



نشریه مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۳۷

- ۱ بررسی ارتباط بین نتایج آزمایش SEM و پارامتر TSR برای سنجش شاخص حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی حاوی مواد ضدعریان‌شدگی
محمود عامری - حمید شاکر - امیرحسین عامری - سید امیر سعادتجو
سعید فاطمی - سید علی ضیائی
- ۱۳ بررسی اثر دمای بستر و اپوکسی در هنگام نصب بر روی مقاومت چسبندگی ورق‌های GFRP با استفاده از دو آزمون جدا کردن با کشش (Pull-off) و با پیچش (Twist-off)
پیمان ایمانی جاجرمی - محمدرضا توکلی‌زاده - عباس یوسفی
- ۳۱ یک مدل ساده‌شده برای سیستم دوگانه قاب خمشی- دیوار برشی
پریسا اسماعیل تبار نشلی - حر خسروی - جواد واثقی امیری
- ۴۵ بررسی اثر میلگرد و خاموت‌های ساخته‌شده از پلیمرهای مسلح‌شده با الیاف شیشه‌ای بر رفتار تیرهای بتن‌آرمه
محمد میرزایی فتح کوهی - فرزاد حاتمی برق - حمیدرضا ربیعی فر
- ۵۹ بررسی قوس زدگی در سدهای سنگریزه‌ای یک دهه پس از پایان ساخت با نتایج تحلیل عددی و مونیتورینگ بدنه سد (مطالعه موردی سد شهید مدنی تبریز، ایران)
رسول فرج نیا - رامین وفایی پورسرخابی - احمد زارعان - روزبه دبیری
- ۷۷ اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییر مکان سازه تک درجه آزادی الاستوپلاستیک
محمدحسین حاجی محمدی - حر خسروی - رضا دزواره رستانی



نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون ایرانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر کاظم بدو	استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر احمد پویا	استاد، Ecole des Ponts Paris tech
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر ناصر حافظی مقدس	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر شهناز دانش	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران
دکتر غلامرضا رخشنده رو	استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان
دکتر محمدحسین سبط	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر امیر کاووسی	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر حسین گنجی دوست	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون مقدس نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

ویراستار ادبی : دکتر یوسف بینا

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : سیده عاطفه نوعی باغبان-تکتّم هوشمند

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود. <http://www.srlst.com>

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

تلفاکس: ۰۵۱-۳۸۸۰۶۰۲۴ پست الکترونیکی: ejour@um.ac.ir وب سایت: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	محمود عامری - حمید شاکر امیرحسین عامری - سید امیر سعادتجو سعید فاطمی - سید علی ضیائی	بررسی ارتباط بین نتایج آزمایش SEM و پارامتر TSR برای سنجش شاخص حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی حاوی مواد ضدعریان‌شدگی
۱۳	پیمان ایمانی جاجرمی - محمدرضا توکلی‌زاده عباس یوسفی	بررسی اثر دمای بستر و اپوکسی در هنگام نصب بر روی مقاومت چسبندگی ورق‌های GFRP با استفاده از دو آزمون جدا کردن با کشش (Pull-off) و با پیچش (Twist-off)
۳۱	پریسا اسماعیل تبار نشلی - حر خسروی جواد واتقی امیری	یک مدل ساده‌شده برای سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی
۴۵	محمد میرزایی فتح کوهی - فرزاد حاتمی برق حمیدرضا ربیعی‌فر	بررسی اثر میلگرد و خاموت‌های ساخته‌شده از پلیمرهای مسلح‌شده با الیاف شیشه‌ای بر رفتار تیرهای بتن‌آرمه
۵۹	رسول فرج نیا - رامین وفایی پورسرخایی احمد زارعان - روزبه دبیری	بررسی قوس زدگی در سدهای سنگریزه‌ای یک دهه پس از پایان ساخت با نتایج تحلیل عددی و مونیتورینگ بدنه سد (مطالعه موردی سد شهید مدنی تبریز، ایران)
۷۷	محمدحسین حاجی‌محمدی - حر خسروی رضا دزواره رسنانی	اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییر مکان سازه تک درجه آزادی الاستوپلاستیک

Investigating the Relationship between SEM Test Results and TSR Parameter for Measuring the Moisture Sensitivity Index of Asphalt Mixtures Containing Anti-Stripping Agents*

Research Article

Mahmoud Ameri¹ Hamid Shaker²

Amirhosein Ameri³ Seyed Amir Saadatjoo⁴

Saeed Fatemi⁵ Seyed Ali Ziaee⁶

1. Introduction

One of the main goals of designing and implementing asphalt pavement is to ensure its performance in conditions that pavement may change. To achieve the best pavement performance, the asphalt mixture must be of good quality in terms of durability and stability. The quality of asphalt pavement depends on various factors such as the quality of the aggregates and the bitumen, and the proper mixing between the bitumen and the aggregates. To evaluate the anti-stripping properties of asphalt mixtures, various tests have been performed, including the AASHTO T283 test, which determines the amount of anti-stripping properties based on the TSR parameter (indirect tensile strength ratio of wet and dry asphalt mixture samples). The minimum acceptable amount of TSR parameter is considered to be 75% in Iran pavement regulations.

Image processing of asphalt mixture samples was performed for the first time in 1993 at the University of Southern California. The main purpose of this research was to study the inside of the asphalt core after paving and find deformation and damage before and after loading. Later, various image processing methods were used to model 3D asphalt samples. In 2013, the analysis of the structure of the asphalt mixture was performed using digital image processing techniques that was developed based on the research of Zelelew et al. In this research, different components of asphalt mixture and volumetric information were investigated. The methods used were based on detecting the threshold between air, mastic (bitumen and filler), and aggregate based on laboratory data.

The main purpose of this study was to investigate the characteristics of asphalt mixtures containing modified bitumen with nano-lime, zycotherm and ivanic. In addition, the relationship between the results of SEM test

and the results of moisture sensitivity test with the proposed method AASHTO T283 were explored.

2. Materials and methods

Aggregates were extracted from the Asbcheran stone mine according to grading No. 4 of Iran. Moreover, bitumen with a penetration degree of 60/70 was used as standard. To improve the anti-stripping properties of asphalt mixtures in this study, Zycotherm, Ivanic, and nano-lime nanomaterials were used. To investigate the properties, indirect tensile tests, Marshall Resistance, Resilient Modulus, dynamic creep, SEM test, and image processing by MATLAB software were used.

3. Results and conclusion

The mechanical properties of asphalt mixtures containing bitumens modified with nano-lime, Ivanic and Zycotherm were studied. Moreover, in order to investigate the properties of moisture sensitivity in addition to AASHTO T283 regulation, the amount of stripping was examined using SEM images and quantified using MATLAB software. Finally, the TSR results and parameter C, which are obtained by quantifying the results of images taken with SEM, were used to compare the results. The general results obtained in this research are:

- The results of Resilient Modulus test of modified and unmodified mixtures show that the use of Zycotherm and lime reduces the hardness of the mixtures;
- The results of the dynamic creep test show that the use of lime and zycotherm improves the rutting resistance and between these two materials zycotherm has a better effect. In contrast, Ivanic slightly reduces the amount of rutting resistance;
- Marshall Resistance test results show that all three additives improve the compressive strength of the mixture, and among these materials, lime, zycotherm, and Ivanic have the highest values, respectively, compared to the control sample;
- Ivanic additive improves moisture sensitivity and increases the amount of indirect tensile strength. In contrast, mixtures containing lime and zycotherm, have better moisture sensitivity than Ivanic sample, but this improvement in moisture sensitivity is achieved by reducing the indirect tensile strength;
- The results related to TSR and Boiling Water parameters show that all three additives Ivanic, Zycotherm, and Lime, are suitable for anti-stripping properties, and all three of these materials have obtained better conditions than the control sample,

*Manuscript received: May, 30, 2021; Revised, December, 21, 2021, Accepted, January, 08, 2022.

¹ Corresponding Author: Professor, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran. **Email:** ameri@iust.ac.ir

² Ph.D. student, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran.

³ M.Sc. Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran.

⁴ Ph.D. student, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran.

⁵ Ph.D. student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

⁶ Assistant Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

and among these materials, lime has better conditions compared to others;

- The results related to moisture sensitivity show that the use of nano-lime is more effective than the other two additives. This comparison can also be done based on parameter C obtained from the quantification of the SEM test results;
 - The results of the SEM test are similar to the results of the quantitative tests. However, performing quantitative moisture sensitivity tests is a long process and requires more time and equipment than SEM testing;
 - The results of examining the relationship between the SEM test and the quantitative moisture sensitivity tests show that the qualitative tests obtained from the SEM are of good accuracy.
-

بررسی ارتباط بین نتایج آزمایش SEM و پارامتر TSR برای سنجش شاخص حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی حاوی مواد ضدعریان‌شدگی*

مقاله پژوهشی

محمود عامری^(۱) حمید شاکر^(۲) امیرحسین عامری^(۳) سید امیر سعادتجو^(۴) سعید فاطمی^(۵) سید علی ضیائی^(۶)

چکیده باتوجه به این‌که عریان‌شدگی یکی از خرابی‌های اصلی مخلوط‌های آسفالتی به‌شمار می‌رود روش‌ها و آزمون‌های خاصی برای ارزیابی این پدیده توسط آیین‌نامه‌های مختلف پیشنهاد شده‌است که ازجمله آن‌ها می‌توان به آیین‌نامه آشتو T284 و آزمایش آب‌جوشان اشاره کرد. از بین روش‌های بیان‌شده نتایج نامه آشتو T284 باتوجه به عددی بودن نتایج دقت بیشتری در بررسی حساسیت رطوبتی دارد ولی آزمایش‌های کیفی مانند آب جوشان نیز باتوجه به راحتی آزمایش و همچنین دید بصری می‌تواند مفید باشد. بر همین اساس در این تحقیق به بررسی عریان‌شدگی مخلوط‌های آسفالتی حاوی نانو مواد ضدعریان‌شدگی ازجمله زایکوترم، ایوانیک و نانواک پرداخته شده‌است. همچنین تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی از این نمونه‌ها برداشت شده و با استفاده از نرم‌افزار متلب به‌صورت عدد و رقم تبدیل شده‌است تا ارتباط بین نتایج نامه آشتو T284 و روش‌های بصری با دقت بیشتری مورد بررسی قرار گیرد. در کنار آزمایش‌های مربوط به عریان‌شدگی از آزمایش‌های مقاومت مارشال، مدول برجهندگی، خزش دینامیکی نیز برای بررسی خصوصیات مخلوط‌ها بهره گرفته شده‌است. نتایج این تحقیق نشان داده‌است که استفاده از بررسی کیفی مانند استفاده از تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی می‌تواند نتیجه کلی عریان‌شدگی مخلوط‌های آسفالتی را مشخص کند.

واژه‌های کلیدی عریان‌شدگی، شاخص‌های حساسیت رطوبتی، تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی، متلب.

مقدمه

آسفالتی ایفا می‌کند و هر تغییری در قیر باعث تغییر در عملکرد مخلوط آسفالتی می‌گردد [3]. استفاده از افزودنی‌ها در قیر باهدف بهبود ویژگی‌های قیر صورت می‌گیرد و براساس ویژگی در نظر گرفته‌شده نوع افزودنی انتخاب و نحوه اختلاط آن مشخص می‌گردد [4]. ازجمله موادی که در سال‌های اخیر برای اصلاح قیر مورد استفاده قرارگرفته‌اند می‌توان به مواد پلیمری، بازیافتی، نانومواد اشاره کرد که هر کدام بسته به هدف خاصی مورد استفاده قرار گرفته‌اند [5] و [6].

همان‌گونه که بیان شد کارایی روسازی‌های آسفالتی به اختلاط مناسب بین قیر و سنگ‌دانه‌ها و سیستم چسبندگی و پیوستگی بین آن‌ها وابستگی زیادی دارد و یکی از عمده‌ترین خرابی‌های روسازی یعنی عریان‌شدگی در اثر نفوذ آب بین

یکی از اهداف اصلی طراحی و اجرای روسازی آسفالتی اطمینان از عملکرد آن در شرایط مختلفی است که روسازی در طول عمر خود با آن‌ها مواجه می‌گردد. برای رسیدن به این بهترین عملکرد در روسازی، مخلوط آسفالتی باید از کیفیت مناسبی در دوام و پایداری برخوردار باشد [1]. کیفیت روسازی آسفالتی به عوامل متفاوتی مانند کیفیت مصالح سنگی تشکیل‌دهنده، قیر مورد استفاده و اختلاط مناسب بین قیر و سنگ‌دانه مرتبط است [2].

در بین عوامل مطرح‌شده هرچند مقدار قیر از نظر وزنی در مقابل سنگ‌دانه‌ها بسیار کم است اما نقش بسیار مهمی در عملکردهای مختلف روسازی از نظر دوام و پایداری مخلوط‌های

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۹/۳ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۱۰/۱۸ می‌باشد.

Email: ameri@iust.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: استاد، گروه راه و ترابری، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

(۲) دانشجوی دکتری راه و ترابری، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

(۳) دانش آموخته کارشناسی ارشد راه و ترابری، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

(۴) دانشجوی دکتری راه و ترابری، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

(۵) دانشجوی دکتری راه و ترابری، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۶) استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

بعد از بارگذاری بوده است [14]. بعدها از روش‌های مختلف پردازش تصویر به منظور مدل‌سازی سه‌بعدی نمونه‌های آسفالتی استفاده شد [15] و [16]. در سال ۲۰۱۳ تجزیه و تحلیل ساختار مخلوط آسفالت با استفاده از تکنیک‌های پردازش تصویر دیجیتال توسط کی هونمون انجام شد [17]. که براساس تحقیقات زلزله و همکارانش توسعه یافته است [18]. در این تحقیق، اجزای مختلف مخلوط آسفالتی و اطلاعات حجمی مورد بررسی قرار گرفته است. روش‌های استفاده شده برپایه تشخیص آستانه بین هوا، ماستیک (قیر و فیلر) و سنگ‌دانه براساس اطلاعات آزمایشگاهی است.

هدف اصلی در این تحقیق بررسی مشخصات مخلوط‌های آسفالتی حاوی قیر اصلاح شده با نانواهک، زایکوترم و ایوانیک بوده و در کنار آن به بررسی ارتباط بین نتایج آزمایش SEM با نتایج آزمایش حساسیت رطوبتی به روش پیشنهادی AASHTO T283 پرداخته شده است.

مواد و روش‌ها

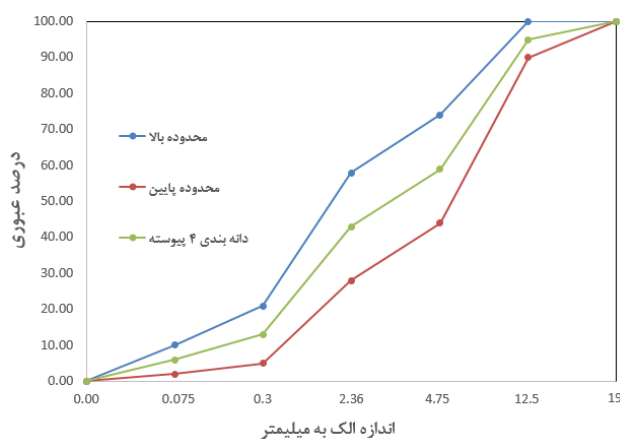
مواد و مصالح

در این تحقیق از مصالح سنگی مستخرج شده از معدن اسب چران دماوند مطابق با دانه‌بندی شکل (۱) استفاده شده است. این دانه‌بندی طبق رتبه‌بندی نشریه ۲۳۴ ایران مطابق دانه‌بندی شماره چهار پیوسته می‌باشد. مشخصات مصالح سنگی در جدول شماره (۱) بیان شده است. هم‌چنین از قیر با درجه نفوذ ۶۰/۷۰ مطابق جدول (۲) به صورت استاندارد استفاده شده است.

برای بهبود عریان‌شدگی مخلوط‌های آسفالتی در این تحقیق و هم‌چنین بررسی روش پیشنهادی که مرتبط با عریان‌شدگی است از نانومواد زایکوترم، ایوانیک و نانواهک مطابق با مشخصات جدول (۳) استفاده شده است. مواد فوق با استفاده از دستگاه هم‌زن دور بالا (high shear) با قیر مخلوط شده است. درصد ترکیب هر ماده با قیر مطابق با جدول (۴) می‌باشد

سنگ‌دانه‌ها و چسبندۀ قیری اتفاق افتاده که در نتیجه آن با از بین رفتن پیوستگی در ارتباط با چسبندۀ قیری و سنگ‌دانه اتفاق می‌افتد که در نتیجه این عمل عریان‌شدگی به وقوع می‌پیوندد [۷] و [۸]. معمولاً استفاده از سنگ‌دانه‌های مناسب در مخلوط‌های آسفالتی می‌تواند مانع عریان‌شدگی گردد با این وجود اصلاح قیر نیز از اهمیت بالایی برخوردار است. استفاده از قیرهای اصلاح شده می‌تواند به کاهش عریان‌شدگی منجر شود [۹]. مواد ضدعریان‌شدگی علاوه بر تأثیر بر پیوند بین سنگ‌دانه و قیر می‌توانند موجب تغییر در سختی و مقاومت شیارشدگی و افزایش و کاهش روند رشد ترک‌ها نیز گردند [۱۰]. برای بررسی عریان‌شدگی در مخلوط‌های آسفالتی آزمایش‌های مختلفی توسط آیین‌نامه‌های معتبر بیان شده است که از جمله آن‌ها می‌توان به آزمایش AASHTO T283 و آزمایش آب جوشان ASTM D3625 اشاره کرد [۱۱] و [۱۲]. بر طبق روش آشتو برای بررسی عریان‌شدگی مخلوط‌های آسفالتی ابتدا نمونه‌هایی با فضای خالی ۶ تا ۸ درصد ساخته می‌شوند. برای هر نمونه مورد بررسی ۶ نمونه ساخته می‌شود. سه نمونه در دمای محیط، مورد آزمایش کشش غیرمستقیم قرار می‌گیرند و سه نمونه به صورت تر (بعد از طی یک دوره ذوب و انجماد) مورد آزمایش قرار می‌گیرند و در نهایت پارامتر TSR از تقسیم مقدار مقاومت کششی غیرمستقیم تر به مقاومت کششی غیرمستقیم خشک به صورت درصدی بیان می‌شود که این عدد بیانگر مقدار عریان‌شدگی مخلوط آسفالتی می‌باشد [۱۱]. حداقل مقدار پارامتر TSR در آیین‌نامه روسازی ایران برابر با ۷۵ درصد در نظر گرفته شده است [۱۲]. در روش آبجوشان که توسط ASTM پیشنهاد شده است مقدار عریان‌شدگی به صورت کیفی مورد بررسی قرار می‌گیرد در این آزمایش ۲۵۰ گرم از نمونه که به روش چارک جدا شده است در حدود ۸۰۰ میلی‌لیتر آب در حال جوش به مدت ده دقیقه قرار می‌گیرد و در انتها نمونه‌ها به صورت بصری مورد بررسی قرار می‌گیرند [۱۲].

از طرفی در سال ۱۹۹۳ در دانشگاه کالیفرنای جنوبی برای اولین بار پردازش تصویر از نمونه‌های مخلوط آسفالتی انجام شد. هدف اصلی که این تحقیق بر مبنای آن انجام گرفت مطالعه داخل هسته آسفالت بعد از اجرا و یافتن تغییر شکل و خرابی قبل و



شکل ۱ دانه بندی مصالح کاربردی

جدول ۱ مشخصات مصالح سنگی

نتایج آزمایش	حدود مجاز طبق نشریه ۲۳۴		استاندارد آزمایش	شرح
	رویه	آستر		
۲۳	۲۵	۳۰	AASHTO T96	حداکثر سایش به روش لوس آنجلس (درصد) برای مصالح درشت دانه
۰/۱	۸	۸	AASHTO T104	افت وزنی در مقابل سولفات سدیم (درصد) برای مصالح درشت دانه
۰/۳	۱۵	۱۵	ASTM D4791	سنگ دانه های پهن و دراز (درصد) برای مصالح درشت دانه
۲/۲	۲/۵	۲/۵	AASHTO T85	حداکثر درصد جذب آب درشت دانه
۱/۰	۱۲	۱۲	AASHTO T104	افت وزنی در مقابل سولفات سدیم (درصد) برای مصالح ریزدانه
۲/۴	۲/۵	۲/۸	AASHTO T84	حداکثر درصد جذب آب ریز دانه

جدول ۲ مشخصات فنی قیر مصرفی

قیر ۶۰-۷۰	حدود استاندارد		روش آزمایش	خصوصیات
	حد بالا	حد پایین		
۱/۰۳	۱/۰۶	۱/۰۱	ASTM D70	وزن مخصوص در ۲۵ درجه سانتی گراد
۶۶	۷۰	۶۰	ASTM D5	درجه نفوذ در ۲۵ درجه سانتی گراد
۵۳	۵۶	۴۹	ASTM D36	نقطه نرمی (درجه سانتی گراد)
۱۰۳	--	۱۰۰	ASTM D113	انگمی در ۲۵ درجه سانتی گراد
۳۰۰	--	۲۵۰	ASTM D92	نقطه اشتعال (درجه سانتی گراد)
۵/۹۹	--	--	ASTM D4	حلالیت در دی سولفید (درصد)
۰/۲	--	--	ASTM D6	افت وزنی در اثر حرارت (درصد)

جدول ۳ خصوصیات افزودنی های مورد استفاده

زایکوترم	وزن مخصوص		درجه اشتعال
	نوع ماده	مابع بدون بو و زرد رنگ	
ایوانیک	نوع ماده	ارزش اسید	ارزش آمین
	مابع شفاف	۳۵	۱۵۰
نانو آهک	ثرفد افت وزنی در برابر حرارت	Ca(OH) ²	CaO
	۱۰/۹	۹۲	۰/۵

جدول ۴ ترکیبات استفاده شده در تحقیق

نام ترکیب	اصلاح کننده	درصد مورد استفاده
نمونه شاهد	بدون اصلاح کننده	۰
نمونه اصلاح شده با نانو آهک	نانو آهک	۲ درصد قیر (ساعدی و همکاران ۱۳۹۷)
نمونه اصلاح شده با ایوانیک	ایوانیک	۰/۱ درصد قیر (عامری و همکاران ۱۳۹۶)
نمونه اصلاح شده با زایکوترم	زایکوترم	۰/۱ درصد قیر (Mirzababaei, 2016)

آزمایش مقاومت مارشال در این تحقیق طبق استاندارد ASTM D 1559 انجام شد [19]. بر همین اساس ابتدا نمونه ها با دستگاه تراکم مارشال متراکم شدند و سپس به مدت نیم ساعت در دمای ۶۰ درجه سانتی گراد نگهداری شدند و در نهایت با دستگاه شکست مارشال مورد آزمون قرار گرفتند.

آزمایش مدول برجهنگی. آزمایش مدول برجهنگی یک آزمایش غیرمخرب می باشد که در آن، بارهای اعمال شده به نمونه کوچک هستند. این آزمایش توسط دستگاه UTM انجام شد. مدول برجهنگی را با نماد (MR) نشان می دهند و مقداری که MR نشان می دهد حداکثر انرژی قابل تحمل برای واحد حجم مخلوط آسفالتی است به گونه ای که هیچ تغییر شکل دائمی به وجود نیاید و با باربرداری مخلوط به حالت اول خود برگردد. مقدار MR با انتگرال گیری از ناحیه محصور شده نمودار تنش - کرنش به دست می آید.

