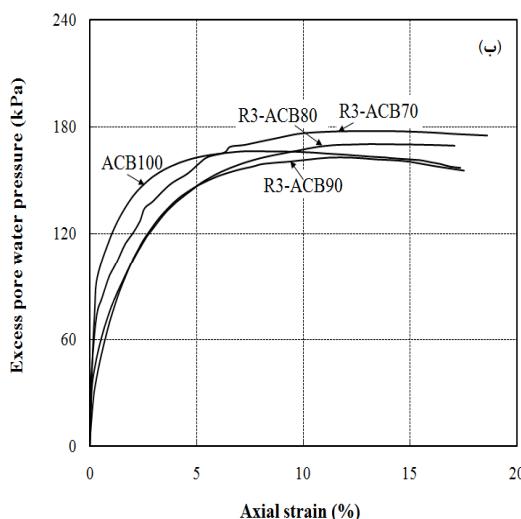
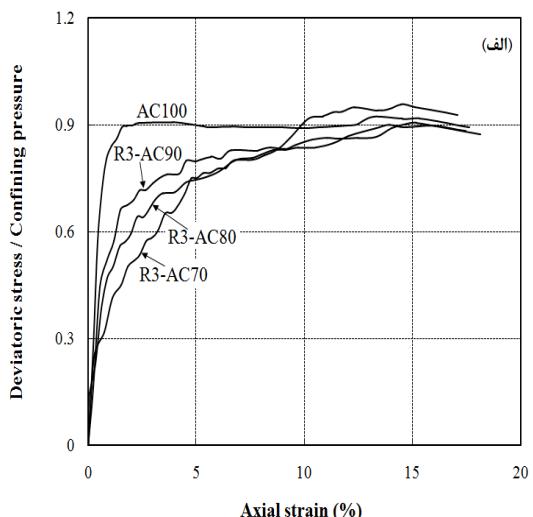
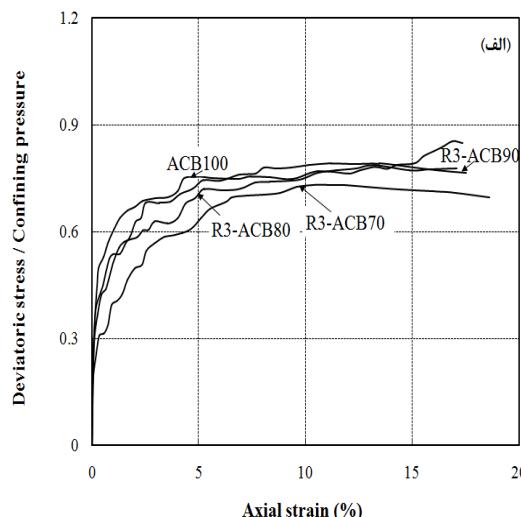
در این بخش به بررسی اثر درصد خردلاستیک بر نوع رس بر روی رفتار تنش-کرنش، فشار آب حفره‌ای و مقاومت برشی نمونه‌ها پرداخته می‌شود.

اثر درصد خردلاستیک

رفتار تنش-کرنش. برای بررسی اثر درصد خردلاستیک بر روی رفتار نمونه‌ها، منحنی‌های تنش انحرافی، تغییرات فشار آب حفره‌ای و مسیر تنش نمونه‌های با مقادیر مختلف خردلاستیک برای نمونه‌های مخلوط رس AC و ACB با خردلاستیک R3 به ترتیب در شکل‌های (۶) و (۷) ارائه می‌شود. این شکل‌ها نشان می‌دهند که در تمامی تنش‌های محصورکننده، با افزایش درصد خردلاستیک، روند کلی تغییرات مقاومت برشی در سطوح کرنش پایین کاهشی است. در سطوح کرنش بالا، تغییرات مقاومت برشی با درصد خردلاستیک برای برحی نمونه‌ها کاهشی و برای برحی دیگر افزایشی است.

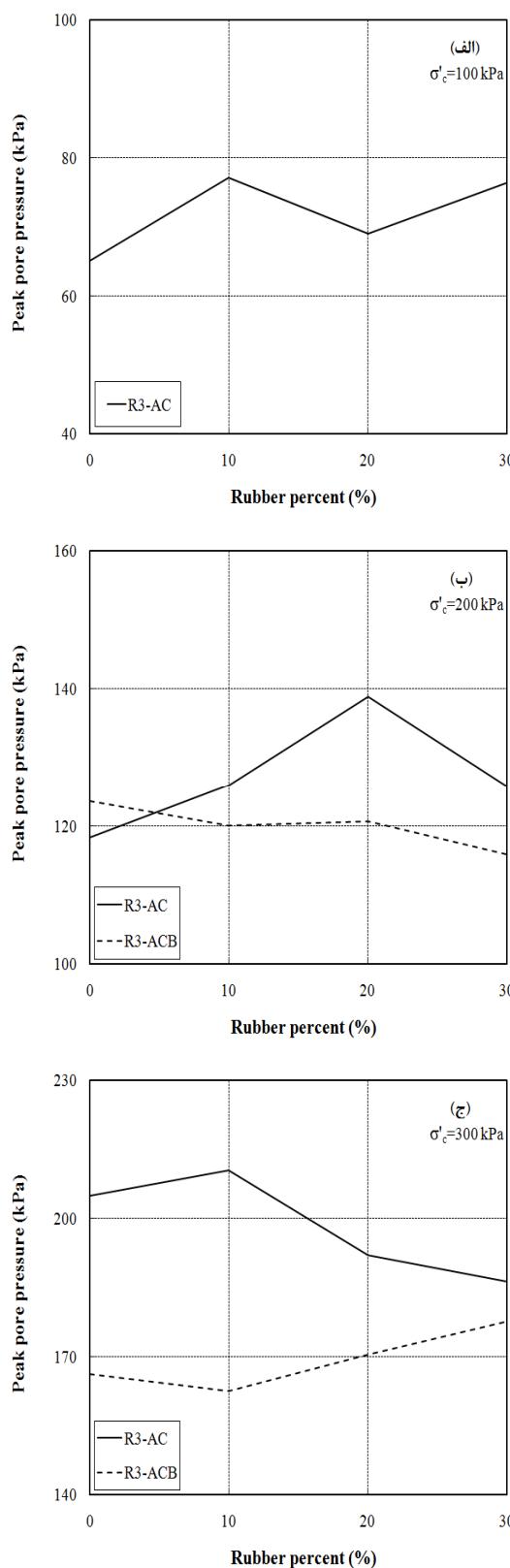
با بررسی تغییرات مقاومت برشی نمونه‌ها می‌توان دریافت که برای نمونه‌های مخلوط AC (با نشانه‌ی خمیری پایین) در فشار محصورکننده‌ی ۱۰۰ kPa، مقاومت برشی نمونه‌های حاوی ۱۰٪ خردلاستیک نسبت به رس خالص کمتر می‌شود و با افزایش درصد خردلاستیک به ۲۰٪ و ۳۰٪، میزان مقاومت برشی نیز بیشتر می‌گردد. همچنین در فشارهای محصورکننده ۲۰۰ kPa و ۳۰۰ kPa، صرفنظر از یک استثناء، با افزایش خردلاستیک در نمونه‌ها تا ۲۰٪ مقاومت برشی کاهش می‌یابد و سپس میزان مقاومت برشی نمونه‌های حاوی ۳۰٪ خردلاستیک مجدداً بیشتر می‌شود و مقدار آن تقریباً برابر مقاومت برشی رس خالص است.

هم‌چنین با بررسی نتایج مقاومت برشی نمونه‌های

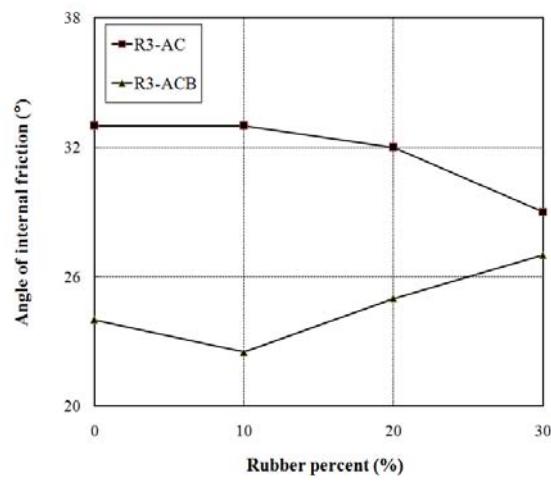


شکل ۷ نتایج آزمایش های سه محوری بر روی نمونه های مخلوط R3-ACB تحت تنش مخصوص کننده ۳۰۰ kPa: (الف) منحنی تنش انحرافی، (ب) تغییرات فشار آب حفره ای و (ج) مسیر تنش

شکل ۶ نتایج آزمایش های سه محوری بر روی نمونه های مخلوط R3-AC تحت تنش مخصوص کننده ۳۰۰ kPa: (الف) منحنی تنش انحرافی، (ب) تغییرات فشار آب حفره ای و (ج) مسیر تنش



شکل ۹ تغییرات فشار آب حفره‌ای حداقل با درصد خردل‌استیک در فشارهای محصورکننده: (الف) 100 kPa , (ب) 200 kPa و (ج) 300 kPa



شکل ۸ تغییرات زاویه‌ی اصطکاک داخلی
برحسب درصد خردل‌استیک

از این نمودارها می‌توان به این نتیجه رسید که فشار آب حفره‌ای تولید شده در فشار محصورکننده‌ی 100 kPa در نمونه‌های مخلوط رس AC نسبت به رس خالص زیاد می‌شود و میزان فشار آب حفره‌ای تولید شده در نمونه‌های رس- خردل‌استیک تقریباً یکسان و مستقل از درصد لاستیک است. در فشار محصورکننده‌ی 200 kPa اضافه فشار آب حفره‌ای در نمونه‌های رس مخلوط با 10% و 20% خردل‌استیک افزایش می‌یابد و سپس در نمونه‌های حاوی 30% خردل‌استیک کاهش می‌یابد. در فشار محفظه‌ای 300 kPa با افزودن خردل‌استیک به رس خالص، میزان فشار آب حفره‌ای ابتدا در 10% لاستیک بیشتر و سپس در درصدهای بالاتر کمتر می‌شود به‌طوری‌که در نمونه‌های با 30% خردل‌استیک فشار آب حفره‌ای کمتری نسبت به سایر نمونه‌ها مشاهده می‌شود. برای نمونه‌های به‌دست آمده از رس ACB دو روند متفاوت در مورد فشار آب حفره‌ای ملاحظه می‌گردد به این صورت که در فشار محفظه‌ای 200 kPa فشار آب حفره‌ای نمونه‌ها با افزایش درصد خردل‌استیک کمتر می‌شود و در فشار محفظه‌ای 300 kPa با افزایش درصد خردل‌استیک، میزان فشار آب حفره‌ای بیشتر می‌شود.

می‌کند. بر عکس در تنش تحکیمی مؤثر بالا، فشار آب خفرهای نمونه‌های حاوی رس با خمیری پایین، در نمونه‌ی با ۱۰٪ خردلاستیک حداقل است. در نمونه‌های رس با خمیری بالا، با افزایش درصد خردلاستیک فشار آب خفرهای نیز بیشتر می‌گردد.

خلاصه و جمع‌بندی

در این مقاله رفتار مکانیکی نمونه‌های رسی مخلوط با خردلاستیک تحت بارگذاری یکنواخت مرور گردید. برای این منظور، آزمایش‌های تراکم و سه‌محوری یکنواخت زهکشی‌نشده بر روی نمونه‌های رس مخلوط با درصدهای مختلف خردلاستیک در تنش‌های محصورکننده متفاوت انجام شد. از این آزمایش‌ها نتیجه گرفته شد که:

۱- با افزودن خردلاستیک به رس خالص مقادیر وزن مخصوص خشک حداقل و رطوبت بهینه مخلوط نسبت به رس خالص کاهش می‌یابد. یعنی می‌توان از مصالح مخلوط رس- خردلاستیک به عنوان مصالح سبک در خاکریزها استفاده نمود.

۲- در صورتی که رس دارای خمیری پایین باشد افزودن ۳۰٪ خردلاستیک به رس مقاومت را کاهش نمی‌دهد، لیکن در صورتی که مقدار لاستیک کمتر باشد مقاومت نسبت به برش خالص کمتر می‌شود. در خاک رس با نشانه خمیری بالا، افزودن هر مقدار خردلاستیک به رس مقاومت برشی نمونه‌ها را کاهش می‌دهد.

۳- در مورد زاویه‌ی اصطکاک داخلی می‌توان چنین استدلال کرد که چون سختی خاک رس AC از خاک رس ACB بیشتر است بنابراین افزودن خردلاستیک به هر دو نوع رس، رفتار متفاوتی در آنها مشاهده می‌شود. بدین صورت می‌توان توجیه کرد که سختی ذرات رس AC بیشتر از خردل

اثر نوع رس

در این تحقیق از دو نوع رس با خواص خمیری متفاوت استفاده شده است، بنابراین در این بخش به بررسی اثر نوع رس بر روی پارامترهای مختلف پرداخته می‌شود.

مقاومت برشی

با بررسی نمودارها مشاهده می‌شود که مقاومت برشی تمامی نمونه‌های حاوی رس AC نسبت به نمونه‌های حاوی رس ACB بیشتر است، لیکن روند تغییرات مقاومت برشی با درصد خردلاستیک در نمونه‌های مخلوط دو نوع رس با هم متفاوت است. به این ترتیب که در نمونه‌های مخلوط رس AC - خردلاستیک به طور کلی با افزایش درصد خردلاستیک تا حدی (حدود ۲۰٪ - ۱۰٪ خردلاستیک) کاهش یافته و پس از آن با افزایش خردلاستیک مقاومت برشی نیز بیشتر می‌شود. به عبارت دیگر، نمونه‌های حاوی ۲۰٪ خردلاستیک دارای کمترین مقاومت برشی می‌باشند. بر عکس، در نمونه‌های حاوی رس ACB، کلاً با افزایش درصد خردلاستیک مقاومت برشی کمتر می‌شود.

فشار آب خفرهای (Δu) ناشی از برش

نتایج مربوط به تغییرات فشار آب خفرهای حداقل در شکل (۹) بیانگر آن است که نحوه تغییرات فشار آب خفرهای حداقل بسته به نوع رس متفاوت است و روند آن به مقدار تنش تحکیمی مؤثر نیز بستگی دارد. در تنش‌های تحکیمی مؤثر پایین، برای نمونه‌های مخلوط رس با خمیری پایین، فشار آب خفرهای در نمونه‌های با خردلاستیک حدود ۲۰٪ حداقل می‌باشد و برای نمونه‌های رس با خمیری بالا، با افزایش درصد خردلاستیک فشار آب خفرهای اندکی کاهش پیدا

۵- در سازه‌های خاکی از قبیل خاکریزی پشت سازه‌های حائل می‌توان از مخلوط رس با نشانه خمیری پایین و خردل‌استیک با مقدار بهینه استفاده نمود که در این صورت هم مقاومت برشی خاک بیشتر می‌شود و هم فشار جانبی ناشی از خاک به علت سبک شدن مصالح کاهش می‌یابد. از این طریق می‌توان مواد زائد لاستیکی را نیز مدیریت نمود و در زمین دفن کرد.

لاستیک‌های مصرفی است، در نتیجه افزودن خردل‌استیک به رس AC باعث کاهش زاویه اصطکاک می‌گردد و در مورد مخلوط‌های رس ACB- خردل‌استیک عکس این قضیه صادق است. یعنی این‌که با افزودن خردل‌استیک به رس ACB، سختی نمونه نسبت به رس خالص افزایش می‌یابد و نهایتاً زاویه اصطکاک بیشتر می‌گردد.
۴- نحوه تغییرات فشار آب حفره‌ای حداکثر به نوع رس و تنش تحکیمی مؤثر بستگی دارد.

مراجع

1. Humphrey, D.N., "Civil engineering applications of tire shreds", *Proceedings of the Tire Industry Conference*, Clemson University, pp. 1-16 (1999).
2. سلطانی جیقه، ح، سروش، ع، "رفتار خاک‌های رسی مخلوط تحت بارگذاری یکنواخت"، نشریه‌ی علمی پژوهشی امیرکبیر، شماره‌ی ج-۶۷، شماره‌ی مجله ۲۹-۲۱، (۱۳۸۶).
3. سلطانی جیقه، ح؛ "رفتار مکانیکی خاک‌های رسی مخلوط تحت بارگذاری سیکلی و پس‌سیکلی"، رساله‌ی دکتری مهندسی عمران گرایش خاک و پی (ژئوتکنیک)، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، (۱۳۸۵).
4. Soroush, A., and Soltani-Jigheh, H., "Pre- and post-cyclic behavior of mixed clayey soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46 (2), pp. 115-128 (2009).
5. Vallejo, L. E., and Mawby, R.; "Void ratio influence on the shear strength of granular material-clay mixtures", *Engineering Geology*, Vol. 58 (2), pp.125-126 (2000).
6. Jafari, M.K. and Shafiee, A., "Mechanical behavior of compacted composite clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.41 (6), pp. 1152-1167 (2004).
7. Hoare, D.; "Synthetic Fabrics Soil Filter", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 108(10), pp. 1230-1246 (1982).
8. عبدالی، م. و پارساپژوه، ع، "بررسی خصوصیات تحکیم‌پذیری یک خاک رسی تسلیح شده توسط الیاف مصنوعی"، هفتمین کنگره‌ی بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس تهران، (۱۳۸۵).
9. عبدالی، م.، فرنیا، م. و پارساپژوه، ع، "تأثیر رطوبت بر مقاومت برشی و شکل‌پذیری کائولینیت تسلیح شده توسط الیاف طبیعی و مصنوعی"، دومین کنگره‌ی ملی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، (۱۳۸۴).
10. Ghazavi, M., Sakhi, M.A., "Optimization of aspect ratio of waste tire shreds in sand–shred mixtures using CBR tests", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 28 (6), pp. 1-6, (2005).

۱۱. قضاوی، م. و برمکی، ا. "تأثیر افزایش خردلایستیک به خاک رس برای بهبود خواص انقباض پذیری آن"، دومین کنگره ملی مهندسی عمران، (۱۳۸۴).
12. Ingold, T.S., Miller, K.S., "Drained Axisymmetric Loading of Reinforced Clay". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109(7), pp. 883-898, (1983).
13. Ingold, T.S., "Reinforced clay subject to undrained triaxial loading", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109(5), pp. 738-744, (1983).
14. Bosscher, P. J., Edill, T. B., and Edlin, N. N., "Construction and performance of a shredded waste tire test embankment", Transportation Research Record 1345, Transportation Research Board, Washington, D.C, (1993).
15. Andersland OB, Khattak AS., "Shear strength of kaolinite/fiber soil mixture", *Proceedings of the first international conference on soil reinforcement*, Vol. I , pp. 11-16 Paris, (1979).
16. Nataraj, M.S., McManis, K.L., "Strength and deformation properties of soils reinforced with fibrillated fibers", *Geosynthetics International*, Vol. 4 (1), pp. 65–79, (1997).
17. Cetin, H., Fener, M., Gunaydin, O., "Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material", *Engineering Geology*, Vol. 88 (1–2), pp. 110–120, (2006).
18. Kumar, A, Walia, B.S., Mohan, J., "Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay", *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 20 (10), pp. 1063-1068 (2006).
۱۹. مختاری، م.، پورحسینی، ر. و عبدالی، ن.، "تأثیر الیاف بر رفتار مکانیکی خاک تثبیت شده با آهک"، پایان نامه مهندسی کارشناسی ارشد، دانشگاه یزد، (۱۳۸۸).
20. ASTM Standard D 2487, Standard practice for classification of soils for engineering purpose (Unified Soil Classification System), American Society of Testing and Materials, West Conshohocken, PA, (2004).
21. ASTM Standard D 698, Standard test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort, American Society of Testing and Materials, West Conshohocken, PA, (2004).

تعیین مقاومت چسبندگی صفحات CFRP در برابر تغییر دما، تر و خشک شدن و یخ زدن و آب شدن، به روش «پیچش»*

محمود نادری^(۱)سید آرش حاجی نصیری^(۲)

چکیده امروزه استفاده از ورق‌های کامپوزیتی FRP برای تعمیر، تقویت و افزایش ظرفیت باربری سازه‌های بتونی به عنوان یکی از روش‌های مؤثر و با صرفه شناخته شده است. این ورق‌ها علاوه بر نسبت مقاومت به وزن بالا و امکان نصب به هنگام بهره‌برداری از سازه، در مقابل خستگی ناشی از بارگذاری بسیار مقاوم‌اند. به علاوه نصب آسان این ورق‌ها امتیاز غیرقابل انکاری می‌باشد. دوام کلی سازه‌هایی که به‌کمک این لایه‌ها تقویت می‌یابند، غالباً در مواجهه با رطوبت و سیکل‌های دمای پائین و بالا، کاسته می‌شود. با این‌که مطالعات قابل توجهی در خصوص مکانیزم شکست، میزان افزایش مقاومت و تغییرات در شکل پذیری سازه‌های تقویت شده با CFRP در دهه‌های گذشته صورت پذیرفته است، لیکن نتایج تحقیقات بر روی دوام این لایه‌ها اندک می‌باشد. از این‌رو این تحقیق به بررسی دوام این صفحات تحت عوامل تغییر دما، تر و خشک شدن، و یخ زدن و آب شدن می‌پردازد. طی این تحقیقات، برای هر شرایط محیطی، صفحات CFRP به هشت وجه پتن مکعبی با ابعاد 15×15 سانتی‌متر چسبانده شده و در پایان هر 30 سیکل مقاومت چسبندگی این صفحات با به کارگیری روش «پیچش» اندازه‌گیری گردیده است. نتایج بدست آمده از این بررسی‌ها نشان می‌دهد که سیکل‌های تر و خشک شدن و تغییرات دما، تأثیری اندک و سیکل‌های یخ زدن و آب شدن تأثیر چشم‌گیری در کاهش چسبندگی CFRP به پتن داشته‌اند.

واژه‌های کلیدی CFRP، تغییرات دما، تر و خشک شدن، یخ و ذوب یخ، روش پیچش.

Determination of Bond Strength of CFRP Sheets, Exposed to Temperature Changes, Wetting and Drying, and Freeze-Thaw Cycles, Using Twist-off Method

M. Naderi

S.A. Hajinasri

Abstract Nowadays FRP composite sheets for structural repair, as an efficient and cost-effective technique for restoring and upgrading the load bearing of concrete structures are have become very common. In addition to high strength to weight ratio and the use of FRP sheets while structure is in use, these sheets have good fatigue resistance. Furthermore, their easy application is also an undeniable advantage. When exposed to cyclic temperature changes, wetting and drying and freezing and thawing, the FRP retrofitted structures do not show acceptable durability. Although, considerable researches have been reported on failure modes and increment of strength and changes in ductility of the FRP strengthened elements, but experimental data on their durability are scarce. Hence, this investigation focuses on the durability of these sheets under temperature changes, wetting and drying and freeze - thaw cycles. During this investigation, CFRP sheets were glued to all 8 surfaces of 15×15 cm concrete cubes for every environmental condition. At the end of every thirty cycles, adhesional strength of CFRP sheets were determined using the Twist-off method. The results show that, while the effects of wetting and drying and temperature changes on the CFRP/concrete interfacial adhesion are not considerable, the decreasing effect of freezing and thawing is enormous.

Keywords CFRP, Temperature Changes, Wetting and Drying, Freeze and Thaw, Twist-off Method.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۲/۱۲ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی(ره).

(۲) کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی(ره).

می باشد. الیاف ممکن است از شیشه، کربن، آرامید و یا وینیلون باشند که محصولات کامپوزیت مربوطه VFRP، AFRP، CFRP، GFRP و رزین اصولاً به عنوان یک محیط شناخته می شوند [5,6]. رزین اصولاً به عنوان یک محیط محافظ و چسباننده عمل می کند، و الیاف را در کنار یکدیگر نگاه می دارد. با این وجود، به نظر می رسد که رزین های کم مقاومت تأثیر چشم گیری بر خواص مکانیکی کامپوزیت نظیر مدول الاستیسیته و مقاومت نهایی آنها نداشته باشند. رزین ها می توانند از نوع ترموموست و یا ترموبلاستیک انتخاب شوند. در حالی که رزین های ترموبلاستیک را می توان با اعمال حرارت، به حالت مایع و با اعمال برودت به حالت جامد درآورد، رزین های ترموموست با اعمال حرارت سخت می شوند و دیگر به حالت مایع یا روان درنمی آیند. به عنوان رزین های ترموموست می توان پلی استر، وینیل استر و اپوکسی، و به عنوان رزین های ترموبلاستیک از پلی وینیل کلرید، پلی اتیلن و پلی پروپیلن نامبرد [1,4].

از جمله مکانیزم هایی که دوام کامپوزیت های یاد شده را تحت تأثیر قرار می دهند، عبارتند از:

- ۱- تغییرات شیمیایی یا فیزیکی ماتریس پلیمر.
- ۲- از دست رفتن چسبندگی بین الیاف و ماتریس.
- ۳- کاهش در مقاومت و سختی الیاف [7].

محیط و شرایط بهره برداری می توانند نقش تعیین کننده ای در تغییر خواص پلیمر های کامپوزیت ها ایفا نمایند. این کامپوزیت ها ممکن است با رطوبت، دما، نور خورشید و مشخصاً تشعشعات ماورای بنسن (UV)، ازن و نیز حضور بعضی از مواد شیمیایی تجزیه کننده نظیر نمک ها و قلیایی ها تحت تأثیر قرار گیرند. هم چنین تغییرات تکراری دما ممکن است به صورت سیکل های یخ زدن و ذوب شدن، تغییراتی را در ویژگی های کامپوزیت باعث گردد. به همین دلیل تحقیقات متعددی درباره دوام FRP انجام شده است که در ادامه به تعدادی از آنها اشاره شده است.

در مورد بارگذاری FRP در دماهای بالا (حدود

مقدمه

به دلیل مشکلات مربوط به دوام و بهره برداری، بسیاری از سازه های بتن آرمه می موجود، دچار آسیب های جدی شده اند. تعمیر، تقویت و جایگزینی این سازه ها میلیون ها دلار خسارت به بار آورده و فقط در آمریکا، بیش از ۴۰ درصد پل های شاهراهی نیاز به تعویض و یا بازسازی پیدا کرده اند [3]. هم چنین هزینه های بازسازی و تعمیر پارکینگ ها در کانادا، تا ۶ میلیارد دلار کانادا و هزینه های تعمیر پل های شاهراه ها در آمریکا حدود ۵۰ میلیارد دلار برآورده شده و این در حالی است که پیش بینی شده است برای بازسازی کلیه سازه های بتن آرمه در آمریکا که به دلیل خوردگی میلگرد ها آسیب دیده اند به بودجه ای بین ۱ تا ۳ تریلیون دلار نیاز است [1-4].

استفاده از مواد مرکب تشکیل شده از الیاف آغشته به رزین به عنوان پلیمر های مسلح شده با الیاف (Fiber Reinforced Polymers (FRP) برای مقاوم سازی سازه های بتنی موجود به منظور تحمل بارهای بیشتر، بهبود دوام، افزایش شکل پذیری و روز به روز توجه بیشتری را به خود جلب می نماید. سیستم های FRP سبک، مقاوم در برابر خوردگی و دارای مقاومت کشنشی بالا می باشند که به شکل های مختلف و در گستره ای از انواع ورقه های چندلایه قابل دسترسی می باشند. با این که سیستم های FRP نسبت به دیگر مصالح متعارف مانند بتن و فولاد گران تر هستند، ولی ممکن است به دلیل سرعت اعمال این سیستم ها و آماده هی بهره برداری شدن سازه های تقویت شده در مدت زمان کمتر و مناسب بودن آنها برای سطوح با دسترسی های محدود یا جاهایی که اجرای سیستم های متعارف با مشکلاتی مواجه هستند، اقتصادی باشند [1]. سیستم های FRP از الیاف و رزین تشکیل شده اند که الیاف با خاصیت الاستیکی، ترد و بسیار مقاوم بوده و قسمت اصلی باربر در سیستم های FRP محسوب می شوند. بسته به نوع الیاف، قطر آنها بین ۵ تا ۲۵ میکرون

اعمال ۲۰ درصد بار نهایی، ترکهایی پدید آمده است و تمامی شکست‌ها از نوع جدایش FRP بوده‌اند [10].

با توجه به‌این‌که استفاده از FRP برای تعمیر و بهسازی سازه‌های بتُنی در ایران نیز در حال افزایش است و هم‌چنین ایران از نظر جغرافیایی در موقعیتی قرار دارد که دارای شرایط مختلف آب و هوایی سرد، گرم و مرطوب می‌باشد که هر یک از این عوامل می‌تواند اثر مخربی روی چسبندگی FRP به بتُن که نقش بسیار مهمی در رفتار سازه دارد، داشته باشد. از این‌رو این پژوهش به بررسی دوام این صفحات تحت عوامل تغییر دما، تر و خشک شدن و یخ زدن و آب شدن می‌پردازد.

مصالح به کارگرفته شده بتُن بستر

شنی که در این تحقیقات استفاده شده است، شن رودخانه‌ای با اندازه بزرگترین شن ۱۰ میلی‌متر می‌باشد. ماسه‌ی مصرفی از نوع رودخانه‌ای می‌باشد.

سیمان مصرفی از نوع سیمان تیپ ۲ آبیک می‌باشد. در این سیمان اصلاح شده روند توسعه‌ی گرمای قدری بیشتر از سیمان با گرمای کم، و روند کسب مقاومت مشابه با سیمان پرتلند معمولی می‌باشد، سیمان اصلاح شده برای مصرف در سازه‌هایی که ایجاد گرمای تعديل‌شده‌ای در آنها مطلوب باشد یا در موقعی که ممکن است حمله‌ی ملایم سولفات‌ها رخ دهد، توصیه شده است [11]. مشخصات سیمان اصلاح شده، به نام سیمان نوع II در آینه‌نامه ASTM C 150-04 آمده است [12].