در این تحقیق نمونه های مورد نیاز برای انجام آزمایش مدول برجهنگی با استفاده از دستگاه ژیراتوری و طبق استاندارد ASTM D 3387 متراکم شد. در نهایت به مدت ۲ ساعت در دمای ۲۵ درجه سانتی گراد نگهداری و طبق استاندارد ASTM D4123 با اعمال بار به اندازه ۴۰۰ نیوتن، به صورت نیمه سینوسی با ۰/۵ ثانیه بارگذاری و ۱/۵ ثانیه باربرداری، در دمای ۲۵ درجه سانتی گراد مورد ارزیابی قرار گرفتند.

آزمایش خزش دینامیکی. برای انجام آزمایش خزش دینامیکی طبق استاندارد Australian code AS 2891-12 نمونه های با ارتفاع ۵۰ میلی متر و درصد فضای خالی ۵ درصد ساخته شد. در نهایت با استفاده از دستگاه UTM25 بار ۴۵۰ کیلو پاسکال در دمای ۵۰ درجه سانتی گراد و به صورت مربعی شکل به نمونه اعمال گردید و برپایه تئوری ویتزک تعداد دفعات بارگذاری تا شروع ناحیه سوم به عنوان عدد روانی و خروجی آزمایش گزارش شد.

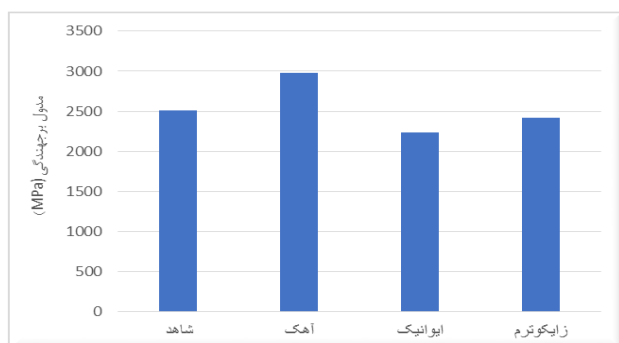
اختلاط هر سه افزودنی با استفاده از دستگاه هم زن دور بالا (High Shear) و در دمای ۱۶۰ درجه سانتی گراد و با سرعت ۵۰۰۰ دور بر دقیقه و به مدت ۳۰ دقیقه انجام گرفته است. درصد قیر بهینه برای نمونه شاهد طبق روش مارشال برابر ۵/۱۰ برای نمونه حاوی زایکوترم برابر ۵/۱۶، برای نمونه حاوی ایوانیک برابر ۵/۱۵ و برای نمونه حاوی نانو آهک برابر ۵/۳۱ به دست آمد. لازم به ذکر است ساخت نمونه های مورد استفاده برای انجام آزمایش های اصلی با استفاده از دستگاه تراکم ژیراتوری صورت گرفته است.

روش آزمایش ها

آزمایش کشش غیرمستقیم. ساخت و تست نمونه های مورد نیاز برای انجام آزمایش کشش غیرمستقیم در این تحقیق براساس استاندارد AASHTO T283 انجام شده است [11]. بر همین اساس نمونه های ۱۲۰۰ گرمی با دستگاه ژیراتوری و با درصد فضای خالی ۷ درصد متراکم شدند. سپس نمونه ها به دو سری تر و خشک تقسیم شدند. در نهایت نمونه های خشک در دمای ۲۵ درجه سانتی گراد مورد تست قرار گرفتند. نمونه های تر ابتدا با استفاده از وکیوم کردن بیش از ۸۵ درصد اشباع گردیدند و به مدت ۱۶ ساعت در دمای منفی ۱۷ درجه سانتی گراد نگهداری شدند و سپس به مدت ۲۴ ساعت در آب با دمای ۶۰ درجه سانتی - گراد نگهداری شد و در نهایت دو ساعت در آب دمای ۲۵ درجه سانتی گراد نگهداری شدند و مورد تست قرار گرفتند.

آزمایش مقاومت مارشال. استقامت مارشال به طور چشم گیری با زاویه اصطکاک داخلی مصالح و ویسکوزیته قیر در دمای ۶۰ درجه سانتی گراد تحت تأثیر قرار می گیرد. به طور کلی می توان گفت که مقدار استقامت مارشال نشان دهنده توانایی مخلوط آسفالتی برای مقاومت در برابر شیارشدگی و برآمدگی تحت بارگذاری های سنگین ترافیکی می باشد.

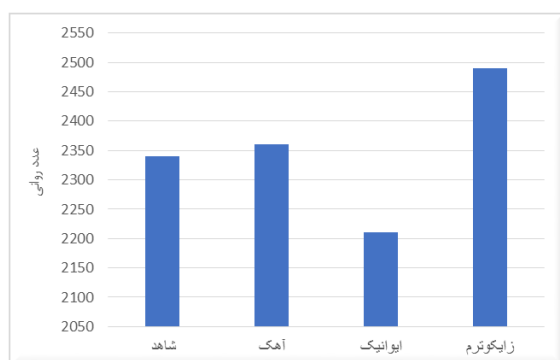
تحقیقات دیگر [۲۰] پیداست باعث تغییر بسیار ناچیزی در سختی و به تبع آن در مدول برجهنگی مخلوط آسفالتی شده است.



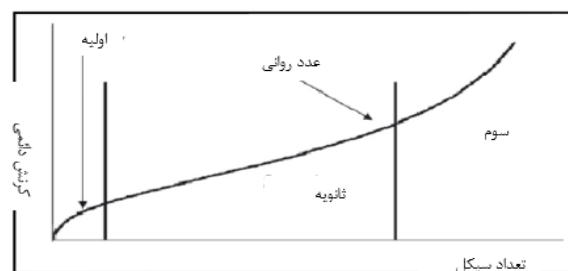
شکل ۳ نتایج آزمایش مدول برجهنگی

خزش دینامیکی

در این تحقیق، عدد روانی براساس پیشنهاد NCHRP Project 09-33، برای ارزیابی مقاومت شیارشدگی مخلوط آسفالتی مورد استفاده قرار گرفته است. عدد روانی برای نمونه‌های این تحقیق در شکل (۴) ارائه شده است. همان‌گونه که از شکل برمی‌آید نتایج مربوط به خزش دینامیکی برای نمونه‌ها روندی متفاوت دارد. در این نمودار شاهد بهبود قابل ملاحظه عدد روانی برای نمونه حاوی زایکوترم هستیم. نمونه حاوی آهک نیز افزایش داشته است اما این افزایش به مانند زایکوترم آشکار نیست. در مقابل نمونه حاوی ایوانیک روند کاهشی را نشان می‌دهد، به گونه‌ای که این عدد روانی خیلی پایینی نسبت به نمونه شاهد دارد. باتوجه به این نمودار می‌توان گفت استفاده از زایکوترم و آهک باعث بهبود شیارشدگی مخلوط می‌شوند ولی استفاده از ایوانیک نه تنها بهبودی در شیارشدگی پدید نمی‌آورد بلکه به صورت جزئی مقاومت در برابر شیار شدگی را کاهش می‌دهد.



شکل ۴ نتایج آزمایش خزش دینامیکی



شکل ۲ منحنی کرنش تجمعی کل در برابر سیکل بارگذاری در آزمایش خزش

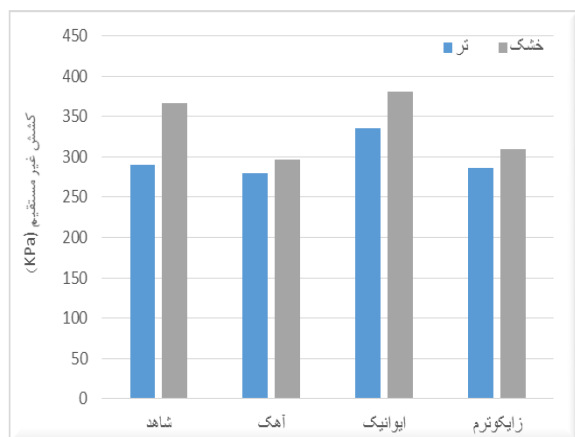
آزمایش SEM. برای انجام این آزمایش ابتدا به روش چارک ۲۵۰ گرم از مخلوط جدا شده و در آب جوشان به مدت ۱۰ دقیقه قرار گرفته است. برای این کار از استاندارد آزمایش آب جوشان مطابق آیین‌نامه ASTM D3625 بهره گرفته شده است. سپس مصالح حدوداً ۱/۲ گرم جدا می‌شوند و در دستگاه میکروسکوپ الکترونیکی روبشی (SEM) قرار می‌گیرند و تصاویر با زوم ۵۰۰ برابری برداشت می‌شود.

پردازش تصاویر با متلب. برای به دست آوردن اعداد کمی برای انطباق‌سازی با نتایج آزمایش حساسیت رطوبتی که از طریق آزمون کشش غیرمستقیم به دست آمده است در این تحقیق از نرم‌افزار متلب استفاده شده است. برای این کار ابتدا تصاویر به صورت سیاه و سفید تبدیل شده و با نسبت دادن سری اعداد به هر کدام از رنگ‌های طیف انجام گرفته است. در نهایت درصد هر طیف رنگ سیاه و سفید ملاکی برای ارزیابی در نظر گرفته می‌شود.

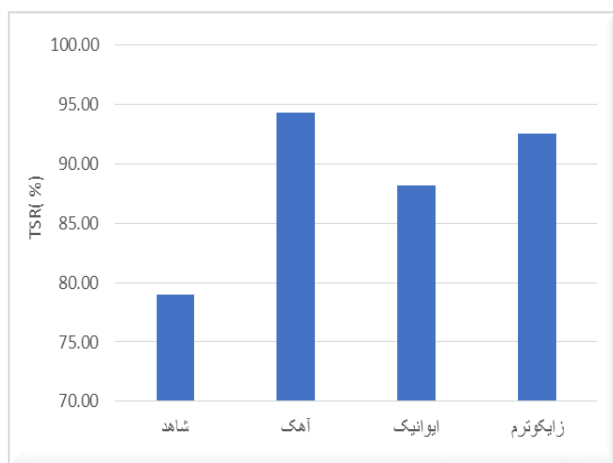
نتایج

مدول برجهنگی

نتایج آزمایش مدول برجهنگی نمونه‌های مورد استفاده در این تحقیق در شکل (۳) نشان داده شده است. آزمایش مدول برجهنگی از آن جهت مورد بررسی قرار می‌گیرد که به بررسی سخت‌شدگی مخلوط می‌پردازد و پارامتری مهم برای تعیین ضخامت در اختیار طراح قرار می‌دهد. همان‌گونه که از نتایج مشخص است نانوآهک باعث افزایش مدول برجهنگی مخلوط شده و زایکوترم و ایوانیک باعث کاهش مدول برجهنگی شده‌اند. نانوآهک با افزایش سختی قیر باعث افزایش سختی مخلوط آسفالتی می‌گردد، ولی ایوانیک باعث کاهش سختی قیر می‌شود [۲۰] و به همین دلیل باعث کاهش مدول برجهنگی مخلوط آسفالتی شده است. از طرفی زایکوترم همان‌گونه که در نتایج



شکل ۶ نتایج آزمایش کشش غیرمستقیم



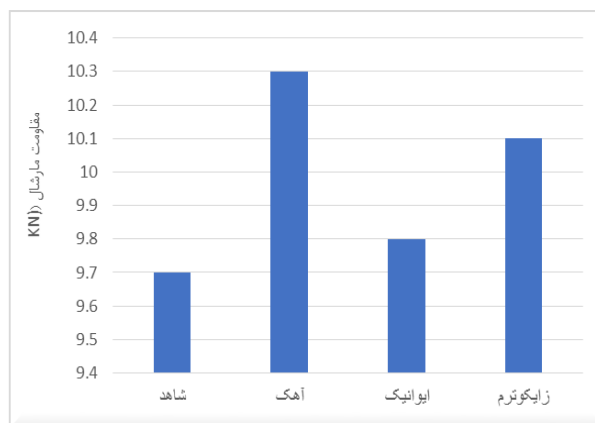
شکل ۷ نتایج آزمایش حساسیت رطوبتی بر اساس پارامتر TSR

حساسیت رطوبتی

پارامتر TSR به عنوان پارامتری برای تعریف حساسیت رطوبتی استفاده می شود. این پارامتر از تقسیم مقاومت کششی غیرمستقیم تر به مقاومت کششی غیرمستقیم خشک اطلاق می شود. نتایج مربوط به این پارامتر برای اصلاح کننده های مورد استفاده در این تحقیق در شکل (۷) نشان داده شده است. همان گونه که از نتایج پیداست هر سه اصلاح کننده سبب افزایش مقاومت در برابر عریان شدگی شده اند که در این بین مقدار مربوط به مخلوط حاوی نانواهک بیشتر از دو افزودنی دیگر است. در توجیه روند مشاهده شده می توان چنین بیان کرد که هرچه قدر مقدار مقاومت کششی تر و خشک به هم نزدیک تر باشند مقدار حساسیت رطوبتی بهتر خواهد بود حال آن که این نزدیک شدن با کاهش مقدار مقاومت کششی خشک همراه شود یا افزایش مقدار مقاومت کششی تر، بستگی به خصوصیات ماده مورد استفاده دارد؛

مقاومت مارشال

نتایج مربوط به آزمایش مقاومت مارشال در شکل (۵) نشان داده شده است. همان گونه که از نمودار برمی آید همه افزودنی ها تأثیر مثبتی در استقامت مارشال داشته اند و این تأثیر مثبت برای نمونه های مختلف متفاوت می باشد. برای نمونه های حاوی نانواهک این مقدار بیشتر و برای نمونه مربوط به ایوانیک این مقدار کمتر است. دلیل این تغییرات را به نوعی می توان به سختی ناشی از اضافه شدن ماده اصلاح کننده نسبت داد چراکه نانواهک مقدار بیشتری سختی را افزایش داده و ایوانیک باعث کاهش سختی شده است. از طرفی زایکوترم که تأثیر چندانی در مدول برجهنگی و سختی ندارد تفاوتی مابین ایوانیک و نانواهک ایجاد کرده است.



شکل ۵ نتایج آزمایش مقاومت مارشال

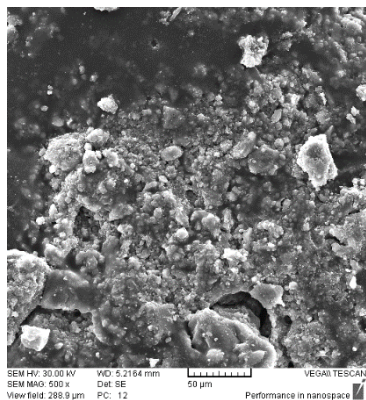
مقاومت کشش غیرمستقیم

شکل (۶) نتایج آزمایش کشش غیرمستقیم را در دو حالت تر و خشک نشان می دهد. همان گونه که از نتایج برمی آید اصلاح کننده ها تغییرات زیادی را در نمونه ها ایجاد کرده است و هر دو مقاومت تر و خشک را دست خوش تغییر قرار داده اند. در بین نتایج، ایوانیک با افزایش هر دو مقاومت تر و خشک همراه بوده که با ادعای گروه سازنده این ماده نیز هم خوانی دارد. از طرفی استفاده از نانواهک و زایکوترم باعث کاهش ناچیز در مقاومت تر و کاهش بیشتر در مقاومت خشک بوده است.

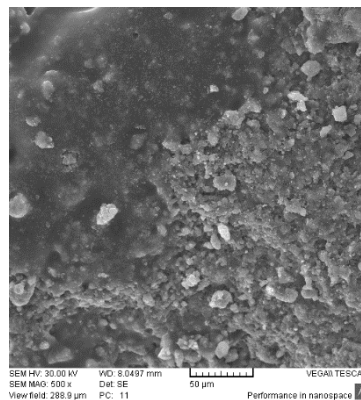
SEM

نتایج به دست آمده از تصاویر SEM در شکل (۸) گزارش شده است. در این تصاویر محل های سفید نشان از وجود قیر دارد و محل های سیاه نشان از وجود قیر کمتر دارد.

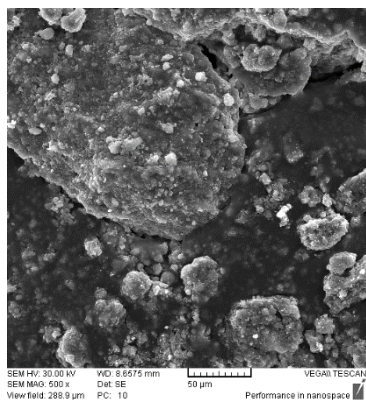
به عنوان مثال برای نمونه حاوی نانوآهک و زایکوترم بهبود حساسیت رطوبتی با کاهش مقاومت کششی غیرمستقیم خشک اتفاق افتاده حال آن که برای نمونه حاوی ایوانیک این اتفاق با افزایش مقاومت های تر و خشک اتفاق افتاده است.



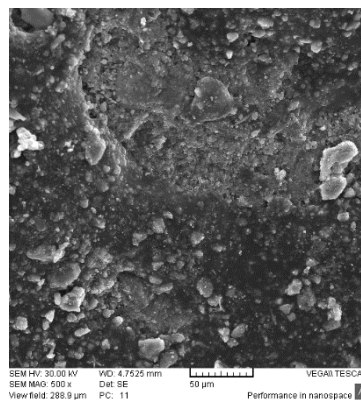
SEM مربوط به نمونه اصلاح شده با نانو آهک



SEM مربوط به نمونه شاهد



SEM مربوط به نمونه اصلاح شده با زایکوترم



SEM مربوط به نمونه اصلاح شده با ایوانیک

شکل ۸. نتایج آزمایش SEM برای نمونه های اصلاح شده و اصلاح نشده

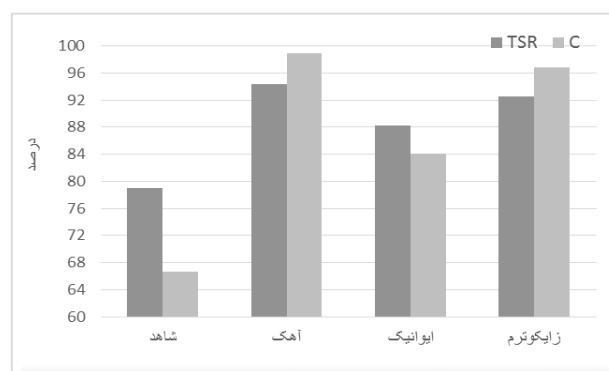
جدول ۵. نتایج خروجی متلب برای نمونه های SEM

نام نمونه	درصد بخش عریان شده (A)	درصد بخش عریان نشده (B)	$C=100*((B-A)/B)$
شاهد	۲۲/۴	۷۵/۶۰	۶۷/۷۲
اصلاح شده با آهک	۱/۰۸	۹۸/۹۲	۹۸/۹۱
اصلاح شده با ایوانیک	۱۳/۷۵	۸۶/۲۵	۸۴/۰۶
اصلاح شده با زایکوترم	۳/۱۲	۹۶/۸۸	۹۶/۷۸

مقایسه نتایج حساسیت رطوبتی

تصاویر برداشت شده به وسیله SEM (شکل ۸) وارد محیط نرم افزار متلب شده و نتایج به دست آمده در جدول (۵) گزارش شده است. در این جدول پارامتری به نام پارامتر C معرفی شده است که این پارامتر از بررسی نتایج برداشت های مختلف و بررسی خروجی های مختلف نرم افزار متلب توسط محققان این تحقیق پیشنهاد شده است. در نهایت این پارامتر با پارامتر TSR به دست آمده از حساسیت رطوبتی مورد مقایسه قرار گرفته و نتایج این مقایسه در شکل (۹) گزارش شده است.

همان گونه که در شکل (۹) مشخص است هم بستگی تقریبی بین پارامتر C و پارامتر TSR وجود دارد. هرچند تفاوت هایی بین این دو عدد وجود دارد اما استفاده از روش یاد شده کیفی است و می توان خروجی آن را به عنوان روشی برای بررسی عریان شدگی مطرح کرد.



شکل ۹ مقایسه پارامتر C و ضریب TSR

جمع بندی

در این تحقیق به مطالعه خصوصیات مکانیکی مخلوط های آسفالتی حاوی قیرهای اصلاح شده با نانو آهک، ایوانیک و زایکوترم پرداخته شده است. هم چنین برای بررسی خصوصیات حساسیت رطوبتی در کنار آیین نامه AASHTO T283، مقدار عریان شدگی با استفاده از تصاویر SEM مورد بررسی قرار گرفته و با استفاده از نرم افزار متلب کمی سازی شده است. در نهایت با مقایسه بین نتایج TSR و پارامتر C که از کمی سازی نتایج تصاویر برداشت شده با SEM به دست آمده است برای مقایسه نتایج استفاده شده است. نتایج کلی به دست آمده در این پژوهش عبارتند از:

۱. نتایج آزمایش مدول برجهندگی مخلوط های اصلاح شده و نشده نشان می دهد که استفاده از زایکوترم و آهک باعث کاهش سختی مخلوط ها می شوند.
۲. نتایج آزمایش خزش دینامیکی نشان می دهد که استفاده از آهک و زایکوترم باعث بهبود شیارشدگی می شوند و در بین این دو ماده زایکوترم تأثیر بهتری دارد و در مقابل ایوانیک به صورت جزئی مقدار مقاومت شیارشدگی را کاهش می دهد.
۳. از نتایج آزمون استقامت مارشال می توان مشاهده کرد که هر سه افزودنی باعث بهبود مقاومت فشاری مخلوط می شوند و در بین این مواد آهک، زایکوترم و ایوانیک به ترتیب بیشترین مقدار را نسبت به نمونه شاهد کسب کرده اند.
۴. نتایج کشش غیرمستقیم باتوجه به نتایج آزمایش کشش غیرمستقیم، در بین نمونه های اصلاح شده ایوانیک شرایط بهتری را دارد چراکه بهبود حساسیت رطوبتی را با افزایش مقدار مقاومت کششی غیرمستقیم به دست می دهد. در مقابل نمونه حاوی آهک و زایکوترم اگرچه حساسیت رطوبتی بهتری نسبت به نمونه ایوانیک دارند ولی این بهبود در حساسیت رطوبتی را با کاهش مقاومت کششی غیرمستقیم کسب می کنند.
۵. نتایج مربوط به پارامتر TSR و آب جوشان نشان می دهد که برای عریان شدگی هر سه ماده ایوانیک، زایکوترم و آهک مناسب هستند و هر سه این مواد شرایط بهتری را نسبت به نمونه شاهد کسب کرده اند و در بین این مواد آهک شرایط بهتری نسبت به بقیه مواد دارد.
۶. نتایج مربوط به حساسیت رطوبتی نشان داد که استفاده از نانو آهک تأثیر بیشتری نسبت به دو افزودنی دیگر دارد. این مقایسه براساس پارامتر C که از کمی سازی نتیجه آزمایش SEM به دست آمده بود نیز قابل برداشت است.
۷. نتایج آزمایش SEM نشان داد که نتایج این آزمایش کیفی نیز می تواند دربرگیرنده نتایج آزمایش های کمی باشد. حال آن که برای انجام آزمایش های کمی حساسیت رطوبتی مراحل طولانی است و نیاز به زمان و تجهیزات بیشتری نسبت به آزمایش SEM دارد.
۸. نتایج مربوط به بررسی ارتباط بین آزمایش SEM و آزمایش های کمی حساسیت رطوبتی نشان داد که درواقع

آزمایش‌های کیفی به‌دست‌آمده از SEM از دقت مناسبی برخوردار هستند.

مراجع

1. Ameri, M., Shaker, H., Badarloo, B., & Jafari, F., "Numerical and Experimental Investigation on the Modified of Hot Mix Asphalt Concrete Containing Crumb Rubber and Waste Pet", *Tehnički vjesnik*, Vol. 27, No. 4, pp. 1186-1193, (2020).
2. Ameri, M., Mohammadi, R., Mousavinezhad, M., Ameri, A., Shaker, H., & Fasihpour, A., "Evaluating Properties of Asphalt Mixtures Containing polymers of Styrene Butadiene Rubber (SBR) and recycled Polyethylene Terephthalate (rPET) against Failures Caused by Rutting", *Moisture and Fatigue, Frattura ed Integrità Strutturale*, Vol. 14, No. 53, pp. 177-186, (2020).
3. Jahanian, H. R., Shafabakhsh, G. H., & Divandari, H., "Performance evaluation of Hot Mix Asphalt (HMA) Containing Bitumen Modified with Gilsonite", *Construction and Building Materials*, Vol. 131, pp. 156-164, (2017).
4. Ameri, M., Nemati, M., & Shaker, H., "Experimental and Numerical Investigation of the Properties of the Hot Mix Asphalt Concrete with Basalt and Glass Fiber", *Frattura ed Integrità Strutturale*, Vol. 13, No. 50, pp. 149-162, (2019).
5. Mansourian, A., Ameri, M., Mirabi Moghaddam, M. H., Riahi, E., Shaker, H., & Ameri, A. H., "Behavioural Mechanism of SBR, LDPE, and SBS Modified Bituminous Mixtures", *Australian Journal of Civil Engineering*, pp. 1-10, (2021).
6. عامری، ا.، عامری، م.، شاکر، ح.، کرم رودی، م.، "ارزیابی آزمایشگاهی خصوصیات رئولوژیکی و فیزیکی قیر اصلاح‌شده با پودر لاستیک و پلیمر EVA"، مهندسی زیر ساخت‌های حمل و نقل، ۶(۳)، صص. ۱-۱۲، (۱۳۹۹).
7. عامری، ا.، عامری، م.، شاکر، ح.، جعفری، ف.، بدرلو، ب.، "ارزیابی اثر افزودنی دوگانه پودر لاستیک و PET به صورت عددی و آزمایشگاهی در مخلوط آسفالتی گرم"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، ۵۴(۱)، ص. ۱۲، (۱۴۰۱).
8. عامری، م.، منصوریان، ا.، شاکر، ح.، عامری، ا.، "تعیین مقدار مناسب استفاده از ترکیب سرباره ریزدانه و درشت‌دانه براساس خصوصیات مکانیکی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از روش سطح پاسخ"، مهندسی زیر ساخت‌های حمل و نقل، ۷(۳)، صص. ۱۱-۲۰، (۱۴۰۰).
9. Farazmand, P., Hayati, P., Shaker, H., & Rezaei, S., "Relationship between Microscopic Analysis and Quantitative and Qualitative Indicators of Moisture Susceptibility Evaluation of Warm-Mix Asphalt Mixtures Containing Modifiers", *Frattura ed Integrità Strutturale*, Vol. 14, No. 51, pp. 215-224, (2020).
10. Yilmaz, M., & Yalcin, E., "The Effects of Using Different Bitumen Modifiers and Hydrated Lime Together on the Properties of Hot Mix Asphalts", *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 17, No. 2, pp. 499-511, (2016).
11. American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage", Aashto T283-99, Washington D.C., USA, (2000).
12. American Society for Testing and Materials, "Standard Practice for Effect of Water on Bituminous Coated Aggregate Using Boiling Water", ASTM D 3625-96, West Conshohocken, PA, USA, (2001).
13. آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران (نشریه ۲۳۴)، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، (۱۳۹۰).
14. Wang, H., & Hao, P., "Numerical Simulation of Indirect Tensile Test Based on the Microstructure of Asphalt

- Mixture", *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. Vol. 23, No. 1, 21-29, (2011).
15. Moon, K. H., Falchetto, A. C., & Jeong, J. H., "Microstructural Analysis of Asphalt Mixtures Using Digital Image Processing Techniques", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 41, No. 1, pp. 74-86, (2014).
 16. Zelelew, H. M., Papagiannakis, A. T., & Masad, E., "Application of Digital Image Processing Techniques for Asphalt Concrete Mixture Images", *In The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, pp. 119-124, (2008, October).
 17. Nejad, F. M., Motekshases, F. Z., Zakeri, H., & Mehrabi, A., "An Image Processing Approach to Asphalt Concrete Feature Extraction", *Journal of Industrial and Intelligent Information*, Vol. 3, No. 1, pp. 54-60, (2015).
 18. Al-Qadi, I. L., Leng, Z., Lahouar, S., & Baek, J., "In-Place Hot-Mix Asphalt Density Estimation Using Ground-Penetrating Radar", *Transportation research record*, Vol. 2152, No. 1, pp. 19-27. (2010).
 19. American Society for Testing and Materials, "Standard Test Method for Resistance to Plastic Flow of Bituminous Mixtures Using Marshall Apparatus", ASTM D1559, West Conshohocken, PA, USA, (2000)
 ۲۰. امیری، ایمان. «ارزیابی اثر نانومواد و مواد ضدعریان‌شدگی بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، تهران: دانشکده مهندسی عمران، گروه مهندسی راه و ترابری، دانشگاه علم و صنعت ایران، (۱۳۹۵).
 ۲۱. ساعدی، د.، قهرمانی، ح. و حامدی، غ.، «ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر قیر اصلاح شده با نانواهک هیدراته بر روی حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالت شیشه‌ای»، دومین کنگره ملی توسعه زیرساخت‌های فن‌اور صنعت راه و ساختمان ایران، تهران، (۱۳۹۷).
 ۲۲. عامری، م.، وامق، م.، امیری، ا.، چاوشیان نائینی، س. ف.، «ارزیابی عملکرد حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی حاوی ایوانیک و زایکوترم»، فصل‌نامه مهندسی حمل و نقل ۹ (ویژه‌نامه روسازی)، صص. ۲۷-۴۲، (۱۳۹۶).
 23. Mirzababaei, P., "Effect of Zycotherm on moisture susceptibility of Warm Mix Asphalt mixtures prepared with different aggregate types and gradations ", *Construction and Building Materials*, Vol. 116, pp. 403-412, (2016).

The Effects of Substrate and Epoxy Temperature on the Bond Strength of GFRP Laminates using Pull-Off and Twist-Off Tests*

Research Article

Peyman Imani Jajarmi¹
Mohammadreza Tavakkolizadeh²
Abbas Youssefi³

1. Introduction

In recent years Fiber Reinforced Polymers (FRPs) increasingly used as an efficient way to repair and retrofit concrete structures. Performance of FRP systems depends on environmental, chemical and mechanical conditions. This study investigated the effects of substrate and epoxy temperature at the time of installation (5 to 80°C) on bond strength between GFRP and cement-based mortar substrate, using pull-off test (POT) and twist-off test (TOT). A total of 288 tests were conducted and the results showed that the specimen with 50°C substrate and epoxy temperature had the highest bond strength. Comparing to the control specimen, the bond strength of this specimens increased up to 36 and 24% for POT and TOT, respectively. Additionally, the reduction of the substrate surface temperature caused a decrease in bond strength. Furthermore, by increasing the substrate temperature beyond T_g , a significant loss in POT and TOT strength was observed. It was noted that the negative effect of low substrate temperature can be reduced by increasing epoxy temperature. A logarithmic correlation between POT and TOT bond test was observed. The results of the analysis of variance revealed that substrate surface temperature and epoxy temperature significantly affect the adhesion of the two materials and bond strength.

1. Introduction

Using FRP sheets has several beneficial effects on strengthening, retrofitting, and rehabilitation of structural elements. In the past few decades, FRP sheets have been widely used for strengthening of RC beams because of their superior mechanical, physical and chemical properties. In retrofitted reinforced concrete members, adhesive joints transfer stress through two distinct mechanisms: 1) chemical bonding, and 2) mechanical interlock. The former is a result of chemical interactions between the adhesive and concrete substrate, while the latter is due to the porosity of concrete and roughness of substrate surface.

Various factors affect the bond adhesion between FRP systems and concrete substrate, which can be referred to as environmental, physical, and chemical factors. The surface substrate and epoxy temperature at the time of installation are two factors affecting the performance of FRP systems.

According to American Concrete Institute Committee 440 Guidelines, the maximum service temperature of an FRP strengthening system should be limited to glass transition temperature, T_g , of the resin used. The T_g is the temperature at which epoxy transition from a rigid state to a viscoelastic state. Above the T_g value, properties of

epoxy can be dramatically reduced and changes in molecular mobility, rigidity, volume, percent elongation to break may occur. A more conservative limit on maximum design temperature is recommended by American Association of State Highway and Transportation Officials, where the maximum design temperature is about 20°C below the T_g of most epoxies. International federation for structural concrete (*fib*) recommends that T_g of the adhesive used should be sufficiently large with respect to the service temperature and not less than 45°C.

Myers et al., used POT, TOT, and flexural tests to evaluate the effects of environmental conditions during installation of CFRP reinforcement. Test results revealed that maximum allowable surface moisture content and relative humidity were 4.3% and 82%, respectively. Moreover, they noted that FRP laminates could be installed within a temperature range of 4 to 50°C. The effects of temperature and moisture on the bond strength between FRP laminates and cement-based mortar substrates were investigated by Imani et al. as well. They demonstrated a significant reduction in bond strength when the temperature exceeds the T_g of adhesives.

In this study, the effects of surface substrate and epoxy temperature during installation on the bond quality GFRP systems were investigated. Experiments were carried out using the POT and TOT. The data obtained were statistically analyzed using analysis of variance (ANOVA). New accurate relations were proposed using nonlinear regression techniques on data obtained from POT and TOT for estimating bond strength of GFRP systems with different conditions.

2. Method

In this study, 32 specimens with the dimensions of 300×300×60 mm³ strengthened by GFRP sheets were prepared and evaluated under POT and TOT as shown in Figure 1.

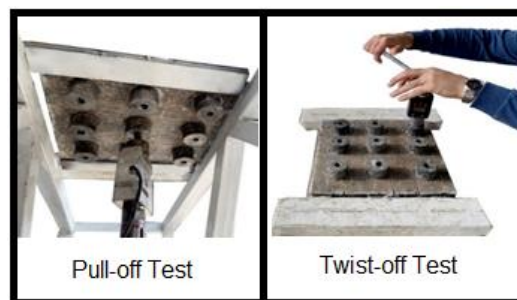


Figure 1. Test set up for POT and TOT

The bond strengths of GFRP systems were investigated for two conditions before FRP installation, namely:

- I. Different temperatures of the cement-based mortar surface;
- II. Different temperatures of the epoxy.

GFRP laminates were installed on specimens under laboratory conditions of 25°C as control specimens. Mortar specimens for condition I (after complete curing)

* Manuscript received: January, 5, 2022 Revised, February, 7, 2022, Accepted, February, 27, 2022.

¹ PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Iran.

² Corresponding author, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Iran.

Email: drt@um.ac.ir

³ Director, Par-e-Tavous Research Institute, Mashhad, Iran.

were kept in a temperature control chamber (cooler or heater) for at least 5 days before the installation of GFRP laminates. The prescribed temperature conditions for these specimens were chosen as 5°C, 50°C, and 80°C. The two higher temperatures of 50°C and 80°C were chosen to investigate the effect of temperatures near and above T_g . Moreover, the epoxy resin for condition II was reached to same temperatures before installation. Nine POTs and TOTs were conducted for each condition and the results were averaged and reported with the observed failure modes.

2.1. Bond Strength

Bond strength measured using two different test setups and the gathered data were analyzed to determine effectiveness of GFRP laminate and cement-based mortar system.

2.1.1. POT strength

Table 1 shows the results of POT for different conditions. As results show, the POT strength for control specimen was 0.84 MPa. Installation at 5°C temperature resulted in 13% reduction in average bond strength. On the contrary, an increase in the epoxy temperature leads to an increase in the average bond strength between GFRP and mortar substrate. However, upon increasing the surface temperature beyond 50°C, a significant loss in POT strength was observed due to thermal degradation and oxidative cross-linking. For specimens with low surface temperature, increasing epoxy temperature led to the increase in bond strengths.

Table 1. The summary of the POT strength

Test Group	$\bar{f}_p$ (MPa)	σ (MPa)	C_v (%)
5-5	0.70	8.02	0.13
5-25	0.73	26.84	0.21
5-50	0.78	23.56	0.18
5-80	0.71	13.58	0.10
25-5	0.75	11.78	0.09
25-25 (Control)	0.84	21.89	0.18
25-50	0.91	9.07	0.08
25-80	0.72	18.26	0.13
50-5	1.07	10.26	0.11
50-25	1.12	10.93	0.12
50-50	1.14	12.46	0.14
50-80	0.81	17.41	0.13
80-5	0.82	11.40	0.09
80-25	0.78	34.15	0.27
80-50	0.81	14.73	0.12
80-80	0.68	19.34	0.13

2.1.2. TOT strength

Table 2 shows the results of TOT. As can be seen, the reduction of TOT adhesion for GFRP samples installed on surfaces with a temperature of 5°C, after using epoxy with temperatures of 5, 25, 50 and 80°C was 12, 13, 3, and 15%, respectively. Generally, for specimens with low surface temperature, increasing epoxy temperature before installation led to improvement in performance of GFRP systems. At surface temperatures of 25°C and 50°C, increasing the epoxy temperature to 50°C increased the TOT adhesion strength. On the other hand, installing GFRP at 80°C, due to the decrease of adhesive properties, reduced bond strength. In this case, depending on the temperature of the epoxy at the time of installation, the TOT strength decreased between 3 to 20%, compared to the laboratory environment.

Table 2. The summary of the TOT strength

Test Group	$\bar{f}_p$ (MPa)	σ (MPa)	C_v (%)
5-5	3.48	27.63	0.96
5-25	3.44	13.43	0.46
5-50	3.85	13.14	0.5
5-80	3.39	12.64	0.43
25-5	3.77	7.54	0.28
25-25 (Control)	3.96	12.94	0.51
25-50	4.36	15.58	0.68
25-80	3.70	10.58	0.39
50-5	4.86	10.74	0.52
50-25	4.76	9.57	0.46
50-50	4.92	9.38	0.43
50-80	3.74	10.75	0.40
80-5	3.83	9.92	0.38
80-25	3.64	8.14	0.30
80-50	3.68	12.17	0.45
80-80	3.16	10.75	0.34

2.2. Failure modes

Three predominant failure modes were observed during bond tests:

- cohesive failure in mortar substrate (G);
- adhesive failure at the interface between GFRP laminates and mortar substrate (E);
- mixed-mode failure including mortar failure and interface failure (F).

For the specimens prepared at temperature 25 and 50°C, the failure mode G was observed. With increasing substrate surface temperature beyond T_g , the percentage of failure modes F and E increased.

2.3. Statistical analysis

In order to better understand the impact of various factors (independent variables) and their interactions on the responses (dependent variables), observed data for bond strength were analyzed using SPSS (using the ANOVA). This analysis was done for differences at 0.05 significance level. Table 3 shows the results of the ANOVA for POT and TOT strength. As it can be seen, in Table 4, substrate surface, epoxy temperate and their interactions affect TOT and TOT strength.

Table 3. ANOVA results for POT and TOT strength

Factors	Sums of Squares		df	Mean Square		P-Values	
	POT	TOT		POT	TOT	POT	TO
Surface Temp.	1.652	22.04	3	0.55	7.35	0.00	0.00
Epoxy Temp.	0.784	10.43	3	0.26	3.48	0.00	0.00
Interaction	101.83	2266.78	16	6.37	141.7	0.00	0.00

3. Conclusion

Mechanical bond strength tests were conducted on cement-based mortar substrate and GFRP laminate installed using wet layup techniques to assess the effects of substrate surface and epoxy temperature during the installation process on the quality and performance of the bond. Test results revealed that the high surface and epoxy temperature cause a substantial decrease in the adhesive bond strength between GFRP and cementitious mortar substrate. The POT and TOT strength reduced by 13% when substrate surface temperature was 5°C. In this case, with increase of epoxy temperature up to 50°C, the POT and TOT can be increased. The analysis of variance showed that surface and epoxy temperature had great influence on POT and TOT strength.

بررسی اثر دمای بستر و اپوکسی در هنگام نصب بر روی مقاومت چسبندگی ورق‌های GFRP با استفاده از دو آزمون جدا کردن با کشش (Pull-off) و با پیچش (Twist-off)*

مقاله پژوهشی

پیمان ایمانی جاجرمی^(۱) محمد رضا توکلی‌زاده^(۲) عباس یوسفی^(۳)

چکیده استفاده از ورق‌های پلیمر مسلح با الیاف (FRP) به دلیل مزایای بسیار زیاد آن‌ها به عنوان یکی از پرکاربردترین مصالح به سازی سازه‌های بتنی شناخته شده است. هدف از انجام این پژوهش، بررسی اثر دمای سطح بستر و همچنین اپوکسی در بازه ۵ تا ۸۰ درجه سانتی‌گراد بر روی مقاومت چسبندگی ورق‌های FRP با الیاف شیشه‌ای به بستر پایه سیمانی است. به همین منظور، از دو آزمون نیمه مخرب جدا کردن تحت کشش (Pull-off Test: POT) و جدا کردن تحت پیچش (Twist-off Test: TOT) بهره گرفته شده است. نتیجه‌های این پژوهش براساس تحلیل و بررسی داده‌های ۲۸ آزمون از ۳۲ نمونه ساخته شده گزارش شده است. به منظور درک بهتر اثر دمای سطح بستر و چسب اپوکسی و همچنین برهم‌کنش آن‌ها، بر روی مقاومت چسبندگی ورق‌های GFRP، نتایج به دست آمده با استفاده از نرم‌افزار SPSS مورد تحلیل واریانس نیز (ANOVA) قرار گرفت. براساس این پژوهش، بیشترین مقاومت چسبندگی مربوط به نمونه‌هایی با دمای سطحی و اپوکسی ۵۰ درجه سانتی‌گراد بود که نسبت به نمونه مبنا (دمای سطحی و اپوکسی ۲۵ درجه سانتی‌گراد)، برای روش POT و TOT به ترتیب، ۳۶ و ۲۴ درصد افزایش را نشان داد. همچنین، نتیجه‌ها نشان داد، اثر منفی دمای سطح بستر را می‌توان تا حدی با افزایش دمای اپوکسی جبران کرد. افزون بر این، تحلیل درون‌یابی غیرخطی انجام شده بر روی نتیجه‌ها حاکی از وجود یک رابطه‌ی نمایی بین مقاومت‌های چسبندگی به دست آمده از دو روش POT و TOT بود.

واژه‌های کلیدی مقاومت چسبندگی، دمای سطح بستر، دمای اپوکسی، آزمون جدا کردن با کشش (Test Pull-off)، و آزمون کشش با پیچش (Test Twist-off)، ورق GFRP.

مقدمه

[3,4]. چسبندگی شیمیایی، نتیجه واکنش‌های شیمیایی بین چسب، الیاف و سطح بتن است [5,6]، درحالی‌که قفل شوندگی مکانیکی، حاصل نفوذ چسب به درون منافذ سطح بتن و توانایی ترکندگی سطح بستر توسط چسب است [7]. به طور کلی از سه نوع مصالح FRP برای مقاوم سازی سازه‌های بتن آرمه استفاده می‌شود که شامل ورق‌های با الیاف کربن (CFRP)، الیاف شیشه (GFRP) و الیاف آرامید (AFRP) می‌باشد [8]. ورق‌های GFRP به دلیل در دسترس بودن و هزینه پایین تولید در مقاوم سازی سازه‌های بتن آرمه در محیط‌های خشک کاربرد بسیار زیادی دارند. برای نمونه، چوته و آگراوال [9] نشان دادند، ورق‌های GFRP ظرفیت باربری را بین ۲۲ تا ۴۳ درصد افزایش می‌دهند. رفتار ستون‌های بتنی تقویت شده با ورق‌های GFRP توسط ژانگ و همکاران [10] نیز مورد بررسی قرار گرفت و نتایج بسیار مطلوبی گزارش شد.

ترمیم و به سازی سازه‌های بتنی از دیرباز به عنوان یکی از چالش‌های مهندسان عمران شناخته شده است. از این رو روش‌های مختلفی از جمله استفاده از غلاف‌های بتن آرمه یا فولادی و پیش تنیدگی به منظور بهبود رفتار سازه‌ها ارائه شده است. چسباندن ورق‌های پلیمر مسلح با الیاف (FRP) به سطح کششی بتن و یا استفاده از آن به عنوان دورپیچ ستون‌ها یکی از روش‌های نوین و پرکاربرد در مقاوم سازی اعضای بتن آرمه است. از مهم‌ترین عواملی که در تقویت سازه‌های بتن آرمه تقویت شده با ورق‌های FRP باید بدان توجه کرد، بحث مقاومت چسبندگی و جلوگیری از جداشدگی زودهنگام ورق از بستر است [1,2].

در کاربردهایی که از چسب به عنوان وسیله‌ای برای ایجاد پیوستگی بین ورق و بستر استفاده می‌شود، تنش‌ها از طریق دو سازوکار مختلف به لایه تقویت کننده منتقل می‌شوند. این دو سازوکار عبارتند از چسبندگی شیمیایی و قفل شوندگی مکانیکی

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۱۰/۱۵ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۱۲/۸ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۳) مدیر عامل مؤسسه تحقیقاتی پرتاوس، شرکت لعاب مشهد.

نتیجه‌ها نشان داد که اثر دو عامل دما و رطوبت سطحی بر روی میزان مقاومت چسبندگی بیشتر از مقاومت فشاری بستر است. مایرز و همکاران [21] به منظور بررسی اثر شرایط محیطی بر روی مقاومت چسبندگی ورق‌های CFRP از آزمایش‌های جدا کردن با کشش (Pull-off)، جدا کردن با پیچش (Twist-off) و خمش (Flexural) استفاده کردند. نتیجه‌ها نشان داد که ورق‌های FRP را می‌توان در بازه دمایی ۴ تا ۴۹ درجه سانتی‌گراد بدون نگرانی نصب کرد. اثر دماهای زیر صفر درجه سانتی‌گراد روی مقاومت چسبندگی FRP نیز مورد بررسی قرار گرفته است [22,23]. بررسی پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد که مطالعه جامعی در زمینه بررسی اثر دمای سطح بستر بتن و اپوکسی در هنگام نصب انجام نشده است.