میکروسیلیس محصولی فرعی است که به عنوان پوزولان مورد استفاده قرار می‌گیرد. این محصول فرعی نتیجه‌ی احیای کوارتز بسیار خالص با زغال سنگ در کوره‌ی قوس الکتریکی در ساخت آلیاژ فرو سیلیسیم یا سیلیسیم است. میکروسیلیس ماده‌ای بسیار نرم با قطر ذرات کمتر از $1\mu\text{m}$ و قطر متوسط تقریباً $0.7\mu\text{m}$ ، یعنی چیزی در حدود یک‌صدم ذرات متوسط سیمان می‌باشد [11].

به طور کلی فوق‌روان‌کننده یک کاهنده‌ی آب قوی مطابق با الزامات مندرج در آینه‌نامه ASTM C1017

+۲۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد)، مطالبی ارائه گردیده است که چسبندگی در این محدوده‌ی دمایی مورد مطالعه قرار گرفته است [8]. نتایج آزمایشگاهی این مطالعات، کاهشی بین ۸۰ تا ۹۰ درصد در مقاومت چسبندگی را نشان می‌دهد که متناسب با افزایش دما از +۲۰ درجه‌ی سانتی‌گراد تا +۲۵۰ درجه‌ی سانتی‌گراد رخ می‌دهد. بررسی دوام لایه‌های CFRP به کار گرفته شده جهت تقویت سازه‌های بنایی نیز مورد بررسی قرار گرفته است [9]. هدف اصلی این بررسی‌ها تغییرات در مقاومت در اثر سیکل‌های تر و خشک بوده است. در این تحقیقات در حالی که یک سری از نمونه‌ها به مدت ۱۰ دقیقه در آب خیسانده شده و سپس به مدت ۴۸ ساعت در دمای آزمایشگاه خشک گردیدند، در سری دوم، زمان خیس خوردن نمونه‌ها به ۲۰ دقیقه افزایش یافته است. به‌منظور بررسی عملکرد تر و خشک شدن سعی گردیده است تا سیکل‌های مختلف تر و خشک به نمونه‌ها اعمال شوند و پس از آن نمونه‌ها با کمک روش کترول تغییر-مکان بارگذاری گردند. نتایج به دست آمده از کاهش مقاومت نمونه‌های تحت آزمایش نسبت به نمونه‌های کترول خبر می‌دهند. به‌نحوی که در سری اول با اعمال ۶، ۱۲، ۲۴ و ۴۸ سیکل تر و خشک شدن به ترتیب ۱، ۱۷، ۱۷ و ۱۷ درصد از مقاومت نمونه‌ها کاسته شده است. هم‌چنین برای سری دوم این آزمایش‌ها، کاهش مقاومت به ترتیب ۹، ۱۷، ۱۷ و ۱۸ گزارش گردیده است. به‌طور کلی می‌توان عنوان نمود که سیکل‌های تر و خشک شدن باعث کاهش مقاومت نمونه‌ها گردیده و غالب این کاهش مقاومت‌ها در سیکل‌های اولیه صورت گرفته است.

هم‌چنین طی تحقیقاتی، تیرهای غیرمسلح بتُن $90 \times 10 \times 9$ سانتی‌متری که با استفاده از GFRP تقویت شده بودند، تحت شرایط مختلف محیطی شامل شرایط عادی و شرایط تسريع‌شده‌ی یخ زدن و آب شدن در دماهای ۱۸- تا ۲۳ درجه‌ی سانتی‌گراد قرار داده شدند. جدایش (Debonding) لایه‌های این نمونه‌ها به کمک روش فوتولاستیک بررسی گردیده‌اند. در این آزمایش‌ها که از الیاف با مدول $72/4\text{GPa}$ و مقاومت نهایی 150 MPa ، با عرض 18 میلی‌متر استفاده شده است، با

الاستیسیته‌ی کمتری نسبت به آنها دارند. لازم به ذکر است که الیاف کربن مقاومت بسیار خوبی در محیط‌های قلایی و اسیدی دارند و در شرایط سخت محیطی از نظر شیمیایی کاملاً پایدار می‌باشند. صفحات الیافی استفاده شده در این تحقیقات از نوع کربن با مقاومت بالا(CFRP) بوده است که دارای الیاف یک‌جهته می‌باشد که مشخصات آنها در جدول (۲) نشان داده شده است.

چسب مصرفی

چسب مورد استفاده در این تحقیقات از دو جزء تشکیل شده بود؛ یکی رزین که رنگ آن سفید و دیگری سخت‌کننده که رنگ آن سیاه می‌باشد. ترکیب این دو با نسبت وزنی ۳ به ۱، چسبی به رنگ خاکستری تیره می‌دهد. مشخصات این چسب در جدول (۳) نشان داده شده است.

می‌باشد [13]. این افزودنی‌ها به منظور کاهش نسبت آب به سیمان و افزایش کارایی بتن به کار می‌روند. فوق روان‌کننده‌ی استفاده شده در این تحقیقات از نوع نوتراال 102N محصول شرکت بتن شیمی می‌باشد که مشخصات آن در جدول (۱) آمده است.

الیاف کربن

معمول‌آliaf کربن در دو گروه طبقه‌بندی می‌شوند [14]

۱- الیاف کربنی از نوع PAN که دارای سه نوع مختلف می‌باشد. نوع یک که تردترین آن‌ها با بالاترین مدلول الاستیسیته محسوب می‌شود، نوع دو که مقاوم‌ترین الیاف کربن است و نوع سه که نرم‌ترین نوع الیاف کربنی با مقاومتی بین نوع یک و دو می‌باشد.

۲- الیاف با اساس قیری (Pitch-based) که اساساً از تقطیر زغال‌سنگ به دست می‌آیند. این الیاف از الیاف PAN ارزان‌تر است و مقاومت و مدلول

جدول ۱ مشخصات فوق روان‌کننده‌ی نوتراال N102

رنگ صورتی	مایع	حالت	PH	وزن مخصوص kg/m ³	قابلیت انحلال در آب	مقدار مجاز مصرف (درصد کل مصالح سیمانی)
۱	۱ تا ۲	دارد	۷	۱۰۷۰		

جدول ۲ مشخصات صفحات با الیاف کربنی

عرض صفحه (mm)	۵۰
ضخامت صفحه (mm)	۰/۱۲
مدول الاستیسیته‌ی کششی الیاف (MPa)	۲۴۰۰۰
مقاومت کششی الیاف (MPa)	۳۸۰۰
ضریب پواسون	۰/۳۵
وزن مترمربع صفحه (gr/m ²)	۲۰۰
افزایش طول نهایی الیاف (%)	۱/۵۸

جدول ۳ مشخصات چسب مورد استفاده

زمان گیرش در دمای ۲۱ °C (ساعت)	۱۴
Tg(°C)	۷۹
مقاومت کششی (MPa)	۵۵
مدول الاستیسیته‌ی کششی (MPa)	۲۱۰۰
ضریب پواسون	۰/۳۵

چسباندن صفحات CFRP به نمونه‌های مکعبی

از صفحات الیاف کربنی که دارای عرض ۵۰ سانتی‌متر و طول ۶ متر بود، ۲۴ صفحه‌ی مربعی به طول ۱۵ سانتی‌متر (به اندازه‌ی ابعاد نمونه‌ی بتن مکعبی) به وسیله‌ی قیچی معمولی بریده شد.

مواد متشکله‌ی رزین‌ها غالباً دارای رنگ‌های متفاوت می‌باشند و باید آنقدر مخلوط شوند تا این‌که مخلوط به رنگ یکنواخت برسد. لوازم هم‌زدن مواد عبارت بودند از پاروک‌های مخلوط‌کن برقی یا دستگاه‌های خاص، و هم‌چنین در بعضی شرایط هم‌زنی که می‌تواند با دست انجام شود. در هر مرحله از اختلاط مواد، باید حجم کم و مناسبی تهیه شود تا بتوان در مدت زمان اجرا از سفت و سخت شدن مواد، از مخلوط به طور کامل استفاده نمود [1]. عواملی مانند کیفیت مصالح، مهارت نیروی کاری، کیفیت سطح بتن بستر و نوع FRP در ایجاد یک چسبندگی خوب مؤثر می‌باشند. هم‌چنین باید در لبه‌ها چسبندگی کافی ایجاد شود تا از نفوذ آب جلوگیری گردد [16]. افزایش طول و پهنای نوارهای FRP باعث می‌شود که مقدار باری که باعث گسیختگی بین بتن بستر و FRP می‌شود، افزایش یابد [15]. برای نصب سیستم FRP، ورقه‌های الیاف بدون هر نوع آلودگی، با دست نصب می‌شوند و از رزین آگشته‌سازی مطابق با توصیه‌های سازنده‌ی سیستم استفاده می‌شود. رزین آگشته‌سازی باید به صورت یکنواخت به تمام سطوح آماده‌سازی شده جهت سیستم FRP مالیه شود. الیاف می‌توانند در یک فرآیند جداگانه به کمک دستگاه آگشته‌ساز با مواد رزین بارور و اشباع شده و بعد از آن روی سطح بتن نصب شوند. الیاف مقاوم‌سازی باید مطابق با سازنده بعد از آگشته نمودن به رزین به آرامی فشرده شود تا رزین اضافه خارج شود. قبل از گیرش رزین، حباب‌های هوا و طبله‌های موجود بین لایه‌ها باید خارج شوند. در آگشته نمودن الیاف به رزین باید دقت شود که تمامی

مراحل انجام آزمایش

طرح اختلاط بتن بستر

با این‌که به عقیده‌ی بعضی‌ها، مقاومت فشاری بتن بستر تأثیر بسیار کمی در مقدار باری که باعث جداسدگی FRP از سطح بتن دارد و افزایش مقاومت فشاری بتن بستر، تأثیری در مقاومت چسبندگی ندارد [15]. برای رسیدن به یک بتن با مقاومت بالا طرح اختلاط جدول (۴) مورد استفاده قرار گرفت که بعد از ۷۰ روز غرقاب بودن، دارای مقاومت فشاری ۷۵ مگاپاسکال گردید. انتخاب این مقاومت بالا به این دلیل بود تا در هنگام انجام آزمون‌ها، اطمینان حاصل شود که شکست در بستر بتنی به حداقل رسیده است و بتوان مقاومت چسبندگی بین لایه‌ی FRP و بستر بتنی را اندازه‌گیری نمود.

جدول ۴ طرح اختلاط بتن بستر

سیمان	۴۰۵
میکروسیلیس	۴۵
شن	۱۰۸۰
ماسه	۷۲۰
آب	۱۳۵
نسبت آب به مصالح سیمانی	۰/۳
فوق روان کننده	۹

مراحل ساخت بتن بستر

پس از اضافه کردن ماسه به داخل مخلوط‌کن، سیمان به مخلوط اضافه شد و به مدت ۳۰ ثانیه مصالح ریخته شده با هم مخلوط شدند. به‌منظور پخش بهتر میکروسیلیس در داخل بتن و عملکرد مناسب آن، میکروسیلیس به آب طرح اختلاط اضافه گردید و به صورت ژل میکروسیلیس به داخل مخلوط‌کن ریخته شد. مواد فوق روان‌کننده نیز در پایان اضافه شدو سه دقیقه عمل اختلاط ادامه پیدا کرد. سپس نمونه‌های بتینیدر ابعاد $15 \times 15 \times 15$ سانتی‌متر ساخته شد و بعد از گذشت ۲۴ ساعت نمونه‌ها در داخل مخزن آب قرار داده شدند.

مغزه‌های جزئی با به کار گیری مته‌های الماسه بیتن بر صورت گرفت. در هر وجه نمونه‌های بتونی، چهار مغزه‌ی جزئی با قطر ۵۰ میلی‌متر و ارتفاع حدود ۷ میلی‌متر تعییه گردید. در واقع عمق مغزه‌های جزئی، شامل ۲ میلی‌متر ضخامت کامپوزیت و ۵ میلی‌متر نفوذ در بتون بستر می‌باشد که در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۳ دستگاه مغزه‌گیر



شکل ۴ تعییه‌ی مغزه‌های جزئی

سیکل‌های تغییر دما

در این سری از آزمایش‌ها، دو نمونه‌ی بتونی به مدت ۲ ساعت در دمای $+60$ درجه‌ی سانتی‌گراد در داخل آون و به مدت دو ساعت در دمای محیط آزمایشگاه ($+23$) درجه‌ی سانتی‌گراد) قرار داده شدند تا خنک شوند.

الیاف کاملاً اشباع شوند [1].

سطح بتون بستر با یک سمباده‌ی نرم ساییده شد تا مواد زائد روی آن از بین برود و سپس با یک دستمال خیس گرد و غبار روی سطح بتون پاک گردید. پس از آن که سطح بتون خشک شد با کاردک مقداری از مخلوط چسب به روی سطح بتون یکنواخت پخش گردید. ضخامت چسب روی سطح بتون باید در حدود ۱ میلی‌متر باشد. بعد الیاف روی سطح بتون قرار داده شوند و با کمی فشار دوباره با کاردک مقداری چسب روی الیاف مالیده شد و به طور یکنواخت پخش گردید (شکل ۱ و ۲).



شکل ۱ قرار دادن صفحه‌ی الیاف کربنی روی چسب‌های اعمال شده



شکل ۲ اعمال چسب روی صفحه‌ی الیاف کربنی

تعییه‌ی مغزه‌های جزئی برای انجام آزمون «پیچش»

همان‌گونه که در شکل (۳) نشان داده شده است، ایجاد

جداییت این روش در دقت، سرعت انجام، سادگی، خرابی جزئی و هزینه‌ی اندک انجام آن است که آن را در مقایسه با سایر آزمایش‌های درجا ممتاز ساخته است. این آزمون در حالت‌های افقی، قائم و به‌طور کلی بر روی هر سطح صافی به‌سادگی و بدون نیاز به برنامه‌ریزی قبلی قابل انجام است. ابزار مورد استفاده در این آزمایش بسیار ساده و قابل دسترس است و انجام آزمایش نیز نیاز به مهارت قبلی ندارد.

قبل و بعد از این که نمونه‌های آزمایشگاهی تحت شرایط سیکل‌های تغییر دما، تر و خشک شدن و بخ زدن و آب شدن قرار داده شوند، تحت آزمایش «پیچش» قرار گرفتند. همان‌گونه که در شکل‌های (۵) و (۶) نشان داده شده است، در روش «پیچش» ابتدا یک استوانه‌ی فلزی به قطر ۵۰ و ارتفاع ۳۰ میلی‌متر، به‌کمک چسب که شامل یک سیستم اپوکسی دو قسمته است، بر روی مغزه‌های جزئی تعییه‌شده چسبانده می‌شود. بعد از ۲۴ ساعت (از زمان گیرش چسب) به‌وسیله‌ی یک پیچش‌سنچ دستی معمولی، گشتاور پیچشی مستقیماً به استوانه‌ی مذکور اعمال می‌شود و به‌طور پیوسته و یکنواخت تا لحظه‌ی گسیخته شدن کامپوزیت از سطح بتن بستر افزایش می‌یابد. نحوه انجام آزمون «پیچش» در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده است. مقدار لنگر پیچشی که باعث کنده شدن کامپوزیت CFRP از سطح بتن بستر شده است، قرائت می‌شود. برای به‌دست آوردن تنش پیچش نهایی (شکست) از رابطه:

$$\tau = T r / J$$

به‌دست می‌آید که در آن:

۶ تنش برشی، T لنگر پیچشی نهایی، r شعاع مغزه‌ی جزئی و J ممان اینرسی قطبی می‌باشد.
در این تحقیقات در پایان هر ۳۰ سیکل سه آزمون «پیچش» انجام شده و میانگین آنها به عنوان نتیجه‌ی ثابت و معیار تعیین مقاومت چسبندگی CFRP به بتن در نظر گرفته شده است.

تعداد سیکل‌های انجام شده ۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰، ۱۵۰ و ۱۸۰ مرتبه می‌باشد.

سیکل‌های تروخشک شدن

در این سری از آزمایش‌ها، دو نمونه‌ی بتنی در آب با دمای محیط آزمایشگاه (۲۳+ درجه‌ی سانتی‌گراد) به‌مدت ۴ ساعت قرار داده شدند. بعد آن دو نمونه را از داخل آب خارج کردند و در محیط آزمایشگاه (۲۳+ درجه‌ی سانتی‌گراد) به‌مدت ۴ ساعت قرار دادند تا خشک شود. تعداد سیکل‌های انجام شده به ترتیب ۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰، ۱۵۰ و ۱۸۰ مرتبه می‌باشد.

سیکل‌های بخ زدن و آب شدن

استاندارد ASTM-C666 دو روش برای سنجش مقاومت در برابر بخ زدگی ذکر می‌کند. در یک روش، بخ زدن و ذوب شدن در آب صورت می‌گیرد و در روش دیگر بخ زدن در هوا و ذوب شدن در آب انجام می‌شود. آسیب‌دیدگی نمونه‌های بخ‌زده در حالت اشیاع بسیار شدیدتر از حالت بخ زدن در هوا می‌باشد. مطابق استاندارد ASTM-C666 بخ زدن و آب شدن را معمولاً تا ۳۰۰ سیکل انجام می‌دهند [17]. در این تحقیقات، دو نمونه به‌مدت ۲/۵ ساعت در دمای ۱۷- درجه‌ی سانتی‌گراد بخ زدن و به مدت ۲/۵ ساعت در آب با دمای ۴+ درجه سانتی‌گراد ذوب شدند. تعداد سیکل‌های انجام شده به ترتیب ۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰، ۱۵۰ و ۱۸۰ می‌باشد.

آزمون «پیچش»

آزمون «پیچش» که اخیراً نادری [18]، آن را به عنوان آخرین و جدیدترین روش از گروه روش‌های دارای خرابی جزئی ابداع کرده است، یک روش دقیق با کاربری وسیع در تعیین مقاومت بتن و تعیین مقاومت چسبندگی لایه‌های تعمیری هم در آزمایشگاه و هم در محل سازه است و به عنوان یک تکنیک سریع، دقیق و کم‌هزینه با خرابی بسیار جزئی محسوب می‌شود.

(Glass transition temperature)، مدول الاستیسیته_i FRP با توجه به تغییرات ساختار مولکولی آن کاهش می‌یابد. در دمای بالا مقاومت کششی کامپوزیت نیز کاهش می‌یابد. نتایج بعضی از تحقیقات بیانگر کاهش ۲۰ درصدی مقاومت کششی الیاف کربن و الیاف شیشه در دمای ۲۵۰ درجه‌ی سانتی‌گراد می‌باشد [1]. البته در آزمایش‌هایی که با روش بیرون کشیدن از سطح (pull off) انجام شده، نشان داده شده است که عامل تغییر دما، در این محدوده‌ی دمایی تأثیر ناچیزی بر مقاومت چسبندگی CFRP به بتن دارد [19].

نتایج این بخش از مطالعات در جدول (۵) و شکل‌های (۹) تا (۱۲) نشان داده شده‌اند. برای سنجش مقاومت چسبندگی در پایان هر ۳۰ سیکل، سه آزمایش «پیچش» انجام و میانگین قرائت‌های یاد شده محاسبه گردیده است. همان‌گونه که از جدول (۵) و شکل‌های (۹) و (۱۰) قابل مشاهده است، کاهش مقاومت به دست آمده از انجام آزمون «پیچش» پس از اعمال ۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰، ۱۵۰ و ۱۸۰ سیکل‌های تغییر دما، به ترتیب برابر ۵/۵، ۱۱/۱، ۲۶/۱، ۲۷/۷ و ۲۶/۱ و ۲۷/۷ درصد می‌باشد و این کاهش‌ها در سیکل‌های اولیه رخ داده و در ادامه متوقف شده است. باید توجه داشت زمانی که این سیستم‌ها تحت تأثیر گرمای بالا قرار می‌گیرند، علاوه بر این‌که ممکن است خود مصالح به کار گرفته شده یعنی الیاف، چسب و عوامل تشکیل‌دهنده بتن شامل سنگدانه‌ها و خمیره‌ی سیمان سخت شده، دچار واکنش گردنده، متفاوت بودن انبساط دمایی مصالح به کار گرفته شده نیز باعث ایجاد تنش‌های مخرب می‌گردد. در صورتی که این تنش‌ها از مقاومت متناظر موجود بیشتر گردد، باعث شکست خواهند شد. از طرفی اگر این تنش‌ها به آن حد نرسند که باعث شکست می‌شوند، تنش‌های پسماندی که در اعمال سیکل‌های دمایی بالا به وجود می‌آید، باعث کاهش مقاومت نهایی می‌گردد. هم‌چنین ممکن است



شکل ۵ اعمال چسب اپوکسی به استوانه‌ی فولادی



شکل ۶ چسباندن استوانه‌ی فولادی به سطح CFRP



شکل ۷ اعمال گشتاور پیچشی به وسیله‌ی پیچش سنج دستی



شکل ۸ استوانه‌ی فلزی جدا شده از سطح بتن به همراه CFRP

نتایج به دست آمده و تحلیل آن‌ها

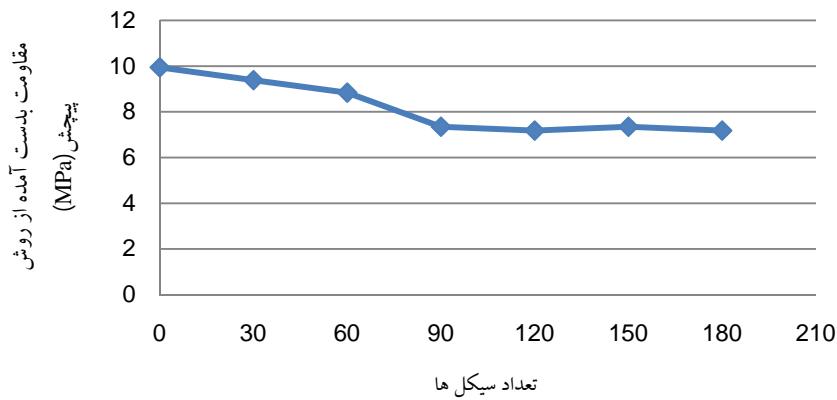
نتایج به دست آمده از اعمال سیکل‌های تغییر دما بنا به نظر بعضی از محققان، در دمای بیش از Tg

بررسی جزئیات شیمیایی و فیزیکی تأثیر دما بر هر یک از عناصر تشکیل دهنده این سیستم‌ها نیاز به تحقیقات تخصصی‌تر دارد که معمولاً به‌عهده‌ی متخصصان تولید چسب‌ها و الیاف‌ها گذاشته می‌شود.

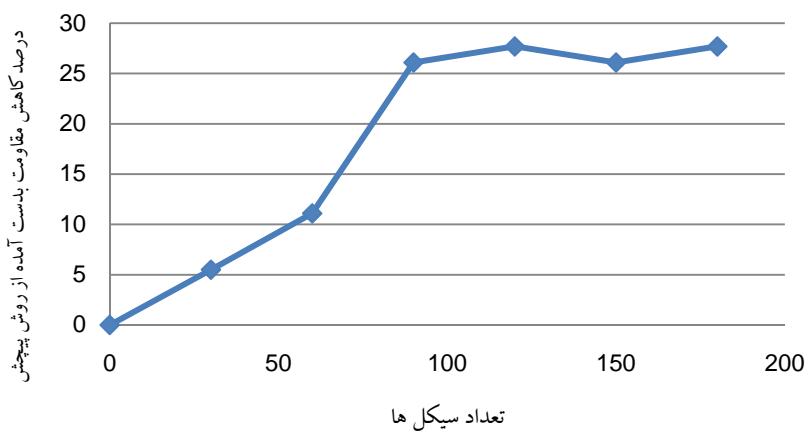
چسب به‌کار گرفته شده تحت تأثیر دماهای بالای اعمالی دچار افت در ویژگی شود و مقاومت نهایی را کاهش دهد. باید توجه داشت از آنجا که عملکرد این سیستم‌ها تحت شرایطی که معمولاً در هنگام بهره‌برداری از سازه پیش می‌آید مورد نظر بوده است و

جدول ۵ نتایج آزمایش «بیچش» بر روی نمونه‌هایی که تحت شرایط سیکل‌های تغییر دما گرفته‌اند

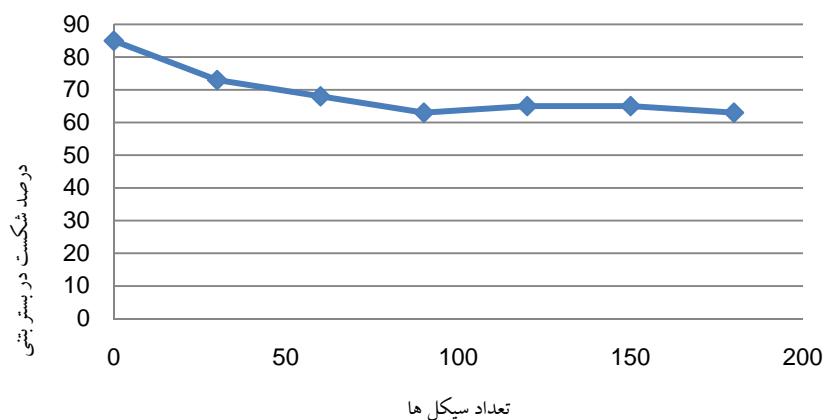
سیکل	لنگر پیچشی (Nm)	مقاومت برشی (MPa)	متوسط مقاومت برشی (MPa)	کاهش مقاومت برشی نسبت به سیکل صفر (%)	درصد شکست از بتن	متوسط درصد شکست در بتن	درصد شکست در مرز بین بتن و الیاف	متوسط درصد شکست در مرز بین بتن و الیاف
۲۰	۲۳۰/۴۸	۹/۳۹	۹/۹۵	۰	۸۰	۸۵	۲۰	۱۵
	۲۴۴/۰۴	۹/۹۵			۹۰		۱۰	
	۲۵۷/۶	۱۰/۵			۸۵		۱۵	
۳۰	۲۱۶/۹۲	۸/۸۴	۹/۳۹	۵/۵	۷۰	۷۳	۳۰	۲۷
	۲۳۰/۴۸	۹/۳۹			۷۰		۳۰	
	۲۴۴/۰۴	۹/۹۵			۸۰		۲۰	
۶۰	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹	۸/۸۴	۱۱/۱	۶۵	۶۸	۳۵	۳۲
	۲۱۶/۹۲	۸/۸۴			۷۰		۳۰	
	۲۳۰/۴۸	۹/۳۹			۷۰		۳۰	
۹۰	۱۶۲/۷	۷/۶۳	۷/۳۵	۲۶/۱	۵۵	۶۳	۴۵	۳۷
	۱۷۶/۲۵	۷/۱۸			۶۵		۳۵	
	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹			۷۰		۳۰	
۱۲۰	۱۶۲/۷	۷/۶۳	۷/۱۸	۲۷/۷	۶۵	۶۰	۳۵	۳۵
	۱۷۶/۲۵	۷/۱۸			۶۵		۳۵	
	۱۸۹/۸	۷/۷۴			۶۵		۳۵	
۱۵۰	۱۷۶/۲۵	۷/۱۸	۷/۳۵	۲۶/۱	۶۰	۶۵	۴۰	۳۵
	۱۷۶/۲۵	۷/۱۸			۷۰		۳۰	
	۱۸۹/۸	۷/۷۴			۶۵		۳۵	
۱۸۰	۱۶۲/۷	۷/۶۳	۷/۱۸	۲۷/۷	۶۰	۶۳	۴۰	۳۷
	۱۷۶/۲۵	۷/۱۸			۶۵		۳۵	
	۱۸۹/۸	۷/۷۴			۶۵		۳۵	



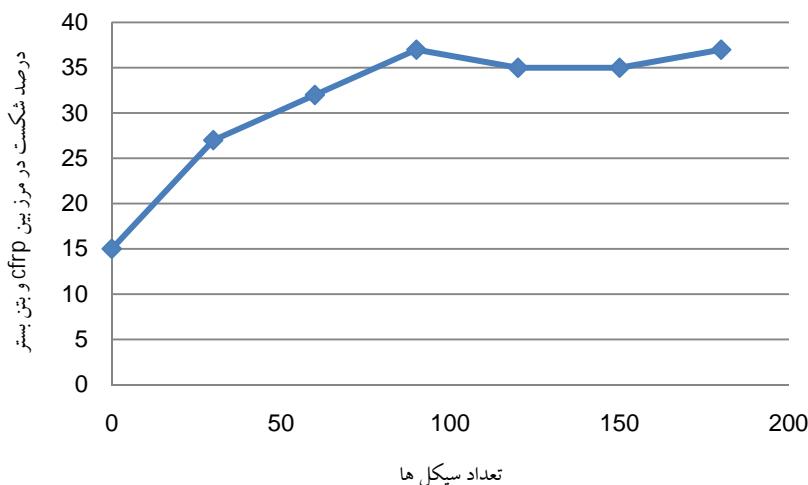
شکل ۹ مقاومت به دست آمده از انجام آزمون «پیچش» بر روی سیستم‌های CFRP چسبانده شده به سطوح بتنی، پس از اعمال سیکل‌های تغییر دما



شکل ۱۰ میزان درصد کاهش مقاومت به دست آمده از انجام آزمون «پیچش» بر روی سیستم‌های CFRP چسبانده شده بر روی سطوح بتنی، پس از اعمال سیکل‌های تغییر دما، نسبت به مقاومت اولیه



شکل ۱۱ میانگین درصد شکست در بتن بستر، به دلیل اعمال سیکل‌های مختلف تغییر دما در سیستم‌های CFRP چسبانده شده به سطوح بتنی



شکل ۱۲ میانگین درصد شکست در مژبین لایه های CFRP و بتن بستر، به دلیل اعمال سیکل های مختلف تغییر دما

بتنی افزایش می یابد و سپس با ادامه ای این سیکل ها این درصد تقریباً ثابت می ماند. شاید بتوان دلیل این امر را به تعادل رسیدن میزان کاهش مقاومت سیستم و درصد های شکست در بتن و مژبین بتن و لایه های CFRP چسبانده شده به سطح دانست.

نتایج حاصل از اعمال سیکل های تر و خشک شدن

بعضی از تحقیقات صورت گرفته نشان می دهد که رطوبت تأثیرات سوء شناخته شده ای بر الیاف کربن ندارد. هم چنین گفته شده است که جذب آب توسط چسب رزین ممکن است در مواردی بعضی از خصوصیات رزین را تغییر دهد که چنین تغییراتی عمده ای در دمای بالای ۱۲۰ درجه سانتی گراد ممکن است اتفاق بیافتد و در اثر آن سختی رزین به شدت کاهش یابد. البته در آزمایش هایی که با روش بیرون کشیدن از سطح (Pull off) انجام شده است، نشان داده شده است که عامل تر و خشک شدن تأثیر ناچیزی بر مقاومت چسبندگی FRP به بتن دارد [19,20].