باتوجه به موقعیت جغرافیایی و شرایط فصلی گوناگون پروژه‌های مقام‌سازی، عملکرد سامانه‌های FRP می‌تواند تحت تأثیر زیادی قرار گیرد. هدف از انجام این پژوهش بررسی اثر دمای سطح بستر و اپوکسی بر روی مقاومت چسبندگی ورق‌های GFRP نصب‌شده بر روی بسترهای پایه‌سیمانی بوده است. به همین منظور، ۱۴۴ آزمون جدا کردن با کشش (Pull-off Test: POT) و ۱۴۴ آزمون جدا کردن با پیچش (Twist-off Test: TOT) بر روی ۳۲ بستر پایه‌سیمانی انجام شد. به منظور بررسی اثر دمای سطح بستر و چسب اپوکسی بر روی مقاومت چسبندگی، بستر و اپوکسی پیش از عملیات نصب ورق‌های GFRP در چهار دمای مختلف ۵، ۲۵، ۵۰ و ۸۰ درجه سانتی‌گراد قرار گرفتند.

برنامه آزمایشگاهی

مصالص مصرفی

سیمان مصرفی در این پژوهش از نوع سیمان پرتلند تپ ۱ می‌باشد که نمودار دانه‌بندی ذرات (PSD) آن و ترکیبات شیمیایی آن به ترتیب، در شکل (۱) و جدول (۱) آمده است.

ماسه‌ای که در این پژوهش برای ساخت بستر پایه‌سیمانی استفاده شد، ماسه رودخانه‌ای با اندازه بزرگ‌ترین دانه ۴/۷۵ میلی‌متر بود که نمودار دانه‌بندی آن در شکل (۲) آورده شده است.

در این پژوهش، ۳۲ نمونه بستر پایه‌سیمانی به ابعاد ۶۰×۳۰۰×۳۰۰ میلی‌متر مکعب براساس طرح اختلاط جدول (۲) ساخته شد. مقاومت فشاری، ضریب کشسانی، روانی (میز جریان)

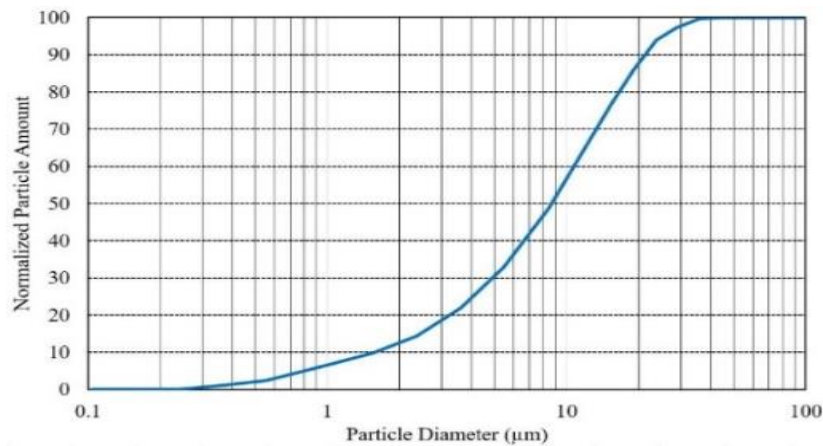
عوامل گوناگونی در مقاومت چسبندگی و همچنین پیوستگی سطح تماس بین بستر بتنی و الیاف تأثیرگذار می‌باشد که می‌توان به عوامل محیطی، فیزیکی و شیمیایی اشاره کرد. در این میان، دمای سطح بتن و اپوکسی در زمان عملیات نصب از عوامل بسیار مؤثر در چسبندگی ورق‌های FRP به‌شمار می‌آید. براساس پیشنهاد کمیته ۴۴۰ مؤسسه بتن آمریکا [11]، بیشینه دما در زمان کاربرد مصالح FRP به دمای انتقال شیشه‌ای اپوکسی (T_g) محدود می‌شود. یادآور می‌شود، T_g دمایی است که در آن دما اپوکسی از حالت صلب به حالت انعطاف‌پذیر و خمیری تغییر حالت می‌دهد. شایان ذکر است، محدودیت‌های محافظه‌کارانه‌تری درمورد حداکثر دمای بهره‌برداری در کاربردهای مصالح FRP توسط انجمن بزرگراه‌های ایالتی و مدیران حمل‌ونقل آمریکا [12] در نظر گرفته شده است. طبق بررسی‌های انجام گرفته‌شده توسط انجمن بتن اروپا [13]، T_g اپوکسی مصرفی در ساخت FRP نباید کمتر از ۴۵ درجه سانتی‌گراد باشد. از سویی دیگر آیلو و همکاران [14] توصیه کردند که T_g اپوکسی مورد استفاده، باید ۵ تا ۱۰ درجه سانتی‌گراد بیشتر از بیشینه دمای بهره‌برداری باشد.

خاطر نشان می‌سازد، در دماهای بالاتر از T_g ، ویژگی‌های مکانیکی اپوکسی مانند مقاومت و سختی به شدت کاهش می‌یابد. با افزایش دما و گذر از T_g ، ناگهان انرژی جنبشی مولکول‌های اپوکسی افزایش می‌یابد و روند خطی بودن تغییرات انرژی جنبشی بر حسب افزایش دما بر هم می‌خورد و با شیب بیشتری پیش می‌رود. با افزایش جنبش مولکول‌ها، نیروی جاذبه بین مولکولی کاهش می‌یابد و اپوکسی شکننده‌تر می‌شود [15].

بررسی‌های نووین و همکاران [16] نشان داد که با افزایش دما به بیشتر از T_g ، ظرفیت باربری به شدت کاهش پیدا می‌کند. لئون و همکاران [17] از آزمون کشش دو طرفه (Double-Lap Shear) به منظور تعیین اثر دماهای بالا بر روی چسبندگی FRP استفاده کردند. نتیجه‌های پژوهش آن‌ها، کاهش تنش قابل تحمل سامانه را در دماهای بالاتر از T_g را نشان داد. آن‌ها بیشترین مقاومت چسبندگی را در دمای ۵۰ درجه سانتی‌گراد گزارش کردند. نتیجه‌های آن‌ها هم‌خوان با یافته‌های بلونتروک و همکاران [18] و عطاری و توکلی‌زاده [19] بود. اثر مقاومت فشاری، دما و رطوبت سطحی بستر بر روی مقاومت چسبندگی ورق‌های FRP توسط ایمانی جاجرمی و همکاران [20] مورد بررسی قرار گرفت.

پژوهش به کار گرفته شده است و همچنین، دمای T_g اپوکسی براساس گزارش شرکت سازنده، ۴۵ درجه سانتی گراد بود.

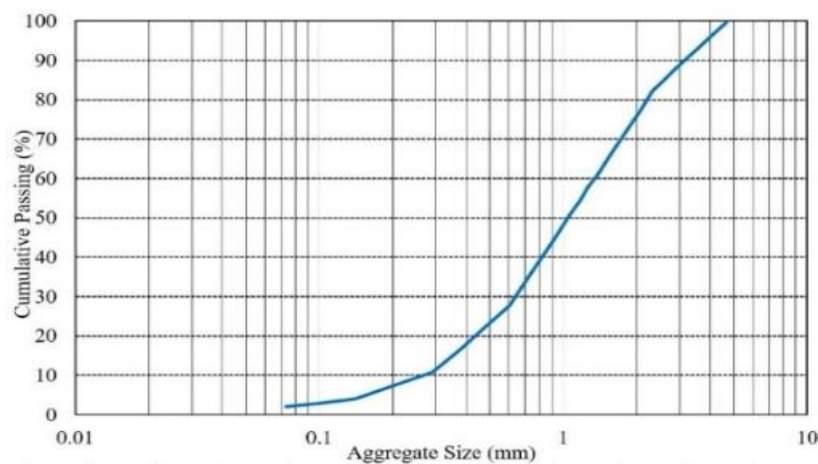
و تخلخل این نمونه ها در جدول (۳) آورده شده است. ویژگی های الیاف و اپوکسی مصرفی در جدول (۴) نشان داده شده است. خاطرنشان می سازد، پارچه الیافی شیشه ای تک سویه در این



شکل ۱ نمودار دانه بندی ذرات سیمان مصرفی

جدول ۱ آنالیز شیمیایی سیمان پرتلند تیپ یک مصرفی

نوع اکسید	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Other
میزان (%)	۲۰/۹	۴/۵	۳/۸	۶۳/۵	۲/۷	۲/۰	۰/۵	۰/۴۵	۱/۶۵



شکل ۲ نمودار دانه بندی ماسه مصرفی

جدول ۲ طرح اختلاط بستر پایه سیمانی تهیه شده

نسبت آب به سیمان (W/C)	نسبت ماسه به سیمان (S/C)	سیمان (kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	آب (kg/m ³)
۰/۵۵	۲/۷۵	۵۵۹/۰۰	۱۵۳۷/۲۵	۳۰۷/۴۵

جدول ۳ ویژگی های مکانیکی بستر پایه سیمانی تهیه شده

مقاومت فشاری (MPa)			ضریب کشسانی (MPa)	روانی (%)
۳ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۳۳۱	۱۰۸
۲۰/۸۱	۲۳/۰۷	۳۳/۷۵		

جدول ۴ ویژگی های مکانیکی پارچه الیافی و اپوکسی مصرفی

مصلح	مقاومت کششی (MPa)	ضریب کشسانی (GPa)	افزایش طول (%)
الیاف شیشه	۲۲۰۰/۰۰	۷۰/۰۰	۳/۰۰
اپوکسی	۵۵/۰۰	۲/۵۰	۲/۶۰

شرایط دمایی

مقاومت چسبندگی ورق های GFRP در دو حالت مختلف دمایی زیر مورد بررسی قرار گرفت:

۱. دماهای گوناگون سطح بستر در هنگام نصب.

۲. دماهای گوناگون اپوکسی در هنگام نصب.

خاطر نشان می سازد، نمونه ای که در آن، هر دو دمای سطح بستر و اپوکسی در هنگام نصب ۲۵ درجه سانتی گراد بود، به عنوان نمونه مبنا تهیه و نام گذاری شد. برای شرایط دمایی حالت (۱)، نخست، نمونه ها قبل از نصب ورق GFRP به مدت ۵ روز درون سردخانه یا گرمخانه قرار گرفتند تا به دمای سطحی مورد نظر و به تعادل برسند. یادآور می شود، دماهای مورد بررسی ۵، ۲۵، ۵۰ و ۸۰ درجه سانتی گراد بود. برای حالت (۲)، اجزای اپوکسی (رزین و سخت کننده) قبل از مصرف و اعمال بر روی سطح بستر پایه سیمانی به مدت ۲۰ دقیقه در دمای مورد نظر قرار می گرفت. در این حالت، مطابق شرایط دمایی (۱)، دماهای مورد بررسی ۵، ۲۵، ۵۰ و ۸۰ درجه سانتی گراد بود. شایان ذکر است، دمای ۵۰ و ۸۰ درجه سانتی گراد به منظور بررسی اثر دماهای نزدیک و بالاتر از T_g اپوکسی در نظر گرفته شد.

آزمون جدا کردن با کشش (POT)

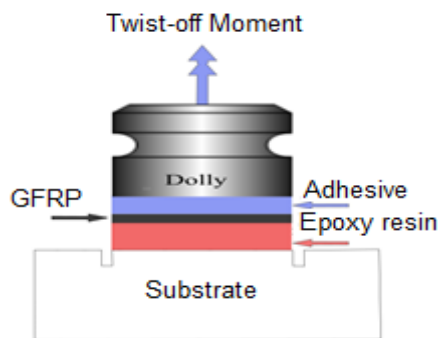
POT، نخستین بار، در دانشگاه کووین و به منظور تعیین مقاومت سطحی بتن انجام شد [24]. با گسترش کاربرد مصالح FRP و نیاز به آگاهی یافتن از کارایی این روش ها، کاربرد آن به منظور بررسی

و ارزیابی مقاومت چسبندگی سیستم های FRP پیشنهاد شد [25]. لازم به ذکر است، از POT به منظور ارزیابی گونه ۱ شکست بهره جویی می شود. در این روش یک پولک فولادی یا آلومینیومی با استفاده از یک چسب مناسب و با مقاومت بالا به سطح بتن و یا FRP چسبانده می شود و سپس نیروی کششی به آرامی و تا زمان گسیختگی اعمال می شود [26,27]. این روش به عنوان یک آزمون نیمه مخرب شناخته می شود، به طوری که پس از انجام آزمایش، سطح مورد نظر به راحتی قابل تعمیر است. شایان ذکر است، این روش متأثر از عوامل مختلفی است که می توان به مشخصات مغزه گیری، ابعاد و جنس پولک و شرایط بارگذاری اشاره کرد [28]. براساس دستورالعمل های موجود، عمق مغزه باید بین ۶ تا ۱۲ میلی متر باشد [29] که در این پژوهش شیارهایی به عمق ۶ میلی متر ایجاد شد. هم چنین، از پولک های فولادی با قطر ۴۵ میلی متر استفاده شد. مقاومت چسبندگی POT با استفاده از رابطه (۱) به دست می آید [27].

$$f_p = \frac{4F_p}{\pi D^2} \quad (1)$$

در این رابطه، F_p و D به ترتیب، مقاومت POT، حداکثر نیروی کششی ثبت شده و قطر پولک است. شکل (۳) طرحواره ای از چیدمان POT و نحوه اجرای آن را نشان می دهد.

شده است. شکل (۵) محل نصب پولک‌های مورد استفاده در دو آزمون POT و TOT را بر روی سطح ورق GFRP نصب شده روی بستر پایه سیمانی را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشخص است، نتیجه‌های مقاومت چسبندگی POT و TOT براساس میانگین ۹ آزمون ارائه می‌شود. این در حالی است که طبق استاندارد ASTM D4541 [25]، سه آزمون برای یافتن میانگین مقاومت چسبندگی POT کفایت می‌کند.



(الف)



(ب)

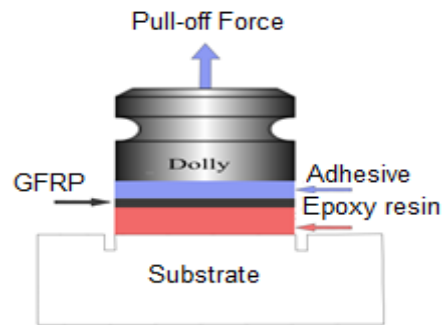
شکل ۴ چیدمان آزمایش TOT: الف) طرح‌واره و ب) نحوه اجرای آزمون



(ب)

(الف)

شکل ۵ محل نصب پولک‌های مورد استفاده در آزمون‌ها: الف) POT و ب) TOT



(الف)



(ب)

شکل ۳ چیدمان آزمایش POT: الف) طرح‌واره و ب) نحوه اجرای آزمون

آزمون جدا کردن با پیچش (TOT)

یکی دیگر از آزمون‌هایی که برای بررسی مقاومت چسبندگی ورق‌های FRP پیشنهاد شده است، TOT است که قادر به ارزیابی گونه ۲- شکست است [30]. روش انجام این آزمون مشابه POT است با این تفاوت که به جای اعمال نیروی کششی عمود بر سطح از گشتاور پیچشی در سطح برای ارزیابی مقاومت چسبندگی ورق‌های FRP استفاده می‌شود. جذابیت این روش در دقت، سرعت انجام، سادگی، خرابی جزئی و هزینه اندک انجام آن است که آن را در مقایسه با سایر روش‌های ارزیابی مقاومت چسبندگی می‌تواند متمایز سازد. باید دانست، مشابه POT، این آزمون را می‌توان بر روی سطوح افقی و قائم انجام داد. مانند POT، عمق شیار و قطر پولک فولادی به ترتیب ۶ و ۴۵ میلی‌متر انتخاب شد. مقاومت TOT با استفاده از رابطه (۲) به دست می‌آید [30].

$$f_t = \frac{16T}{\pi D^3} \quad (2)$$

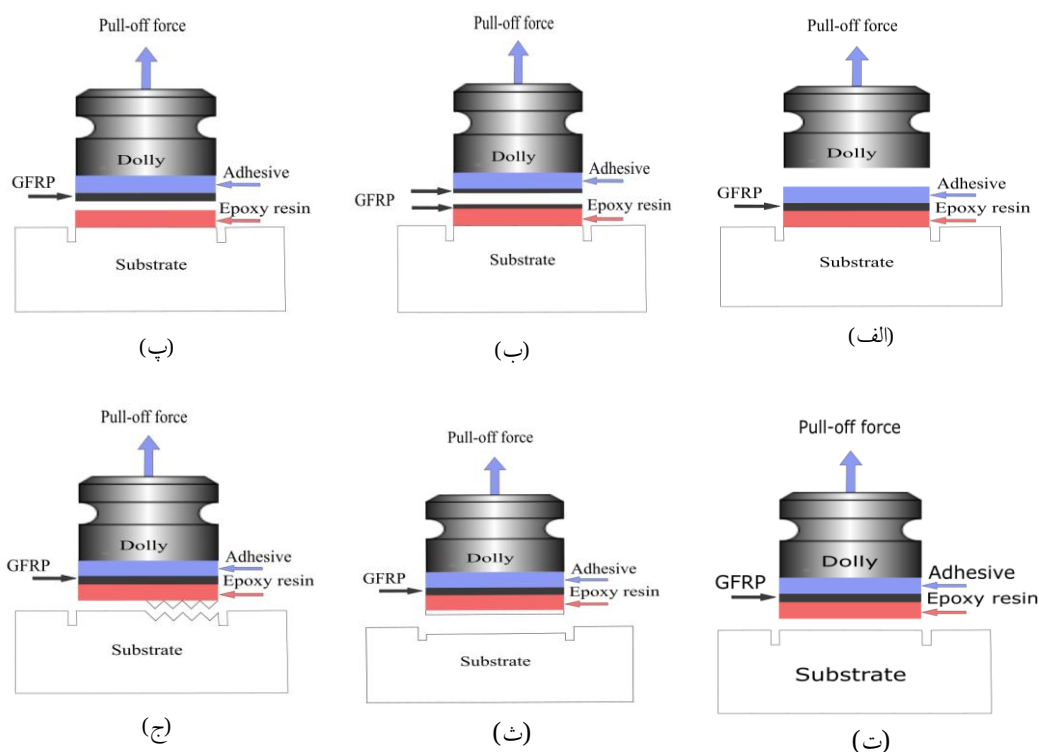
در این رابطه، f_t ، T و D به ترتیب، مقاومت TOT، حداکثر گشتاور پیچشی ثبت شده در طول آزمون و قطر پولک است. در شکل (۴) نمایی از TOT به همراه نحوه اجرای این آزمون آورده

گونه‌های گسیختگی

طبق استاندارد ASTM D7522 [23]، در آزمون POT، احتمال رخداد ۶ شکل گونه گسیختگی وجود دارد که در شکل (۶) آمده است.

شکست نوع A، که در سطح تماس بین پولک و FRP رخ می‌دهد، بیانگر استفاده از چسب نامناسب برای اتصال پولک به سطح بستر است. لازم به ذکر است، مقاومت به دست آمده در این گونه شکست قابل قبول نیست و آزمون باید دوباره و در نقطه‌ای دیگر تکرار شود. شکست نوع B، نشانگر شکست بین لایه‌ای FRP است. این شکست می‌تواند ناشی از کیفیت پایین فرآیند تولید ورق FRP باشد. شکست در سطح تماس اپوکسی و ورق FRP نوع دیگر شکست می‌باشد و با حرف C نشان داده شده است. نوع دیگر گونه شکست که در سطح تماس بین اپوکسی و بستر پایه‌سیمانی رخ می‌دهد و به شکست سطح تماس اشاره دارد با حرف E نشان داده می‌شود. این نوع شکست

می‌تواند ناشی از انتخاب نامناسب چسب، ترکیب ناقص چسب و عمل‌آوری نامناسب آن و همچنین کاستی‌های اجرایی باشد. پژوهش‌های گذشته نشان می‌دهد که وجود رطوبت در سطح تماس بین اپوکسی و بستر پایه‌سیمانی و همچنین تغییرات دمایی از عوامل ایجاد چنین گونه شکستی می‌باشد [31,32]. شکست پیوستگی بستر پایه‌سیمانی، گونه G، مطلوب‌ترین نوع گونه شکست است و در این حالت می‌توان ادعا کرد که FRP نقش مقاومت و به‌سازی خود را به‌خوبی انجام خواهد داد. شکست نوع G، بیانگر این موضوع است که مقاومت چسبندگی FRP از مقاومت بستر بیشتر است و بستر سیمانی ضعیف‌ترین عضو این سامانه است. شکست نوع F، معرف حالت شکست ترکیبی است که در آن بخشی از بستر پایه‌سیمانی و بخشی از چسب سطح تماس قلوه‌کن می‌شود. به عبارت دیگر، این نوع شکست تلفیقی از گونه‌های شکست E و G است. به‌نظر می‌رسد که گونه‌های شکست مشابهی را می‌توان برای TOT در نظر گرفت.



شکل ۶ انواع گونه‌های گسیختگی براساس ASTM-D7522-15 [۲۰]: الف) شکست نوع A، ب) شکست نوع B، پ) شکست نوع C، ت) شکست نوع E، ث) شکست نوع G، ج) شکست نوع F

تجزیه و تحلیل آماری

در پژوهش حاضر به منظور بررسی اثر متغیرهای مستقل (دمای سطح بستر و چسب اپوکسی) بر متغیرهای وابسته (مقاومت چسبندگی POT و TOT) از تحلیل آماری استفاده شد. به همین منظور، آزمون تحلیل واریانس (ANOVA) با استفاده از نرم افزار SPSS نسخه ۲۶ انجام شد. تحلیل واریانس از آن دسته روش های آماری است که می تواند اختلاف بین گروه ها یا دسته ها را بررسی کند. اساس این روش، تفکیک پراکندگی داده ها به چند بخش است. در این آزمون فرضیات زیر مورد بررسی قرار می گیرد:

۱. فرض صفر (H_0): میانگین متغیر در گروه های آماری برابر است.
 ۲. فرض مقابل صفر (H_1): حداقل دو گروه آماری وجود دارد که میانگین آن ها با یکدیگر برابر نیست.
- لازم به ذکر است، چنانچه سطح معناداری این آزمون از مقدار خطای ۵ درصد کمتر باشد، فرض صفر رد و در غیر این صورت فرض صفر تأیید می گردد.