پس از تعیین مقاومت اولیه نمونه های بتنی (قبل از اعمال سیکل های ترو خشک شدن) در پایان هر ۳۰

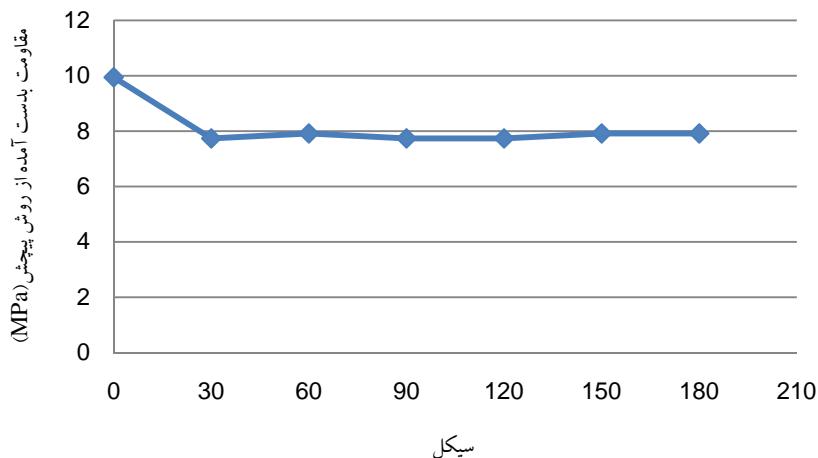
با مطالعه مغزه های جزئی پس از انجام آزمون «پیچش» همان گونه که در شکل (۱۱) نشان داده شده است، مشاهده گردید که در سیکل صفر یعنی قبل از اعمال سیکل های تغییر دما، حدود ۸۵ درصد شکست ها در بتن بستر رخ داده است. هم چنین این شکل نشان می دهد که با ادامه ای سیکل های تغییر دما شکست در بستر بتنی به ۶۳ درصد تقلیل یافته است. این مطلب بیانگر آنست که مقاومت چسبندگی لایه های CFRP چسبانده شده بر بستر بتنی، با افزایش سیکل های تغییر دما کاهش می یابد و به همین دلیل است که درصد شکست در مژبین لایه های CFRP بستر بتنی به ۶۳ درصد تقلیل یافته است. هم چنین بررسی در صد افزایش یافته است. هم چنین بررسی در صد شکست های مندرج در شکل های (۱۱) و (۱۲) بیانگر آنست که چون در محلوده تنشی اعمال شده (مقاومت پیچشی به دست آمده)، شکستی در خود مشاهده نشده است، تغییرات دمایی اعمال شده تأثیری بر عملکرد لایه های CFRP نداشته است. بررسی شکل (۱۲) نشان می دهد که با اعمال سیکل های مختلف تغییر دما، تا حدود ۱۰۰ سیکل، درصد شکست در مژبین لایه های CFRP و بستر

شدن به ترتیب برابر $20/4$, $22/2$, $20/4$, $22/2$, $20/4$ و $20/4$ درصد می‌باشد. هم‌چنین مشاهده می‌شود که کاهش مقاومت‌های به دست آمده در 30 سیکل اول صورت گرفته است، و مقاومت سیستم مورد آزمایش در سیکل‌های بعدی تقریباً ثابت مانده است.

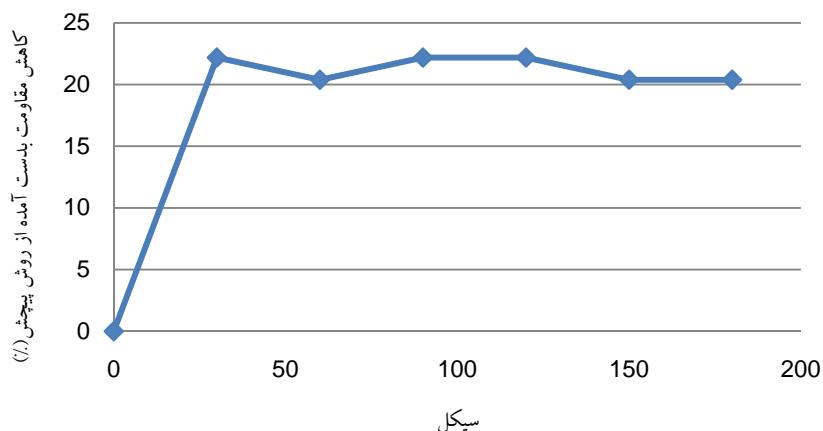
سیکل تر و خشک شدن، سه آزمون «پیچش» انجام و میانگین آنها ثبت گردید. براساس نتایج نشان داده شده در جدول (۶) و شکل‌های (۱۳) و (۱۴) میانگین کاهش مقاومت به دست آمده از روش «پیچش» پس از اعمال 30 , 60 , 90 , 120 , 150 و 180 سیکل تر و خشک

جدول ۶ نتایج انجام آزمون «پیچش» بر روی سیستم‌های CFRP چسبانده شده به سطوح بتنی که تحت شرایط سیکل‌های تر و خشک شدن قرار گرفته‌اند

سیکل	لنگر پیچشی (Nm)	مقاومت برشی (MPa)	متوجه مقاومت برشی (MPa)	درصد کاهش مقاومت برشی نسبت به سیکل صفر	درصد شکست در بتن	متوجه درصد شکست در بتن	درصد شکست در مرز بین بتن و الیاف	متوجه درصد شکست در مرز بین بتن و الیاف
۰	۲۳۰/۴۸	۹/۳۹	۹/۹۵	۰	۸۰	۸۵	۲۰	۱۵
	۲۴۴/۰۴	۹/۹۵			۹۰		۱۰	
	۲۵۷/۶	۱۰/۵			۸۵		۱۵	
۳۰	۱۶۲/۷	۷/۶۳	۷/۷۴	۲۲/۲	۱۰	۵	۹۰	۹۵
	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹			۰		۱۰۰	
	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹			۵		۹۵	
۶۰	۱۸۹/۸	۷/۷۴	۷/۹۲	۲۰/۴	۵	۵	۹۵	۹۵
	۱۸۹/۸	۷/۷۴			۵		۹۵	
	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹			۵		۹۵	
۹۰	۱۶۲/۷	۷/۶۳	۷/۷۴	۲۲/۲	۵	۵	۹۵	۹۵
	۱۸۹/۸	۷/۷۴			۵		۹۵	
	۲۱۶/۹۲	۸/۸۴			۵		۹۵	
۱۲۰	۱۷۶/۲۵	۷/۱۸	۷/۷۴	۲۲/۲	۵	۵	۹۵	۹۵
	۱۸۹/۸	۷/۷۴			۵		۹۵	
	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹			۵		۹۵	
۱۵۰	۱۸۹/۸	۷/۷۴	۷/۹۲	۲۰/۴	۵	۵	۹۵	۹۵
	۱۸۹/۸	۷/۷۴			۵		۹۵	
	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹			۵		۹۵	
۱۸۰	۱۷۶/۲۵	۷/۱۸	۷/۹۲	۲۰/۴	۵	۵	۹۵	۹۵
	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹			۵		۹۵	
	۲۰۳/۳۶	۸/۲۹			۵		۹۵	



شکل ۱۳ مقاومت به دست آمده از انجام آزمون «پیچش» بر روی سیستم های CFRP چسبانده شده به سطوح بتنی، پس از اعمال سیکل های تر و خشک شدن



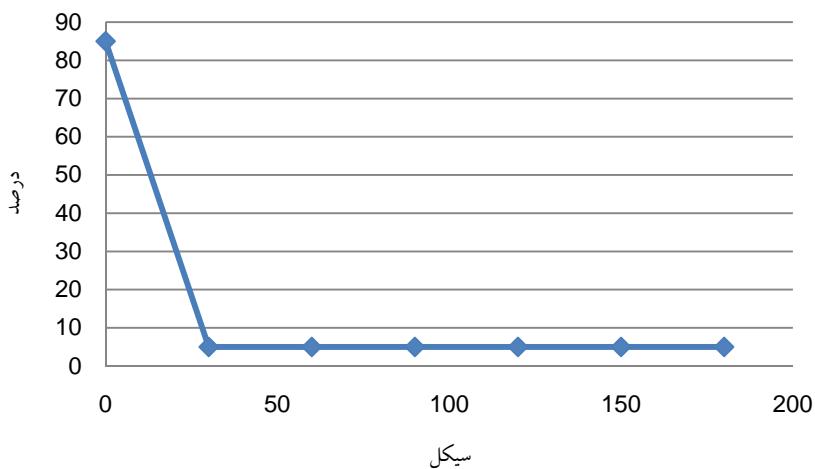
شکل ۱۴ میزان درصد کاهش مقاومت به دست آمده از انجام آزمون «پیچش» بر روی سیستم های CFRP چسبانده شده بر روی سطوح بتنی، پس از اعمال سیکل های تر و خشک شدن، نسبت به مقاومت اولیه

حساسیت زیادی به رطوبت نشان می دهد، این کاهش مقاومت چسبندگی می تواند به دلیل تأثیر منفی رطوبت در سیکل های متوالی اولیه رخ داده باشد. البته همان گونه که از این نتایج قابل مشاهده است، به نظر می رسد پس از گذشت ۳۰ سیکل اولیه، هم مقاومت و هم درصد شکست در بتن و مرز مشترک بین بتن بستر و لایه های CFRP تقریباً ثابت مانده است که می تواند دلالت بر آسیب دیدگی چسبندگی بین دو لایه در زمان تماس آب با چسب به کار گرفته شده در سیکل های اولیه باشد. البته در آزمایش های تر و خشک شدن نباید از تأثیر انبساط نامتجانس حاصل از جذب رطوبت و

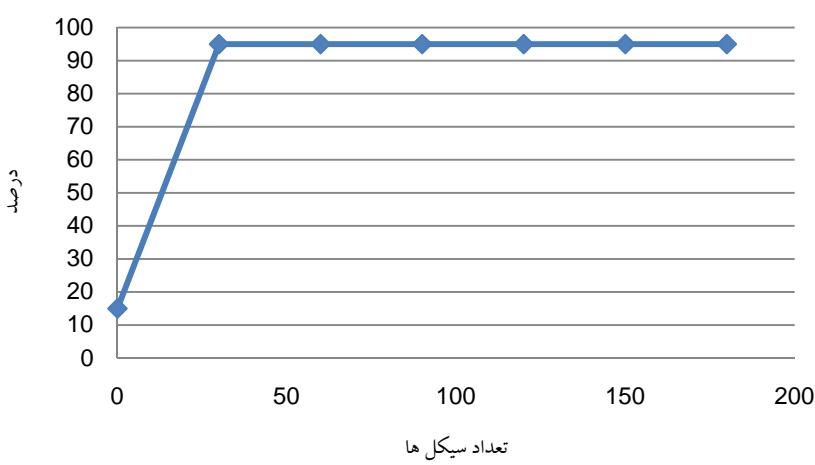
از بررسی نتایج مندرج در جدول (۶) و شکل های (۱۵) و (۱۶) مشاهده می شود که درصد شکست در بتن بستر از حدود ۸۵ درصد (در زمان قبل از اعمال سیکل های تر و خشک شدن) به حدود ۵ درصد پس از اعمال ۳۰ سیکل اولیه تر و خشک شدن تقلیل یافته است. این امر نشان می دهد که مقاومت چسبندگی در مرز بین لایه های CFRP و بتن بستر، تحت ۳۰ سیکل تر و خشک شدن به میزانی کاهش یافته که ۹۵ درصد شکست های آزمون های «پیچش» در مرز مشترک صورت گرفته است. از آن جا که اکثر رزین های به کار گرفته شده به عنوان چسب،

مشاهده نشده است می‌توان در ابتدا چنین نتیجه گرفت که در محدوده‌ی تنش‌های وارد، لایه‌های CFRP آسیبی ندیده‌اند. اما این استدلال نمی‌تواند این طور تلقی شود که این لایه‌ها هرگز آسیبی ندیده‌اند؛ چون ممکن است مقاومت خود لایه‌های CFRP، آسیب دیده باشد چون مقاومت چسبندگی در مرز و مقاومت بتن بستر کمتر از مقاومت لایه‌های CFRP می‌باشد، که در هنگام انجام آزمون دچار شکست می‌گردد، اجازه‌ی بررسی مقدار افت در مقاومت خود لایه‌های CFRP را نمی‌دهند.

جمع‌شدنگی نامتجانس حاصل از خشک شدن، به عوامل موجود در چنین سیستم هایی غافل بود. لذا به‌نظر می‌رسد که تنش‌های حاصل از ناسازگاری انساط و انقباض نامتجانس به وجود آمده در لایه‌های CFRP، چسب اعمال شده برای چسباندن این لایه‌ها، و بتن بستر، به قدرت تخریبی نفوذ و جذب آب به هنگام ترشدن سیستم، افزوده باشد. البته رسیدن به یک ثبات نسبی، پس از اعمال ۳۰ سیکل تر و خشک شدن اولیه، می‌تواند به کمبودن اثر این نوع انقباض‌ها و انساط‌ها دلالت نماید. هم‌چنین به‌دلیل این‌که در آزمون‌های انجام‌شده، شکستی در لایه‌های CFRP آزمون‌های انجام‌شده، شکستی در لایه‌های CFRP



شکل ۱۵ میانگین درصد شکست در بتن بستر، به‌دلیل اعمال سیکل‌های مختلف تر و خشک شدن در سیستم‌های CFRP چسبانده شده به سطوح بتنی



شکل ۱۶ میانگین درصد شکست در مرز بین لایه‌های CFRP و بتن بستر، به‌دلیل اعمال سیکل‌های مختلف تر و خشک شدن

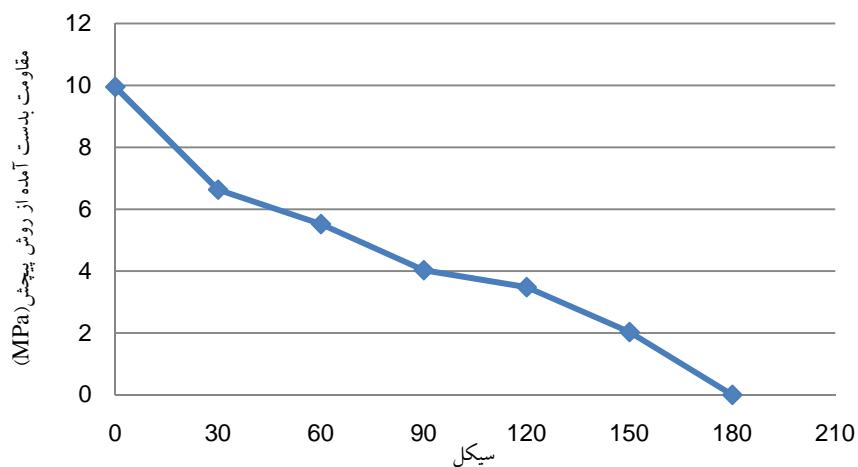
سیکل‌های اعمالی یخ زدن و آب شدن، به بتن بستر و هم‌چنین لایه‌های CFRP آسیبی نرسانده است، زیرا کاهش زیاد مقاومت چسبندگی بین لایه‌های CFRP و بستر بتنی، به دلیل اعمال سیکل‌های یخ زدن و آب شدن، باعث می‌گردد تا هنگام انجام آزمون «پیچش»، شکست در مرز رخ بددهد و نتایج مقاومت سایر قسمت‌هارا تخمین بزنیم. بررسی نتایج مندرج در شکل (۱۷) بیانگر آنست که می‌توان یک رابطه‌ی خطی بین سیکل‌های یخ زدن و آب شدن و کاهش مقاومت تعریف نمود و حتی عمر مفید چنین سیستم‌هایی را در شرایط مشابه تعریف نمود.

نتایج به دست آمده از اعمال سیکل‌های یخ زدن و آب شدن

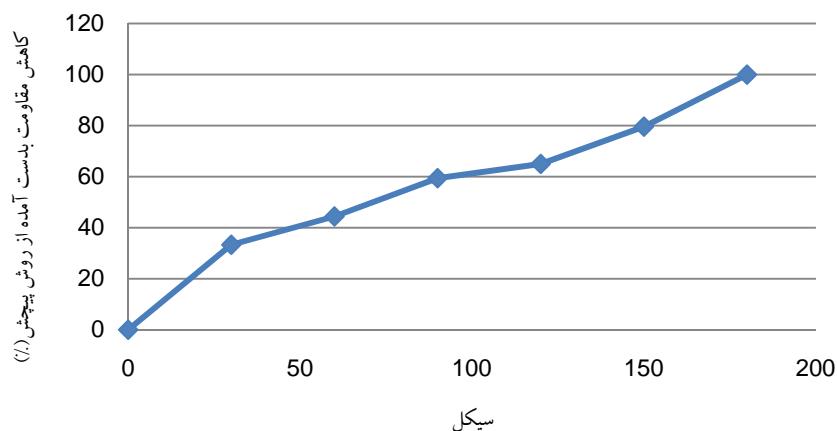
نتایج به دست آمده از این بخش از مطالعات در جدول (۷) و شکل‌های (۱۷) تا (۲۰) ارائه گردیده است. همان‌گونه که از این نتایج قابل مشاهده است، مقاومت به دست آمده پس از اعمال ۱۸۰ سیکل یخ زدن و آب شدن، مقاومت چسبندگی لایه‌های CFRP به بستر بتنی به صفر کاهش داده است. نکته‌ای که باید مورد توجه قرار گیرد آنست که نباید بررسی درصد شکست‌های رخ داده در مرز بین بستر بتنی و لایه‌های CFRP که در شکل (۲۰) نشان داده شده است، بیانگر آن باشد که

جدول ۷ نتایج انجام آزمون «پیچش» بر روی سیستم‌های CFRP چسبانده شده به سطوح بتنی که تحت شرایط یخ زدن و آب شدن قرار گرفته‌اند

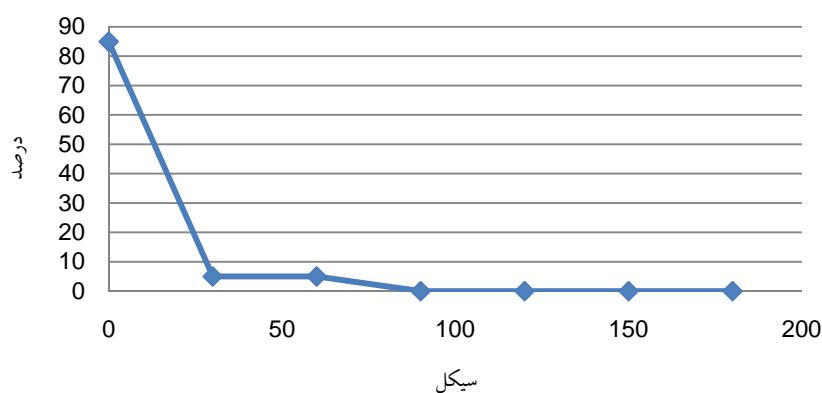
سیکل	لنگر پیچشی (N.m)	تنشی برشی (MPa)	متوسط تنش برشی (MPa)	درصد کاهش تنش برشی نسبت به سیکل صفر	درصد شکست در بتن	متوسط درصد شکست در مرز بین بتن و الیاف	متوسط درصد شکست در مرز بین بتن و الیاف
۰	۲۳۰/۴۸	۹/۳۹	۹/۹۵	۰	۸۰	۸۵	۲۰
	۲۴۴/۰۴	۹/۹۵			۹۰		۱۰
	۲۵۷/۶	۱۰/۰			۸۵		۱۵
۳۰	۱۴۹/۳	۶/۰۸	۶/۶۳	۳۳/۳	۵	۵	۹۵
	۱۶۲/۷	۶/۶۳			۵		۹۵
	۱۷۶/۲۵	۷/۱۸			۵		۹۵
۶۰	۱۲۲/۰۲	۴/۹۷	۵/۰۲	۴۴/۴	۵	۵	۹۵
	۱۳۵/۵۸	۵/۵۲			۵		۹۵
	۱۴۹/۱۳	۶/۰۸			۵		۹۵
۹۰	۹۴/۹	۳/۸۷	۴/۰۳	۵۹/۴	۰	۰	۱۰۰
	۹۴/۹	۳/۸۷			۰		۱۰۰
	۱۰۸/۴۶	۴/۴۲			۰		۱۰۰
۱۲۰	۸۱/۳۶	۳/۳۲	۳/۴۸	۶۵	۰	۰	۱۰۰
	۸۱/۳۶	۳/۳۲			۰		۱۰۰
	۹۴/۹	۳/۸۷			۰		۱۰۰
۱۵۰	۴۰/۶۷	۱/۶۶	۲/۰۳	۷۹/۶	۰	۰	۱۰۰
	۵۴/۲۳	۲/۲۱			۰		۱۰۰
	۵۴/۲۳	۲/۲۱			۰		۱۰۰
۱۸۰	۰	۰	۰	۱۰۰	۰	۰	۱۰۰
	۰	۰			۰		۱۰۰
	۰	۰			۰		۱۰۰



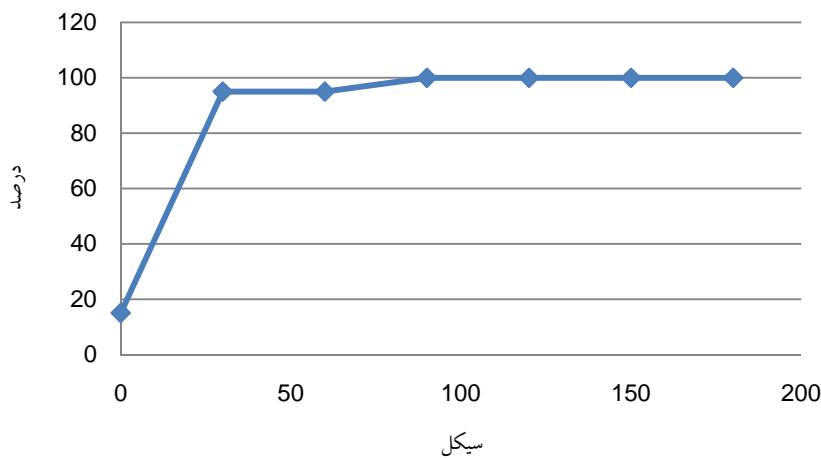
شکل ۱۷ مقاومت به دست آمده از انجام آزمون «پیچش» بر روی سیستم‌های CFRP چسبانده شده به سطوح بتی، پس از اعمال سیکل‌های یخ زدن و آب شدن



شکل ۱۸ میزان درصد کاهش مقاومت به دست آمده از انجام آزمون «پیچش» بر روی سیستم‌های CFRP چسبانده شده بر روی سطوح بتی، پس از اعمال سیکل‌های یخ زدن و آب شدن، نسبت به مقاومت اولیه



شکل ۱۹ میانگین درصد شکست در بتون بستر، به دلیل اعمال سیکل‌های مختلف یخ زدن و آب شدن در سیستم‌های CFRP چسبانده شده به سطوح بتی



شکل ۲۰ میانگین درصد شکست در مرز بین لایه‌های CFRP و بتن بستر، به دلیل اعمال سیکل‌های مختلف یخ زدن و آب شدن

در دمای پایین باعث می‌شود تا به دلیل تفاوت‌های موجود در ضرایب انبساط دمایی عوامل تشکیل‌دهنده سیستم، تنش‌های پس‌ماند در لایه‌های CFRP، و ریزساختار دیگر اجزای موجود ایجاد شود. با این‌که تغییرات در گسترش ریزترک‌ها در محدوده متداول دمای بهره‌برداری ($^{\circ}\text{C}20$ تا $^{\circ}\text{C}30$)-، معمولاً جزئی است، ولی تحت شرایط سیکل‌های حرارتی شدید، مثلاً بین $^{\circ}\text{C}60$ تا $^{\circ}\text{C}60$ -، ریزترک‌ها امکان رشد و به هم پیوستن پیدا می‌کنند که منجر به تشکیل ترک‌هایی در خود ماتریس می‌شود که منجر به زوال سختی و یا تأثیر منفی بر سایر خواص مشخصه‌های ماتریس می‌گردد [21]. البته در آزمایش‌هایی که با روش بیرون کشیدن از سطح (Pull off) انجام شده، نشان داده شده است که یخ زدن و آب شدن، تأثیر ناچیزی بر مقاومت چسبندگی FRP به بتن دارد [19]. هم‌چنین در آزمایشی که در مواردی که کامپوزیت درصد قابل توجهی حفره‌های متصل به یکدیگر پر از آب داشته باشد، تأثیرات یخ زدن و ذوب شدن در محدوده دمایی متداول ($^{\circ}\text{C}20$ تا $^{\circ}\text{C}30$)- بر مقاومت، جزئی بوده و رسانیده‌اند که با آب معمولی، کاهش مقاومت چسبندگی FRP به بتن مشاهده نشده است ولی با آب نمک مقاومت چسبندگی به دلیل تخریب بتن، به کلی از بین رفته است.

برای تعیین مقاومت در پایان هر ۳۰ سیکل، سه

باید توجه داشت که تحت شرایط یخ زدن، آب موجود در حفره‌های سیستم CFRP چسبانده شده به سطوح بتنی، دچار انبساط می‌شود و به عناصر مجاور، تنشی وارد می‌آورد و اگر این تنش به وجود آمده از مقاومت عناصر اطراف بیشتر گردد، باعث شکست آن‌ها می‌گردد. با تکرار سیکل‌های یخ زدن و آب شدن، خرابی بیشتری رخ می‌دهد که در نهایت به انهدام کامل منجر می‌شود. از طرفی ذوب یخ باعث افزایش دما می‌گردد و ضمن کاهش از حجم آب یخ زده، باعث افزایش حجم دیگر عناصر موجود در سیستم می‌گردد که این عمل باعث تشدید خرابی حاصل از انبساط دمایی می‌گردد. هم‌چنین وجود آب باعث آسیب‌دیدگی چسب به کارگرفته شده و نیز بتن بستر می‌گردد.

با این‌که بعضی از محققان براین عقیده‌اند که به‌جز در مواردی که کامپوزیت درصد قابل توجهی حفره‌های متصل به یکدیگر پر از آب داشته باشد، تأثیرات یخ زدن و ذوب شدن در محدوده دمایی متداول ($^{\circ}\text{C}20$ تا $^{\circ}\text{C}30$)- بر مقاومت، جزئی بوده و حائز اهمیت نیست ولی نتایج فوق نشان می‌دهد که یافته‌های ابراز شده توسط این محققان حداقل در شرایط مشابه آزمایش‌های صورت گرفته، معتبر نمی‌باشد. هم‌چنین گفته می‌شود که سیکل‌های حرارتی

تأثیر قرار می‌دهد. با توجه به عدم حادث شدن پارگی در خود لایه‌های CFRP، می‌توان اظهار داشت که در محدوده‌ی تنش‌های وارد، لایه‌های CFRP عملکرد مانعی داشته‌اند.

-۳- اعمال شرایط یخ زدن و آب شدن به لایه‌های CFRP چسبانده شده به بستر بتنی، نشان داد که سیکل‌های متناوب یخ زدن و آب شدن، باعث کاهش مقاومت چسبندگی لایه‌های CFRP چسبانده شده به بستر بتنی، می‌گردد و رابطه‌ی بین کاهش مقاومت و تعداد سیکل‌های اعمالی تقریباً خطی است. در مطالعات انجام شده مشاهده گردید که اعمال ۱۸۰ سیکل یخ زدن و آب شدن به لایه‌های CFRP چسبانده شده به بستر بتنی، باعث کاهش صدرصدی مقاومت چسبندگی لایه‌های CFRP چسبانده شده به بستر بتنی می‌شود. هم‌چنین مشاهده گردید که پس از اعمال حدود ۱۰۰ سیکل یخ زدن و ذوب شدن به سیستم‌های یاد شده، تقریباً تمامی شکست‌ها در مرز بین لایه‌های CFRP چسبانده شده و بستر بتنی، رخ داد. با عنایت به این درصد شکست و این که پارگی در خود لایه‌های CFRP چسبانده شده به بستر بتنی، رخ نداد می‌توان اظهار داشت که عملکرد خود لایه‌های CFRP تحت شرایط یاد شده و در محدوده‌ی تنش‌های وارد آمده، مطلوب می‌باشد. در مقایسه با دو شرائط دیگر مورد مطالعه قرار گرفته؛ یعنی اعمال سیکل‌های تغییر دما و ترو خشک شدن، شرایط یخ زدن و آب شدن بیشترین کاهش را در مقاومت چسبندگی لایه‌های CFRP چسبانده شده به بستر بتنی باعث گردید.

آزمایش پیچش انجام و میانگین آنها به عنوان مقاومت ثبت گردید سیکل‌های یخ زدن و آب شدن با توجه به مقادیر کاهش مقاومت چسبندگی، مقاومت آن را به طور کامل از بین می‌برند. البته به دلیل تعییه‌ی مغزه‌های جزئی قبل از انجام سیکل‌های یخ زدن و آب شدن، احتمال تشدید آسیب‌ها نیز افزایش می‌یابد.

نتیجه‌گیری

از مطالب ارائه شده در این مقاله می‌توان نتیجه‌های زیر را گرفت:

۱- اعمال ۱۰۰ سیکل اولیه‌ی تغییردما، باعث کاهش حدود ۲۸ درصدی مقاومت پیچشی لایه‌های CFRP چسبانده شده به بتون گردید. در ادامه‌ی اعمال سیکل‌ها، تغییرات قابل توجهی در مقاومت یاد شده مشاهده نگردید. هم‌چنین درصد شکست در مرز بین لایه‌های CFRP به حداقل حدود ۳۵ درصد رسید. چون پارگی در خود لایه‌های CFRP مشاهده نگردید، می‌توان ادعا نمود که در محدوده‌ی تنش‌های اعمالی، لایه‌های CFRP عملکرد مطلوبی داشتند.

۲- اعمال ۳۰ سیکل ترو خشک شدن متناوب به سیستم لایه‌های CFRP چسبانده شده به بستر بتنی، باعث کاهش مقاومت سیستم یاد شده به میزان حدود ۲۲ درصد گردید و افزایش سیکل‌های ترو خشک شدن تأثیری در مقاومت سیستم یاد شده نداشت. با توجه به حادث شدن ۹۵ درصد شکست در منطقه‌ی مرزبین لایه‌های CFRP و بتون بستر، می‌توان گفت که ۳۰ سیکل ترو خشک نمودن سیستم یاد شده، مقاومت چسبندگی لایه‌های CFRP به سطح بتنی را، بیش از مقاومت بتن تحت

مراجع

- ACI 440.2R-02, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", (2002).
- Hamada. H., Fukute. T., and Yamamoto. K., "Bending Behavior of Unbonded Prestressed Concrete

- Beams Prestressed with CFRP Rods", Fiber Reinforced Cement and Concrete, Proceedings of the Fourth RILEM International Symposium, Sheffield, pp. 1015-1026, (1992).
3. Saadatmanesh. H., and Ehsani. M. R., "RC Beams Strengthened with GFRP Plates, I: Experimental Study", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 11, pp. 3417-3433, (1991).
 4. Bedard . C., "Composite Reinforcing Bars: Assessing Their Use in Concrete", *Concrete International*, pp. 55-59, (1992).
 5. Sharp. B. N., "Reinforced and Prestressed Concrete in Maritime Structures", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Building, Vol. 116, No. 3, pp. 449-469, (1996).
 6. Rostasy. F. S., "FRP Tensile Elements for Prestressed Concrete – State of the Art, Potentials and Limits", *Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, International Symposium*, ACI-SP-138, pp. 347-366, (1993).
 7. Saenz. N., E. J. Walsh, C. P. and Pantelides, and Adams. D. O., "Long Term Durability of FRP Composites for Infrastructure Rehabilitation, International SAMPE Symposium and Exhibition (Proceedings)", Vol. 49, pp. 2811– 2822, (2004).
 8. Ammon. K., Berman . N., and Bank. C., Lawrence, "Effect High Temperature on Bond strength of FRP Rebars", *Journal of composites for construction*, 3(2), pp. 73-81, (1999).
 9. Briccoli. B., and Rotunno. T., "Environmental Durability of the Bond between the CFRP Composite Materials and Masonry Structures", *Historical Construction*, , pp.1039-1046, (2001).
 10. Thomas. E., Bakis. C., and Brown. T. T., "Long-Term Durability Study of Sheet-Bonded GFRP", *2nd International \ Conference on Durability of FRP*, Sherbrooke, Canada, (2002).
 11. نادری. م., "روش‌های بهبود و تعیین آزمایشگاهی و درجای مقاومت بتن", انتشارات روزبهان، صص. ۳۵ - ۷۴ - (۱۳۸۸).
 12. ASTM C 150-04, "Standard Specification for Portland Cement", (2004).
 13. ASTM C1017-C1017M-03, "Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete", (2007).
 14. A. G. Razaqpur, and A. H. Kashef, "State-of-the-Art on Fiber Reinforced Plastics for Buildings", Submitted to: Institute for Research in Construction – National Research Council of Canada, Carleton University, Ottawa, (1993).
 15. B. M. McSweeney, M. M. Lopez,"FRP-Concrete Bond Behavior: A Parametric Study Through Pull-Off Testing", SP 230-26. <http://quakewrap.com/frp%20papers /FRP- Concrete Bond Behavior AParametric Study Through Pull-Off Testing.pdf> (2005).
 16. N. Banthia, A. Abdolrahimzadeh, and M. Boulfiza, "Field Assessment of FRP Sheets-Concrete Bond Durability", *International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria)*- October, pp. 12-14, (2009).
 17. ASTM C0666-C0666M-03, "Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing", (2008).

18. N. Naderi, "New Twist-Off Method for the Evaluation of In-Situ Strength of Concrete", *Journal of Testing and Evaluation ASTM Journal*. Vol. 35, Issue 6 , (2007).
19. S. Alsayed, "Evaluation Of Concrete/FRP Sheet Bond Under Different Environmental Conditions", SABIC, (2011).
20. A. R. Burnsell T, "Long-Term Degredation of Polimeric Matrix Composites", Concise Encyclopedia of Composite Materials, Pergamon Press, pp. 165-173, (1989).
21. H. W. Lord, and P. K. Dutta, "On the Design of Polymeric Composite Structures for Cold Region Applications", *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 7, pp. 435-450, (1988).
22. P. Dohnálek, "Environmental durability of FRP bond to concrete subjected to freeze-thaw action", Thesis, (S.M.)- Massachusetts Institute of Technology, Dept. of Civil and Environmental Engineering, (2006).

مقاوم‌سازی ساختمان‌های فولادی به کمک میراگرها اصطکاکی چرخشی*

«یادداشت پژوهشی»

محمد علی هادیان فرد^(۱)

چکیده با استفاده از میراگرها اصطکاکی چرخشی می‌توان رفتار لرزه ای ساختمان‌های فولادی را بهبود بخشید و نیروهای داخلی را در بادبندانها، ستون‌ها و سایر اعضای سازه به مقادیر قابل توجهی کاهش داد. در این تحقیق روشی ساده برای مدل‌سازی و تحلیل قاب‌های بادبندی مجهز به این میراگرها پیشنهاد گردیده است. مدل پیشنهادی به خوبی بیانگر رفتار لرزه‌ای میراگر است و قابل کاربرد برای تحلیل قاب‌های بادبندی شده با مقاطع رایج در ایران می‌باشد. قاب‌های فولادی بادبندی شده در دو حالت بدون میراگر و همراه با میراگر مورد تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی قرار گرفته و مواردی نظری برپایه، نیروی محوری ستون‌ها و بادبندانها، جابه‌جایی نسبی طبقات و غیره با هم مقایسه گردیده‌اند. سازه در تمامی موارد سازه با میراگر عملکرد بهتری داشته و رفتار لرزه ای مناسب‌تری از خود نشان داده است. بنابراین برای تقویت ساختمان‌های موجود و یا طراحی سازه‌های جدید با وزن کمتر، استفاده از میراگرها اصطکاکی اصطکاکی بسیار مفید می‌باشد.

واژه‌های کلیدی مقاوم‌سازی، میراگر اصطکاکی چرخشی، ساختمان‌های فولادی، استهلاک انرژی.

Rehabilitation of Steel Structures by Using the Rotational Friction Dampers

M. A. Hadianfard

Abstract The rotational friction dampers can be improved the seismic behavior of the steel structures, and they can be reduced the internal forces in the bracing members, columns and the other structural members. In this research, a simple method for modeling and analysis of braced frames equipped by these dampers is proposed. The proposed model describes seismic behavior of dampers very well and it is applicable to analysis of braced frames with common sections in Iran. Braced steel frames with dampers and without dampers are considered for time-history dynamic analysis, and some parameters such as: base shear, axial forces of the columns and the bracing, drift of stories etc. for two different cases are compared. In the entire analyzes, the structure with damper has been shown the better performance and the more suitable seismic behavior than the structure without damper. Then, use of frictional dampers for rehabilitation of existing buildings or designing of new structures with minimum weight is very useful.

Keywords Rehabilitation, Rotational Friction Damper, Steel Structure, Energy Dissipation.

★ تاریخ دریافت مقاله ۸۹/۱۰/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۲/۱۰ می‌باشد.

(۱) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز.

لغزش ایجاد شده در آنها انرژی زلزله مستهلك می‌گردد.

در تحقیق حاضر روشی ساده و عملی برای مدل کردن میراگرها توسط نرم‌افزارهای رایج آنالیز سازه نظیر ETABS پیشنهاد گردیده است و سپس رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی مهاربندی شده همراه با میراگرها اصطکاکی چرخشی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است و با رفتار سیستم‌های فاقد میراگر مقایسه گردیده است و نشان داده شده است که استفاده از میراگرها اصطکاکی می‌تواند به مقدار قابل توجهی رفتار لرزه‌ای سازه را بهبود بخشد. مهاربندها به صورت شورن است و میراگر در محل اتصال مهاربند به تیر قرار دارد، در ضمن میله‌های مهاربند به صورت پیش تنبیه نیست و برای آنها از مقاطع متداول در ایران (مقاطع دوبل ناودانی) استفاده شده است. بنابراین مهاربندها به گونه‌ای طراحی گردیده‌اند که دارای مقاومت فشاری کافی هستند و قبل از لغزش میراگر کمانش نمی‌کنند. در اصل تفاوت مدل استفاده شده در این پژوهش با مدل‌های قبلی مطالعه شده توسط مؤلا [5] و پارک [6] در نوع مقطع مهاربندها می‌باشد.

مشخصات میراگر اصطکاکی چرخشی

در شکل (۱) نمونه‌ای از میراگر اصطکاکی چرخشی نمایش داده شده است. هم‌چنین یک تصویر شماتیک از نحوه استقرار سیستم میراگرها متصول به مهاربندهای شورن در شکل (۲) نشان داده شده است. از آنجایی که مهاربندهای متصول به صفحه‌ی افقی میراگر مانع چرخش آن می‌شوند، میراگر مانند یک گره A-شکل صلب عمل می‌کند که در صورت غلبه‌ی گشتاور اعمالی بر مقاومت اصطکاکی شروع به چرخش می‌نماید و توسط نیروی اصطکاکی موجود بر وجوده تماس باعث استهلاک انرژی می‌شود. اگر لنگر چرخشی اصطکاکی قابل تحمل توسط میراگر را با M_f نمایش دهیم (بعد از این لنگر پیچشی در میراگر لغزش رخ می‌دهد) و لنگر نهایی ناشی از نیاز لرزه‌ای در

مقدمه

استفاده از میراگرها اصطکاکی برای کاهش پاسخ دینامیکی سازه‌ها در برابر بارهای جانبی باد و زلزله به عنوان یک سیستم ارزان‌قیمت مستهلك کننده‌ی انرژی که به راحتی قابل نصب و تعمیر می‌باشد، توسط محققان زیادی مورد مطالعه و آزمایش قرار گرفته است. از این جمله می‌توان به مطالعات انجام شده توسط پال و مارش [1]، هم‌چنین آیکن و همکاران [2,3]، گریگورین و پاپو [4] اشاره نمود. استفاده از میراگر اصطکاکی چرخشی برای اولین بار در سال ۲۰۰۲ توسط مؤلا و بیلیو [5] مورد مطالعه و آزمایش قرار گرفت. این افراد پاسخ یک قاب فولادی یک‌طبقه‌ی مجهر به بادبندهای سورون (مهاربند) پیش‌تبیه همراه با میراگر اصطکاکی چرخشی را مورد بررسی قرار دادند. هم‌چنین تحقیقات تکمیلی بر روی قاب‌های مهاربندی شده مجهر به میراگر اصطکاکی چرخشی در سال ۲۰۰۷ توسط پارک و همکاران [6] انجام گرفت.

مؤلا و بیلیو [5] اثر نیروی پیش‌تبیه‌گی بادبندها را بر روی رفتار میراگر اصطکاکی و پاسخ سازه بررسی نمودند و نشان دادند که میزان پیش‌تبیه‌گی بادبندها نقش اساسی در تغییر پاسخ سازه ندارد و اصولاً پیش‌تبیه‌گی برای اقتصادی کردن مقطع بادبندها و جلوگیری از کمانش آنها دارای کاربرد می‌باشد. در تحقیقات انجام شده توسط ایشان حداقل تفاوت بین پاسخ دو سازه یکی با استفاده از ۱۰۰ درصد نیروی پیش‌تبیه‌گی و دیگری با ۲۰ درصد نیروی پیش‌تبیه‌گی کمتر از ۴ درصد بوده است.

بنابراین با توجه به نوع ساخت و سازها در ایران که معمولاً از سیستم قاب‌های بادبندی استفاده می‌گردد و باید سیستم مهاربندی در زلزله‌های متوسط و خفيف بتواند بدون استفاده از عملکرد میراگر نیروهای جانبی را تحمل کند و جابه‌جایی سازه را کترل نماید، لازم است که بادبندها از مقاطع نسبتاً قوی و مقاوم در برابر کمانش ساخته شوند. در این حالت در زلزله‌های قوی قبل از کمانش بادبندها میراگرها فعال می‌گردند و با

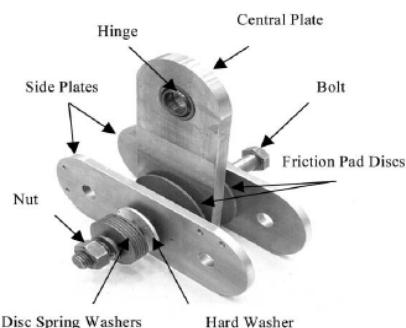
مدل کردن سازه شامل میراگر

در این تحقیق برای مدل کردن سازه از نرم افزار ETABS2000 استفاده شده است. و روشی ساده و عملی برای مدل کردن میراگرهای اصطکاکی چرخشی پیشنهاد گردیده است که با استفاده از آن می‌توان قاب‌های دو بعدی یا سه بعدی چندین طبقه را به راحتی مورد تحلیل قرار داد. قاب‌های مورد بررسی همگی به صورت قاب صلب بادیندی شده می‌باشند و کلیه‌ی بادیندها به شکل (۸) (شورن) و مجهر به سیستم میراگر اصطکاکی چرخشی می‌باشند که در محل اتصال بادیند به تیر قوار می‌گیرند. برای اعضای تیر و ستون و بادیند از المان‌های FRAME و برای میراگر اصطکاکی از المان LINK استفاده گردیده است. به کمک این المان، مقادیر سختی و میرایی و همچنین مقاومت تسليم (لنگر لغزش) و نسبت سختی پس از تسليم جهت میراگرهای چرخشی تعریف می‌گردد و رفتار میراگر به صورت دو خطی مدل می‌شود.

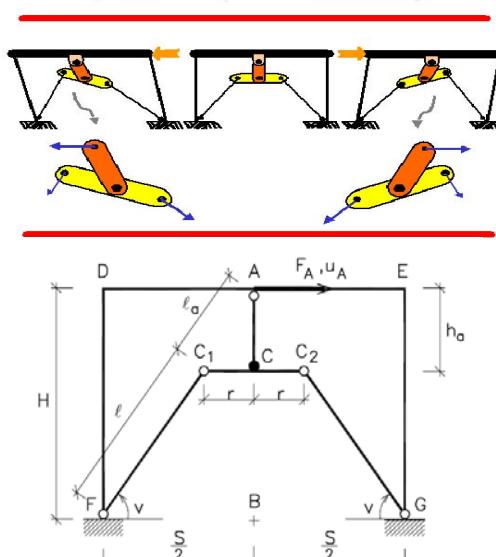
میراگر چرخشی اصطکاکی، به صورت دو میله‌ی صلب که به صورت T شکل به هم مفصل گردیده‌اند مدل شده است. همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، دو گره مربوط به انتهای بال T شکل محل اتصال عضوهای قطری مهاربند و گره انتهای جان T شکل محل اتصال میراگر به تیر می‌باشد. گره وسط عضو T شکل که در آن محل دو میله‌ی صلب به هم مفصل شده‌اند، بیان‌کننده‌ی رفتار اصلی میراگر می‌باشد. با تعریف المان LINK در این نقطه و اختصاص رفتار دو خطی به آن، بعد از رسیدن لنگر به لنگر لغزش، این گره به صورت مفصل عمل می‌نماید و باعث اتلاف انرژی زلزله می‌گردد.

آنالیز سازه به صورت دینامیکی تاریخچه زمانی و با استفاده از رکورد زلزله‌ی استنtro صورت گرفته است. قاب‌های مورد مطالعه شامل دو قاب دو بعدی A و B مطابق اشکال (۳) و (۴) و قاب سه بعدی C مطابق شکل (۵) می‌باشند. خصوصیات مقاطع استفاده شده در قاب‌های دو بعدی A و B در جداول (۱) و (۲) و

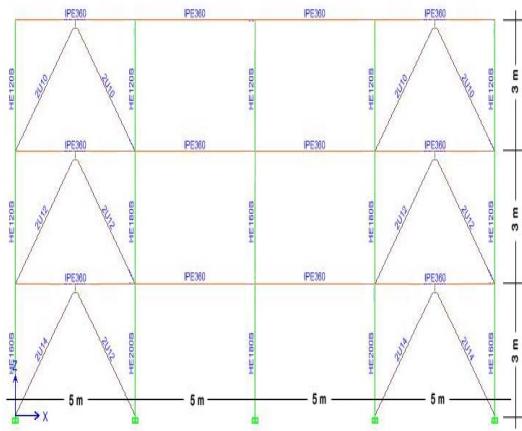
میراگر قفل شده و بدون لغزش معادل M_{Uu} باشد، مقاومت نرمالیز شده میراگر را می‌توان به صورت $\eta_m = M_f/M_u$ بیان نمود. اگر لنگر لغزش در میراگر $\eta_m = 0$ (در این حالت $M_f = 0$) باشد، میراگر با صفر باشد. و اگر لنگر لغزش میراگر معادل با نیاز لزهای باشد ($M_f = M_u$) در این حالت $\eta_m = 1$ است که معادل با قاب بادیندی بدون میراگر می‌باشد. بنابراین محدوده‌ی عملکرد میراگر چرخشی مربوط به $0 < \eta_m < 1$ است. بهترین η_m که حداقل اتلاف انرژی و حداقل جابه‌جایی در قاب را ایجاد می‌کند، نشان‌دهنده‌ی میزان لنگر لغزش بهینه برای میراگر می‌باشد [5].



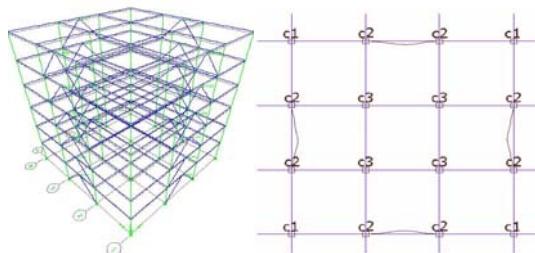
شکل ۱ قطعات میراگر اصطکاکی چرخشی



شکل ۲ تصویر شماتیک از قاب مجهز به میراگر اصطکاکی چرخشی [5]

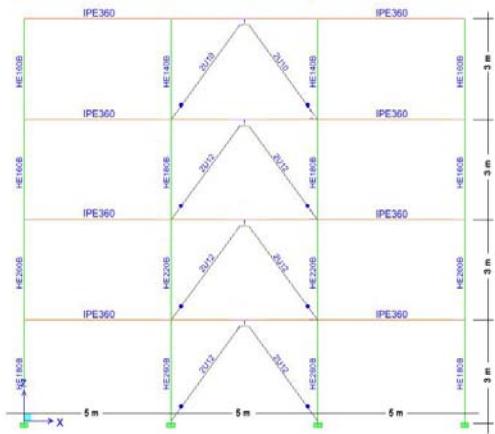


شکل ۴ نمایش قاب نوع B



شکل ۵ نمایش نما و پلان قاب سه‌بعدی نوع C

خصوصیات مقاطع مربوط به قاب سه‌بعدی C در جدول (۳) منعکس گردیده است. در قاب‌های دو بعدی A و B ماردهی وارد بر تیرها برابر با ۳ تن بر متر و بار زنده برابر با ۱ تن بر متر در نظر گرفته شده است و در قاب سه‌بعدی C بار مارده برابر با ۷۰۰ کیلوگرم بر مترمربع برمتر مربع و بار زنده برابر با ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است.



شکل ۳ نمایش قاب نوع A

جدول ۱ مشخصات مقاطع قاب دو بعدی A

طبقه	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی	تیرها	باد بندها
۱	HEB 200	HEB 260	IPE360	2U12
۲	HEB 200	HEB 220	IPE360	2U12
۳	HEB 180	HEB 180	IPE360	2U12
۴	HEB 160	HEB 140	IPE360	2U10

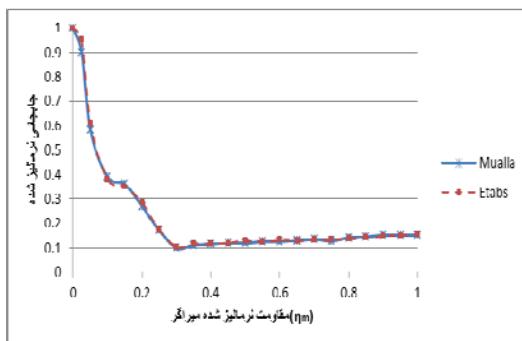
جدول ۲ مشخصات مقاطع قاب دو بعدی B

طبقه	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی (کنار بادبند)	ستون وسط	تیرها	باد بندها
۱	HEB 160	HEB 200	HEB 180	IPE360	2U12
۲	HEB 120	HEB 180	HEB 160	IPE360	2U12
۳	HEB 120	HEB 120	HEB 120	IPE360	2U10

جدول ۳ مشخصات مقاطع قاب سه بعدی C

طبقه	ستون های چهارگوش ساختمان (C1)	ستون های کنار بادبند (C2)	ستون های وسط ساختمان (C3)	تیرهای ساختمان	بادبند ها
۱	HEB 700	HEB 700	HEB 700	IPE 270	2U 30
۲	HEB 700	HEB 700	HEB 400	IPE 270	2U 30
۳	HEB 700	HEB 450	HEB 400	IPE 270	2U 28
۴	HEB 600	HEB 450	HEB 400	IPE 270	2U 22
۵	HEB 400	HEB 300	HEB 300	IPE 270	2U 18
۶	HEB 260	HEB 240	HEB 240	IPE 270	2U 14

حداکثر شتاب $PGA=3.417 \text{ m/Sec}^2$ می‌باشد. رفتار غیرخطی میراگر به صورت دو خطی مدل گردیده است. در شکل (۶) پاسخ به دست آمده برای سازه (جایه‌جایی نرمالیز شده) در ازای مقادیر مختلف η_m (مقاآمت نرمالیز شده میراگر) که توسط مؤلا و بیلیو [۷] قبلاً به کمک نرم‌افزار DRAIN-2DX محاسبه شده است با پاسخ به دست آمده در این مقاله توسط نرم‌افزار ETABS مقایسه گردیده است (برای حالت ۳A_b). همچنین در شکل (۷) درصد اتلاف انرژی به دست آمده از دو حالت فوق با هم مقایسه گردیده است. حداکثر تفاوت در نتایج در حدود ۶ درصد می‌باشد که حاکی از دقیق خوب مدل‌سازی به روش پیشنهادی توسط نرم‌افزار ETABS می‌باشد.



شکل ۶ مقایسه پاسخ سازه حاصل از نرم‌افزار ETABS و مطالعات مؤلا [۵]

صحت‌سنجی مدل‌سازی

به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی‌های انجام شده، قاب یکدهانه‌ی یک‌طبقه‌ی در نظر گرفته شده توسط مؤلا و بیلیو [۵] که توسط نرم‌افزار DRAIN-2DX تحلیل شده است، در این مطالعه مجدداً با نرم‌افزار 2000-ETABS مدل‌سازی و تحلیل شده است. خصوصیات این قاب

به شرح زیر می‌باشد:

دهانه‌ی قاب برابر با $7/6$ متر و ارتفاع آن $4/6$ متر می‌باشد. تیر قاب به صورت کاملاً صلب و با سختی بی‌نهایت در نظر گرفته شده است. اتصال ستون‌ها به تکیه‌گاه به صورت کاملاً گیردار و مقطع ستون‌ها از نوع بالپهن با ممان اینرسی $I=34 \times 10^6 \text{ mm}^4$ می‌باشد. وزن کل سازه معادل 450 کیلو نیوتن و پریود آن برابر $T=1 \text{ Sec}$ می‌باشد و نسبت میرایی برابر با 5 درصد در نظر گرفته شده است. بر روی این قاب در محل اتصال بادبند شورون از میراگر اصطکاکی چرخشی به ابعاد $h_a=0.2 \text{ m}$ و $r=0.165 \text{ m}$ استفاده شده است (شکل ۲ می‌باشد). برای بادبندها از سه مقطع مختلف استفاده شده است؛ مقطع اول از میلگرد به قطر 16 میلی‌متر و مساحت $A_b=201 \text{ mm}^2$ می‌باشد و مطالعات مؤلا و هر کدام دارای مساحت‌های $2A_b$ و $3A_b$ می‌باشد. شتاب‌نگاشت مورد استفاده برای تحلیل تاریخچه زمانی، مؤلفه‌ی شمالی-جنوبی زلزله‌ی السترو با

بهینه را با توجه به بند سوم مشخص کرد. برای این کار کافی است که سازه تؤام با میراگر برای نیروهای لغزش مختلف آنالیز شود و با استفاده از نتایج آن نیروی لغزشی (لنگر لغزشی) که کمترین نیروی برش را در طبقه به وجود می‌آورد به عنوان نیروی لغزش بهینه میراگر انتخاب گردد.

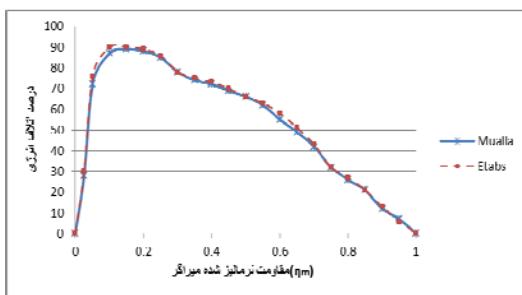
برای قاب یکدهانه‌ی یکطبقه‌ی نشان داده شده در شکل (۲) که مجهز به میراگر و بادبند‌های پیش‌تینیده می‌باشد می‌توان مقدار لنگر لغزش بهینه (M_{FOPT}) را پس از آنالیز سازه از رابطه‌ی (۱) به دست آورد [۷,8].

$$\frac{M_{FOPT}}{h_a E A_b} = \frac{u_{AO}}{L} \cos^2 v \quad (1)$$

در این رابطه h_a ارتفاع میراگر، u_{AO} تغییر مکان جانی قاب، A_b سطح مقطع بادبند، E مدول الاسيستیه فولاد، L طول بادبند و v زاویه‌ی بادبند نسبت به محور افق می‌باشد.

برای مدل‌های تحلیل شده در این مقاله که به صورت قاب‌های چنددهانه‌ی چندطبقه می‌باشند و از بادبند‌های با مقاطع معمول ناواردانی و بدون پیش‌تینیدگی استفاده شده است، رابطه‌ی (۱) دارای دقیق کافی نیست و به جای آن باید از گام‌های سه‌گانه‌ی توضیح داده شده در بالا استفاده نمود. در مدل‌های مورد نظر برای پیدا کردن لنگر لغزش بهینه، قاب را تحت اثر رکورد زلزله‌ی استereo تحلیل نموده و برای نیروهای لغزش مختلف، نیروی برش طبقات محاسبه و بر اساس کمترین نیروی برش ایجاد شده، مقدار نیرو (لنگر) لغزش بهینه محاسبه گردیده است.

به عنوان نمونه برای قاب دو بعدی مدل A نتایج تحلیل در جدول (۴) و برای قاب دو بعدی مدل B نتایج در جدول (۵) منعکس گردیده است. برای هر دو قاب مقادیر به دست آمده از فرمول (۱) با مقادیر دقیق به دست آمده از تحلیل مقایسه گردیده است که حاکی از عدم دقیق کافی رابطه‌ی (۱) برای مدل‌های تحلیل شده می‌باشد (به جز برای طبقه‌ی آخر ساختمان).



شکل ۷ مقایسه‌ی درصد اتفاق انرژی حاصل از نرم افزار

ETABS و مطالعات مؤلا [۵]

برآورده نیروی لغزش بهینه در میراگر

نیروی لغزش میراگر به نیرویی گفته می‌شود که گشتاور ناشی از آن نیرو حول نقطه‌ی چرخش از گشتاور اصطکاکی صفحات حول آن نقطه بیشتر شود و باعث لغزیدن صفحات اصطکاکی روی هم گردد. نکته‌ی مهمی که در طراحی میراگر اصطکاکی وجود دارد تعیین میزان نیروی لغزش بهینه در گره‌های اصطکاکی می‌باشد. برای این منظور لازم است که به توضیحات زیر توجه نمود.

- سیستم میراگر اصطکاکی نباید در برابر بارهای باد و زلزله‌های ضعیف تا متوسط و یا در برابر نیروهای برشی به دست آمده از روابط استاتیکی آئین‌نامه‌ها شروع به لغزش نماید. این مطلب حداقل مقدار نیروی لغزش را مشخص می‌نماید.
- عمل لغزش در میراگر باید به نحوی باشد که مقدار انرژی تلف شده به وسیله‌ی عمل اصطکاک به حداقل مقدار خود برسد.

- عمل لغزش در میراگر باید به نحوی باشد که مقدار مشخص شده است محدوده‌ای را برای تعیین مقدار تقریبی نیروی اصطکاک مشخص می‌نماید و با انجام چند سری آنالیز غیرخطی می‌توان مقدار نیروی لغزش حدود بالا و پایین که در بنددهای اول و دوم مشخص شده است محدوده‌ای را برای تعیین مقدار تقریبی نیروی اصطکاک مشخص می‌نماید و با انجام چند سری آنالیز غیرخطی می‌توان مقدار نیروی لغزش

(۵) برای قاب مدل B در طبقات اول و دوم $M_{FOPT} = 5$ T.m و در طبقه سوم معادل $M_{FOPT} = 3$ T.m در نظر گرفته شده است.

برای قاب سه بعدی مدل C مقادیر تغییر مکان و لنگر لغزش در جهت X و Y در جدول (۶) ارائه گردیده است. با توجه به این جدول در جهت X از لنگر لغزش $M_{FOPT-X} = 8$ T.m و در جهت Y از لنگر لغزش $M_{FOPT-Y} = 5$ T.m استفاده شده است.