نتیجه ها

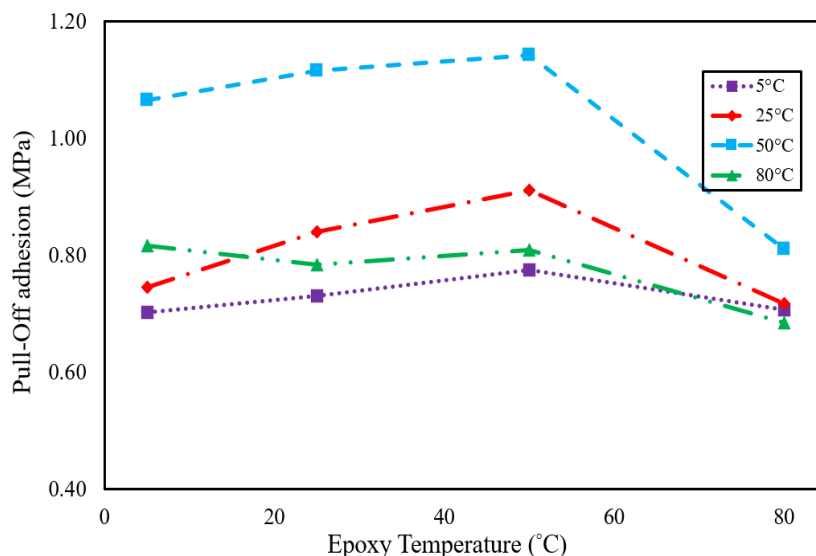
مقاومت چسبندگی POT

نتیجه های POT در جدول (۵) آمده است. یادآور می شود، نتیجه ها براساس میانگین ۹ آزمون گزارش شده است. در این جدول، مقادیر میانگین مقاومت چسبندگی POT، انحراف معیار و ضریب تغییرات به ترتیب، با $\bar{f}_p$ ، σ و C_v نشان داده شده است. اسامی نمونه ها با دو حرف X-Y نشان داده شده است که در آن X بیانگر دمای سطح بستر و Y بیانگر دمای اپوکسی در هنگام نصب می باشد. به عنوان مثال نمونه ای که دارای دمای سطح ۵ و دمای اپوکسی ۵۰ درجه سانتی گراد است، با نماد ۵-۵۰ نشان داده شده است. براساس نتیجه های نشان داده شده در جدول (۵)، مقاومت چسبندگی نمونه مبنا (نمونه ۲۵-۲۵) ۰/۸۴ مگاپاسکال است. نتیجه ها نشان می دهد که با کاهش دمای سطحی بستر از ۲۵ درجه سانتی گراد، مقاومت چسبندگی کاهش می یابد. با این وجود، افزایش دمای اپوکسی تا حدی می تواند میزان این افت مقاومت را کاهش دهد. برای نمونه ۵-۲۵ افت ۱۳ درصدی مقاومت POT دیده می شود. این در حالی است که با افزایش دمای اپوکسی به ۵۰ درجه سانتی گراد (۵۰-۵۰)، مقاومت

چسبندگی ۸ درصد افت را تجربه کرده است. دلیل این میزان افزایش مقاومت، نسبت به حالت قبل را می توان بهبود ویژگی های مکانیکی، T_g و همچنین، درجه شبکه بندی اپوکسی در دمای نزدیک به T_g اپوکسی دانست. باتوجه به جدول (۵)، بیشترین مقاومت چسبندگی POT مربوط به نمونه ۵۰-۵۰ است که حدود ۳۶ درصد در مقایسه با نمونه مبنا مقاومت بیشتری از خود نشان می دهد. این مشاهده با نتیجه های کارباس و همکاران [33] همخوانی دارد. آن ها نشان دادند که دمای عمل آوری بین ۴۰ تا ۶۰ درجه سانتی گراد، موجب افزایش مقاومت، سختی و سایر خصوصیات مکانیکی اپوکسی می شود. لازم به ذکر است، با افزایش دمای سطح بستر و یا اپوکسی به فراتر از T_g ، مقاومت چسبندگی و ویژگی های مکانیکی چسب به شدت کاهش می یابد. همچنین، برای نمونه های با دمای سطحی ۸۰ درجه سانتی گراد، کاهش ۳ تا ۱۹ درصدی در مقاومت چسبندگی مشاهده می شود. افزون بر این، در دماهای بالا به دلیل اختلاف انبساط دمایی مصالح به کار گرفته شده در سامانه تقویتی (بستر پایه سیمانی، پارچه الیافی و اپوکسی)، می توان انتظار تنش های مخرب را داشت که در میزان مقاومت چسبندگی تأثیرگذار هستند.

جدول ۵ نتیجه های POT

گروه	$\bar{f}_p$ (MPa)	σ (MPa)	C_v (%)
۵-۵	۰/۷۰	۸/۰۲	۰/۱۳
۵-۲۵	۰/۷۳	۲۶/۸۴	۰/۲۱
۵-۵۰	۰/۷۸	۲۳/۵۶	۰/۱۸
۵-۸۰	۰/۷۱	۱۳/۵۸	۰/۱۰
۲۵-۵	۰/۷۵	۱۱/۷۸	۰/۰۹
۲۵-۲۵ (مبنا)	۰/۸۴	۲۱/۸۹	۰/۱۸
۲۵-۵۰	۰/۹۱	۹/۰۷	۰/۰۸
۲۵-۸۰	۰/۷۲	۱۸/۲۶	۰/۱۳
۵۰-۵	۱/۰۷	۱۰/۲۶	۰/۱۱
۵۰-۲۵	۱/۱۲	۱۰/۹۳	۰/۱۲
۵۰-۵۰	۱/۱۴	۱۲/۴۶	۰/۱۴
۵۰-۸۰	۰/۸۱	۱۷/۴۱	۰/۱۳
۸۰-۵	۰/۸۲	۱۱/۴۰	۰/۰۹
۸۰-۲۵	۰/۷۸	۳۴/۱۵	۰/۲۷
۸۰-۵۰	۰/۸۱	۱۴/۷۳	۰/۱۲
۸۰-۸۰	۰/۶۸	۱۹/۳۴	۰/۱۳



شکل ۷. نمودار تغییرات میانگین مقادیر چسبندگی POT برای بسترهایی با دمای مختلف در برابر تغییرات دمای اپوکسی

جدول ۶ درصد تغییرات مقاومت چسبندگی POT گروه‌های مختلف نسبت به نمونه مبنا (۲۵-۲۵)

(دمای اپوکسی - دمای بستر)

نمونه	۵-۵	۵-۲۵	۵-۵۰	۵-۸۰	۲۵-۵	۲۵-۲۵	۲۵-۵۰	۲۵-۸۰
درصد اختلاف مقاومت	-۱۶/۴۱	-۱۳/۰۵	-۷/۷۰	-۱۵/۸۹	-۱۱/۲۷	-	۸/۴۲	-۱۴/۶۹
نمونه	۵۰-۵	۵۰-۲۵	۵۰-۵۰	۵۰-۸۰	۸۰-۵	۸۰-۲۵	۸۰-۵۰	۸۰-۸۰
درصد اختلاف مقاومت	۲۶/۷۹	۳۲/۹۳	۳۵/۹۸	-۲/۵۶	-۲/۸۵	-۶/۶۹	-۳/۷۴	-۱۸/۵۰

کاهش مقاومت TOT برای نمونه‌های GFRP نصب‌شده بر روی سطوح با دمای ۵ درجه سانتی‌گراد، پس از استفاده از اپوکسی با دماهای ۵، ۲۵، ۵۰ و ۸۰ درجه سانتی‌گراد به ترتیب، برابر ۱۲، ۱۳، ۳ و ۱۵ درصد است. این نتیجه‌ها نشان می‌دهد، برای بسترهایی با دمای پایین‌تر از دمای ۲۵ درجه سانتی‌گراد (دمایی محیطی پایین‌تر از محیط استاندارد آزمایشگاهی)، با پیش گرمایش اپوکسی می‌توان تا حدی اثر منفی دمای سطح بستر را جبران کرد. در صورتی که حرارت اعمالی به اپوکسی، بیشتر از میزان T_g آن باشد، به دلیل ایجاد اثرات منفی بر روی اپوکسی مانند کاهش ظرفیت باربری و سختی، مقاومت چسبندگی کاهش خواهد یافت. همچنین، جدول (۷) نشان می‌دهد که در دمای سطحی ۲۵ و ۵۰ درجه سانتی‌گراد، افزایش دمای اپوکسی تا ۵۰ درجه سانتی‌گراد موجب افزایش میزان چسبندگی می‌شود. از سوی دیگر، نصب GFRP در دمای ۸۰ درجه سانتی‌گراد سبب کاهش مقاومت و عملکرد آن می‌شود. در این حالت، بسته به دمای

شکل (۷) تغییرات مقاومت POT را با در نظر گرفتن دمای اپوکسی نشان می‌دهد. در این شکل، هر منحنی مربوط به یک دمای سطح بستر مشخص است و محور افقی و قائم به ترتیب، نشان‌دهنده دمای اپوکسی در زمان نصب GFRP و مقاومت چسبندگی POT بر حسب مگاپاسکال است.

در جدول (۶)، تغییرات مقاومت POT نمونه‌های مختلف نسبت به نمونه مبنا را می‌توان مشاهده کرد. بیشترین افزایش و کاهش میزان مقاومت چسبندگی، برابر با ۳۵/۹۸ و ۱۸/۵۱ درصد می‌باشد که به ترتیب، مربوط به نمونه‌های ۵۰-۵۰ و ۸۰-۸۰ است.

مقاومت چسبندگی TOT

نتیجه‌های TOT در جدول (۷) و شکل (۸) آمده است. مشابه نتیجه‌های POT، این مقادیر براساس میانگین ۹ آزمایش TOT گزارش شده است. همان‌گونه که در جدول (۷) قابل مشاهده است،

موضوع، هم خوان با نتیجه های گزارش شده پیشین است [34]. البته باید توجه داشت که جنس و توزیع تنش اعمالی به سطح تماس در دو روش با هم متفاوت است.

شایان ذکر است، مدل های ریاضی برای دو روش POT و TOT و براساس نتیجه های به دست آمده از این پژوهش ارائه شده است. در این روابط، دمای سطح بستر و همچنین دمای چسب اپوکسی در هنگام استفاده به عنوان متغیرهای مستقل و مقادیر POT و TOT به عنوان متغیرهای وابسته در نظر گرفته شده است. برپایه تحلیل های درونیابی، رابطه های (۳) و (۴)، به ترتیب، روابط پیشنهادی برای پیش بینی مقادیر مقاومت POT و TOT با در نظر گرفتن دمای سطح بستر و اپوکسی است.

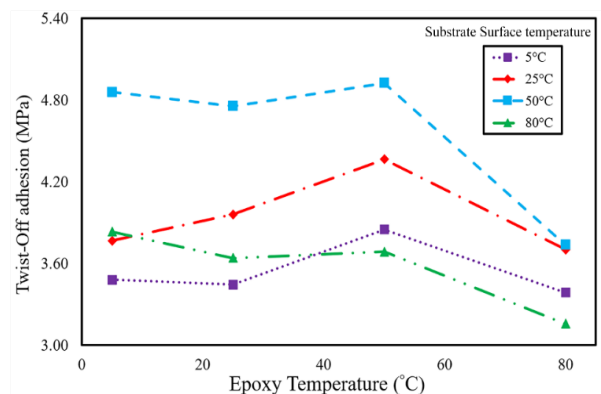
$$f_p = 0.74T_s^{0.6}T_E^{-0.026} \quad (3)$$

$$f_t = 3.72T_s^{0.038}T_E^{-0.023} \quad (4)$$

لازم به ذکر است، در رابطه های بالا T_s و T_E ، به ترتیب، نشان دهنده دمای بستر و اپوکسی در هنگام نصب می باشد. به منظور ارزیابی میزان خطای روابط پیشنهادی و مقادیر آزمایشگاهی از چهار روش مختلف میانگین مربع خطاها (RSME)، میانگین خطای مطلق (MAE)، خطای مطلق تجمعی (IAE) و ضریب تعیین (R-Squared) استفاده شد. مقادیر RSME، MAE، IAE و R-Squared به ترتیب، برای POT، ۰/۳۸۲، ۰/۰۲۱، ۰/۱۳۱ و ۰/۹۸۵ می باشد در حالی که این مقادیر برای TOT، به ترتیب، ۰/۳۴۶، ۰/۰۱۵، ۰/۱۰۴ و ۰/۹۷۴ به دست آمد. همچنین نتیجه انجام درونیابی غیرخطی بین داده های این دو آزمایش نشان از وجود یک رابطه نمایی بین آنها دارد که در شکل (۱۰) آورده شده است.

اپوکسی در زمان استفاده، مقاومت TOT بین ۳ تا ۲۰ درصد نسبت به شرایط محیطی آزمایشگاه کاهش می یابد.

شکل (۸)، تغییرات مقاومت TOT را با در نظر گرفتن دمای اپوکسی نشان می دهد. در این شکل، محور افقی نشان دهنده دمای اپوکسی و محور عمودی نشان دهنده میزان مقاومت چسبندگی TOT است.



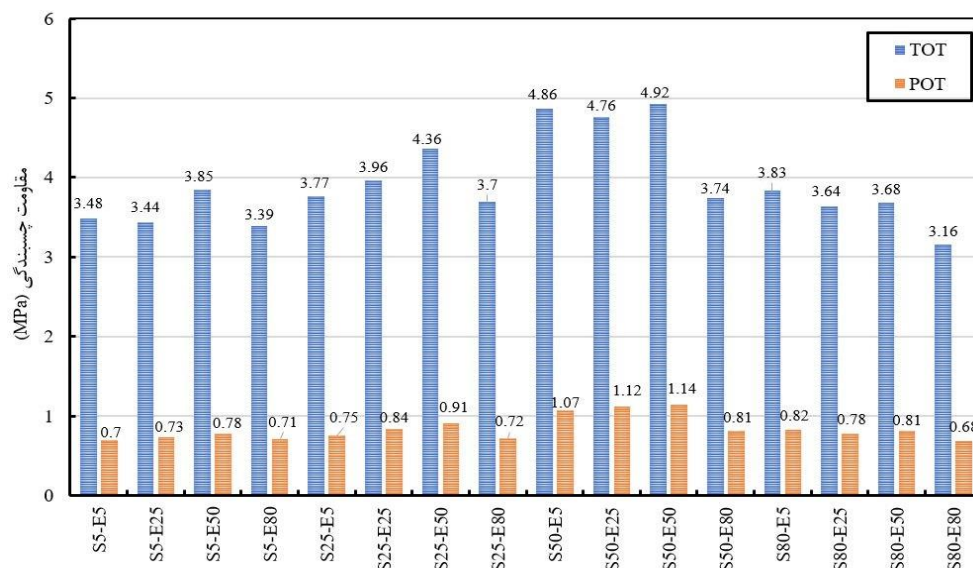
شکل ۸. نمودار تغییرات میانگین مقادیر چسبندگی TOT برای بسترهایی با دمای مختلف در برابر تغییرات دمای اپوکسی

درصد تغییرات مقاومت TOT گروه های مختلف، نسبت به نمونه مبنا در جدول (۸) نشان داده شده است. براساس نتیجه های این جدول، بیشترین افزایش اختلاف چسبندگی مربوط به نمونه ۵۰-۵۰ است که مقاومت چسبندگی ۲۴ درصد افزایش یافته است. این در حالی است که نمونه ۸۰-۸۰ بیش از ۲۰ درصد افت مقاومت چسبندگی را تجربه کرده است و بیشترین کاهش مقاومت را نسبت به نمونه مبنا داشته است.

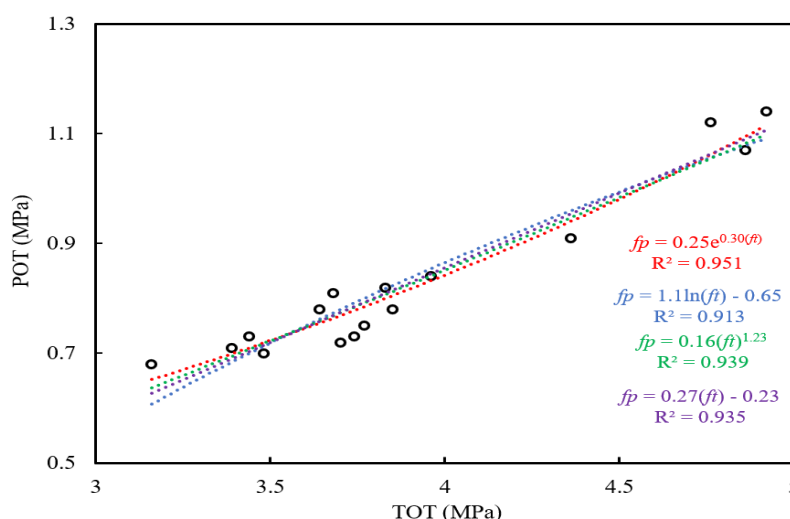
با مقایسه نتیجه های به دست آمده از دو روش POT و TOT و همان طور که در شکل (۹) مشاهده می شود، TOT مقادیر بیشتری را برای مقاومت چسبندگی نشان می دهد که این

جدول ۸. درصد تغییرات مقاومت چسبندگی TOT گروه های مختلف نسبت به نمونه مبنا (۲۵-۲۵) (دمای اپوکسی - دمای بستر)

نمونه	۵-۵	۵-۲۵	۵-۵۰	۵-۸۰	۲۵-۵	۲۵-۲۵	۲۵-۵۰	۲۵-۸۰
اختلاف مقاومت	-۱۲/۱۱	-۱۳/۰۲	-۲۷/۹	-۱۴/۴۹	-۴/۹۰	-	۱۰/۲۱	-۶/۴۹
نمونه	۵۰-۵	۵۰-۲۵	۵۰-۵۰	۵۰-۸۰	۸۰-۵	۸۰-۲۵	۸۰-۵۰	۸۰-۸۰
اختلاف مقاومت	۲۲/۶۹	۲۰/۰۹	۲۴/۳۳	-۵/۶۴	-۳/۲۱	-۸/۰۸	-۶/۹۵	-۲۰/۲۹



شکل ۹ مقایسه مقاومت چسبندگی بین دو روش TOT و POT



شکل ۱۰ رابطه مقاومت چسبندگی بین دو روش TOT و POT

گونه‌های گسیختگی

نتیجه‌های POT و TOT نشان داد، دمای سطح بستر و اپوکسی علاوه بر تأثیر بر روی مقاومت چسبندگی می‌تواند بر روی گونه‌های شکست نیز اثرگذار باشد. به‌طور کلی، در این پژوهش، سه گونه شکست زیر هنگام انجام آزمایش‌ها مشاهده شد:

۱. شکست پیوستگی بستر سیمانی (گونه G)

۲. شکست سطح تماس (گونه E)

۳. شکست ترکیبی (گونه F)

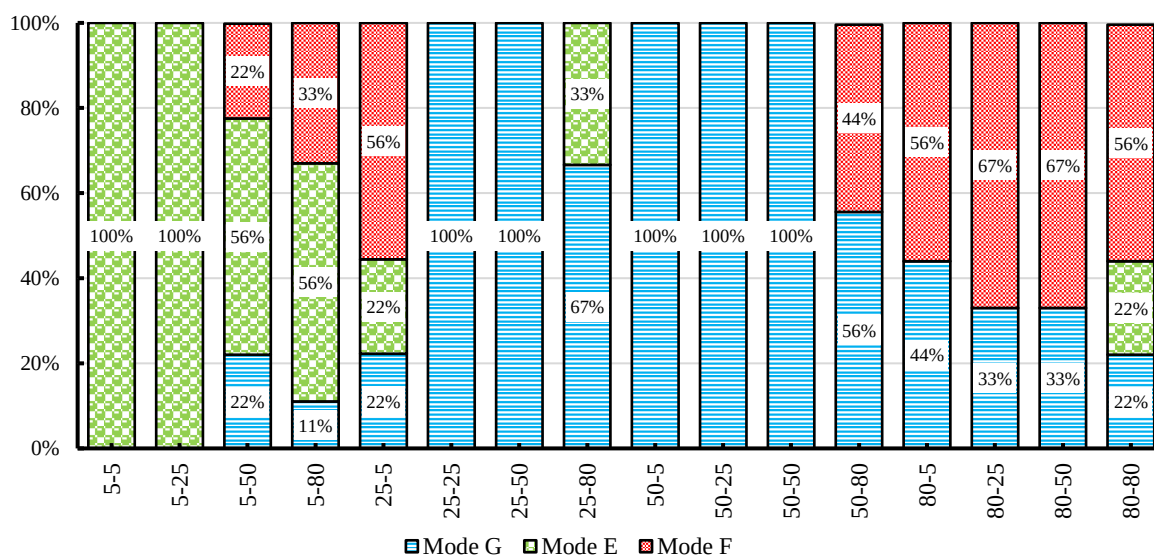
که در شکل (۱۱) نشان داده شده‌است.

شکل‌های (۱۲) و (۱۳) به‌ترتیب، درصد گونه‌های شکست

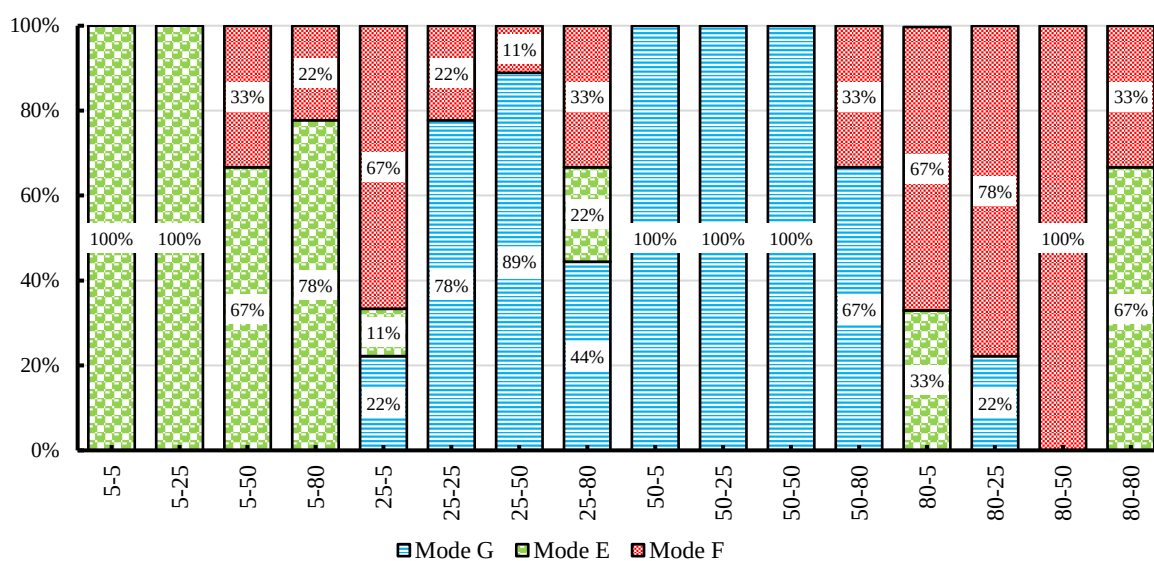
مشاهده‌شده را برای POT و TOT نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود، با افزایش دمای سطح بستر از ۵ به ۵۰ درجه سانتی‌گراد، درصد گونه‌های شکست نوع G افزایش یافته‌است. یادآور می‌شود، گونه شکست G، بیانگر شکست مطلوب سیستم FRP می‌باشد. با افزایش دمای سطح بستر به فراتر از T_g اپوکسی، درصد گونه‌های شکست نوع E و F افزایش یافته‌است. همچنین با مقایسه شکل‌های (۱۲) و (۱۳) می‌توان به این نکته اشاره کرد که درصد گونه‌های شکست از نوع F برای TOT بیشتر از POT می‌باشد.