برای هر دو قاب A و B مقادیر V و L مطابق زیر در نظر گرفته شده است.

$$v = \tan^{-1}\left(\frac{3}{2.5}\right) = 50$$

مهاربند

$$L = \sqrt{3^2 + 2.5^2} = 3.9$$

با توجه به جدول (۴) مقدار لنگر لغزش بهینه برای کلیه طبقات قاب مدل A برابر با $M_{FOPT} = 5.5$ T.m انتخاب گردیده است. همچنین با توجه به جدول

جدول ۴ تغییر مکان طبقات و لنگر لغزش در قاب مدل A

طبقه	تغییر مکان (mm)	لنگر لغزش بهینه براساس رابطه‌ی (۱) (T.m)	لنگر لغزش بهینه حاصل از تحلیل دقیق (T.m)
۴	۴/۰	۴/۸۰	۴/۸۰
۳	۴/۴	۶/۶۵	۵/۳۵
۲	۵/۴	۸/۱۶	۵/۸۵
۱	۳/۸	۵/۷۴	۴/۹۰

جدول ۵ تغییر مکان طبقات و لنگر لغزش در قاب مدل B

طبقه	تغییر مکان (mm)	لنگر لغزش بهینه براساس رابطه‌ی (۱) (T.m)	لنگر لغزش بهینه حاصل از تحلیل دقیق (T.m)
۳	۲/۵	۳/۰۴	۳/۱۰
۲	۴/۰	۶/۰۴	۴/۹۰
۱	۵/۲	۷/۸۶	۷/۲۰

جدول ۶ تغییر مکان طبقات و لنگر لغزش در قاب سه بعدی مدل C

طبقه	X تغییر مکان (mm)	MX (T.m)	Y تغییر مکان (mm)	MY (T.m)
۶	۵/۰	۵/۸	۲/۵	۲/۹
۵	۶/۰	۶/۷	۳/۵	۴/۲
۴	۷/۳	۸/۵	۵/۰	۵/۷
۳	۶/۵	۷/۸	۴/۵	۵/۱
۲	۵/۵	۶/۶	۳/۹	۴/۸
۱	۳/۵	۴/۷	۳/۱	۴/۰

میزان اتلاف انرژی می‌باشد، بسیار قابل توجه است. منحنی هیسترسیس فوق از لحاظ شکل ظاهري و میزان اتلاف انرژي تطابق بسیار خوبی با منحنی‌های به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی مؤلا و بیلیو [7] دارد.

یکی دیگر از شاخص‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها حداکثر میزان برش ناشی از زلزله در طبقات مختلف ساختمان است. در شکل (۹) نیروی برشی طبقات در سازه‌ی مدل C در جهت X و در دو حالت با میراگر (FMBD) و بدون میراگر مقایسه شده است، به کمک میراگر اصطکاکی برش پایه از ۴۵۵ تن در سازه بدون میراگر به مقدار ۲۵۶ تن در سازه با میراگر کاهش یافته است. در شکل (۱۰) برای سازه‌ی مدل C تغییرات نیروی محوری یک بادبند نسبت به زمان (تاریخچه زمانی نیروی بادبند) برای دو حالت با میراگر و بدون میراگر رسم شده است. در سازه بدون میراگر (FMBD) نیروی محوری بادبند در زمان ۵ ثانیه برابر با ۹۸ Ton می‌باشد در صورتی که در همین زمان در سازه با میراگر (FMBD) نیروی محوری برابر با ۵۹ Ton می‌باشد. اما در زمان ۲۵ ثانیه نیروی محوری بادبندها در هر دو سازه بدون میراگر و با میراگر برابر با ۲۲ تن می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی این است که استفاده از میراگر اصطکاکی باعث کم شدن نیروی بادبندها در زمان اوج می‌باشد و منحنی نیروی محوری بادبندها را هموارتر می‌سازد. در تمامی مدل‌ها نیروی محوری بادبندها هنگام استفاده از میراگر اصطکاکی کاهش یافته است، در مجموع عملکرد میراگر اصطکاکی در پایین آوردن نیروی محوری بادبندها کاملاً مطلوب ارزیابی می‌گردد. در تحلیل‌های فوق مشاهده گردید که با اضافه کردن میراگر اصطکاکی، علاوه بر کاهش برش پایه‌ی ساختمان، مقدار نیروی حداکثر در بادبندها نیز توسط لغزش میراگر کنترل می‌گردد و کاهش می‌یابد؛ و عملاً اعضای اصلی سازه (تیرها و ستون‌ها) دارای تغییر‌شکل‌های غیرخطی اندکی می‌باشند که باعث حذف یا کاهش خسارت در ساختمان می‌گردد.

کردن میراگر اصطکاکی، علاوه بر کاهش برش پایه‌ی ساختمان، مقدار نیروی حداکثر در بادبندها نیز توسط لغزش میراگر کنترل می‌گردد و کاهش می‌یابد؛ و عملاً اعضای اصلی سازه (تیرها و ستون‌ها) دارای تغییر‌شکل‌های غیرخطی اندکی می‌باشند که باعث حذف یا کاهش خسارت در ساختمان می‌گردد.

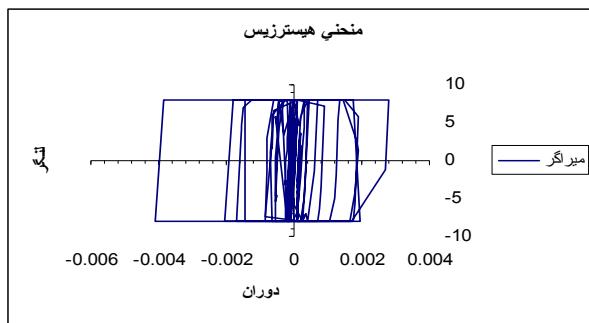
بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه شامل میراگر

پس از محاسبه‌ی نیروی لغزش بهینه به‌ نحوی که قبل اشاره شد، مشخصات میراگر کامل می‌شود. پس از آن در سازه‌های مورد مطالعه می‌توان اثر وجود میراگر را بر روی پارامترهایی نظیر لنگر ستون‌ها، نیروی محوری ستون‌ها، برش طبقات، تغییرمکان نسبی طبقات، شتاب ماکزیمم طبقات و اتلاف انرژی در سازه مورد بررسی قرار داد. در جدول شماره‌ی (۷) نیروهای تغییرمکان‌های مربوط به سازه‌ی مدل A در دو حالت با میراگر و بدون میراگر و در جدول (۸) مقادیر مربوط به سازه‌ی مدل B ارائه شده است. همچنین در جدول شماره‌ی (۹) این مقادیر برای سازه سه‌بعدی مدل C ارائه گردیده است. مطابق این جداول دیده می‌شود که در قاب مدل A که فقط شامل یک دهانه‌ی بادبندی مجهز به میراگر می‌باشد، مقدار برش پایه در حدود ۳۳ درصد و در قاب مدل B که دارای دو دهانه بادبندی مجهز به میراگر و تعداد طبقات کمتری می‌باشد، مقدار برش پایه در حدود ۶۵ درصد کاهش یافته است که تقریباً دو برابر قاب مدل A می‌باشد. همچنین میزان کاهش نیروی محوری ستون‌ها و بادبندها در مدل A در حدود ۳۵ درصد و در مدل B در حدود ۷۵ درصد می‌باشد. میزان کاهش تغییرمکان‌ها نیز در قاب مدل B در حدود ۳/۵ برابر قاب مدل A می‌باشد که همگی نشان‌دهنده‌ی کارایی و عملکرد مناسب میراگر چرخشی می‌باشند. رفتار مناسب میراگرها در کاهش نیروهای داخلی و تغییر مکان‌ها و بهبود مشخصات لرزه‌ای سازه در قاب سه‌بعدی مدل C نیز کاملاً مشهود می‌باشد.

در شکل (۸) نمودار نیرو-تغییرمکان (لنگر-دوران) میراگر مربوط به مدل C رسم شده است. لنگر لغزش در این میراگر $M=8 \text{ T.m}$ تعریف شده است. رفتار هیسترسیس و کارکرد این میراگر با توجه به لنگر لغزش معروف شده به‌خوبی مشخص می‌باشد، و دیده می‌شود که سطح داخلی این منحنی که بیان کننده‌ی

جدول ۷ نیروها و تغییرمکان‌های مربوط به سازه‌ی مدل A

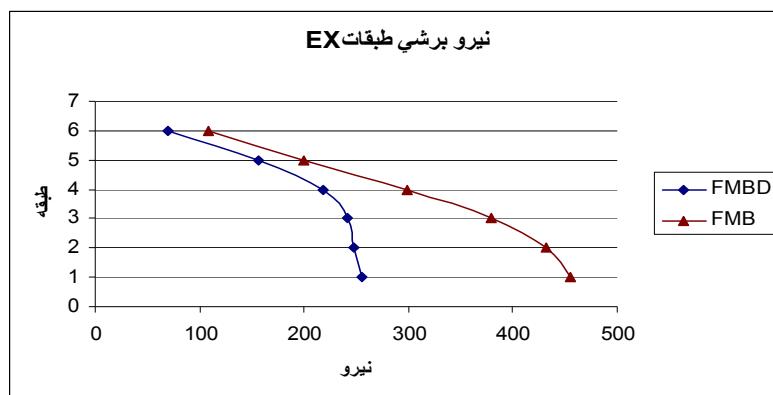
ردیف	نیروها و تغییرمکان‌های سازه	سازه با میراگر	سازه بدون میراگر	میزان کاهش در اثر میراگر (درصد)
۱	مجموع نیروی محوری بادیندها (Ton)	۶۲/۸۱	۹۴/۵	۳۴
۲	مجموع نیروی محوری ستون‌ها (Ton)	۹۶/۱۵	۱۴۹/۱۴	۳۶
۳	مجموع لنگر خمیستون‌ها (T.m)	۱۳/۶	۱۰/۹	۱۴
۴	تغییر مکان نسبی بام (mm)	۳/۸	۴/۹	۲۲
۵	تغییر مکان بام (mm)	۱۶/۷	۱۹/۵	۱۴
۶	برش پایه (Ton)	۴۳/۵۹	۶۵/۶	۳۳
۷	شتاب بام (m/S^2)	۴	۴/۷۷	۱۶



شکل ۸ نمودار نیرو- تغییر مکان میراگر اصطکاکی

جدول ۸ نیروها و تغییرمکان‌های مربوط به سازه‌ی مدل B با میراگر و بدون میراگر

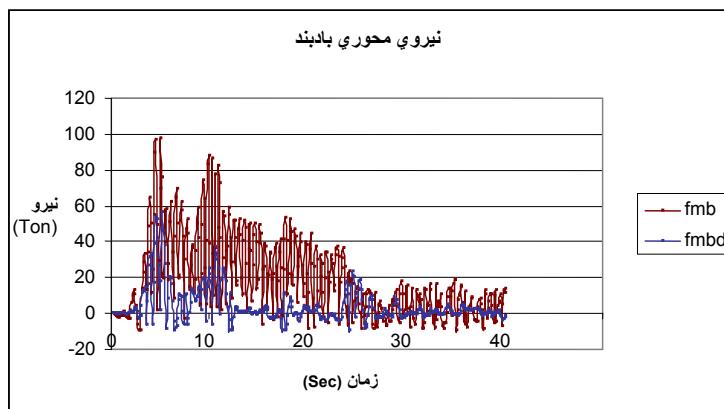
ردیف	نیروها و تغییرمکان‌های سازه	سازه با میراگر	سازه بدون میراگر	میزان کاهش در اثر میراگر (درصد)
۱	مجموع نیروی محوری بادیندها (Ton)	۱۸/۵۸	۶۵/۰۹	۷۲
۲	مجموع نیروی محوری ستون‌ها (Ton)	۸/۳۴	۴۲/۳۲	۸۰
۳	مجموع لنگر خمیستون‌ها (T.m)	۰/۹۴۵	۳/۹۵	۷۶
۴	تغییر مکان نسبی بام (mm)	۰/۸۳	۲/۷۴	۷۱
۵	تغییر مکان بام (mm)	۲/۱	۷/۱۴	۷۰
۶	برش پایه (Ton)	۱۵/۸	۴۵/۵۶	۶۵
۷	شتاب بام (m/S^2)	۱/۱۲	۴/۵۸	۷۵



شکل ۹ برش طبقات در سازه‌ی مدل C

جدول ۹ نیروها و تغییر مکان‌های مریوط به سازه‌ی مدل C با میراگر و بدون میراگر

ردیف	نیروها و تغییر مکان‌های سازه	جهت X			جهت Y		
		با میراگر	بدون میراگر	درصد کاهش	با میراگر	بدون میراگر	درصد کاهش
۱	مجموع نیروی محوری بادبندها (Ton)	۲۲۰	۴۱۰	۴۷	۲۶۸	۶۸۸	۶۱
۲	مجموع نیروی محوری ستون‌ها (Ton)	۸۶۸	۱۶۳۸	۶۸	۷۰۵	۱۴۸۴	۵۲
۳	مجموع لنگر خمیستون‌ها (Ton.m)	۴۶۰	۷۹۱	۴۲	۹۸	۱۴۰	۳۰
۴	تغییر مکان نسبی بام (mm)	۶/۰	۸/۱۵	۲۰	۴/۷	۷/۸	۴۰
۵	تغییر مکان بام (mm)	۳۰	۴۷۵	۳۵	۱۴	۲۵	۴۴
۶	برش پایه (Ton)	۲۵۶	۴۵۵	۴۴	۲۱۵	۲۹۹	۲۸
۷	شتاب بام (m/S^2)	۴/۵	۶	۲۵	۵/۴۶	۷/۰۹	۲۳



شکل ۱۰ نیروی محوری بادبند در سازه‌ی مدل C

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته و مقایسه‌ی دو سازه همراه با میراگر و بدون میراگر می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی باعث کاهش نیروی داخلی اعضا و تغییر مکان جانبی سازه می‌گردد و همچنین کاهش عمدی وزن سازه و بهبود عملکرد لرزه‌ای آن را به دنبال دارد. از طرفی با توجه به این‌که استفاده از این میراگرهای برای امکان‌پذیر می‌باشد، بنابراین به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های موجود و یا افزایش سطح عملکرد آنها و همچنین برای طرح سازه‌های جدید استفاده از این نوع میراگر بسیار مفید و کارا می‌باشد.

بحث و نتیجه‌گیری

در این تحقیق روشی ساده و کارآمد برای مدل‌سازی میراگرهای اصطکاکی چرخشی توسط نرم‌افزارهای معمول تحلیل سازه پیشنهاد گردید. تحلیل‌ها و ارزیابی‌های انجام شده نشان دادند که روش پیشنهادی به خوبی رفتار غیرخطی میراگر را مدل می‌کند و دارای دقیق کافی می‌باشد. همچنین نتایج نشان دادند که استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی در قاب‌های بادبندی ساخته شده از مقاطع معمول بادبندی (مثلًاً ناوданی دوبل) و بدون پیش‌تییده کردن بادبندها، می‌تواند رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها را به مقدار زیادی بهبود بخشد.

مراجع

1. Pall, A.S. and Marsh, C., "Response of friction damped braced frames", *J. Struc. Div., ASCE*, 108, pp. 1313–23, (1982).
2. Aiken, I. and Kelly, S., "Earthquake simulator testing and analytical studies of two energy absorbing systems for multi-storey structures", Report No. UCB/EERC-90/03, EERC, Berkeley, (1990).
3. Aiken, J.D., Kelly, J.M. and Pall, A.S., "Seismic Response of a nine-story steel frame with friction damped cross-bracing", Report No. UCB/EERC-88/17, November, (1988).
4. Grigorian, C.E. and Popov, E.P., "Slotted bolted connection energy dissipaters", *J. of Earthquake Spectra, EERI*, 9(3), pp. 491–504, (1993).
5. Mualla, I.H. and Belev, B., "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation", *J. of Eng. Struct.*, 24, pp. 365–371, (2002).
6. Park, J.H., Min, K.W., Chung, L., Lee, S.K., Kim, S.H. and Moon, B.W., "Equivalent linearization of a friction damper-brace system based on the probability distribution of the extremal displacement", *J. of Eng. Struct.*, 29, pp. 1226–1237, (2007).
7. Nielsen, L. and Mualla, I.H., "A friction damping system low order behavior and design", Rapport BYG.DTUR-030, Danmarks Tekniske University, (2002).

8. Mualla, I.H., "Experimental & computational evaluation of a new friction damper device", Ph.D. Thesis, Dept. of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, (2000).

ارائهٔ مدل فازی برای تعیین حساسیت مناطق ساحلی به ریزش نفتی*

(مطالعهٔ موردي سواحل استان مازندران)

«یادداشت پژوهشی»

فریدون وفایی^(۱) ابوزد هادی پور^(۲) سید ابوالفضل موسوی^(۳)

چکیده نوار ساحلی دریای خزر خصوصاً سواحل استان مازندران، از نظر اقتصادی، توریستی، محیط‌زیستی و شیلاتی دارای اهمیت فراوانی می‌باشد. بنابراین تعیین حساسیت مناطق ساحلی شمال کشورمان به ریزش نفتی، ارائهٔ روش‌هایی برای توسعهٔ مدل‌ها، بومی‌سازی روش‌ها، مشخص کردن معیارهای حساسیت و اولویت‌بندی حساسیت، به منظور کنترل و پاکسازی دقیق و سریع در زمان ریزش‌های نفتی بسیار ضروری است. بدین منظور برای ایجاد مدل، پس از شناسایی محدودهٔ خط خطر و تهیی لایه‌های اطلاعاتی مورد نظر، لایه‌های پردازش شده با استفاده روش‌های فرآیند تحلیل سلسه مراتبی (AHP) و فرآیند تحلیل سلسه مراتبی فازی (AHP فازی) وزن دهنده می‌شود و بر مبنای مدل‌های فازی، لایه‌ها در سامانهٔ اطلاعات جغرافیایی (GIS) تلفیق و نقشه کلی حساسیت تهیی می‌شود. نتایج حاصل از مدل فازی در این تحقیق نشان می‌دهد که اکثر مناطق ساحلی استان مازندران دارای حساسیت زیاد در هنگام ریزش‌های نفتی می‌باشند.

واژه‌های کلیدی ریزش نفتی، حساسیت مناطق ساحلی، استان مازندران، دریای خزر، GIS، AHP، مدل فازی.

Presentation a Fuzzy Model to Determine Shoreline Sensitivity due to Oil Spill (Case Study- Mazandaran Coastal Area)

F. Vafaei V. Hadipour A. Hadipour S.A. Mousavi

Abstract The Caspian Sea shoreline especially Mazandaran coastal area is very important area because of its economic, environmental, and fishery parameters as its high length is always exposed to the negative effects of oil spill. So, determination of its sensitive coastal areas due to oil spills, presentation of some approaches to develop the models, localization the methods and determination of sensitive coastal criteria to oil spills is much necessary. For creating this model, after recognizing the hazard line and creating the objective layers, the processed layers are weighted using analytical hierarchy process (AHP) and Fuzzy AHP methods, then according the fuzzy model the layers are combined by using geographic information system (GIS) software and the final sensitivity maps are produced. The fuzzy results show that the most area of Mazandaran province has a high sensitivity during the oil spills.

Keywords Oil Spill, Coastal Area Sensitivity, Mazandaran Province, Caspian Sea, GIS, AHP, Fuzzy Model

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۲/۳۱ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئول: دانشیار گروه عمران، دانشکدهٔ عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

(۲) کارشناس ارشد عمران- محیط زیست، دانشکدهٔ عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

(۳) کارشناس ارشد عمران- محیط زیست، دانشکدهٔ عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

(۴) کارشناس ارشد عمران- نقشه‌برداری، دانشکدهٔ نقشه‌برداری، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.

اسپانیا) را براساس تلفیق شاخص‌های فیزیکی، بیولوژیکی و اقتصادی- اجتماعی مورد ارزیابی قرار دادند. در این تحقیق پس از تقسیم نواحی ساحلی بر مبنای سواحل با جنس یکسان، براساس داده‌های فیزیکی، بیولوژیکی و اقتصادی سه شاخص متوسط فیزیکی، بیولوژیکی و اقتصادی برای هر بخش تعریف گردید و جهت ارزیابی آسیب‌پذیری منطقه‌ی ساحلی، مقدار هر کدام از این شاخص‌ها محاسبه شد. در نهایت نتایج به دست آمده در مرحله‌ی قبل، با سه روش مختلف (بدترین حالت، میانگین و تلفیق سه شاخص) مهراه با امتیازات آسیب‌پذیری مبتنی بر نقشه‌های ESI، با یکدیگر مقایسه و دقیق‌ترین روش ارائه گردید [4]. در این تحقیق حساسیت مناطق ساحلی استان مازندران به ریزش‌های نفتی، از غرب استان مازندران (شهرستان رامسر) تا شرق استان مازندران (شهرستان بهشهر) مورد بررسی قرار گرفته است. طول خط ساحلی استان مازندران براساس مقیاس ۱/۲۵۰۰۰ حدود ۴۸۷.۱۵ کیلومتر می‌باشد.

روش انجام کار

تعیین خط خطر. این مرز به صورت خطی بر روی خشکی که آب دریا، در اثر شرایط طوفانی یعنی خیزآب ناشی از باد، خیزآب ناشی از موج، خیزآب ناشی از تغییرات فشار و بالاروی موج نسبت به تراز بالایی مد در سواحل جنوب کشور و تراز آب دریای خزر بر اثر تغییرات بلندمدت در سواحل شمال کشور دارد، در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق برای تعیین کد ارتفاعی خط خطر، بالآمدگی آب در اثر هر یک از عوامل فوق محاسبه شده و کد ارتفاعی آن برای بیش از ۲۵۰ نقطه (بازه‌ی سیزده کیلومتری) نسبت به تراز متوسط آب دریا تعیین شده است.

تعیین و آماده‌سازی معیارهای مؤثر. به منظور ارزیابی حساسیت، در ابتدا معیارهای مؤثر برای تعیین حساسیت مناطق ساحلی به ریزش نفتی به همراه داده‌های مورد نیاز، از طریق مصاحبه با کارشناسان و

مقدمه

ناحیه‌ی ساحلی، محل پیوند آب و خشکی و فصل مشترک دو اکوسیستم با ویژگی‌های مجزا از یکدیگر است که منطقه‌ای آسیب‌پذیر و آخرین پذیرنده‌ی آلاینده‌های خشکی و دریا می‌باشد. وجود نفت در دریا نه تنها محیط‌زیست آبی، بلکه سلامت انسان را نیز دچار اطمانت جدی می‌نماید. مهم‌ترین اثر آلودگی نفت در سواحل شامل پوشاندن سنگ‌ها، گیاهان و جانداران با لایه‌ای از نفت می‌باشد. هم‌چنین بخش‌هایی از نفت که به وسیله‌ی هوا خوردن از لکه‌های نفتی جدا می‌شوند، در همه جا پخش می‌گردند و باعث از بین رفتن جاذبه‌های توریستی و درآمدهای اقتصادی می‌شوند [۱]. در زمینه‌ی تعیین حساسیت مناطق ساحلی به ریزش‌های نفتی با در نظر گرفتن تمامی معیارهای مؤثر و استفاده از GIS، تاکنون در کشورمان مطالعاتی صورت نگرفته است اما تحقیقات مشابهی صورت گرفته که در ادامه بیان می‌گردد. بذرگان و دانه‌کار (۱۳۸۸)، جهت برنامه‌ریزی مدیریت ساحلی، حساسیت زیست‌محیطی ناهمواری‌های ساحلی استان هرمزگان را نسبت به ریزش‌های نفتی مورد ارزیابی قرار دادند. در این تحقیق به ارتباط بین ناهمواری‌های ساحلی، جنس سواحل و موجودات زنده پرداخته شده است [۲]. در سال ۲۰۰۶ در تحقیقی توسط کای ریتز و ژین لیو، قسمتی از سواحل شمال‌غربی کشور اسپانیا که در آنجا ریزش نفتی اتفاق افتاده بود مورد ارزیابی قرار گرفت. در این تحقیق، سیستم پشتیبانی تصمیم‌گیری (DSS) شامل تلفیق مدل و روش‌های ارزیابی که در ارزیابی-های مختلف به خصوص اثر بر زیستگاه‌ها و اقتصاد محلی، پیشنهاد شده است. در این مطالعه قادر بود سیستم شبیه‌سازی ناگهانی ریزش نفتی (پیش‌بینی شده توسط جریان و باد) و داده‌های محیطی تولید شده توسط GIS را با یکدیگر ادغام و با استفاده از تکنیک ارزیابی چند معیاره، تأثیر بر روی معیارهای بیولوژیکی و اقتصادی را اولویت‌بندی کند [۳]. در سال ۲۰۰۹ کاستاندئو و همکاران آسیب‌پذیری ناشی از ریزش‌های نفتی در سواحل کاتابرین (خلیج بیسکا در شمال

نسبتی و تحلیل سلسله مراتبی (AHP) اشاره کرد. در ادامه روش AHP و روش توسعه یافته‌ی فازی آن به نام AHP فازی که در این تحقیق برای تعیین وزن لایه‌های اطلاعات مکانی در GIS مورد استفاده قرار می‌گیرد، تشریح می‌گردد.

روش AHP توسط محققی به نام ساعتی در سال ۱۹۸۰ ارائه گردید. در این روش برای محاسبه وزن معیارها از روش مقایسه‌ی زوجی استفاده می‌شود. ورودی روش AHP ماتریس مقایسه‌ی زوجی است که درایه‌های آن بیان کننده میزان اهمیت نسبی معیارها می‌باشد. پس از تشکیل ماتریس مقایسه‌ی زوجی، نرخ ناسازگاری ماتریس مقایسه‌ی تعیین و در صورت قابل قبول بودن قضاوتها، وزن هر کدام از معیارها بدست می‌آید [7, 8].

برای محاسبه وزن، ابتدا ماتریس مقایسه تشکیل و پارامترها به صورت دوتایی با هم مقایسه و اهمیت نسبی آن‌ها سنجیده می‌شود. به منظور محاسبه وزن نسبی دو معیار نسبت به همدیگر، اهمیت نسبی آن‌ها به صورت عباراتی نظری کاملاً مهم‌تر، اهمیت خیلی قوی و... بیان می‌شود و براساس نظرات کارشناسان هر یک از این عبارات به امتیازی بین ۱ تا ۹ تبدیل می‌گردد که به آن‌ها وزن نسبی گفته می‌شود. سپس، اعداد مقایسه‌ی زوجی حاصل در قالب ماتریسی با عنوان ماتریس مقایسه آورده می‌شود. در این ماتریس درایه‌ی $\frac{w_i}{w_j}$ نتیجه‌ی مقایسه‌ی معیار i ام با معیار j ام می‌باشد. بعد از آماده شدن ماتریس مقایسه و قابل قبول بودن سطح سازگاری آن، وزن پارامترها از روش بردار ویژه محاسبه می‌شود [9, 10]. معیار اصلی برای پذیرفتن مقایسه‌های زوجی این است که مقایسه‌ها با هم سازگار باشند، بدین منظور باید نشان دهیم که:

$$W \cdot W = \begin{bmatrix} 1 & \frac{w_1}{w_2} & \dots & \frac{w_1}{w_n} \\ \frac{w_2}{w_1} & 1 & \dots & \frac{w_2}{w_n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{w_n}{w_1} & \frac{w_n}{w_2} & \dots & 1 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \vdots \\ w_n \end{bmatrix} = \lambda \cdot W \quad (1)$$

افراد متخصص و بررسی تجارب کشورهای دیگر تعیین می‌شود. به منظور حصول جواب‌های قابل اطمینان پس از اجرای آنالیزهای حساسیت، بایستی داده‌های جمع‌آوری شده، در نرم‌افزار به فرمت قابل استفاده با مقیاس و سیستم تصویر یکسان درآیند. پارامترهایی که برای تعیین حساسیت مناطق ساحلی دریای خزر به ریزش نفتی مورد استفاده قرار گرفته‌اند عبارتند از:

- ۱- معیارهای منابع انسانی: مکان‌های توریستی، بنادر و شهرهای ساحلی.
- ۲- معیارهای منابع بیولوژیکی: مناطق حساس (حساسیت کم، حساسیت متوسط، حساسیت زیاد)
- ۳- معیارهای هیدرودینامیک ساحل: موج (ساحل پرانرژی، ساحل کم انرژی).
- ۴- معیارهای ژئومورفولوژی ساحل: ساحل ماسه‌ای، دشت‌های سیلانی.

در این تحقیق اطلاعات مربوط به معیار فیزیک ساحل (امواج و ژئومورفولوژی) و منابع اقتصادی-اجتماعی از پروژه‌ی ICZM سازمان بنادر و دریانوردی و داده‌های بیولوژیک از پروژه‌ی پنهان‌بندی حساسیت زیست‌محیطی سواحل استان مازندران جمع‌آوری گردید [۶ و ۵].

تعیین اوزان معیارها و زیرمعیارها. یکی از مهم‌ترین مشکل‌ترین مراحل تصمیم‌گیری، مرحله وزن‌دهی به معیارها می‌باشد که می‌تواند عدم قطعیت قابل توجهی در فرآیند تصمیم‌گیری ایجاد نماید. وزن داده شده به صورت یک عدد در ارزیابی دخالت داده می‌شود، که این عدد بیانگر اهمیت نسبی آن معیار نسبت به سایر معیارها در شرایط خاص است [7].

روش‌های وزن‌دهی مختلفی برای ارزیابی اهمیت معیارها برای تصمیم‌گیران وجود دارد که تفاوت این روش‌ها در اصول تئوری، دقت، سهولت کاربرد و قابل فهم بودن آن‌ها برای تصمیم‌گیران است. از مهم‌ترین روش‌های وزن‌دهی می‌توان به روش‌های رتبه‌ای،

آری، خیر یا درست، غلط، که در مجموعه‌های معمولی به کار می‌رود، می‌توان از مقادیر بینایی مانند کم، متوسط، زیاد و... استفاده کرد [11]. ناتوانی روش‌های تصمیم‌گیری معمولی برای در نظر گرفتن عدم قطعیت، راه را برای استفاده از روش‌های تصمیم‌گیری فازی باز می‌کند. یکی از نوافص روش AHP، ناتوانی آن در لحاظ کردن عدم قطعیت ارجحیت و قضاوت‌ها در ماتریس مقایسه‌ی زوجی معیارها می‌باشد. این نقص روش AHP با استفاده از منطق فازی در روش AHP فازی برطرف شده است و به جای در نظر گرفتن یک عدد صریح در مقایسه‌ی زوجی، محدوده‌ای از مقادیر برای لحاظ کردن عدم قطعیت در نظرات تصمیم‌گیرندگان لحاظ می‌شود. در این روش تصمیم‌گیرندگان می‌توانند مقادیری که میزان اطمینان آن‌ها را منعکس می‌کنند انتخاب کنند و وضعیت تصمیم‌گیری آن‌ها از دیدگاه خوش‌بینانه، بدینانه و متعادل پوشش داده می‌شود [11,12].

در روش AHP فازی، از اعداد فازی مثلثی برای فازی کردن مقادیر صریح ماتریس مقایسه‌ی زوجی استفاده می‌شود. برای این منظور از مفهوم تحلیل توسعه‌ی فازی استفاده می‌شود، که در آن اهمیت معیارها و اولویت گزینه‌ها با حل کردن ماتریس مقایسه‌ی زوجی فازی شده به دست می‌آید. با استفاده از مفهوم برش α ، ماتریس تصمیم‌گیری فازی به ماتریس دارای بازه‌ی مقادیر عدم قطعیت تبدیل می‌شود و با استفاده از شاخص بهینه (λ)، مقادیر صریح به دست می‌آید [11,12].

یک ماتریس مقایسه‌ی زوجی را مانند A که مقادیر آن از $\frac{1}{9}$ تا 9 متغیر است، در نظر بگیرید. با استفاده از اعداد فازی مثلثی $(l, m, u) = f$ ، ماتریس اولیه دارای مقادیر صریح A، مطابق با جدول (1) تبدیل به مقادیر فازی می‌شود. مقادیر حد پایین (l) و حد بالا (u) محدوده‌ی عدم قطعیت ارجحیت‌های ارائه شده توسط تصمیم‌گیرندگان و کارشناسان را نشان می‌دهند.

در این رابطه λ یک مقدار ویژه، W ماتریس مقایسه‌ی زوجی و W یک بردار ویژه‌ی متناظر با مقدار ویژه‌ی λ می‌باشد که یک ماتریس $n \times n$ است. ساعتی شاخص ناسازگاری (II)، را به صورت زیر تعریف نمود:

$$(2) \quad II = \frac{\lambda_{\max} - n}{n - 1}$$

در این رابطه، λ_{\max} بزرگ‌ترین مقدار ویژه ماتریس مقایسه و n تعداد معیارها می‌باشد. مقادیر شاخص ناسازگاری را برای ماتریس‌هایی که اعداد آن‌ها کاملاً تصادفی انتخاب شده باشند شاخص ناسازگاری ماتریس تصادفی (IIR) نام‌گذاری کرده‌اند. برای هر ماتریس حاصل تقسیم شاخص ناسازگاری (II) بر شاخص ناسازگاری ماتریس تصادفی (IIR) هم بعد آن، معیار مناسبی برای قضاوت در مورد ناسازگاری می‌باشد، که آن را نرخ ناسازگاری (IR) می‌نامیم. نزدیک‌تر بودن بیشتر II و به تبع آن IR به صفر، نشان‌دهنده‌ی سطح بالاتری از سازگاری در ماتریس مقایسه است. چنان‌چه نرخ ناسازگاری کمتر از ۰/۱ باشد، سازگاری سیستم قابل قبول است، و گرنه باید در قضاوت‌ها تجدید نظر نمود. در این تحقیق به‌منظور تشکیل ماتریس مقایسه و محاسبه‌ی مقادیر نرخ ناسازگاری و اوزان نسبی و نهایی معیارها و زیرمعیارها از نرم‌افزار Expert Choice استفاده شده است. این نرم‌افزار مورد حمایت پروفسور ساعتی، بنیان‌گذار روشن فرآیند تحلیل سلسله‌مراتبی نیز می‌باشد.

منطق فازی توسط پروفسور لطفی‌زاده، استاد ایرانی‌الاصل دانشگاه برکلی، در سال ۱۹۶۵ در مقاله‌ای به نام مجموعه‌های فازی معرفی گردید. در این مقاله مجموعه‌های فازی به عنوان حدود و مرزهای غیردقیق معرفی شده بود. در سال ۱۹۷۴ پروفسور لطفی‌زاده عبارت منطق فازی را معرفی کرد. منطق فازی یک تئوری چند ارزشی بود که در آن به جای عبارت‌های

جدول ۱ تبدیل مقادیر صریح به مقادیر فازی [11,12]

PCM صریح	PCM فازی	PCM صریح	PCM فازی
۱	(۱,۱,۱)	۱	(۱,۱,۱)
۲	(۱,۲,۴)	۱/۲	(۱/۴, ۱/۲, ۱/۱)
۳	(۱,۳,۵)	۱/۳	(۱/۵, ۱/۳, ۱/۱)
۴	(۲,۴,۶)	۱/۴	(۱/۶, ۱/۴, ۱/۲)
۵	(۳,۵,۷)	۱/۵	(۱/۷, ۱/۵, ۱/۳)
۶	(۴,۶,۸)	۱/۶	(۱/۸, ۱/۶, ۱/۴)
۷	(۵,۷,۹)	۱/۷	(۱/۹, ۱/۷, ۱/۵)
۸	(۶,۸,۱۰)	۱/۸	(۱/۱۰, ۱/۸, ۱/۶)
۹	(۷,۹,۱۱)	۱/۹	(۱/۱۱, ۱/۹, ۱/۷)

عملیات برش α ماتریس P_α به دست می‌آید:

$$P_\alpha = \begin{bmatrix} [P_{11\alpha}, P_{1r\alpha}] \\ [P_{21\alpha}, P_{2r\alpha}] \\ \dots \\ \dots \\ [P_{il\alpha}, P_{ir\alpha}] \end{bmatrix} \quad (5)$$

در ماتریس فوق، پارامترهای i, r به ترتیب بیان کننده‌ی مقادیر چپ و راست مجموعه‌ی بازه می‌باشند. در مرحله‌ی بعد با به کارگیری شاخص بهینه‌ی (λ)، ماتریس مقادیر صریح به دست می‌آید. شاخص بهینه‌ی λ در مجموعه بازه‌ی مقادیر، مطابق با زیر اعمال شده و منجر به تولید ماتریس C_λ با مقادیر صریح می‌شود [11,12].

$$C_\lambda = \lambda * P_{r\alpha} + (1-\lambda) * P_{l\alpha} \quad (6)$$

مقادیر شاخص بهینه (λ) در بازه‌ی صفر تا یک متغیر است، که در بدبینانه ترین حالت مقدار λ برابر صفر و در خوش بینانه ترین دیدگاه، مقدار λ برابر یک در نظر گرفته می‌شود. در انتها با توجه به این که مقادیر ماتریس مقایسه دارای مقیاس‌های یکسانی نیستند، بنابراین مقادیر صریح به دست آمده با استفاده از رابطه‌ی (۷) نرمال می‌شوند. لازم به ذکر است که برای مقایسه‌ی معیارها نیاز است که همگی دارای مقیاس یکسانی باشند [13].

با استفاده از تحلیل توسعه‌ی فازی بر روی ماتریس بالا، ماتریس تصمیم فازی به دست می‌آید. برای به دست آوردن ماتریس تصمیم فازی (x) و وزن فازی (w) با استفاده از تحلیل توسعه‌ی فازی، فرمول زیر به کار می‌رود:

$$x_i \text{ or } w_j = \frac{\sum_{j=1}^k \bar{a}_j}{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \bar{a}_{ij}} \quad (3)$$

با ضرب ماتریس تصمیم‌گیری و ماتریس وزن، ماتریس تصمیم‌گیری وزن دار (p) مطابق زیر حاصل می‌شود.

$$P = X_i * W = \begin{bmatrix} (W_l X_{11} W_m X_{1lm} W_m X_{1ln}) \\ (W_m X_{21} W_m X_{2lm} W_m X_{2ln}) \\ \dots \\ \dots \\ (W_m X_{il} W_m X_{ilm} W_m X_{ijn}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_{11} P_{im} P_{iu} \\ P_{21} P_{2m} P_{2u} \\ \dots \\ \dots \\ P_{il} P_{im} P_{iu} \end{bmatrix} \quad (4)$$

در این مرحله با محدوده‌های غیر قطعی مقادیر مواجه هستیم و بنابراین از تصمیم‌گیرنده‌گان در مورد میزان اطمینان آن‌ها در مورد قضاؤتشان پرسیده می‌شود. برش α (بین ۰ تا ۱) میزان اطمینان کارشناسان را در مورد قضاؤت خود نشان می‌دهد. اگر مقدار برش α نزدیک یک باشد، نشان می‌دهد که کارشناسان اطمینان خیلی زیادی در مورد قضاؤت خود داشته است. برش α برابر با صفر نشان می‌دهد عدم اطمینان زیاد می‌باشد. پس از اعمال میزان اطمینان تصمیم‌گیرنده‌گان نسبت به تصمیم خود و استفاده از

مورد تلفیق را برای نقشه‌ی نهایی در نظر می‌گیرد، که منجر به یک نتیجه بسیار محافظه‌کارانه می‌گردد و از وزن‌های بالای پیکسل‌ها کاملاً چشم‌پوشی می‌شود.

توسط عملگر اجتماع فازی در هر موقعیت، حداقل مقدار عضویت پیکسل در تمام نقشه‌های مورد تلفیق، به عنوان مقدار عضویت در نقشه‌ی نهایی وارد می‌شود. در نتیجه به دلیل صرف نظر نمودن از وزن‌های پایین پیکسل‌ها، یک خروجی بسیار خوش‌بینانه به دست می‌آید و بنابراین این عملگرها در عملیات تعیین درجه‌ی حساسیت مناطق ساحلی نسبت به ریزش‌های نفتی، دارای دقت پایینی می‌باشد.

عملگر ضرب فازی، درجه‌ی عضویت‌های یک موقعیت در نقشه‌های مختلف را در هم ضرب می‌کند. در اجرای مدل با عملگر ضرب فازی، مکان‌های کمی در کلاس حساسیت زیاد قرار می‌گیرند و اغلب منطقه‌ی مورد مطالعه با حساسیت کم تشخیص داده شده است. در جمع فازی مقدار عضویت نهایی پیکسل‌ها در نقشه‌ی خروجی بزرگ می‌شود و در صورت زیاد بودن ورودی‌ها به سمت یک میل می‌کند. در عملگر جمع فازی مناطق زیادی در کلاس حساسیت کم قرار می‌گیرند.

برای تعدیل نتایج مربوط به ضرب و جمع فازی از عملگر گاما‌ی فازی که حدفاصل بین جمع و ضرب عمل می‌کند استفاده شده است. عملگر گاما‌ی فازی، حالت کلی از عملگرهای ضرب و جمع فازی است، که در آن فاکتورهای تعیین حساسیت مناطق ساحلی به ریزش‌های نفتی طبق رابطه‌ی (۸) تلفیق می‌شوند. در این تحقیق، عملیات تلفیق لایه‌ها با استفاده از مقادیر $\alpha = 0/6$ و $\beta = 0/9$ تا $\gamma = 0/1$ انجام شده است. در مقادیر کم گاما، مناطق کمی در محدوده‌ی حساسیت زیاد و در مقادیر بالای گاما، مناطق زیادی در محدوده‌ی حساسیت کم قرار می‌گیرند. براساس نتایج حاصل، $\gamma = 0/7$ به عنوان مقدار مطلوب در این مدل شناخته شد. نقشه حاصل از تلفیق معیارها با $\gamma = 0/7$ در شکل (۱) ارائه شده است.

$$\mu_{\text{gamma_operation}}(x) = (\mu_{\text{sum}}(x))^{\gamma} \times (\mu_{\text{product}}(x))^{1-\gamma} \quad (8)$$

$$C_{i\lambda} = \frac{c_{i\lambda}}{\sum c_{i\lambda}} \quad (7)$$

با توجه به قابلیت‌های محیط برنامه نویسی Matlab در محاسبات ماتریسی، برای محاسبات مربوط به روش AHP فازی، در این محیط برنامه نویسی شده است.

اجرای مدل و نتایج

در این مرحله با توجه به معیارهای موجود و ارزیابی همه‌جانبه‌ی مدل‌ها، نحوه‌ی اجرای آن‌ها و نیز دقت هر یک، مدل مناسب برای تلفیق لایه‌ها انتخاب می‌گردد. مدل‌های تلفیق با استفاده از توابع و عملگرهای مختلف ریاضی و اعمال آن‌ها بر روی ارزش هر پیکسل در لایه‌های مختلف، این ارزش‌ها را با یکدیگر تلفیق می‌کنند و به این ترتیب ارزش نهایی هر پیکسل با در نظر گرفتن تمام لایه‌های تصمیم‌گیری، محاسبه می‌شود.

برای به دست آوردن وزن معیارها برای ورود به مدل فازی از وزن‌دهی با روش AHP فازی استفاده شده است و مقادیر وزن با توجه به میزان اطمینان تصمیم‌گیران در مورد قضاوت خود (مقادیر مختلف α) محاسبه شده است. محاسبه وزن با مقدار $\alpha = 0/6$ بیشترین تطابق و هم خوانی را با نتایج داشت و بنابراین با استفاده از مقادیر وزن حاصل از $\alpha = 0/6$ مدل‌های فازی اجرا شد. با استفاده از عملگرهای فازی، لایه‌ها با یکدیگر تلفیق می‌شود و حساسیت نهایی پیکسل‌ها در نقشه خروجی به دست می‌آید. به منظور اجرای مدل فازی، کلاس‌های حساسیت معیارها به جای ارزش‌دهی با اعداد ۱ تا ۴، بر تعداد کلاس حساسیت که در این تحقیق ۴ کلاس حساسیت کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد می‌باشد تقسیم می‌شود و به هر کدام از کلاس‌های حساسیت براساس اهمیت و ارجحیت، ارزشی بین ۰ تا ۱ تعلق می‌گیرد. در ادامه، تلفیق نقشه‌ها با عملگرهای مختلف فازی شامل اشتراک، اجتماع، ضرب، جمع و گاما‌ی فازی را بررسی می‌کنیم.

عملگر اشتراک فازی در یک موقعیت مشخص، حداقل درجه‌ی عضویت واحدهای پیکسلی در نقشه‌های



شکل ۱ نقشه‌ی کلی حساسیت نوار ساحلی استان مازندران به ریزش‌های نفتی

انسانی، پارامترهای منابع بیولوژیکی، پارامترهای مربوط به مورفولوژی ساحل و هیدرودینامیک به ترتیب با امتیازات $۰/۴۵$ ، $۰/۲۶$ ، $۰/۰۹$ و $۰/۲$ بیشترین وزن و اهمیت را در هنگام ریزش نفتی دارا هستند و در صورت بروز ریزش نفتی در سواحل استان مازندران به ترتیب بیشترین آسیب‌پذیری را دارا می‌باشند که بایستی با مدیریت صحیح و به موقع، منابع انسانی و بیولوژیکی حفظ و پاکسازی گردد.

وزن دهی با روش AHP، دقت و انعطاف بیشتری نسبت به دیگر روش‌ها دارد و نقص آن در لحاظ نکردن عدم قطعیت قضاوت کارشناسان، در مدل توسعه‌یافته‌ی آن با به کارگیری منطق فازی بر طرف می‌شود.

۴- نتایج حاصل از تلفیق نقشه‌ها با استفاده از عملگرهای فازی نشان می‌دهد که مدل‌های اجتماع و اشتراک فازی، به دلیل این که در نقشه‌ی خروجی تنها مقادیر یک فاکتور را دخالت می‌دهند، نمی‌توانند روش‌های مناسبی برای تعیین حساسیت

پس از اجرای مدل‌های تلفیق، نتایج در قالب نقشه‌های خروجی حساسیت زیست‌محیطی هر ناحیه با مقدار آن نمایش داده می‌شود و در اختیار تصمیم گیرندگان قرار می‌گیرد. شکل (۱) نتایج حاصل از تلفیق لایه‌ها توسط نرم‌افزار GIS را بهمراه حساسیت نسبی آن‌ها در محدوده‌ی استان مازندران نشان می‌دهد. در نتایج بدست آمده، شاخص حساسیت کمتر از ۰/۲۵ معرف حساسیت نسبی کم، شاخص بین ۰/۲۵ تا ۰/۵ نشان‌دهنده‌ی حساسیت متوسط، شاخص حساسیت بین ۰/۵ تا ۰/۷۵ معرف حساسیت زیاد و شاخص حساسیت بالاتر از ۰/۷۵ نشان‌دهنده‌ی حساسیت خیلی زیاد نسبت به ریزش نفتقی می‌باشد.

پُجہ و نتیجہ گپری

- یکی از نتایج این تحقیق، شناسایی معیارهای مؤثر بر حساسیت مناطق ساحلی به ریزش‌های نفتی و همچنین اهمیت و وزن هر کدام از این معیارها با توجه به شرایط کشورمان می‌باشد.
 - با توجه به نتایج به دست آمده، پارامترهای منابع

- نفت می‌باشند، همچنین قسمت‌هایی از سواحل شرقی استان (خلیج گرگان و میان‌کاله) دارای حساسیت خیلی زیاد و بقیه‌ی نقاط دارای حساسیت زیاد می‌باشند.
- ۷- پیشنهاد می‌شود قابلیت‌های تکنیک‌های دیگر مانند الگوریتم ژنتیک، شبکه عصبی و الگوریتم مورچه‌ها در تلفیق پارامترها و انتخاب گزینه‌ی برتر مورد بررسی قرار گیرد.
- ۸- پیشنهاد می‌شود روش‌های دیگر وزن‌دهی مانند AHP، TOPSIS و OWA و یا ترکیب و توسعه این روش‌ها با منطق فازی در وزن‌دهی پارامترها مورد بررسی قرار گیرد.

مناطق ساحلی به ریزش‌های نفتی باشند و نتایج به دست آمده از مدل‌های جمع، ضرب و گاماًی فازی به مراتب مطلوب‌تر از این دو مدل هستند.

۵- بهترین مدل تلفیق لایه‌ها، استفاده از عملگر گاماًی فازی با مقدار مناسب می‌باشد. البته در مقادیر کم گاماً، مناطق کمی دارای شاخص حساسیت نسبی کم و در مقادیر بالای گاماً، مناطق زیادی در محدوده‌ی شاخص حساسیت نسبی کم قرار می‌گیرند.

۶- نتایج به دست آمده بیانگر این مطب است که ساحل شهرستان‌های نکا، جویبار و بخش‌هایی از شهرستان‌های محمودآباد، تنکابن و رامسر دارای حساسیت متوسط در هنگام ریزش‌های ناگهانی

مراجع

۱. ناصر هراتی، سید امیر، "بررسی مکانیزم پخش آلودگی نفتی با استفاده از اطلاعات ماهواره‌ای"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۸۳.
۲. دانه‌کار، ا. و نیکو بدل راد، ا.، "حساسیت محیطی ناهمواری‌های ساحلی استان هرمزگان"، دومین سمپوزیوم بین‌المللی مهندسی محیط‌زیست، تهران، (۱۳۸۸).
3. Wirtz, K. W., & Liu, X. "Integrating economy, ecology and uncertainty in an oil-spill DSS: The Prestige accident in Spain, 2002", *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, Vol. 70, pp. 525-532, (2006).
4. Castanedo, S., Juanes, J. A., Medina, R., Puente, A., Fernandez, F., Olabarrieta, M., & Pombo, C. "Oil spill vulnerability assessment integrating physical, biological and socio-economical aspects: Application to the Cantabrian coast (Bay of Biscay, Spain)", *Journal of environmental management*, Vol. 91, pp.149-159, (2009).
5. "طرح مدیریت یکپارچه‌ی مناطق ساحلی کشور: مطالعات مدیریت نوار ساحلی (SMP)", سازمان بنادر و دریانوردی، ۱۳۸۵.
۶. دانه‌کار، ا.، "پژوهشی پنهان‌بندی حساسیت زیست‌محیطی سواحل استان مازندران"، مدیر کل دفتر محیط زیست دریایی سازمان محیط‌زیست، ایران، (۱۳۸۴).
7. Malczewski , J., "GIS and Multi Criteria Decision Analysis", John Wiley & Sons INC, (1999).
8. Hill, M. J., Braaten, R., Veitch, S. M., Lees, B. G., and Sharma, S., "Multi-criteria decision analysis in spatial decision support: the ASSESS analytic hierarchy process and the role of quantitative methods and spatially explicit analysis", *Environmental Modeling & Software*, Vol. 20, pp. 955-976, (2005).
9. Saaty, T. L., "How to make a decision: the analytic hierarchy process", *European journal of operational research*, Vol. 48, pp. 9-26, (1990).

10. Marinoni, O., "Implementation of the analytical hierarchy process with VBA in ArcGIS", *Computers & Geosciences*, Vol. 30, pp. 637-646, (2004).
11. Deng, H., "Multicriteria analysis with fuzzy pairwise comparison", *International Journal of Approximate Reasoning*, Vol. 21, pp. 215-231, (1999).
12. Jie, L. H., Meng, M. C., and Cheong, C. W. "Web based fuzzy multicriteria decision making tool", *International Journal of the computer, the Internet and management*, Vol. 14(2), pp. 1-14, (2006).

Reducing the Seismic Response of Nonlinear Hysteretic Structures Using Optimal Multiple Tuned Mass Dampers

Mohtasham Mohebbi^{1*}, Hosein Shabani²
Solmaz Moradpour³

1-Introduction

In previous research works about the application of control systems, passive tuned mass damper (TMD) has been studied extensively both theoretically and experimentally. Results of previously reported research have shown the effectiveness of TMD in reducing the response of structures. However, there are some limitations in practical application of single TMD such as sensitivity to tuning frequency and the damping ratio of TMD. Using multiple tuned mass dampers (MTMDs) that consist of several TMDs has been proposed to overcome the shortcomings of single TMD. A lot of research works have been done about design and assessment of MTMDs performance on multi-degree-of-freedom (MDOF) structures most of which are concerned with application to linear structures. According to the results of these studies, it can be said that the performance of MTMDs depends on the total number of dampers, damping ratio and the distribution of TMDs on the floors. Also different methods have been proposed for optimal design of MTMDs on linear structures such as determining the optimum parameters of MTMDs based on minimizing the steady-state displacement of the main system, designing MTMDs based on tuning to several modes of structure's vibration and designing optimal MTMDs for linear structures based on defining an optimization problem and minimizing different objective functions using genetic algorithm (GA) to determine the optimal parameters of the TMDs.

Most of the reported research on the application of MTMDs has been focused on linear structures while under severe earthquakes; most structures experience nonlinear behavior. Therefore, designing MTMDs on nonlinear structures should be considered. Designing optimal MTMDs for nonlinear structures has not been studied completely in previous research works. Thus, the main objective of this paper is to design optimal MTMDs for nonlinear structures.

2- Designing Optimal MTMDs for Nonlinear Structures

Several methods have been proposed for designing single TMD and MTMDs on linear structures based

on using optimization procedure, a new method has been developed to determine the optimal parameters of TMDs by defining an optimization problem. In this method the parameters of the TMDs are considered as design variables and minimization of the response of the structure is considered as the objective function. Different responses of the structure could be considered in the objective function. Since the maximum drift of the structure plays an important role in the damage done to nonlinear structures, in this research minimization of the maximum drift has been selected as the objective function. To solve the optimization problem which includes a large number of variables, genetic algorithm (GA) has been used.

For numerical analysis, an eight-storey bilinear hysteretic shear frame subjected to a white noise excitation and optimal MTMDs located on the top floor in parallel configuration have been designed.

To show the effectiveness of the proposed method in designing optimal MTMDs, results of a case study design for TMDs number equal to 5 and TMDs mass ratio value (μ) equal to 4% the variation of the objective function value (maximum drift of the structure, Y_{max}) have been reported in Fig. 1 for three runs of GA. Also in Fig. 2 the stiffness and damping of optimal TMDs has been shown for this case.

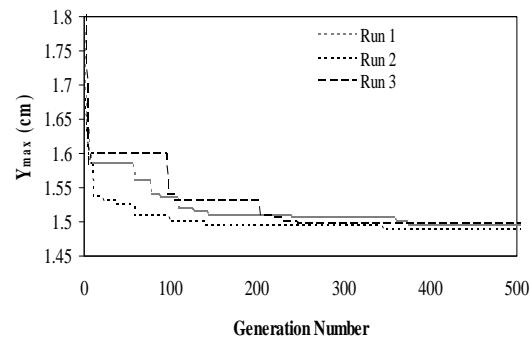


Fig.1 - Convergence of GA for different runs

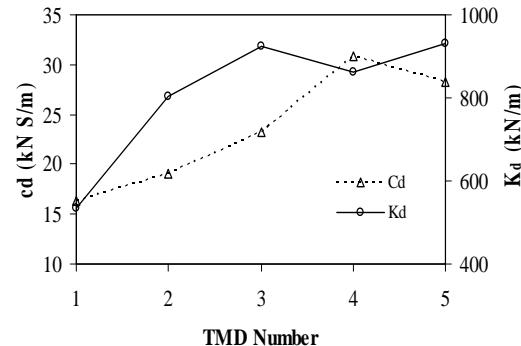


Fig.2 - Stiffness and damping of optimal TMDs

All runs have approximately the same final optimum answer. Therefore, the results show the capability of the proposed method and its simplicity and convergence behavior. Also it is found that though the same mass has been considered for

^{1*} Corresponding author, Associate Professor, Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili
Email Address : mohebbi@uma.ac.ir

^{2,3} MS.c, Earthquake Engineering, Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili

TMDs, the stiffness and damping of TMDs in the optimum case are different.

a) *Designing optimal MTMDs for different mass ratio and TMDs number*

To assess the effect of different parameters on MTMDs efficiency, for different TMDs number and TMDs mass ratio (μ), optimal MTMDs have been designed when the structure is subjected to white noise excitation. The maximum drift of the controlled structure has been divided to the maximum drift of the uncontrolled structure and has been reported in Fig. 3(a). According to the results, it can be said that increasing the mass ratio has led to more reduction in the maximum drift. Consequently there is a greater reduction in damage to the structure while it is clear that in most cases the performance of MTMDs is not sensitive to the number of TMDs. While increasing the number of TMDs has not affected the performance of MTMDs, the method yields a smaller size for an individual TMD which is more attractive regarding its ease of installation.

To assess the effectiveness of designed optimal MTMDs in mitigating the response of structure under real earthquakes with different peak ground acceleration and frequency content, controlled structures have been tested under the El-Centro (1940, PGA=0.34g), and the Hachinohe (1968, PGA=0.23g) records as far-field earthquakes as well as the Northridge (1994, 0.84g) and the Kobe (1995, 0.83g) records as near-field earthquakes. The normalized maximum drift is shown in Fig. 3(b-e) which indicates that the effectiveness of MTMDs depends on the characteristics of the earthquake. Under testing records, too, it has been found that increasing the mass ratio has improved the performance of MTMDs in reducing the maximum drift and damage of the nonlinear structure.

3- Conclusions

In this research, the effectiveness of optimal multiple tuned mass dampers (MTMDs) in mitigating the response of nonlinear hysteretic structures has been studied. To determine the optimum parameters of TMDs a method based on defining an optimization problem has been developed which minimizes the maximum drift of the structure by using GA. According to the results of numerical simulations it has been found that: (1) the proposed method could be used successfully for optimal design of MTMDs on nonlinear structures which has some benefits such as simplicity and capability of considering different number and configurations for TMDs, (2) optimal MTMDs has been effective in reducing the maximum drift, consequently the damage to the nonlinear structure, (3) the performance of MTMDs has been affected significantly by the mass ratio of TMDs and input earthquake characteristics.

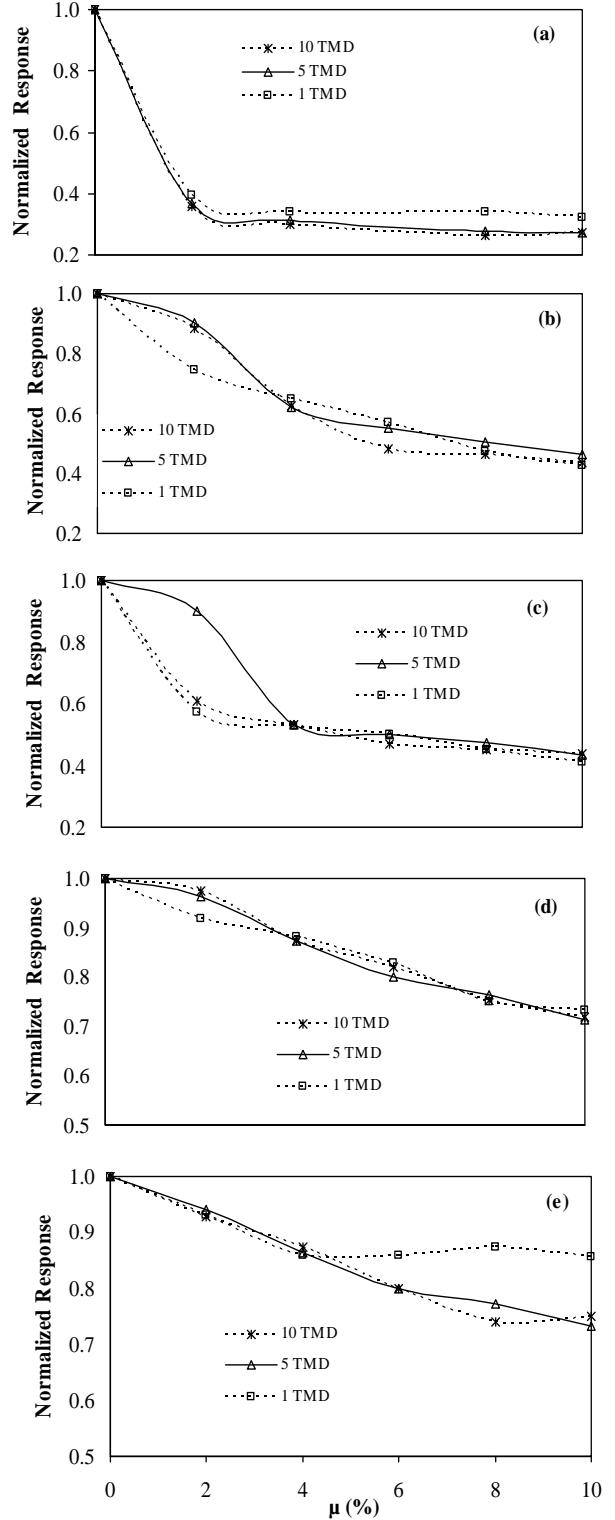


Fig. 3. Normalized maximum drift of the structure for different mass ratio and TMDs number when the structure is subjected to (a) white noise; (b) the El-Centro(1940); (c) the Hachinohe(1968); (d) the Northridge(1994); and (e) the Kobe(1995) earthquakes

Stability and Vibration Analysis of Cracked Columns under Compressive Axial Load

Masoud Ghaderi¹, Hosein Ghaffarzadeh²

Vahid A. Maleki^{3*}

1-Introduction

Existence of cracks in structures reduces their load capacity and final strength. And if cracks are not detected, they may lead to destruction and disastrous damages. Many research works have been accomplished in the field of investigating stability, and defining buckling load and dynamic response of cracked columns. Using the finite element method, Kisa investigated stability behavior of cracked beams under axial load. Ranjbaran et al. investigated the buckling and vibration analysis of the cracked structure. Using the calculus of variations, they modeled the problem as an optimization problem, and they studied the effect of the crack on vibration behavior of the cracked beams.