شکل ۱۱ انواع شکل گونه‌های شکست: (الف) بستر سیمانی (G)، (ب) سطح تماس (E) و (پ) ترکیبی (F)



شکل ۱۲ درصد گونه‌های شکست نمونه‌های مختلف در POT



شکل ۱۳ درصد گونه‌های شکست نمونه‌های مختلف در TOT

جدول ۹ نتایج آزمون ANOVA بر روی مقاومت چسبندگی POT و TOT

سطح معناداری		میانگین مربعات		درجه آزادی	مجموع مربعات		اثر
TOT	POT	TOT	POT		TOT	POT	
۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۷/۳۴۷	۰/۵۵۱	۳	۲۲/۰۴۲	۱/۶۵۲	دمای بستر (T_s)
۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۳/۴۷۵	۰/۲۶۱	۳	۱۰/۴۲۵	۰/۷۸۴	دمای اپوکسی (T_E)
۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۱۴۱/۶۷۴	۶/۳۶۵	۱۶	۲۲۶۶/۷۸۱	۱۰۱/۸۳۳	برهم کنش دو گانه دمای بستر و اپوکسی ($T_s \times T_E$)

تجزیه و تحلیل آماری

بر اساس نتایج آزمون ANOVA و سطوح معناداری به دست آمده در جدول (۹)، می توان به این نکته اشاره کرد که دمای سطح بستر، دمای چسب اپوکسی و همچنین برهم کنش آن ها بر روی مقادیر چسبندگی POT و TOT تأثیر معنی داری دارند. شایان ذکر است، نتایج این بخش منطبق با نتایج ایمانی جاجرمی و همکاران [20] است.

نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، اثر دمای سطح بستر و اپوکسی در هنگام نصب ورق های GFRP بر روی مقاومت چسبندگی با استفاده از دو آزمون POT و TOT مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه به مهم ترین نتیجه های به دست آمده بر پایه نمونه های بررسی شده اشاره می شود:

۱. کاهش دمای سطحی بستر از ۲۵ به ۵ درجه سانتی گراد، موجب افت ۸ تا ۱۶ درصدی مقاومت چسبندگی POT و افت ۳ تا ۱۴ درصدی مقاومت چسبندگی TOT می شود.
۲. نصب ورق های GFRP بر روی بستری با دمای بستر بالا (۵۰ درجه سانتی گراد) به دلیل افزایش نرخ عمل آوری و ویژگی های اپوکسی، موجب افزایش ۳۳ و ۲۰ درصدی مقاومت چسبندگی POT و TOT می شود. افزایش بیشتر دما سبب کاهش چسبندگی می شود، به طوری که برای نمونه های با دمای بستر ۸۰ درجه سانتی گراد، میزان کاهش مقاومت چسبندگی برای دو روش POT و TOT به ترتیب، ۷ و ۸ درصد بود.

۳. برای بستری با دمای کمتر از دمای استاندارد آزمایشگاهی، با افزایش دمای چسب تا کمتر از T_g اپوکسی، می توان اثر منفی دمای پایین سطح بستر را تا حدی جبران کرد.
۴. نتیجه های دو روش POT و TOT نشان داد، برای بستری با دمای نزدیک به T_g اپوکسی، گرم کردن اپوکسی تا دمای ۵۰ درجه سانتی گراد به دلیل افزایش ویژگی های مکانیکی، سبب افزایش مقاومت سامانه تقویتی GFRP می شود.
۵. برای بستری که دمای سطحی بیشتری از T_g اپوکسی دارد، کاربرد اپوکسی با دمای پایین تر در هنگام نصب، می تواند در عملکرد سامانه تقویتی GFRP تأثیر مثبت داشته باشد. مقاومت چسبندگی بستر ۸۰ درجه سانتی گراد، هنگامی که از چسب ۵ درجه سانتی گراد به جای چسب ۲۵ درجه سانتی گراد استفاده شود، ۵ درصد افزایش نشان می دهد.
۶. با استفاده از تحلیل های آماری و درونیابی خطی و بر پایه نتیجه های آزمایشگاهی گزارش شده در این پژوهش، روابطی به منظور پیش بینی میزان چسبندگی POT و TOT ارائه شد.
۷. بر اساس نتیجه های آزمایشگاهی و تحلیل درونیابی غیرخطی انجام شده، وجود یک رابطه نمایی بین دو روش POT و TOT تأیید شد.
۸. باتوجه به بستر، پارچه الیافی شیشه ای، اپوکسی و بازه دمایی مورد بررسی در این پژوهش، سه گونه شکست مشاهده شد.
۹. دمای بستر نزدیک به ۵۰ درجه سانتی گراد، گونه شکست G (گونه قابل قبول).
۱۰. دمای فراتر از T_g اپوکسی، افزایش گونه های شکست E و F (افت در عملکرد چسبندگی اپوکسی به بستر).

فردوسی مشهد به عنوان بخشی از طرح شماره ۵۲۰۰۸ انجام گرفته است. نویسندگان از همکاری های پرسنل آزمایشگاه سازه گروه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد و مؤسسه تحقیقاتی پرتا ووس کمال تشکر را دارند.

۱۱. نتایج تحلیل آماری ANOVA نشان داد که دمای سطح بستر و اپوکسی، دو عامل تأثیرگذار بر مقاومت چسبندگی سیستم های FRP می باشد.

سپاسگزاری

این پژوهش با حمایت معاونت پژوهشی و فناوری دانشگاه

مراجع

1. Saadatmanesh, H., and Malek, A. M., "Design Guidelines for Flexural Strengthening of RC Beams with FRP Plates", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 2, No. 4, pp. 158-164, (1998).
2. Mostofinejad, D., and Hosseini, S. J., "Simulating FRP Debonding from Concrete Surface in FRP Strengthened RC Beams: A Case Study", *Scientia Iranica, International Journal of Science and Technology, Transactions A, Civil Engineering*, Vol. 24, No. 2, pp. 452-456, (2017).
3. Khorasani, A. M., Esfahani, M. R., and Sabzi, J., "The Effect of Transverse and Flexural Reinforcement on Deflection and Cracking of GFRP Bar Reinforced Concrete Beams", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 161, No. 3, pp. 530-546, (2019).
4. Blackburn, BP., Tatar, J., Douglas, EP., and Hamilton, HR., "Effects of Hygrothermal Conditioning on Epoxy Adhesives Used in FRP Composites", *Construction and Building Materials*, Vol. 96, No. 10, pp. 679-689, (2015).
5. Djouani, F., Connan, C., Delamar, M., Chehimi, MM., and Benzarti, K., "Cement Paste-Epoxy Adhesive Interactions", *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 2, pp. 411-423, (2011).
6. Stewart, A., "Study of Cement-Epoxy Interfaces, Accelerated Testing, and Surface Modification", PHD Dissertation, University of Florida, Gainesville, FL, (2012).
7. Chen, C., Li, X., Zhao, D., Huang, Z., Sui, L., and Xing, F., "Mechanism of Surface Preparation on FRP-Concrete Bond Performance: A Quantitative Study", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 163, No. 4, pp. 193-206, (2019).
8. Varun, N., Sudarshan, G., Shivaraj, A., and Sridevi, G., "Rehabilitation and Retrofitting of Structural Elements Using Various Fibers", *Resilient Infrastructure*, Vol. 202, No. 1, pp. 187-193, (2022).
9. Chothe, O.K. and Agrawal, V. M., "An Experimental Investigation on Applications of Fiber-Reinforced Composites for Rehabilitation of Concrete Beams", *Resilient Infrastructure*, Vol. 202, No. 1, pp. 415-425, (2022).
10. Zhang, P., Lv, X., Zhang, H., Liu, Y., Chen, B., Gao, D., and Sheikh, SA., "Experimental Investigations of GFRP-Reinforced Columns with Composite Spiral Stirrups under Concentric Compression", *Journal of Building Engineering*, Vol. 46, No. 4, pp. 103768, (2022).
11. ACI Committee 440., "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440. 2R-17)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, (2017).
12. AASHTO-FRPS-1., "Guide Specifications for Design of Bonded FRP Systems for Repair and Strengthening of Concrete Bridge Elements", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., (2010).

13. *fib* Bulletin 14., "Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures. Technical Report on the Design and Use of Externally Bonded Fiber Reinforced Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures", International federation for structural concrete (*fib*), Lausanne, Switzerland, (2001).
14. Aiello, M., Frigione, D., and Acierno, D., "Effects of Environmental Conditions on Performance of Polymeric Adhesives for Restoration of Concrete Structures", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 14, No. 2, pp. 185-189, (2002).
15. Banea, M., Silva, LFM., and Campilho, R., "Effect of Temperature on Tensile Strength and Mode I Fracture Toughness of a High Temperature Epoxy Adhesive", *Journal of Adhesion Science and Technology*, Vol. 26, No. 7, pp. 939-953, (2012).
16. Nguyen, T., Bai, Y., Zhao, X., and Al-Mahaidi, R., "Mechanical Characterization of Steel/CFRP Double Strap Joints at Elevated Temperature", *Composite Structure*, Vol. 93, No. 6, pp. 1604-1612, (2011).
17. Leone, M., Matthys, S., and Aiello, MA., "Effect of Elevated Service Temperature on Bond between FRP EBR Systems and Concrete", *Composites Part B*, Vol. 40, No. 1, pp. 85-93, (2009).
18. Blontrock, H., Taerwe, L., and Vanwalleghem, H., "Bond Testing of Externally Glued FRP Laminates at Elevated Temperature", international conference on bond in concrete-from research to standard, Budapest, Hungary, (2002).
19. Attari, B., and Tavakkolizadeh, M., "An Experimental Investigation on Effect of Elevated Temperatures on Bond Strength between Externally Bonded CFRP and Concrete", *Steel and Composite Structures*, Vol. 32, No. 5, pp. 559-569, (2019).
20. Imani Jajarmi, P., Tavakkolizadeh, MR., and Youssefi, A., "Effect of Temperature and Moisture on the Bond Strength between FRP Laminates and Cement-Based Mortar Substrates", *Structural Concrete*, Vol. 22, No. 6, pp. 1-23, (2022).
21. Myers, J., and Ekenel, M., "Effect of Environmental Conditions on Bond Strength between CFRP Laminate and Concrete Substrate", Center for Infrastructure Engineering Studies (CIES), *Special Publication*, Vol. 230, No. 1, pp. 1571-1592, (2005).
22. Al-Shawaf, A., Al-Mahaidi, R., and Zhao, X., "Study on Bond Characteristics of CFRP/Steel Double Lap Shear Joints at Subzero Temperature Exposure", 3rd international conference on FRP composites in civil engineering (CICE), Miami, FL, (2006).
23. Kim, Y., Hossain, M., and Yoshitake, I., "Cold Region Durability of a Two-Part Epoxy Adhesive in Double-Lap Shear Goints: Experiment and Model Development", *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 36, No. 11, pp. 295-304, (2012).
24. Malhotra, V.M., and Carino, N.J., "Non-Destructive Testing of Concrete", Boca Raton, New York, Washington D.C. 2nd Edition, CRC Press LLC, (2004).
25. ASTM Standard D4541-17., "Standard Test Method for Pull-Off Strength of Coatings Using Portable Adhesion Testers, West Conshohocken, PA, (2017).
26. ASTM Standard D7522-15., "Standard Test Method for Pull-Off Strength for FRP Laminate Systems Bonded to Concrete Substrate, West Conshohocken, PA, (2015).
27. ASTM Standard D7234-19., "Standard Test Method for Pull-Off Adhesion Strength of

- Coatings on Concrete Using Portable Pull-Off Adhesion Testers", West Conshohocken, PA, (2019).
28. CNR-DT 200., "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures", National Research Council, Italy, (2004).
 29. BS EN 1542., "Products and Systems for the Protection and Repair of Concrete Structures. Test Methods. Measurement of Bond Strength by Pull-Off", British Standard Institution, (1999).
 30. Naderi, M., "New Twist-Off Method for the Evaluation of In-Situ Strength of Concrete", *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 35, No. 6, pp. 602-608, (2007).
 31. Shrestha, J., Ueda, T., and Zhang, D., "Durability of FRP Concrete Bonds and its Constituent Properties under the Influence of Moisture Conditions", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 27, No. 2, pp. 201-215, (2015).
 32. Ouyang, Z., and Wan, B., "Experimental and Numerical Study of Water Effect on Bond between FRP and Concrete in Moist Environments", *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 27, No. 2, pp. 205-223, (2008).
 33. Carbas, RJC., Marques, EAS., Da Silva, LFM. and Lopes, AM., "Effect of Cure Temperature on the Glass Transition Temperature and Mechanical Properties of Epoxy Adhesives", *The Journal of Adhesion*, Vol. 90, No. 1, pp. 104-119, (2014).
 34. Ekenel, M., Myers, J. and Khataukar, A., "Effect of Environmental Conditions During Installation Process on Bond Strength between CFRP Laminate and Concrete Substrate", *3rd international conference composites in construction, Lyon, France*, (2005).

A Simplified Model for Dual Wall-Frame System*

Research Article

Parisa Esmaeiltabar¹ Horr Khosravi²
Javad Vaseghi³

1. Introduction

The use of fiber modeling method for nonlinear modeling of reinforced concrete shear wall is widespread. In this method, by using fiber elements that are based upon the stress-strain relationships of materials, extensive plasticity behavior is explored along the entire length of the element. In order to model shear wall details, the fiber model is commonly used. Among the simplified models presented for shear wall, the multi vertical line element model, called MVLEM, is used as an efficient simplified model to model the nonlinear behavior of reinforced concrete shear wall. In this model, the wall is modeled with uniaxial elements with stiffness k_1 to k_n in parallel, a rigid axial element in the center of the wall and rigid beams above and below the floor level. The stiffness characteristics and force-displacement relationship of axial elements depend on the structural stress-strain relationships of concrete and steel and the surface attributed to each element. Among the simplified models for concrete resisting frames, the substitute frame model is suitable, which concentrates on the stiffness and strength of the elements of an n-frame to a single frame. Due to the importance of studying the behavior of the dual wall-frame system, there is a necessity for a simplified model that can analyze the seismic behavior of the system with less time and maximum accuracy. Therefore, in this research, a simplified model for this system is proposed.

2. The proposed Simplified Model

In this research, a model for a regular dual system in plan with the same span is proposed, which is a combination of simplified models of shear wall and moment resisting frame (Figure 1). For simplified modeling of shear wall, MVLEM is used to substitute frame for moment resisting frame. These two sections are connected to each other by connection beams. These interface beams represent the beams between the frame and the wall in the original model. The important difference between the wall-frame model proposed in this simplified model is the interface element between the frame and the wall, which has been previously used as rigid elements.

3. Modeling Method

To evaluate the proposed simplified wall-frame model, a

regular ten-storey building that is symmetrical in two directions was designed. This model is the main model or reference model and the proposed simplified model is compared with it. Due to the symmetry of the structure in two directions, the model with details includes three frames that are connected as a rigid floor (see Figure 2).

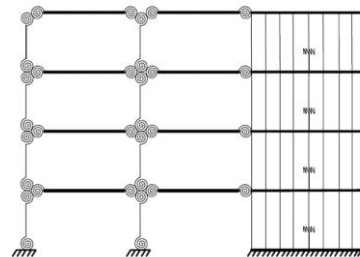


Figure 1. Simplified model proposed for dual system of bending frame and shear wall

The detailed model was modeled as a reference model or main model in OpenSees software. In this model, two beam-column elements with fiber cross section in each floor were employed to model the shear wall. The beams and columns of the frame are also modeled in the form of concentrated plasticity, i.e., an elastic element with two concentrated springs at both ends of the element which illustrate the non-linearity of the member.

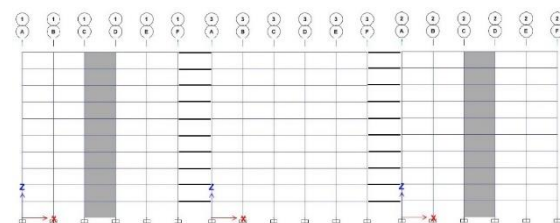


Figure 2. The model with dual frame-wall system details

In the simplified model, one frame is used as a substitute for nine frames of the main system and one wall is used as a replacement for two walls in the main system. The interface beam between the wall and the frame in the simplified system also replaces the four interface beams in the main system. For modeling the wall, in the simplified model, two MVLEM elements are placed in each floor and the number of axial elements in the cross section of the wall is six elements, i.e., two axial elements for the border columns of the wall and four axial elements that form the wall existence. In defining the parameters of the end springs of frame beams and interface beams, the stiffness and anchor parameters in the spring are equivalent to simplified models equal to the sum of the corresponding

* Manuscript received: December, 10, 2021, Revised, February, 08, 2022, Accepted, February, 27, 2022.

¹ PhD. Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

² Corresponding Author, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

Email: khosravi@nit.ac.ir

³ Professor, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

parameters in the original model (parallel to the total springs). Other parameters are averaged.

4. The Evaluation of the Proposed Simple Model

To evaluate the simple model and compare it with the reference model, cyclic nonlinear static analysis and nonlinear dynamic analysis were used. Table 1 presents the modal period of the first three structural modes for both the main and simplified models. The main period of the structure in the two models shows a slight difference of 0.142%, which can indicate that the proposed simplified model correctly models the initial stiffness of the structure and delivers an accurate estimation of the main rotation time of the structure.

Table 1. Modal Period of the first three modes of the structure

Modal Period	Original Model	Simplified Model
T ₁	0.6335	0.6326
T ₂	0.1317	0.1308
T ₃	0.0506	0.0497

In order to better understand the overall nonlinear behavior of the structure, Figure 3 shows the cyclic pushover curves for the whole structural system, which shows that the behavior of the two models during loading and unloading is well matched and shows almost the same yield capacity (see Figure 3).

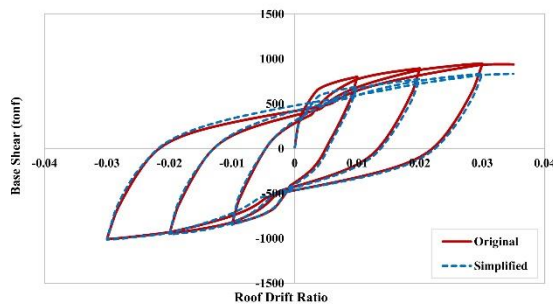


Figure 3. Cyclic pushover curve

For more accurate evaluation of the structural response by two main and simplified models, two categories of near-fault and far-fault records were used. One of the important parameters that are considered in the evaluation of seismic behavior and structural damage in earthquake engineering is the relative displacement of floors or drift. In this research, this parameter was used to investigate the structural responses with two main and simplified models. Figure 4 shows the drift in the height of the building. Each gray color curve shows the drift in the original model for each earthquake record. In addition, the average drift of all records for both the main and simplified models are shown. As shown, the drift of the upper floors is higher than that of the lower floors. In other words, the drift of the floors is affected by the function of the wall. Moreover, due to the average drift, the response obtained from the two main and simplified models under near fault records show less difference.

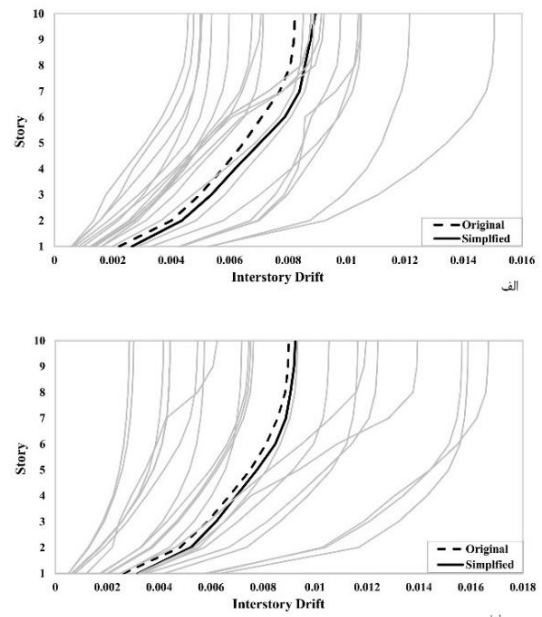


Figure 4. distribution of drift under (a) far-field records and (b) near-field records

Figures 5 show the examples of time history response of the roof displacement ratio for the original and simplified models, under far-field records and near-field records. As can be seen, the changing procedure of response during the time is similar for both far and near field record groups in the two main and simplified models, but there are differences in maximum displacements and permanent deformation for some earthquake records.

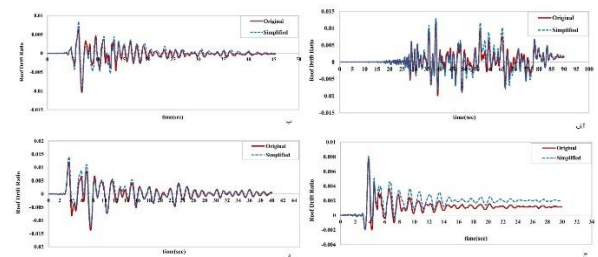


Figure 5. Time history of roof displacement under records (a) far feiuld record FEMA695ChiChiCHY101, (b) far feiuld record HectorMineHector, (c) near feiuld record Morgan Hill, and (d) near feiuld record Northridge-01

5. Conclusion

The results of nonlinear analysis for 40 near-fault and far-fault earthquake records show that the simplified model predicts drifts with an error of less than 20%. Furthermore, the time required to analyze a simplified model is about 30 times less than the time required to analyze a detailed model.

یک مدل ساده شده برای سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی *

مقاله پژوهشی

پریسا اسماعیل تبار نشلی^(۱) حر خسروی^(۲) جواد وائقی امیری^(۳)

چکیده در آنالیزهای حجیم دینامیکی هزینه محاسباتی و زمان تحلیل بالا است، لذا نیاز به مدل‌های ساده شده‌ای می‌باشد که در مقایسه با مدل دارای جزئیات با دقت مناسب و قابل قبول، زمان فرآیند تحلیل را به میزان قابل توجهی کاهش دهد. در این تحقیق مدل ساده شده چند درجه آزادی برای سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی با پلان منظم پیشنهاد شده است. برای دیوار برشی از مدل MVLEM و برای قاب خمشی از مدل قاب جایگزین بهره گرفته شده است. مدل MVLEM از المان‌های محوری تشکیل شده است که رفتار خمشی دیوار برشی را به خوبی مدل سازی می‌کنند و مدل قاب جایگزین نیز مدل قاب یک دهانه‌ای است که جایگزین قاب‌های خمشی بتنی چند دهانه مدل می‌شود. در انتها دقت و سرعت مدل ساده شده نسبت به مدل اصلی دارای جزئیات بررسی گردید. نتایج آنالیزها نشان می‌دهد که مدل ساده شده پاسخ‌های لرزه‌ای را با خطای کمتر از ۲۰ درصد و با زمان آنالیز کمتر از ۳۰ برابر نسبت به مدل دارای جزئیات ارائه می‌دهند.

واژه‌های کلیدی مدل‌های ساده شده، سیستم دوگانه قاب خمشی - دیوار برشی، مدل MVLEM، مدل قاب جایگزین، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

مقدمه

به طور مستقیم بر مبنای رفتار ساختاری مصالح می‌باشد پیشنهاد کردند و در برنامه OpenSees نیز پیاده سازی نمودند. در سال ۲۰۱۹ اسماعیل تبار و همکاران [۱۴] با استفاده از مدل MVLEM در برنامه OpenSees مقایسه‌ای را میان مدل‌های تحلیلی و مدل‌های رفتاری مختلف مصالح به منظور بررسی رفتار غیرخطی دیوار برشی ارائه کرده‌اند [13].