Research works investigating the effects of crack parameters on vibration behavior and stability of beams and cracked columns are mostly based on numerical methods, while these methods cannot be easily used for detecting cracks and investigating various parameters in the columns.

In the current research, a new analytical method is presented to study the vibration behavior and buckling load of cracked columns under axial load. The governing differential equation is derived by the Hamilton's principle. After deriving the eigenvalue problem, the effect of crack parameters on vibration behavior and buckling load of the cracked columns is investigated.

2- Local Flexibility in the Column Caused by the Crack

Fig. 1 shows the cross section of a column having an open edge crack with constant length. The stiffness of a torsional spring K_t , equivalent to a crack with width b and depth a_c is derived using Castigliano's theorem as:

$$C = \frac{1}{K_t} = \frac{b(1-v^2)}{E} \frac{\partial^2}{\partial M^2} \int_0^{a_c} K_i^2(a) da \quad (1)$$

where M is the applied moment. $K_i(\alpha)$ is stress intensity factor for first mode of fracture in correspondence with bending moment M , which is

shown in (2) for a rectangular section:

$$K_i(a_c) = \frac{Mh}{2I_o} \sqrt{\pi a_c} F\left(\frac{a_c}{h}\right) \quad (2)$$

where h and I_o are height and inertia moment of column section. For rectangular section, the function $F(a_c/h)$ is expressed as:

$$F\left(\frac{a_c}{h}\right) = 1.93 - 3.07\left(\frac{a_c}{h}\right) + 14.53\left(\frac{a_c}{h}\right)^2 - 25.11\left(\frac{a_c}{h}\right)^3 + 25.080\left(\frac{a_c}{h}\right)^4 \quad (3)$$

3- Vibration of Cracked Column Under Axial Load

The cracked Euler-Bernoulli column under constant axial load and the mathematical model used are shown in Fig. 1.

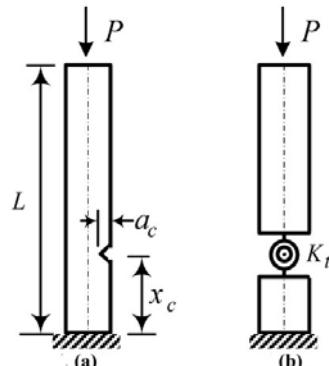


Fig. 1. (a) Cracked column, (b) Mathematical model of the cracked column

The governing differential equation of lateral vibration behavior of the two intact parts of the column is derived as:

$$EI \frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + P \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial x^2} + \rho A \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (4)$$

where EI , P , ρA are bending rigidity of the column, compressive axial load and mass per unit length of the column, respectively. Considering $y(x,t) = Y(x)e^{i\omega t}$ where ω is the natural frequency of the column under axial load, for the two intact parts of the cracked column shown in Fig. 1, the solutions of Eq. (4) can be written in the following form:

$$Y_L(x) = B_1 \sin\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + B_2 \cosh\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + B_3 \sinh\left(\frac{\eta x}{L}\right) + B_4 \cosh\left(\frac{\eta x}{L}\right) \quad (5)$$

$$Y_R(x) = B_5 \sin\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + B_6 \cosh\left(\frac{\zeta x}{L}\right) + B_7 \sinh\left(\frac{\eta x}{L}\right) + B_8 \cosh\left(\frac{\eta x}{L}\right) \quad (6)$$

The vibration mode shapes of the system (Eqs. 5 and 6) have 8 unknown parameters, B_i , $i=1,2,\dots,8$, which are calculated by applying the boundary conditions and compatibility conditions at the crack location. Substituting the boundary and compatibility conditions in equations (5) and (6), the corresponding eigenvalue

¹ Department of Civil Engineering, Ghermi Branch, Islamic Azad University, Ghermi, Iran.

² Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran.

^{3*} Corresponding author, Ph.D. Student of Mechanical Engineering, Department of Mechanical Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran.

Email Address : vahid_maleki@tabrizu.ac.ir

problem is derived as $[\Delta]\{B\} = 0$. To have a non-trivial solution, the determinant of the coefficients matrix should be zero. Therefore, the characteristic equation of the cracked column under axial load is derived as:

$$\det[\Delta(K_t, x_c, P, \omega)] = 0 \quad (7)$$

By solving the last equation, natural frequencies and buckling critical load of the cracked column are obtained.

4- Analytical results

In order to validate the results, experimental data of the Vakil et al. work are used. Table 2 shows the comparison between results from the presented model and experimental data for various crack parameters. Results show that the maximum error of the presented model for defining the first, second and third natural frequencies are 0.95%, 0.90%, 0.68%, respectively. So, it can be concluded that the presented model predicts the vibration behavior of cracked columns with proper accuracy.

One of the other advantages of the presented model is the possibility of calculating the buckling load of cracked columns. Using Eq. (7), the buckling load of cracked columns is calculated. Variations of buckling load of the cracked column with the crack relative location for different relative depths of the crack are demonstrated in Fig. 2. P_{cr} and P_e are the buckling load of the cracked and the intact columns, respectively.

Results show that the existence of the crack reduces the buckling load and load capacity of the column. For the studied intact cantilever column, the buckling load is $P_e = 3.67EI$ according to Euler formula, and for the cracked column with the crack relative depth 0.6 at relative location 0.001 the buckling load is $P_{cr} = 3.35EI$. Therefore, the crack decreases the

buckling load of the cracked column by 9.67% in comparison with the intact column. As shown in Fig. 2, at a constant crack location, increasing the crack depth reduces the buckling load of the column.

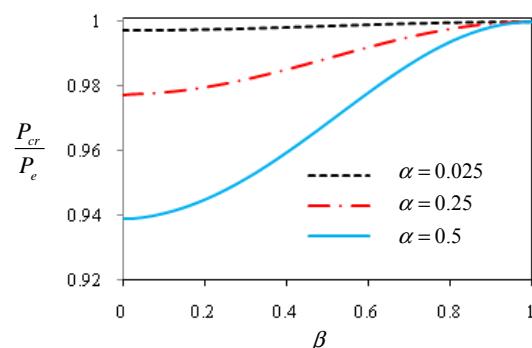


Fig. 2. Variations of buckling load of the cantilever cracked column with the crack relative location

5- Conclusion

In the current study, an analytical method for investigating the vibration behavior and stability of cracked columns under axial load is presented. Results show that the existence of the crack reduces the buckling load considerably, and the magnitude of this decrease depends on the location and depth of the crack. It is seen that at a given crack location, increasing the crack depth reduces the column buckling load.

The results have been validated by the experimental data reported in the literature. There is a very proper agreement between the results obtained through the proposed method and those obtained from the reported experimental data.

Table 1 Natural frequencies of the cracked cantilever column for various crack parameters

Crack parameters, mm	Crack location	Crack depth	K_t , KN.m / rad	Natural frequencies, Hz								
				f_1			f_2			f_3		
				Experiment	Present	Error%	Experiment	Present	Error%	Experiment	Present	Error%
30	1	99.42	99.42	11.49	11.58	0.73	72.11	72.60	0.69	201.99	203.3	0.68
600	2	24.88	24.88	11.49	11.60	0.95	71.93	72.57	0.90	201.73	203.0	0.63

The Effects of Concrete Strength and its Bond to CFRP sheets on the Ultimate Strength of Concrete Beams

Mahmood Naderi^{1*}, Ali Khonsari²

1-Introduction

Although, for increasing the strength and durability of structures, the use of FRP is attracting more attention, its surface adhesion and the bond to the substrate concrete is not yet fully understood. Low bond strength between FRP and substrate concrete and insufficient strength of the substrate concrete which is the real cause of early failures has reduced the use of FRP laminates because the safety considerations of the systems have become more important.

Therefore, in order to give more assurance about the behavior of the strengthened systems, knowledge of the true strength of the substrate concrete has become a necessity.

2- Experimental Work

In these experiments, five different concrete mixes with the maximum aggregate size of 20 mm were used. CFRP laminates used were of 4900 MPa tensile strength, 230 GPa modulus of elasticity and 0.111 mm thickness. The epoxy resin used for these experiments was of two components which was mixed with the ratio of 1 to 0.58.

After making sue of the quality of the aggregates, mixes were designed for the strength range of 15-35 MPa. The standard method based on ACI 211.1 was used with maximum aggregate size of 20 mm and slump of the mixes were between 30 and 50 mm and the percentage of air content was about 2. The water cement ratios of the designed mixes were, 0.7, 0.61, 0.5, 0.42 and 0.3.

A total of twenty beams were cast with the dimensions of 100x100x350 mm. For each concrete strength, two beams were strengthened with FRP and two beams were left as cast, for comparison of the test results. Figs. 1 and 2 show the methods of strengthening the beams with FRP laminates and the method of loading the strengthened beams during testing.

In order to measure the compressive strength of the concrete, for each concrete mix, two concrete cylinders of 150x300 mm dimensions and one concrete cube with 150 mm dimensions were also cast and were compression tested at the specified ages. The measured compressive strength of the mixes were 23.03, 26.42, 36.13, 39.67 and 43.62 MPa

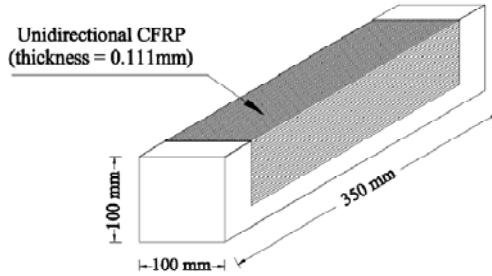


Fig. 1- Method of strengthening of the concrete beams using FRP laminates.

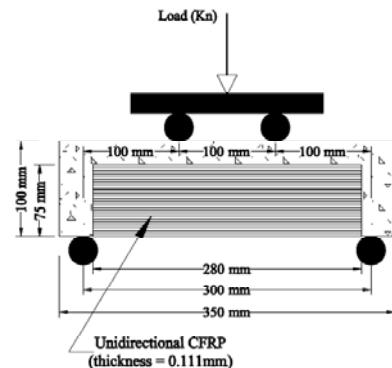


Fig. 2- Method of Loading the Strengthened Concrete Beams.

3-Twist-off method

According to the classification specified for in situ tests, the Twist-off method is considered as a partially destructive test method. For measuring the concrete strength and the adhesion of FRP laminates, 150 mm concrete cubes were prepared and the Twist-off method was used. For each set of experiment, four Twist-off tests were conducted to evaluate the concrete strength and the adhesion of the FRP laminate and the average value was used for the analysis.

4- Results and their analysis

As shown in Fig. 3, as the concrete strength increases up to about 40 MPa, the ultimate strength of the strengthened beams increases and when the concrete strength reaches about 43.62 MPa, the growth in the ultimate strength of the retrofitted beam tends to decrease.

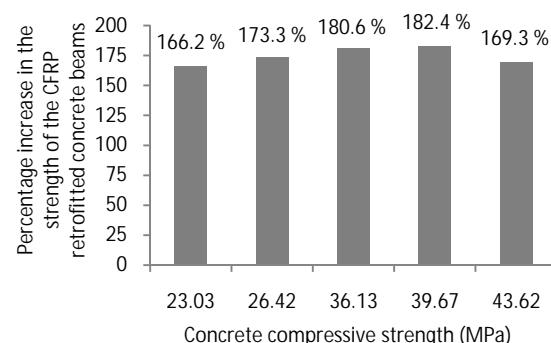


Fig. 3- The effect of concrete strength on the increased strength of the beams retrofitted with CFRP laminates.

^{1*} Corresponding author, Associate Professor Imam Khomeini International University.

Email Address : drmahmoodnaderi@yahoo.com.

² M. Sc. Imam Khomeini International University.

In order to measure the deflection at the center of the concrete beams, accurate dial gauges were set up under the center of the beams and during the testing period, and deflections were read at different loading stages. Having done so, the load-deflection curves were plotted. Fig. 4 shows one of the curves plotted using the readings obtained. As an example, Fig. 4, shows the deflection occurred at the mid-point of the concrete beam with a concrete strength of 39.67 MPa, during loading to failure.

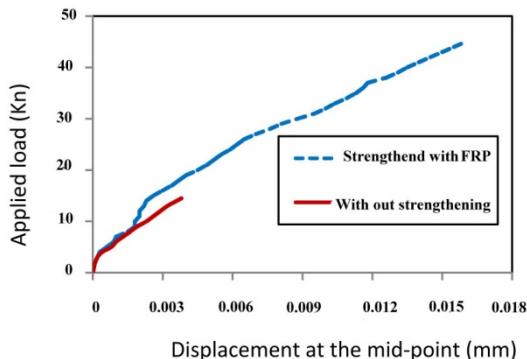


Fig. 4- Load-displacement at the mid-point of two tested concrete beams.

It is clear from this Figure that concrete beams strengthened by CFRP, have obtained considerable ultimate strength, compared with those that were left without strengthening.

5- Conclusions

- 1- It was shown that, when concrete strength increases from about 23 MPa to about 40 MPa, the percentage increase in the strength of the CFRP retrofitted beams increases from 166.2 to 182.4 percent.
- 2- From the results of the Twist-off tests carried out during these experiments, it was shown that when the concrete surface strength increases from 6.88 MPa to 10 MPa, the ultimate flexural strength of the CFRP retrofitted beams increases from 8.13 MPa to 13 MPa and then with the increase of the concrete surface strength up to 12.95 MPa, the ultimate flexural strength is reduced by about 0.6 MPa.
- 3- With the increase of the concrete compressive strength from 23 MPa to 40 MPa, the percentage increase in the shear strength of the CFRP retrofitted concrete beams increases from 146 to 172 percent.
- 4- It was also seen that the flexibility of the concrete beams strengthened with the CFRP laminates has increased considerably.

Restoration Plan of Adobe Tower No. 32 in the Bam Citadel

Mehrdad Hejazi^{1*}, Bina Hejazi², Hamed Mehdad³
Saba Hejazi⁴

1-Introduction

The world's largest adobe citadel in Bam (Arg-e Bam) was damaged seriously in the earthquake on 26 December 2003. Since then many studies and research works have been done to restore this historical complex. One of the first structures in the citadel for which a restoration plan was prepared through a project is the adobe tower No. 32. The objective of this project was to study the seismic behaviour of the tower to find out the cause of damage, the weakest parts of the structure in future earthquakes, the best way to improve the structure's seismic performance, and the most appropriate restoration plan.

The tower No. 32 is made of adobe and located at the north-eastern corner of the citadel. The front side of the tower is round. Its diameter is about 15.2 m and 10.8 m at the lower and upper parts, respectively. The wall attached at the western part is about 10.8 m and 7 m thick at the bottom and top, respectively. At the eastern corner the attached wall is about 6.2 m and 2.4 m thick at the lower and upper parts, respectively. The height of the tower is about 15 m (Fig. 1). A number of cracks have been produced on the outermost shell of the tower and the eastern wall has been nearly completely destroyed due to the earthquake but the western wall has experienced no damages (Fig. 2). Archaeological studies indicate the existence of an about 1.5 m thick middle layer inside the tower and the side walls.

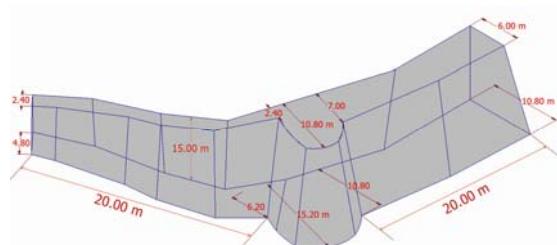


Fig. 1- The dimensions of adobe tower No. 32 and its side walls

^{1*}Corresponding author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan.

Email Address : m.hejazi@eng.ui.ac.ir

² Master Student of Architecture, Isfahan, Iran.

³ MS. c. Structural Engineering, Isfahan, Iran.

⁴ Undergraduate Student, Department of Architecture and Urbanism, Art University of Isfahan, Isfahan, Iran.



Fig. 2 - Damages to tower No. 32 and its eastern wall

2- Phases of the Restoration Plan

Relevant charters and recommendations such as the Venice Charter and ISCARSAH Recommendations have been implemented in the projects. From intervention point of view, all these charters place emphasis on reaching the adequate safety with minimum intervention and respecting the originality of the materials, technologies, typology and environment of the monument during the restoration work. Excessive intervention should be avoided. Intervention must be reversible as new materials and techniques may be developed in the future. The materials used must be durable and compatible with original materials. Restoration of adobe tower No. 32 to its state before the earthquake has been the main objective of the restoration plan. Hence, the existing structure will be restored, consolidated and strengthened, and some missing parts will be reconstructed back to their original shapes. The phases of the restoration plan of adobe tower No. 32 are presented in Table 1. Phases 2, 4, 9 and 10 are explained in the following section.

3- Archaeological Survey

In order to identify different layers and construction materials and technology of the tower, a number of pits were excavated on the top and on the northern surface of the tower and in the ground close to the tower. Some results are as follows:

1. The tower consists of two layers, the core and the outer layer added at later times for strengthening and enlarging the tower (Fig. 3).
2. The outer layer has been detached from the core due to the earthquake (slippage of the outer layer over the core of the tower).
3. The western wall consists of four layers.
4. The stone cliff, over which the governor building is built, continues up to the northern wall and tower No. 32.

Table 18. The phases of the restoration plan of adobe tower No. 32

Phase	Activity
1	Historical survey of the building
2	Archaeological survey of the building
3	Architectural survey and documentation of the present state of the building
4	Pathology of the building
5	Experimental tests for determining mechanical properties of existing materials of the building
6	Study of vernacular and local techniques for restoration
7	Study of available materials (such as soil, adobe, palm-tree fibers, etc.) for restoration of standing parts and possible reconstruction of missing parts of the building
8	Selection of techniques and materials for restoration based on related international charters and laboratory test data
9	Structural analysis of original building to evaluate its seismic vulnerability
10	Design of structural strengthening and verification by structural analysis
11	Preparation of drawings for restoration and strengthening of standing parts, and reconstruction of missing parts
12	End of investigation phase
13	Implementation of restoration, reconstruction and seismic strengthening plans

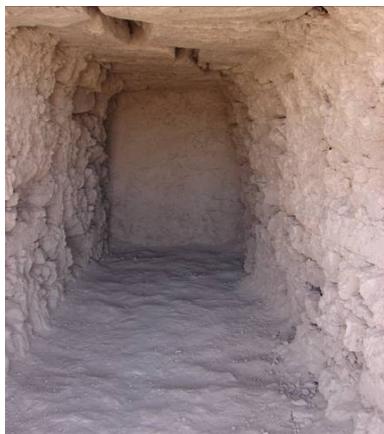


Fig. 3 - The core of tower No. 32 (front) and the outer layer (left, right and top).

4- Pathology

Tower No. 32 has experienced shear cracks on its outer shell at the outer side, without observable cracks on its inner side (Fig. 2). The guard's room on the top of the tower has been destroyed except in some parts. Major destruction has occurred in the eastern wall, while the western wall is in a good condition. Tower No. 32 has undergone a relatively small amount of damage compared to other towers around the citadel.

5- Structural Analysis

Structural analysis has been performed for the assessment of seismic behavior of the original and stiffened structures in order to obtain the same

strength as before the earthquake with minimum reversible intervention. Three-dimensional nonlinear time history dynamic finite element analysis has been used. The mechanical properties have been obtained from laboratory tests. Three scaled ground motions in accordance with design hazard levels of Bam have been imposed on the structure. Analyses have been performed for three models. The first model is the structure before the earthquake. The geometry of the walls and the tower has been changed in the second model. In the third model the eastern wall has been cut along its height (creating an expansion joint) about 5 m from the tower where it is destroyed. Maximum value of stresses and deformations over the three ground motions have been taken as design values (Fig. 4).

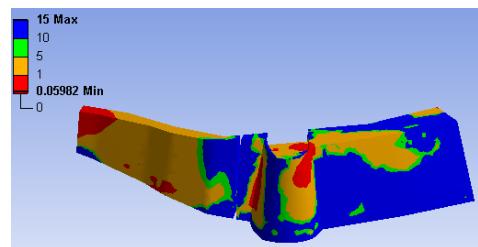


Fig. 4 - Safety factor for tower No. 32 and adjacent walls with a 0.5 m wide cut (expansion joint) in the eastern wall (third model).

5- Conclusions

Based on field studies and analytical results, the following conclusions are drawn:

1. The tower and the walls must be restored to their original state before the earthquake.
2. The destroyed parts of the eastern wall must be reconstructed. A cut (expansion joint) must be provided in the eastern wall along the height of the wall at the destroyed zone near the tower, and it must be filled with weak materials.
3. The cracks on the outer layer of the tower must be restored by inserting FRP rods and injecting suitable grout.
4. Crushed or loose adobe bricks on the outer layer of the tower and the wall of the guard's room on the top must be removed and replaced by new ones.
5. The battlements on the top of the walls must be covered by two geogrid meshes placed on both sides and interconnected by appropriate connectors. A vertical FRP rod must be used in the middle of each battlement.

Evaluating Rectangular Loading Pattern in Nonlinear Static Analysis of Composite Bridges under Blast

A R. Habibi^{1*}, N. Khaledy²

1-Introduction

Roads, highways, and bridges are the infrastructure of a country's transportation system. Bridges are used in the roads, railways, overpasses and underpasses inside the cities or in the highways and freeways between them. They are the main targets of terroristic attacks or at times of war since their destruction can result in major financial losses and fatalities, block access to some important locations for extended periods of time and cause major disruptions in transportation systems. Moreover, a bridge can play a vital role in facilitating rescue operations at times of disasters. The increasing probability of war and terrorist attacks in the present world necessitates the design of blast resistant bridges.

While significant advances have been made on blast analysis, applications of nonlinear analysis of structures under explosion have been limited to building structures, and structural behavior of bridges subjected to blast is an issue that has attracted the attention of researchers in more recent years. Nonlinear dynamic analysis can be lead to the most accurate response of the structure under blast. However, its use is not justified in many cases because of its complexity and excessive computing times. Pushover method is often seen to be a viable and attractive alternative to nonlinear analysis because of its simplicity and ability to estimate deformation demands with acceptable accuracy without the intensive computational and modeling efforts of nonlinear dynamic analysis.

2- Blast Modeling

In general, the load resulting from explosions is considered as illustrated in Figure 1.

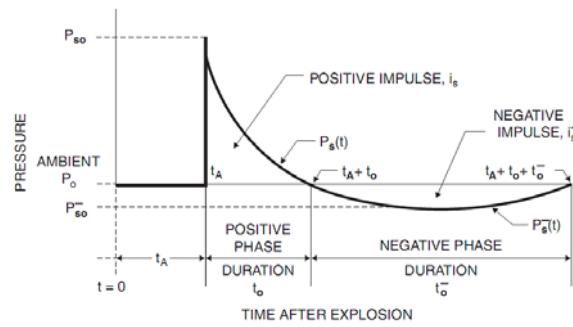


Fig. 1 – Blast Loading, (TM-5-1300, 1990)

^{1*} Corresponding author, Associate Professor, University of Kurdistan, Iran.

Email Address : ar.habibi@uok.ac.ir.

² Ph. D. Student, Islamic Azad University, Najafabad Branch, Iran.

Moreover, Figures 2 and 3 are useful to predict the probable blast severity. To determine the amounts of explosives for design is dependent on economic considerations, importance of the building and stochastic issues.

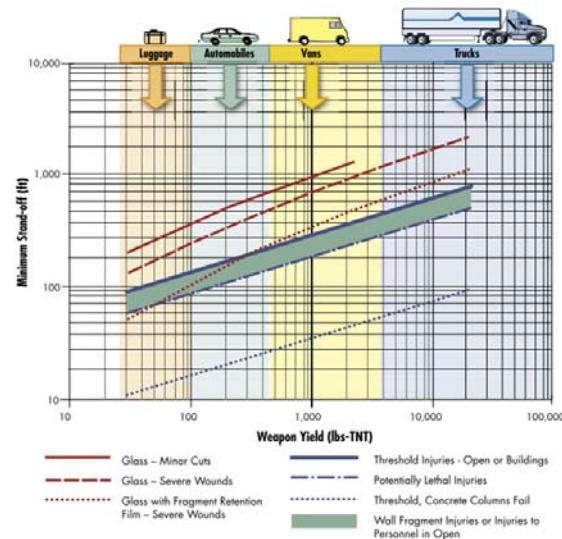


Fig. 2 – Predicting the severity of probable blasts (FEMA 426, FEMA 428, 2003)

Vehicle Configuration	Vehicle Description	Maximum Explosives (Capacity, lbs)
	Compact Sedan	500
	Full Size Sedan	1,000
	Passenger or Cargo Van	4,000
	Small Box Van (14 ft. box)	10,000
	Box Van or Water/Fuel Truck	30,000
	Semi-Trailer	60,000

Fig. 3 – The maximum capacity of vehicles carrying explosives, (Bridge Security Guidelines, 2011)

3- Bridge Modeling

In this study, bridge modeling is performed using the ABAQUS software. The slab is modeled through Shell-S4R elements; the beams are modeled by the 3-node B32 Timoshenko beam elements and the connection between the slab and the beam is modeled by rigid MPC constraints. The Concrete Damaged Plasticity model is used for concrete (CDP). Bilinear stress-strain model is used for the girders considering linear hardening based on real values of the material stress-strain curve. A sample bridge modeled by this study is shown in Figure 4.

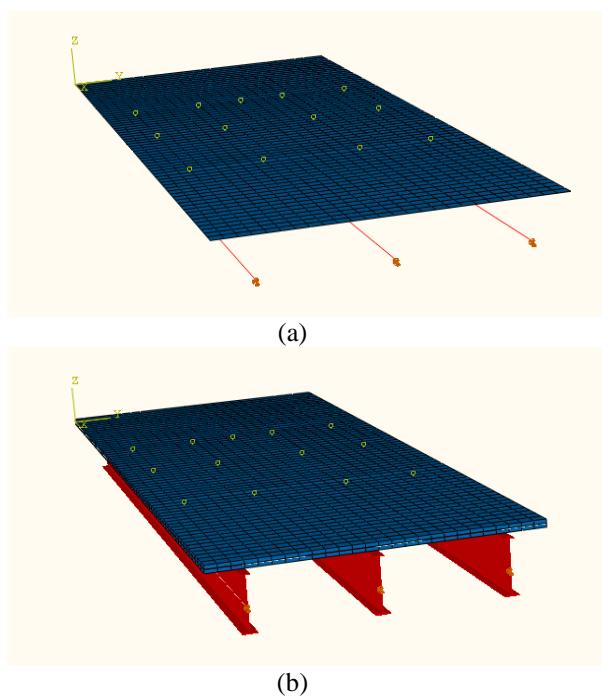


Fig. 4 – (a): Finite Element Model used in this research, (b): Graphical Model of a sample deck.

4- The Proposed Method

In the proposed method, in order to evaluate the maximum response of the bridge to blast, the dynamic non-linear analysis method is replaced by a static non-linear analysis method to avoid its complex, time-consuming, and difficult-to-be-interpreted nature.. For this purpose, the dynamic non-linear analyses are first performed on a large number of sample bridges with diverse geometric characteristics subjected to blasts with various characteristics, and the results of non-linear responses of the bridges are obtained. Then the static non-linear analysis is carried out through controlling the displacement of all samples according to maximum displacement resulting from the dynamic non-linear analysis in such a way that the maximum displacements resulting from both dynamic and static non-linear analyses are the same. Hence, the equivalent static load of blasts for each sample is calculated. Afterwards, several spectra and equations of static load are presented based on the bridges (frequency) periods. The spectra are shown in Figures 5 to 7 .These spectra can be used with an equivalent static load as an equivalent to the effects of a certain risk level of blast, and they can be utilized to replace the dynamic non-linear analysis by a static one.

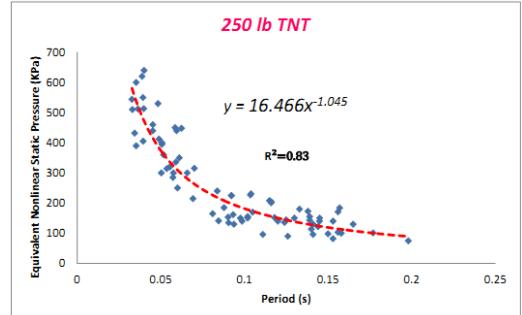


Fig. 5- Nonlinear static loading spectrum for 250 lb of TNT

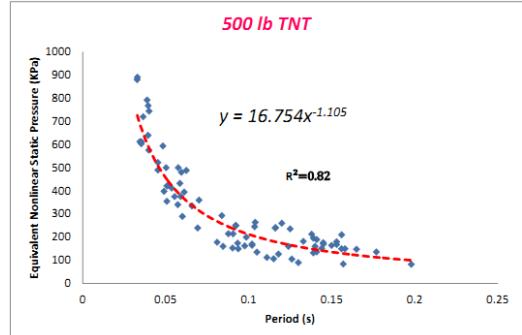


Fig. 6 - Nonlinear static loading spectrum for 500 lb of TNT

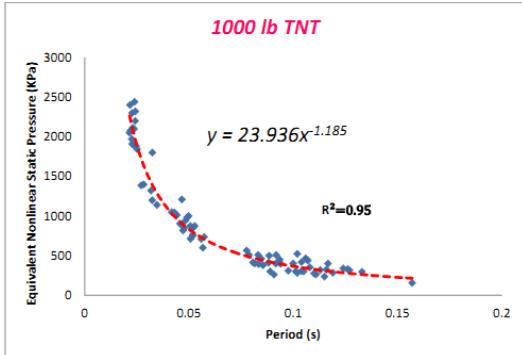


Fig. 7= Nonlinear static loading spectrum for 1000 lb of TNT

5- Conclusions

In this study, a load pattern was developed for pushover analysis of composite deck bridges subjected to explosion. The curves and equations proposed in this study can easily estimate the equivalent static blast load for a composite deck bridge based on the period of girders. It was shown that the proposed method can be easily used to conservatively estimate maximum displacement of composite steel girder bridges under explosion.

Optimum Stiffness of Tuned Mass Damper with Combining Transient and Steady State Responses for Undamped Structure

Peyman Ashrafi¹, Javad Alamatian^{2*}

1-Introduction

Structural vibrations can damage structural members in addition to disrupting comfort of the occupants. For this reason, it has become one of the main concerns of structural engineers. Hence, researchers have always been searching for ways to reduce the movement of structures. For this purpose, various methods and tools are provided one of the most effective of which is the tuned mass damper (TMD). The device is tuned to a particular frequency until the structure begins to vibrate, the TMD reduces oscillations of the structure with absorbing and damping some amount of the vibration energy. The performance of the device depends on how it is tuned. Therefore, the procedure of determining its characteristics is very important.

TMD is one of the safest tools for structural control and its performance depends on various factors such as mass, stiffness and damping. Hence, many researchers have studied this device and proposed some methods to obtain its stiffness and damping. In most methods, the optimal characteristics of the TMD are obtained independent of its excitation or only considering the structural steady state response while neglecting its transient response. Since transient response is a considerable amount in undamped structures, a method is proposed to resolve this shortcoming. In this method, the structure is controlled by using TMD given proper attention to both parts of the response.

2- The Proposed Method

To obtain the characteristics of TMD, the main structure and the TMD are assumed as a two degrees of freedom system. The simplified model is shown in Fig.1. It is assumed that the structure is subjected to harmonic ground motion as follows:

$$\ddot{u}_g = a \sin(\Omega t) \quad (1)$$

Considering the fact that there are many parameters that affect structural displacement, determining optimal values numerically will be difficult. Therefore, some new variables are defined by combining these quantities, and then the displacement of structure is obtained in terms of the new quantities using modal analysis. Therefore, the

ratio of the dynamic displacement of the structure to the amplitude of its static displacement will be defined in terms of fewer variables. Minimizing the average of the absolute value of this ratio at a specified time interval, is selected as the optimization criterion. In other words, this function or the structural displacement ratio has the lowest area under the curve in the given time interval for optimal values. The optimal values obtained numerically are presented in a table for different mass and frequency ratios.

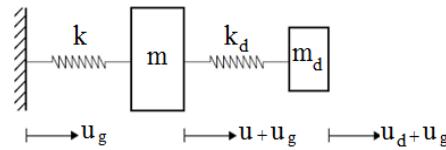


Fig.1 Undamped system with two degrees of freedom containing the main structure and the TMD

3- Performance evaluation of the proposed TMD

In this paper, the performance of the proposed TMD is compared with two other TMDs presented by researchers earlier. For a general review, the absolute value of the ratio of structural dynamic displacement to the amplitude of static deflection is used. Two new parameters are introduced such that if they assume a value that is less than one it indicates a better performance for the proposed TMD in comparison with other TMDs. The opposite of this also holds true.

Fig.2 shows the graph of the changes in these quantities in terms of the mass ratio. As can be seen in the Figure, both quantities are smaller than unity for all feasible mass ratios and this clearly demonstrates the advantage of the proposed TMD.

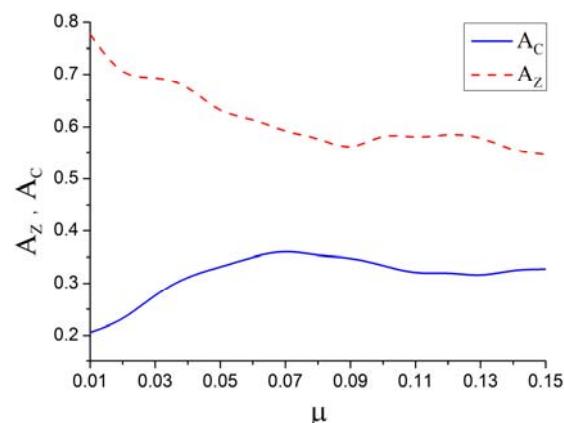


Fig.2 - The changes in A_C and A_Z in terms of mass ratio

In order to perform further evaluation of the performance of the proposed TMD, a two degrees of freedom system in the near-resonant state was studied. The TMDs were tuned to control the first mode and connected to the second degree of

¹ Master of Science, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University of Mashhad.

^{2*} Corresponding author, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University of Mashhad.

Email Address : alamatian@yahoo.com

freedom.

Figs.3 and 4 show displacement of the first and second degrees of freedom that are controlled by the different TMDs.

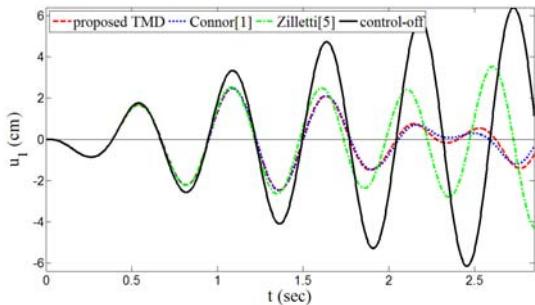


Fig.3 - Displacement of the first degree of freedom of 2DOF system

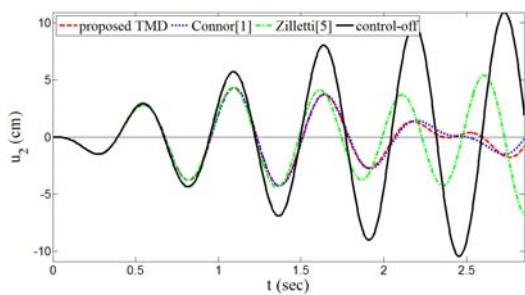


Fig.4- Displacement of the second degree of freedom of 2DOF system

It is clear that the proposed TMD has a great impact on the structure in the near-resonant state.

4- Conclusions

In this paper, a new method was presented to derive optimum stiffness of tuned mass damper for undamped structure. Comparing the performance of the proposed TMD with two others, the following results are obtained:

1. For all feasible mass ratios, the probability of optimality of this TMD is more than that of other dampers.
2. Although in near-resonant state, all studied TMDs can reduce the response of the undamped structure and bring it out of this state, the performance of the proposed TMD will be one of the bests.
3. Even though the TMD is designed with considering both transient and steady state responses, it can reduce the displacement of the structure to an acceptable level even when the transient response of structure is negligible.

Evaluation of Composite Multicellular Steel Decks Strengthened with GFRP Plates

Elham Alizadeh¹, Mehdi Dehestani²
Bahram Navayinia³

1-Introduction

The bridge deck performs a vital role in a bridge system and its durability affects the whole structural health of the bridge. Several structural defects in bridges are due to the bridge deck geometry and deck condition. Thus, it is essential to design bridge deck systems that have long-term durability and require less maintenance costs. In the early 1980's, Exodermic bridge decks that consist of steel profiles and concrete were developed by Neal Bettigole. The ultimate behavior of a steel-concrete composite deck with profiled steel plate and perfobond rib shear connectors was investigated experimentally by Kim and Jeong. Typically, the weight and thickness of the steel-concrete deck are lower than that of conventional reinforced concrete decks and they can be used in a longer span. However, their resistance against corrosion is low and they have high maintenance costs. A promising solution has been introduced for prevalent problems in steel-concrete decks by the development of Fiber reinforced polymer (FRP) composites. The FRP composites have superior material properties such as high stiffness, high strength, high corrosion resistance, light weight, and excellent durability. In recent years, the interest in using FRP in construction field has been significantly increased worldwide. Gan et al. evaluated several cellular deck panels with different cross-sectional profiles based on finite element analysis. The specimens used consisted of hexagonal, triangle and rectangular profiles. They reported that panels with 3-cell rectangular sections are more suitable in terms of local stiffness and buckling strength than the hexagonal and triangular section panels. Reising et al. tested four different fiber-reinforced polymer decks. They examined whether the composite decks are able to realize many of the expected benefits of using FRP composites. They showed that FRP deck systems could significantly reduce the installation time, and avoid lane closures in comparison with standard reinforced concrete decks. Zi et al. experimentally investigated the behavior of an orthotropic bridge deck made of GFRP and Polyurethane foam.. The bridge deck was composed of GFRP cells with rectangular holes filled with foam to improve the

structural behavior in transverse direction. Results showed that when the GFRP bridge deck is filled with foam; structural properties in the transverse direction such as nominal strength and stiffness are greatly improved. Because of the low density of the foam, the bridge deck is still light enough while its structural properties have improved significantly.

In this paper, the structural performance of the deck under static loading is evaluated with nonlinear finite element method. The effects of size and shape of the steel core on the structural performance of the deck is examined.

2-Numerical Modeling

Hyo Seon Ji et al. carried out an experimental investigation into fabrication and flexural testing of a Hybrid FRP-Steel Core deck. The composite sandwich panel proposed was comprised of wrapped hybrid core of GFRP grid and multiple steel box cells with upper GFRP layer (UFL) and lower GFRP layer (LFL). The test specimen had an overall geometry of 3m in length, 1m in width, and 0.164m in depth. The cross section of the specimen with eight steel tubes is shown in Fig. 1.

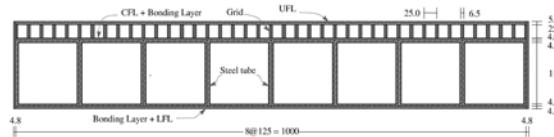


Fig. 1 - The composite sandwich panel
(Numerical control specimen)

Three-dimensional finite element analysis was conducted to predict the flexural behavior of the GFRP girder systems using the general purpose software package ANSYS. The DB-24 design truck load was used for the analysis of the FRP deck. The deflection limit for the FRP deck panels was taken as (L/425), where L=center-to-center distance between steel girders in the transverse direction of the truck. The composite sandwich deck with the proposed hybrid FRP-steel core was designed with the DB-24 truck load. The weight of the DB-24 truck was 423.32 kN. The wheel load plus the impact factor was 122.3 kN. The results of the deck deflection at the service load level of 122.3 kN are shown in Table 1.

Table. 1 - Results of analysis for the composite bridge deck

Item	Displacement(mm)
Design limits	6.35
Experimental	5.65
Numerical	5.46

As shown in Table 1, the designed composite sandwich panel satisfied the deflection requirement and experimental results agree with numerical analysis. Load versus mid-span displacement curves of

¹ MS.c. Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol.

²*Corresponding author, Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, BabolNoshirvani University of Technology, Babol. Iran, Email: dehestani@gmail.com

³ Associate Professor, Department of Civil Engineering, BabolNoshirvani University of Technology, Babol.

the proposed deck specimens were shown in Fig. 2. As the load was increased beyond 400 kN, the load – displacement curve became nonlinear. Therefore, this load level was predicted as the yield load of the steel tube core. As shown in Fig. 3, the failure mode was debonding of GFRP laminates from the wrapped GFRP grid and the steel tube core.

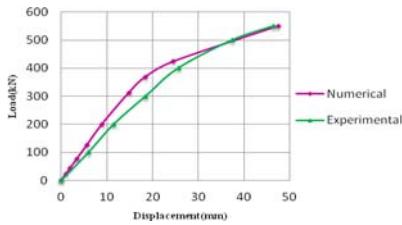


Fig. 2 - Load–deflection responses at the mid span



Fig3 - Failure mode of deck

3- Parametric Analysis

In order to propose an optimum designation for the composite sandwich panel described previously, a comprehensive parametric study is carried out to explain the effects of the number of cells, the height of steel core's web, and the shape of the cells on structural performance of the deck.

3.1. Changing the dimensions of steel cells

In the first step the steel core area cross section was held constant while the number of steel core boxes was changed from 8 (control specimen) cells to 4, 6 and 10 cells in order to evaluate the effects of the number of webs, the thickness and distance between webs on ultimate load capacity of the deck. Obviously the material properties and thickness of other layers in decks which were modeled were the same as the numerical control specimen. In the second step, assuming that the area of the steel core cross section was kept constant, the height of the 8 cells (control prototype) was increased to study the effect of altering the total height of the deck on its structural behavior.

3.2. Changing the shape of steel cells

In this part, the area of control specimen's core was not changed, while the deck's shape was changed into a trapezoidal mode. By this modification in these specimens, material properties and thickness of each layer and consequently the deck's total thickness did not change. According to Ashby, the thin walled box sections represented the most efficient structural forms for beams. Trapezoidal box sections with an inclination angle impart reduced shear stresses at the interface of adjacent box sections.

3.3. Effects of constituent properties

This section shows another parametric study in order to evaluate the effect of important parameters that influence the behavior of the composite bridge deck; i.e. longitudinal modulus of GFRP (other directional properties were scaled to represent the change of the major modulus). These changes were applied in 4 main layers (LFL, CFL, UFL and grid). The numerical control specimen was used for these parametric studies. After this analysis, it was found that the effect of grid's modulus of elasticity on the load-carrying capacity is significant because it has the most thickness in comparison with other layers. After the grid, UFL, LFL and CFL have the most influence on the load-carrying capacity, respectively.

3.4. Buckling analyses

The buckling analysis was performed to check the web's possible buckling problem. Two techniques were available in ANSYS programs for predicting the buckling load and buckling mode shape of a structure: nonlinear buckling analysis and eigenvalue (or linear) buckling analysis. The two methods are different and could yield dramatically different results. Nonlinear buckling analysis is usually the more accurate approach and is therefore recommended for design or evaluation of actual structures. This technique employs a nonlinear static analysis with gradually increasing loads to seek the load level at which the structure becomes unstable. The model included features such as initial imperfections, plastic behavior, gaps, and large-deflection response.

4- Conclusions

A modified composite deck containing steel core and FRP was introduced by Hyo Seon Ji et al and its failure behavior and the effective parameters were numerically analyzed in this paper. The main conclusions drawn are as follows:

1. Changes in the number of cells from the reference (8 cells specimen) to higher (10 cells) and lower (4-6 cells) had no significant effect on stiffness and deformability.
2. Increasing the height of the deck improved the performances and increased the ultimate load capacity.
3. Trapezoidal composite decks increased the load and energy capacity of the decks. Trapezoidal decks had an appropriate structural behavior and exhibited good function in transferring sheer stress.
4. The effects of constituent properties were investigated and it was demonstrated that changing in grid's module of elasticity has the most effect on ultimate load capacity and stiffness of decks.

Behavior of Clayey Soils Mixed with Tire Chips

Amin Ersizad^{1*}, Hossein Soltani-Jigheh²
Moharram Asadzadeh³

1-Introduction

A large volume of waste tires are being generated every year and stockpiled or embedded in the ground. For example, it has been reported that about 20 million tires were produced in Iran in 2005 and about 10 million scrap tires are added to the existing stockpile annually. These materials not only result in major environmental hazards worldwide, but also threaten human health. In addition, they have low density as compared with other waste materials and therefore, occupy a large volume of space in sanitary landfills.

According to Humphrey [1], using scrap tires in civil engineering projects is advantageous because of their low density, high durability, and high thermal insulation and in many cases lowest cost compared to other fill materials. These materials are used for reinforcing the soft soil in road and embankment construction, and also as lightweight fill materials [14], etc.

Former studies have mainly concentrated on determining the engineering properties of tire chips alone and/or various mixtures of tire chips with sand as a lightweight fill material for embankment construction [10, 14]. Cetin et al. [17] added two types of tire chips to clay and indicated that the shear strength increases up to 30% for fine and 20% for coarse tire chip mixtures. Moreover, with the increase of tire chips, up to 40% of the cohesion of samples increases, while the angle of internal friction decreases. For the tire chips more than 40%, the cohesion decreases, whereas the angle of internal friction increases.

Overview of the previous studies reveals that the effects of tire chips content and clay characteristics on the behavior of clay tire mixtures have not clearly been investigated. In addition, the studies on the behavior of these mixtures under an undrained loading condition are incomplete. With this intend, a number of undrained triaxial tests are carried out on the compacted specimens made of clay tire chips mixtures. Then, the obtained results are compared with the associated behavior of pure clay and an analysis is performed in terms of tire chips content and clay plasticity.

2. Experimental program

Eight compacted samples including six clay tire mixtures and two pure clayey soils, were tested. Mixed samples were prepared by mixing clayey soils with 10, 20 and 30% tire chips. The size of the tire chips were between 4.75 mm (No. 4 sieve) and 1/4" sieve, with an average size of 5.53 mm and specific gravity of 0.988.

Two types of clayey soils were used in the samples, which were called AC and ACB. AC clay has index properties of LL=33%, PI=12%, and $G_s=2.698$ and ACB clay has index properties of LL=61%, PI=33%, and $G_s=2.64$. According to the Unified Soil Classification System (USCS), AC and ACB clays were categorized as CL and CH, respectively [20]. Grading curves of tire chips and clayey soils are depicted in Figure 1.

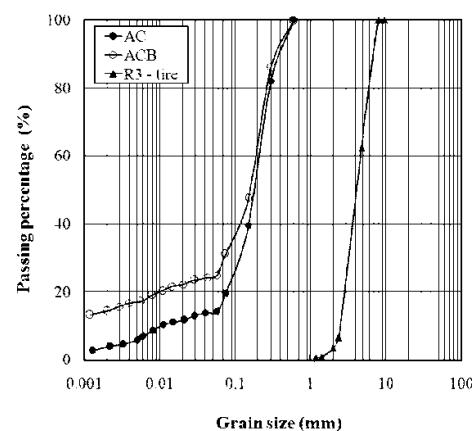


Fig. 1. Particle size distribution of used materials.

The names of the tested samples as well as some of their specifications are listed in Table 1. In the name of specimens, R3 shows the tire chips in the mixtures and AC and ACB stand for the type of clay matrices. The numbers denote the clay percent in weight e.g., the specimen was made of 70% AC clay and 30% R3 tire chips were named as R3-AC70.

Table 1. List of specimens with some specifications.

Specimen designation	Cla y (%)	Tire (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)	w_{opt} (%)
AC100	100	0	16.35	19.50
R3-AC90	90	10	15.20	19.54
R3-AC80	80	20	14.40	18.00
R3-AC70	70	30	13.80	16.25
ACB100	100	0	14.78	21.75
R3-ACB90	90	10	13.63	18.51
R3-ACB80	80	20	13.42	19.25
R3-ACB70	70	30	13.10	20.25

^{1*} Corresponding author MS.c. Islamic Azad University, Zanjan Branch, Zanjan, Iran.

Email Address: ersizad@gmail.com

²Assistant Professor, Civil Engineering Department, Azarbaijan Shahid Madani University.

³ MS.c. Islamic Azad University, Zanjan Branch, Zanjan, Iran.

Soil mixture was prepared and compaction tests were performed on them to obtain maximum dry unit weight (γ_{dmax}) and optimum water content (w_{opt}).

Triaxial soil specimens were compacted in 50 mm diameter and 100 mm height steel mold with density of $0.95\gamma_{dmax}$ at 1% of the optimum moisture. In order to obtain a uniform mixture, water was sprayed onto the surface of the materials and then mixed and placed in sealed plastic bags and stored overnight in a controlled humid room.

After extruding the specimens from the mold, they were set up in a triaxial cell and standard consolidated undrained (CU) triaxial testing procedures were followed [22]. To saturate the specimens, distilled water was transmitted through them and then incremental back pressure saturation was applied. The specimens were consolidated under three different effective consolidation stresses of 100, 200, and 300 kPa. Shearing was applied to the specimens with deformation

4- Conclusions

The main conclusions that can be drawn from the present study are:

1. Compaction tests showed that the unit weights and optimum moisture of soil mixtures are lower than the associated values of pure clay. It means that one can use clay tire mixture as a lightweight material.
2. The results of triaxial tests indicated that adding 30% tire chips to the low plasticity clay does not reduce the shear strength in comparison with the associated values of pure clay, while, in the mixtures made of high plasticity clay, as tire content increases the shear strength of the specimen decreases.
3. Since the stiffness of AC clay particles is more than the ACB clay, then by adding tire to these clays a different behavior is observed. In AC mixtures, clay particles are stiffer than additive tire chips. Therefore, inclusion of tire chips reduces the friction angle. In ACB mixtures, tire chips are stiffer than the clay particles; thus, adding them to the clay matrix causes an increase in the friction angle of the mixture.
4. Also, the results showed that when tire chips are added to the low plasticity clay, maximum excess pore water pressure occurs at tire content of about 10%-20%. For the mixtures made of high plasticity clay, the pore water pressure under low consolidation stress decreases slightly as the tire content decreases, while, it is increased with tire chips content at high consolidation stress.
5. Finally, it can be concluded that possible usage of clay tire mixtures as light construction material exists in earth structures without considerable reduction in shear strength. Therefore, the waste tire materials can be managed and can be embedded in the ground.

Measuring the Adhesional Strength of CFRP Sheets, Exposed to Temperature Changes, Wet - Dry and Freeze-Thaw, using Twist-off Method

M. Naderi^{1*}, S. A. Hajinasri²

1-Introduction

Due to serviceability and durability problems, many concrete structures are facing serious deterioration. Therefore, the use of CFRP sheets (composites) glued to the surfaces is receiving more attentions in order to improve load carrying capacity, durability and deformability of the concrete structures.

The most important parameters affecting the durability of FRP composites may include: 1- Changes in the chemical and physical nature of the polymer matrices 2- Loss of adhesion between the FRP sheets and the glue and 3- Reduction in the stiffness of the reinforcing polymers. Environmental and serviceability conditions can have serious effects on the properties of the FRP composites. The properties of these composite systems may alter when exposed to moisture, temperature, sunlight, UV radiation, ozone, some salts and alkaline mediums. Furthermore, the changes in the degree of temperature and freeze-thaw cycles may also affect the durability of FRP composites. Therefore, the work presented in this paper focuses on the durability of CFRP composites when exposed to different temperature changes and dry-wet and freeze-thaw cycles.

2- Experimental work

In these experiments, concrete cubes with 150mm dimensions were used. The CFRP sheets used were of 500mm width with 6 m length from which twenty-four 150mm sheets were cut to cover the faces of the concrete cubes.

Before the application of the glue to the surface, it was rubbed using sand paper and the dust was cleaned thoroughly. As it is shown in Figures 1 and 2, the glue was applied to dry faces of concrete cubes and the CFRP sheets were put and pressed to adhere to the concrete surfaces without leaving any air pockets. In order to measure the adhesional strength of the CFRP sheets, partial cores were made before Twist-off testing (Fig. 3).



Fig. 1- Sticking the CFRP sheets to the glued surface of the concrete.



Fig. 2- Application of the glue to the CFRP sheets.



Fig. 3- Partial cores for Twist-off testing.

3- Results and their analysis

As it is shown in Fig. 4, the reductions in the Twist-off strength of the CFRP sheets after being exposed to 30, 60, 90, 120, 150 and 180 cycles of temperature changes were recorded as 5.5, 11.1, 26.1, 27.7, 26.1 and 27.7 percent, respectively. It is also seen that after the above reductions took place, no more reduction was recorded for further cycles of temperature changes.

¹*Corresponding author, Associate Prof., Imam Khomeini International University.

Email Address : drmahmoodnaderi@yahoo.com.

²P. G. Student, Imam Khomeini International University.

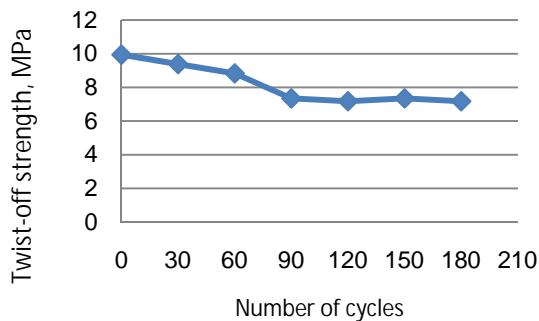


Fig. 4- Twist-off strength of CFRP sheets after exposing to different cycles of temperature changes.

Examination of Fig.5 shows that the average reductions in the adhesional strength of the CFRP sheets, after being exposed to 30, 60, 90, 120, 150 and 180 cycles of wet-dry processes were recorded as 22.2, 20.4, 22.2, 22.2, 20.4 and 20.4 percent, respectively. It is also shown in Fig. 5. that the main reduction in the adhesional strength of the CFRP sheets has taken place after 30 cycles of wetting and drying after which the adhesional strength seems to remain stable.

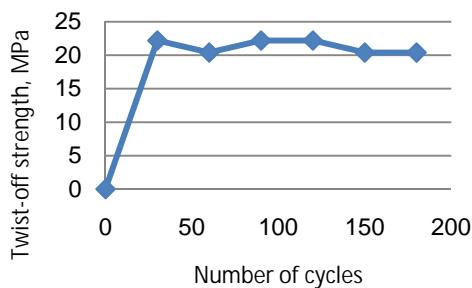


Fig. 5- Twist-off strength of CFRP sheets, after exposing to different cycles of wetting and drying.

The results shown in Fig. 6 shows that the adhesional strength of the CFRP sheets after being exposed to 180 cycles of freezing and thawing is reduced to zero.

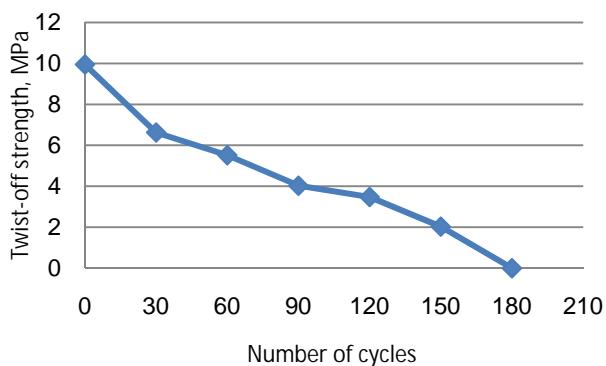


Fig. 6- Twist-off strength of CFRP sheets, after exposing to freeze-thaw cycles.

4- Conclusions

- 1- It was shown that, exposing the CFRP systems to 100 cycles of temperature changes, reduces its adhesional strength by about 28 percent.
- 2- It was seen that 30 cycles of drying and wetting tend to reduce the adhesional strength of CFRP sheets by about 22 percent. It was also observed that after the first 30 cycles of wet-dry process, the following cycle had no effect on the adhesional strength of the CFRP sheets.
- 3- It was also seen that application of freeze-thaw cycles tends to reduce the adhesional strength of the CFRP systems used to strengthen concrete surfaces.

CONTENTS

Reducing the Seismic Response of Nonlinear Hysteretic Structures Using Optimal Multiple Tuned Mass Dampers	M. Mohebbi - H. Shabani S. Moradpour	1
Stability and Vibration Analysis of Cracked Columns under Compressive axial Load	M. Ghaderi - H. Ghaffarzadeh V. A. Maleki	21
The Effect(s) of Concrete Strength and its Bond to CFRP sheets on the Ultimate Strength of Concrete Beams	M. Naderi - A. Khonsari	33
Restoration Plan of Adobe Tower No. 32 in the Bam Citadel	M. Hejazi - B. Hejazi - H. Mehdad S. Hejazi	47
Evaluating Rectangular Loading Pattern in Nonlinear Analysis of Composite Bridgesunder Blast	A. R. Habibi - N.Khaledy	67
Optimum Stiffness of Tuned Mass Damper with Combining Transient and Steady State Responses for Undamped Structure	P. Ashrafi - J. Alamatian	85
Evaluation the Behavior of Composite Multicellular Steel Decks Strengthened by GFRP	E. Ali zade - M. Dehestani B. Navayinia	99
Behavior of Clayey Soils Mixed with Tire Chips	A. Ersizad - H. Soltani-Jigheh M. Asadzadeh	117
Determination of Bond Strength of CFRP Sheets, Exposed to Temperature Changes, Wetting and Drying, and Freeze-Thaw Cycles, Using Twist-off Method	M. Naderi - S.A. Hajinasri	131
Presentation a Fuzzy Model to Determine Shoreline Sensitivity due to Oil Spill (Case Study- Mazandaran Coastal Area)	F. Vafaei - V. Hadipour A. Hadipour - S.A. Mousavi	163



**JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD**

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F.Irani

Editor-Chief : M. Reza Esfahani

Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. R. Jafarzade	professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. kheiradin	professor	Semnan University
A. Soroush	Associate professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Atarnejad	Associate professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology

Text Editor : A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: F. Ali Akbari - A. Noie

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad,

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 513 8763307 ; Fax: +98 511 8806024 ; Email: ejour@um.ac.ir

Web site : <http://jm.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Reducing the Seismic Response of Nonlinear Hysteretic Structures Using Optimal Multiple Tuned Mass Dampers M. Mohebbi - H. Shabani - S. Moradpour	1
Stability and Vibration Analysis of Cracked Columns under Compressive axial Load M. Ghaderi - H. Ghaffarzadeh - V. A. Maleki	21
The Effect(s) of Concrete Strength and its Bond to CFRP sheets on the Ultimate Strength of Concrete Beams M. Naderi - A. Khonsari	33
Restoration Plan of Adobe Tower No. 32 in the Bam Citadel M. Hejazi - B. Hejazi - H. Mehdad - S. Hejazi	47
Evaluating Rectangular Loading Pattern in Nonlinear Analysis of Composite Bridgesunder Blast A. R. Habibi - N. Khaledy	67
Optimum Stiffness of Tuned Mass Damper with Combining Transient and Steady State Responses for Undamped Structure P. Ashrafi - J. Alamatiyan	85
Evaluation the Behavior of Composite Multicellular Steel Decks Strengthened by GFRP E. Ali zade - M. Dehestani - B. Navayinia	99
Behavior of Clayey Soils Mixed with Tire Chips A. Ersizad - H. Soltani-Jigheh - M. Asadzadeh	117
Determination of Bond Strength of CFRP Sheets, Exposed to Temperature Changes, Wetting and Drying, and Freeze-Thaw Cycles, Using Twist-off Method M. Naderi - S.A. Hajinasri	131
Presentation a Fuzzy Model to Determine Shoreline Sensitivity due to Oil Spill (Case Study- Mazandaran Coastal Area) F. Vafaie - V. Hadipour - A. Hadipour - S.A. Mousavi	163