از میان مدل‌های ساده شده‌ای که برای قاب خمشی ارائه شده است می‌توان به مدل استخوان ماهی که اولین بار توسط ناکاشیما و همکاران [15] پیشنهاد شده است اشاره کرد. مدل استخوان ماهی شامل یک ستون می‌باشد که معادل تمامی ستون-های یک طبقه است و تمامی تیرهای یک طبقه به دو نیم تیر که از دو طرف ستون معادل گسترش یافته‌اند و در انتها بر روی تکیه‌گاه غلتکی قرار می‌گیرند، تبدیل می‌شوند. این مدل توسط خسروی و خالو [16,17] برای قاب‌های فولادی اصلاح گردید و توسط سلیمانی و خسروی برای قاب‌های بتنی توسعه داده شده است که یکی از مدل‌های ارائه شده برای قاب بتنی مدل قاب جایگزین می‌باشد. در سال‌های اخیر محققان زیادی از خانواده مدل‌های استخوان ماهی به عنوان مدل ساده شده قاب خمشی،

استفاده از روش مدل سازی فایبر جهت مدل سازی غیرخطی دیوار برشی بتن آرمه بسیار متداول می‌باشد. در این روش با استفاده از المان‌های فایبر که بر اساس روابط تنش - کرنش مصالح می‌باشند، در کل طول المان رفتار پلاستیسیت گسترده در نظر گرفته می‌شود [1-3]. از سال ۱۹۸۳ به بعد با ارائه مدل سه المان محوری قائم (Three Vertical Line Element Model) که توسط کایاساوا و همکاران [4] پیشنهاد شده است، مدل‌هایی که مبتنی بر المان‌های محوری قائم می‌باشند ارائه شدند که هم‌چنان در حال توسعه می‌باشند. این مدل در سال‌های ۱۹۸۷ و ۱۹۸۸ توسط ولکانو و همکاران [5] اصلاح گردید و تحت عنوان مدل چند المان محوری قائم (Multi Vertical Line Element Model) نام گذاری شد که رفتارهای خمشی دیوار را به خوبی مدل سازی می‌کند [6]. ماسون و والاس [7] این مدل را برای در نظر گرفتن اندرکنش برش و نیروی محوری اصلاح کردند. اراکال و والاس [8] مدل MVLEM را به طور مستقیم بر اساس روابط ساختاری مصالح تحت بارگذاری سیکلیک ارائه کردند. کلوزواری و والاس [9-12] مدل MVLEM را که اندرکنش خمش و برش را در نظر می‌گیرد و

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۹/۲۵ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۱۲/۸ می‌باشد.

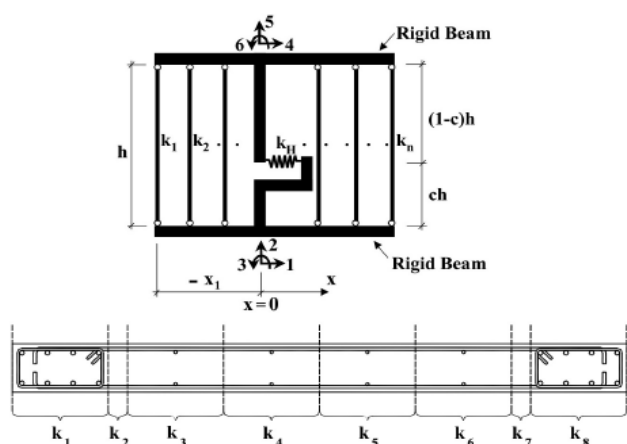
(۱) دانش آموخته دکتری دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۳) استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

و سطح نسبت داده شده به هر المان بستگی دارد. چرخش نسبی المان دیوار حول نقطه‌ای به ارتفاع ch روی محور مرکزی دیوار اتفاق می‌افتد که بیانگر تغییر جایگاه تار خنثی در مقطع دیوار می‌باشد. انتخاب پارامتر c بستگی به توزیع خمش در ارتفاع دیوار دارد که برای انحنای ساده بین صفر و یک متغیر است. تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که مقدار $c=0.4$ می‌تواند بهترین نقطه برای مرکز دوران باشد [7]. پاسخ غیرخطی برشی دیوار توسط فنر افقی با سختی k_H در نظر گرفته می‌شود که در ارتفاع ch قرار داده می‌شود. باتوجه به این که در این تحقیق تمرکز بر روی پاسخ‌های خمشی سیستم دوگانه می‌باشد برای فنر برشی یک سختی الاستیک با مقدار زیاد در نظر گرفته شده است.

برای مدل ساده شده قاب خمشی، از مدل قاب جایگزین پیشنهاد شده توسط سلیمانی و همکاران مطابق شکل (۲) استفاده شده است [17]. در این مدل باتوجه به این که چرخش گره‌های یک طبقه تقریباً یکسان است می‌توان سختی تیرها و ستون‌ها را به صورت سختی‌های موازی در نظر گرفت و قابل جمع شدن می‌باشند و بنابراین می‌توان قاب چنددهانه را با قاب یکدهانه جایگزین کرد. به طور خلاصه مدل قاب جایگزین سختی و مقاومت المان‌های یک قاب n دهانه را به یک قاب یکدهانه متمرکز می‌کند. رفتار و تغییر شکل‌های تیر اصلی و حتی انحنای ساده تیر می‌تواند با استفاده از یک تیر با طول کامل که اجازه حرکت خط تأثیر را می‌دهد شبیه سازی شود. علاوه بر این تغییر شکل‌های خمشی قاب اصلی می‌تواند با کشیدگی و انقباض ستون‌های قاب جایگزین به دست آید.



شکل ۱ مدل MVLEM برای دیوار برشی [8]

به خصوص در آنالیزهای حجیم بهره گرفته اند [18-27].

به منظور بررسی رفتار غیرخطی سیستم‌های دوگانه مطالعاتی صورت گرفته است که از آن جمله می‌توان به مدل تیر پیوسته اشاره کرد که اولین بار توسط خان و ابارونیز به منظور بررسی اندرکنش قاب خمشی و دیوار برشی ارائه شد [28]. در این روش سازه با دیوار برشی با سختی یک نواخت، می‌تواند به عنوان یک سیستم پیوسته معادل که شامل ترکیبی از طره خمشی و طره برشی می‌باشد مدل سازی شود. هم چنین در تحقیقی که توسط هوآنگ و کوآنگ [29] صورت گرفته است از این تکنیک پیوسته برای تخمین پاسخ لرزه‌ای سازه‌های با دیوار برشی با سختی یک نواخت در ساختمان‌های بلند استفاده شده است. مدل‌های ساده شده دیگری نیز برای سیستم دوگانه قاب خمشی- دیوار برشی ارائه شده است که از مدل‌های ساده شده MVLEM برای مدل سازی دیوار برشی استفاده شده است [30-34]. در اکثر این مدل‌ها اندرکنش بین قاب و دیوار با المان صلب لحاظ شده است. باتوجه به تحقیقاتی که تاکنون انجام شده است و باتوجه به اهمیت بررسی رفتار سیستم دوگانه قاب-دیوار برشی، نیاز به مدل ساده شده‌ای می‌باشد که بتوان رفتار لرزه‌ای سیستم را با صرف زمان کمتر و با حداکثر دقت آنالیز و بررسی کرد؛ لذا در این تحقیق باتوجه به مدل‌های ساده شده‌ای که برای هر یک از سیستم‌های قاب خمشی و دیوار برشی به طور جداگانه ارائه شده است مدل ساده شده‌ای برای سیستم دوگانه پیشنهاد شده است.

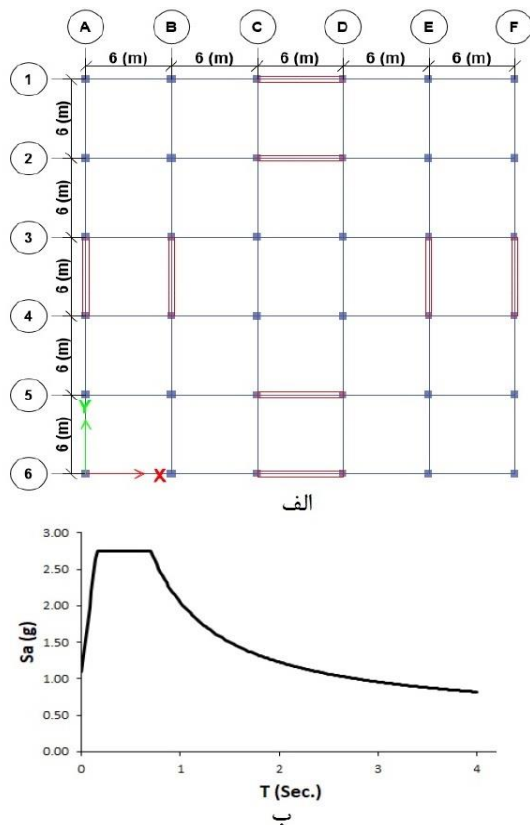
پیشنهاد یک مدل ساده شده

به طور معمول از مدل فایبر برای مدل سازی با جزئیات دیوار برشی استفاده می‌شود. از میان مدل‌های ساده شده‌ای که برای دیوار برشی ارائه شده است مدل چند المان محوری خطی تحت عنوان مدل MVLEM به عنوان مدل ساده شده کارا برای مدل سازی رفتار غیرخطی دیوار برشی بتن آرمه استفاده می‌شود. این مدل بر پایه مدل ارائه شده توسط ولکانو و همکاران می‌باشد [6]. در این مدل، مطابق شکل (۱) دیوار با المان‌های تک محوری با سختی k_1 تا k_n به صورت موازی، یک المان صلب محوری در مرکز دیوار و تیرهای با صلبیت بی نهایت در بالا و پایین تر از طبقه مدل می‌شود. مشخصات سختی و رابطه نیرو- تغییر مکان المان‌های محوری به روابط ساختاری تنش- کرنش بتن و فولاد

مدل ساختمانی

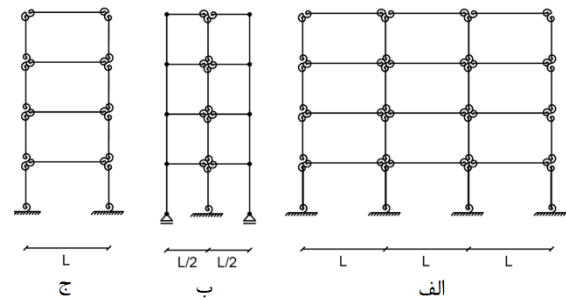
به منظور ارزیابی سیستم ساده شده پیشنهادی قاب خمشی - دیوار برشی بتنی، یک ساختمان ده طبقه طراحی شده است (شکل ۴- الف). این مدل به عنوان مدل اصلی یا مدل مرجع است و مدل ساده شده پیشنهادی با آن مقایسه می گردد.

ساختمان در دو جهت متقارن است و دارای پنج دهانه ۶ متری و با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر می باشد. بار مرده و زنده کف طبقات به ترتیب ۵ و ۲ کیلونیوتن بر متر مربع د نظر گرفته شده است. برای تعیین بار طراحی لرزه ای براساس آیین نامه ASCE/SEI 7-10، طیف پاسخ طراحی برای خاک نوع D واقع در منطقه کالیفرنیا با ($S_1 = 0. S_s = 1.25$)، تعیین شده است. طیف طراحی سازه در شکل (۴- ب) نشان داده شده است.



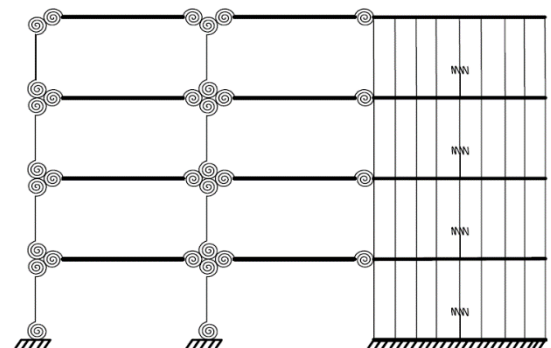
شکل ۴ ساختمان ده طبقه مورد بررسی: (الف) پلان سازه، (ب) طیف طراحی سازه

باتوجه به تقارن سازه در دو جهت، مدل با جزییات مطابق شکل (۵) انتخاب شده است؛ یعنی قاب های شماره ۱، ۲ و ۳ در نظر گرفته شده اند که به صورت طبقه صلب به هم وصل شده اند.

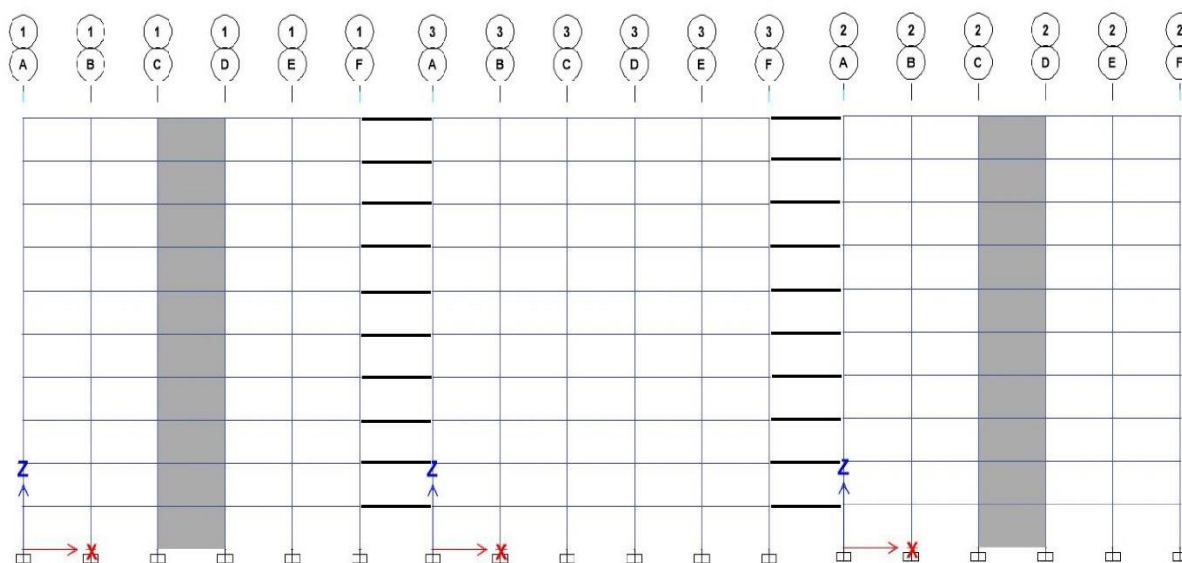


شکل ۲ مدل های قاب: (الف) CMRF، (ب) MFB و (ج) SF [20]

در قاب خمشی بتنی برخلاف قاب خمشی فولادی، ظرفیت لنگر مثبت و منفی تیرها با هم برابر نیست که این موضوع سبب تقدم و تأخر مفصل شدن دو انتهای تیر می شود. به این معنی که وقتی قاب خمشی بتن آرمه تحت بارگذاری جانبی قرار می گیرد، یک انتهای تیر که ظرفیت کمتری دارد زودتر تسلیم می شود و بنابراین نقطه عطف در وسط تیر قرار نمی گیرد. این مشکل در مدل یک دهانه قاب جایگزین برطرف شده است. تمام پارامترهای این مدل مانند مدل MFB است ولی چون مدل دارای دو ستون است، EI و M_y ستون ها در این مدل برابر نصف مقادیر متناظر در تک ستون مدل MFB می باشد. هم چنین مساحت ستون ها باید برابر مساحت المان های خرابایی دو طرف مدل MFB لحاظ شود. در این تحقیق مدلی برای سیستم دو گانه منظم در پلان و دارای دهانه های یکسان پیشنهاد شده است که ترکیبی از مدل های ساده شده دیوار برشی و قاب خمشی می باشد (شکل ۳). برای دیوار برشی از مدل ساده شده MVLEM و برای قاب خمشی از مدل ساده شده قاب جایگزین استفاده شده است که توسط تیرهای رابطی به یکدیگر متصل شده اند. این تیرهای رابط نماینده تیرهای بین قاب و دیوار در مدل اصلی می باشند.



شکل ۳ مدل ساده شده پیشنهاد شده برای سیستم دو گانه قاب خمشی و دیوار برشی



شکل ۵ مدل دارای جزئیات سیستم دوگانه قاب- دیوار

جدول ۱ مشخصات مقاطع تیرها و ستون قاب‌های ۲، ۱ و ۳

شماره قاب	طبقه اول- سوم	طبقه چهارم- ششم	طبقه هفتم و هشتم	طبقه نهم و دهم
ستون‌های قاب ۱ و ۲	C55-16T18	C50-16T16	C45-16T16	C40-16T16
ستون‌های قاب ۳	C50-16T16 C55-16T18	C45-16T16 C50-16T16	C40-16T16 C45-16T16	C35-16T12 C40-16T16
ابعاد تیرها	B55*55	B50*50	B45*45	B40*40

جدول ۲ مشخصات مقاطع دیوارهای قاب‌های ۲، ۱

مشخصات دیوار	طبقه اول و دوم	طبقه سوم و چهارم	طبقه پنجم و ششم	طبقه هفتم و هشتم
ضخامت دیوار و میلگرد طولی	40 cm T10@300	35 cm T10@300	30 cm T10@300	25 cm T10@300
ابعاد و میلگرد المان مرزی	C65*65-24T28	C60*60-24T25	C55*55-24T20	C50*50-20T18

در جدول (۱) مشخصات تیرها و ستون‌ها ارائه شده‌است. تمام تیرهای یک طبقه تیپ در نظر گرفته شده‌اند. همچنین مشخصات مقطع عرضی تمام دیوارها در جدول (۲) نشان داده شده‌اند. دیوارها در هر دو طبقه تیپ در نظر گرفته شده‌اند.

مدل‌سازی غیرخطی

مدل دارای جزئیات

مدل دارای جزئیات به عنوان یک مدل مرجع یا مدل اصلی در نرم‌افزار آپن سیس (OpenSees) مدل‌سازی شده‌است. در این مدل برای مدل‌سازی دیوار برشی از دو المان تیر- ستون با مقطع فایبر در هر طبقه استفاده شده‌است به طوری که مقطع عرضی المان به

دسته‌ای از رشته یا فیبرهای محوری که براساس روابط تنش- کرنش محوری مصالح می‌باشند، تقسیم می‌شود. در مدل فایبر دیوار برشی بخش هسته و پوسته المان‌های مرزی با مدل‌های رفتاری محصورشده و غیرمحصورشده از هم تفکیک شده‌اند. تیر و ستون‌های قاب نیز به صورت پلاستیسیته متمرکز مدل‌سازی شده‌اند یعنی یک المان الاستیک به همراه دو فنر متمرکز در دو انتهای این المان که غیرخطی شدن عضو را نشان می‌دهند. مدل رفتاری این فنرها مدل رفتاری ایبارا- مدینا- کراوینکلر و مطابق شکل (۶) می‌باشد که در این تحقیق براساس روابط هستون برای سازه بتنی مورد استفاده قرار گرفته‌است.

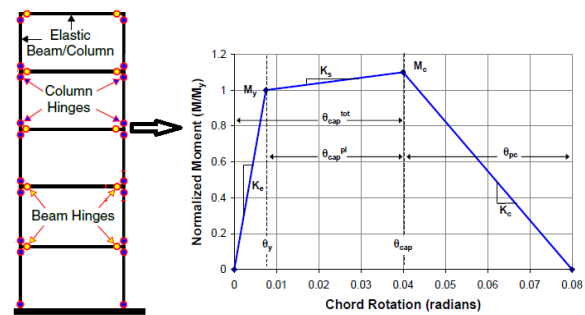
مدل ساده شده

به منظور ارائه مدل ساده شده برای سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی مطابق شکل (۳)، از سه قاب متصل بهم به عنوان مدل اصلی یا مدل دارای جزئیات مطابق شکل (۵) استفاده شده است؛ لذا در مدل ساده شده از یک قاب به عنوان جایگزین نه قاب سیستم اصلی (دو قاب از سیستم ۱، دو قاب از سیستم ۲ و پنج قاب از سیستم ۳) و یک دیوار به عنوان جایگزین دو دیوار در سیستم اصلی قاب های ۱ و ۲ استفاده شده است. تیر واسط بین دیوار و قاب در سیستم ساده شده نیز جایگزین چهار تیر واسط در سیستم اصلی قاب های ۱ و ۲ می باشد.

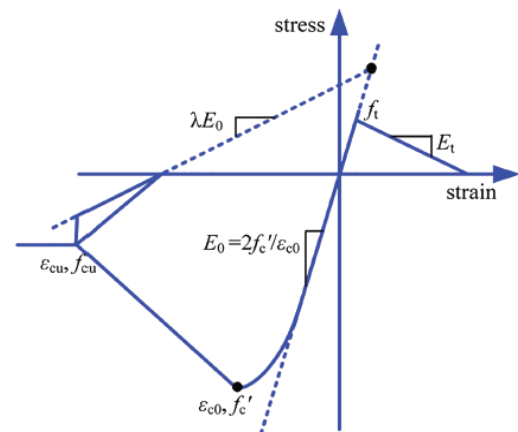
برای مدل سازی دیوار در مدل ساده شده از مدل MVLEM استفاده شده است، به طوری که در هر طبقه دو المان MVLEM قرار داده شده است و تعداد المان های محوری در مقطع عرضی دیوار شش المان می باشد یعنی دو المان محوری برای ستون های مرزی دیوار و چهار المان محوری که جان دیوار را تشکیل می دهند. با توجه به امکانات برنامه آپن سیس، برای مدل سازی این المان های محوری از المان های تراس استفاده شده است که مدل رفتاری و سطح مقطع بتن و فولاد به آن اختصاص داده می شود. در مدل ساده شده سطح مقطع بتن و میلگردهای دیوار در المان های محوری به ازای دو دیوار دو برابر شده اند.

در تعریف پارامترهای فنرهای انتهایی تیرهای قاب و تیرهای رابط، پارامترهای سختی و لنگر تسلیم در فنر معادل مدل های ساده شده برابر با مجموع پارامترهای متناظر در مدل اصلی (مجموع موازی فنرها) می باشد، یعنی برای تیرهای قاب برابر با مجموع نه پارامتر از تیرهای قاب های ۱، ۲ و ۳، و برای تیر واسط برابر با مجموع چهار پارامتر از چهار تیر واسط در قاب های اصلی ۱ و ۲ است. سایر پارامترها از جمله پارامترهای زوال مانند M_c/M_y و θ_p به صورت میانگین در نظر گرفته شده اند.

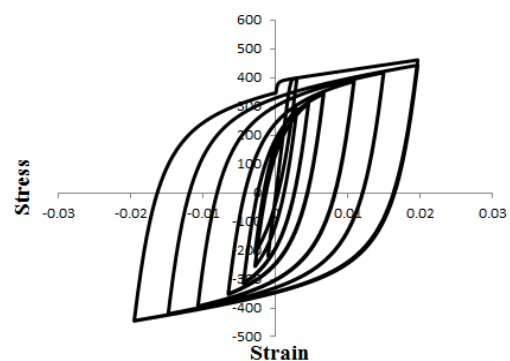
در تعیین پارامترهای فنرهای غیرخطی ستون پارامترهای سختی و لنگر تسلیم در فنر معادل مدل های ساده شده، برای ستون متصل به دهانه دیوار (ستون چپ) از برآیند مشخصات چهار ستون متصل به دیوار در قاب ۱ و ۲ و سه ستون قاب ۳ استفاده شده است. هم چنین برای ستون راست در مدل ساده شده از برآیند



شکل ۶ مدل رفتار غیرخطی فنرهای دورانی



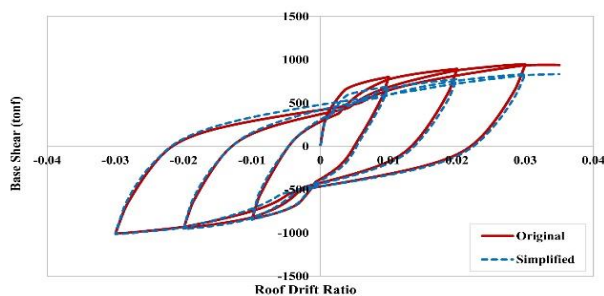
الف



ب

شکل ۷ مدل رفتاری مصالح: الف) Concrete02 و ب) Steel02 [35]

دقت مدل سازی علاوه بر نوع روش مدل سازی به مدل های رفتاری مصالح نیز بستگی دارند. با توجه به نرم افزار آپن سیس مدل های هیستریک محوری ساختاری مصالح استفاده شده در این تحقیق برای بتن و فولاد به ترتیب Concrete02 و Steel02 می باشند [35].



شکل ۸ منحنی پوش‌آور چرخه‌ای

برای ارزیابی دقیق‌تر پاسخ سازه توسط دو مدل اصلی و ساده‌شده از دو دسته رکورد نزدیک گسل و دور از گسل استفاده شده‌است که عبارتند از تعداد ۲۰ رکورد حوزه نزدیک از کار بیکر و تعداد ۲۰ رکورد حوزه دور از FEMA440 و FEMA P-695. مشخصات این رکوردها در جداول (۴) و (۵) آورده شده‌اند. لازم به توضیح است که رکوردهای دور از گسل طوری مقیاس شده‌اند که مقدار طیف شتاب آن‌ها در دوره تناوب اصلی ساختمان برابر با طیف طرح ساختمان شود. از جمله پارامترهای مهمی که در ارزیابی رفتار لرزه‌ای و خسارت سازه در مهندسی زلزله مورد توجه است جابه‌جایی نسبی طبقات می‌باشد. در این تحقیق نیز از این پارامتر به منظور بررسی پاسخ‌های سازه با دو مدل اصلی و ساده‌شده استفاده شده‌است و برای بررسی دقیق‌تر پاسخ‌ها، کمیت‌های بایاس و پراکندگی دو پارامتر به‌ازای رکوردهای حوزه دور و نزدیک تعیین شده‌اند. شکل (۹) توزیع جابه‌جایی‌های نسبی را در ارتفاع طبقات ساختمان نشان می‌دهند. هر منحنی خاکستری‌رنگ توزیع جابه‌جایی نسبی را در مدل اصلی به‌ازای هر رکورد زلزله نشان می‌دهد. علاوه بر این جابه‌جایی نسبی متوسط حاصل از تمام رکوردها برای دو مدل اصلی و ساده‌شده نشان داده شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود جابه‌جایی نسبی در طبقات بالاتر بیشتر از طبقات پایین‌تر می‌باشد، به عبارت دیگر جابه‌جایی نسبی طبقات تحت تأثیر عملکرد دیوار قرار گرفته‌است. هم‌چنین با توجه به جابه‌جایی نسبی متوسط، پاسخ حاصل از دو مدل اصلی و ساده‌شده تحت زلزله نزدیک گسل اختلاف کمتری را نشان می‌دهند.

چهارستون کناری قاب ۱ و ۲ و سه ستون قاب ۳ استفاده شده‌است.

جزء سوم مدل ساده پیشنهادی سیستم دوگانه قاب خمشی- دیوار برشی، تیرهای رابط بین قاب و دیوار هستند که تحت عنوان تیر واسط نام‌گذاری شده‌اند. پارامترهای غیرخطی این تیر رابط معادل چهار تیر واسط بین قاب و دیوار در مدل اصلی مدل‌سازی می‌شود.

ارزیابی مدل ساده پیشنهادی

در این تحقیق به منظور ارزیابی مدل ساده پیشنهادشده و مقایسه آن با مدل مرجع، پس از مدل‌سازی هر دو مدل در نرم‌افزار آپن‌سیس، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام شده‌است.

در جدول (۳) زمان تناوب سه مود اول سازه برای هر دو مدل اصلی و ساده‌شده ارائه شده‌اند. زمان تناوب اصلی سازه در دو مدل اختلاف بسیار کم، ۰/۱۴۲ درصد را نشان می‌دهد که می‌تواند بیانگر این مطلب باشد که مدل ساده‌شده پیشنهادی سختی اولیه سازه را به درستی مدل کرده‌است و تخمین دقیقی از زمان تناوب اصلی سازه ارائه می‌دهد.

جدول ۳ زمان تناوب سه مود اول سازه

سازه ساده‌شده	سازه اصلی	زمان تناوب مودها
۰/۶۳۲۶	۰/۶۳۳۵	T ₁
۰/۱۳۰۸	۰/۱۳۱۷	T ₂
۰/۰۴۹۷	۰/۰۵۰۶	T ₃

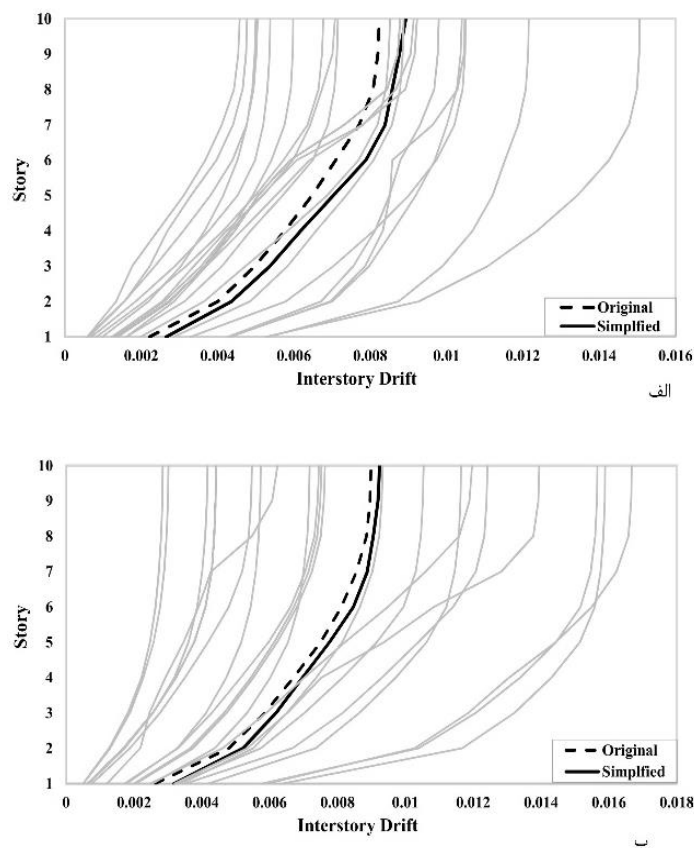
به منظور درک بهتر رفتار غیرخطی کلی سازه در شکل (۸) منحنی پوش‌آور چرخه‌ای برای سیستم سازه کل آورده شده‌اند که نشان می‌دهد رفتار دو مدل در حین باربرداری و بارگذاری مجدد تطبیق مناسبی دارد و ظرفیت تسلیم تقریباً یکسانی را نشان می‌دهد.

جدول ۴ رکوردهای انتخابی نزدیک گسل

نام زلزله	بزرگا (Mw)	فاصله از گسل (Km)	PGA (g)	ایستگاه
Imperial Valley-06	6.53	7.3	0.179	EC County Center FF
Imperial Valley-06	6.53	0.1	0.378	EC Meloland Overpass FF
Imperial Valley-06	6.53	7.1	0.357	El Centro Array #4
Imperial Valley-06	6.53	4.0	0.375	El Centro Array #5
Imperial Valley-06	6.53	0.6	0.462	El Centro Array #7
Imperial Valley-06	6.53	3.9	0.468	El Centro Array #8
Imperial Valley-06	6.53	5.1	0.417	El Centro Differential Array
Westmorland	5.9	16.7	0.172	Parachute Test Site
Coalinga-05	5.8		0.866	Oil City
Morgan Hill	6.2	0.5	0.814	Coyote Lake Dam (SW Abut)
Taiwan SMART1(40)	6.3		0.205	SMART1 C00
Loma Prieta	6.93	8.5	0.363	Saratoga
Erzican	6.69	4.4	0.486	Erzican
Cape Mendocino	7.01	8.2	0.615	Petrolia
Northridge-01	5.4	6.7	0.518	Jensen Filter Plant
Northridge-01	5.4	6.7	0.518	Jensen Filter Plant Generator
Northridge-01	5.5	6.7	0.426	Newhall - W Pico Canyon Rd.
Northridge-01	7.0	6.7	1.376	Pacoima Dam (upper left)
Northridge-01	5.4	6.7	0.594	Sylmar - Converter Sta
Kobe, Japan	0.3	6.9	0.645	Takarazuka

جدول ۵ رکوردهای انتخابی دور از گسل

نام زلزله	بزرگا (Mw)	فاصله از گسل (Km)	PGA (g)	ایستگاه
Imperial Valley-06	7.28	23.6	0.245	Yermo
Imperial Valley-06	7.28	36.2	0.089	Palm Springs, Airport
Imperial Valley-06	6.69	17.3	0.883	Santa Monica City Hall
Imperial Valley-06	6.69	10.4	0.367	Los Angeles, Hollywood Storage Bldg
Imperial Valley-06	6.69	24.3	0.172	Los Angeles, N. Westmoreland
Imperial Valley-06	7.01	22.7	0.55	Rio Dell Overpass
Imperial Valley-06	7.62	32	0.44	CHY101
Westmorland	7.62	77.5	0.51	TCU045
Coalinga-05	7.14	41.3	0.82	Bolu
Morgan Hill	7.13	26.5	0.34	Hector
Taiwan SMART1(40)	6.53	33.7	0.35	Delta
Loma Prieta	6.9	8.7	0.51	Nishi-Akashi
Erzican	6.6	46	0.24	Shin-Osaka
Cape Mendocino	7.51	53.7	0.22	Arcelik
Northridge-01	7.51	98.2	0.36	Duzce
Northridge-01	7.28	82.1	0.42	Coolwater
Northridge-01	6.93	9.8	0.53	Capitola
Northridge-01	7.37	40.4	0.51	Abbar
Northridge-01	6.69	13.3	0.52	BeverlyHillsMulhol
Kobe, Japan	6.54	11.2	0.45	PoeRoad



شکل ۹ توزیع جابه‌جایی نسبی طبقات تحت: (الف) رکوردهای حوزه دور و (ب) رکوردهای حوزه نزدیک

استاندارد لگاریتم طبیعی θ'/θ که هر چه مقدار پراکندگی کمتر باشد، پراکندگی پیش‌بینی‌کننده θ' در اطراف $\delta\theta$ کمتر است و در نتیجه دقت پیش‌بینی‌کننده θ' بیشتر است.

مقادیر بایاس و پراکندگی تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک در شکل (۱۰) نشان داده شده‌اند. مطابق شکل، مقادیر بایاس در دو طبقه اول بیشتر است و مدل ساده‌شده پاسخ جابه‌جایی نسبی را در این طبقات حدود ۲۰ درصد بیشتر نشان می‌دهد؛ اما در طبقات بالاتر، مقدار بایاس کمتر شده و پاسخ پیش‌بینی‌شده توسط مدل ساده‌شده به‌طور متوسط نزدیک به مدل دارای جزئیات بوده‌است. به‌طور کلی نیز به‌ازای رکوردهای حوزه نزدیک، مدل ساده‌شده پیش‌بینی دقیق‌تری از پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات ارائه نموده‌است. هم‌چنین مقادیر پراکندگی در طبقات مختلف نشان می‌دهند که مدل ساده‌شده در پیش‌بینی جابه‌جایی نسبی طبقات مختلف تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور حدود ۱۰ تا ۲۰ درصد خطا دارد.

به‌منظور ارزیابی دقت مدل‌ها از پارامترهای بایاس و پراکندگی استفاده شده‌است. مدل فایبر به‌عنوان مدل مرجع در نظر گرفته شده‌است. این دو پارامتر به‌صورت روابط زیر تعریف می‌شوند:

$$\delta = e^{\frac{1}{n} \sum \ln(\frac{\theta'}{\theta})} \quad (۱)$$

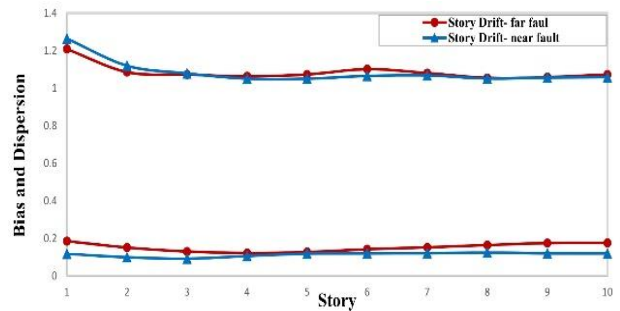
$$\sigma = SD(\ln(\frac{\theta'}{\theta})) \quad (۲)$$

در این روابط n تعداد رکوردهای زلزله، θ حداکثر جابه‌جایی نسبی در هر طبقه در مدل دارای جزئیات و θ' حداکثر جابه‌جایی نسبی در مدل‌های ساده‌شده پیشنهادی می‌باشد.

فاکتور بایاس (δ) یک پیش‌بینی‌کننده عبارت است از میانگین هندسی θ'/θ که اگر این فاکتور کمتر از یک باشد پیش‌بینی‌کننده θ' به‌طور متوسط تخمینی دست پایین از θ ارائه می‌دهد. و اگر بزرگ‌تر از یک باشد θ' به‌طور متوسط θ را دست بالا تخمین می‌زند. هم‌چنین دقت یک پیش‌بینی‌کننده توسط فاکتور پراکندگی (σ) محاسبه می‌شود که عبارت است از انحراف

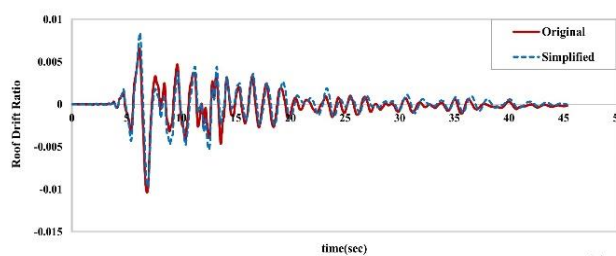
رکورد حوزه دور و دو رکورد حوزه نزدیک نشان داده شده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود روند نوسانات پاسخ در طول زمان برای هر دو گروه رکورد حوزه دور و نزدیک در دو مدل اصلی و ساده شده مشابه می‌باشد ولی در جابه‌جایی‌های حداکثر و جابه‌جایی‌های ماندگار برای بعضی از رکوردهای زلزله تفاوت‌هایی مشاهده می‌شود.

باتوجه به این که یکی از مهم‌ترین اهداف ایجاد مدل‌های ساده‌شده چند درجه آزادی کاهش زمان انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی می‌باشد، مدت زمان انجام تحلیل برای هر دو مدل اصلی و ساده به‌ازای هر یک از رکوردهای حوزه دور و نزدیک تعیین شده و در شکل (۱۲) نشان داده شده‌اند.

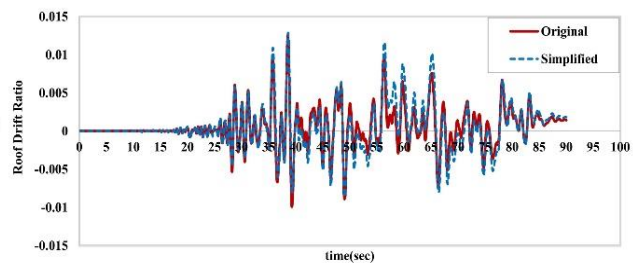


شکل ۱۰ بایاس و پراکندگی جابه‌جایی نسبی طبقات تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک

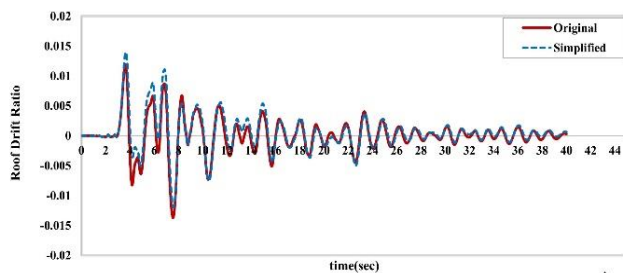
در شکل‌های (۱۱) نمونه‌هایی از منحنی‌های تاریخچه‌زمانی نسبت جابه‌جایی بام برای مدل‌های اصلی و ساده‌شده، تحت دو



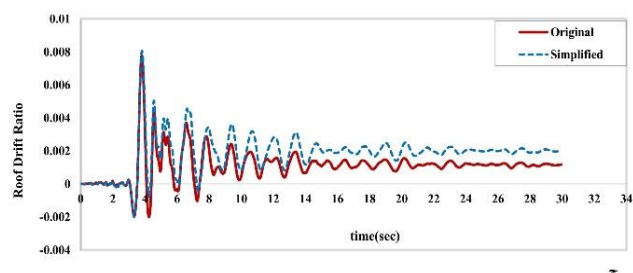
ب



الف

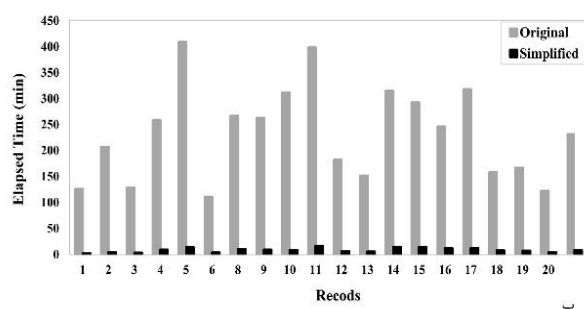


د

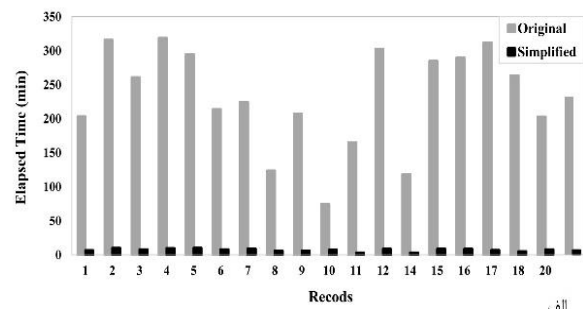


ج

شکل ۱۱ نمودار تاریخچه‌زمانی جابه‌جایی بام تحت رکورد (الف) حوزه دور FEMA695ChiChiCHY101، (ب) حوزه دور HectorMineHector، (ج) حوزه نزدیک Morgan Hill و (د) حوزه نزدیک Northridge-01



ب



الف

شکل ۱۲ مقایسه مدت زمان مورد نیاز برای تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای: (الف) حوزه دور و (ب) حوزه نزدیک

چنددهانه و دیوار برشی با مدل فایبر در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شد.

نتایج آنالیزهای غیرخطی برای ۲۰ رکورد نزدیک گسل و ۲۰ رکورد دور از گسل نشان می‌دهد که مدل ساده‌شده پیشنهادی جابه‌جایی نسبی طبقات را با خطای کمتر از ۲۰ درصد پیش‌بینی می‌کند. درحالی‌که مدت زمان لازم برای تحلیل مدل ساده‌شده حدود ۳۰ برابر کمتر از زمان لازم برای تحلیل مدل دارای جزئیات است.

برای ارزیابی پاسخ دینامیکی مدل ساده‌شده از تغییرمکان نسبی طبقات و دو شاخص آماری بایاس و پراکندگی استفاده شد که همواره این شاخص‌های آماری انحراف و پراکندگی کمتر از ۲۰ درصد را نشان داده‌اند.

مطابق شکل (۱۲) مجموع زمان انجام تحلیل تاریخچه‌زمانی مربوط به دو مدل اصلی و ساده‌شده تحت تمام ۴۰ رکورد حوزه دور و نزدیک به ترتیب ۱۴۳ و ۵ ساعت بوده‌است. ملاحظه می‌شود که مدل ساده‌شده حدود ۳۰ برابر زمان انجام تحلیل را کاهش می‌دهد که این مورد مهم‌ترین قابلیت و کارایی مدل ساده‌شده در تعیین پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق یک مدل ساده‌شده برای سیستم دوگانه قاب خمشی- دیوار برشی منظم با دهانه برابر ارائه شده‌است که در آن برای مدل‌سازی دیوار برشی از مدل MVLEM و برای مدل‌سازی قاب خمشی بتنی از مدل قاب جایگزین استفاده شده‌است. برای ارزیابی دقت مدل ساده‌شده پیشنهادی، مدل دارای جزئیات یک ساختمان دارای سیستم مشتمل بر قاب

مراجع

1. Taucer, F., Spacone, E., & Filippou, F. C., "A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures", *Earthquake Engineering Research Center*, Report No. UCB/EERC-91/17, College of Engineering, University of California, (1991).
2. Petrangeli, M., Pinto, P. E., & Ciampi, V., "Fiber Element for Cyclic Bending and Shear of RC Structures. I: Theory", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 125, No. 9, pp. 994-1001, (1999).
3. Petrangeli, M., "Fiber Element for Cyclic Bending and Shear of RC Structures. II: Verification", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 125, No. 9, pp. 1002-1009, (1999).
4. Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S., & Aoyama, H., "Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure", *Journal of the Faculty of Engineering*, Vol. 37, No. 2, pp. 431-478, (1983).
5. Vulcano, A., & Bertero, V. V., "Analytical Models for Predicting the Lateral Response of RC Shear Walls: Evaluation of Their Reliability", *Earthquake Engineering Research Center*, Report No. UCB/EERC-87/19, College of Engineering, University of California, (1987).
6. Vulcano, A., Bertero, V. V., & Colotti, V., "Analytical Modeling of RC Structural Walls", *In Proceedings of 9th world conference on earthquake engineering*, Vol. 6, pp. 41-46, (1988).
7. Massone, L. M., & Wallace, J. W., "Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls", *Structural Journal*, Vol. 101, No. 1, pp. 103-113, (2004).
8. Orakcal, K., & Wallace, J. W., "Nonlinear Modeling and Analysis of Slender Reinforced Concrete Walls", *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, pp. 688-698, (2004).
9. Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W., "Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. I: Theory", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, No. 5, pp. 04014135, (2015).

10. Kolozvari, K., Tran, T. A., Orakcal, K., & Wallace, J. W., "Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. II: Experimental Validation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, No. 5, pp. 04014136, (2015).
11. Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W., "Shear-Flexure Interaction Modeling of reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading", Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report No. PEER-2015/12, University of California, Berkeley, (2015).
12. Kolozvari, K., & Wallace, J. W., "Practical Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 142, No. 12, pp. G4016001, (2016).
13. Esmaeiltabar, P., Vaseghi, J., & Khosravi, H., "Nonlinear Macro Modeling of Slender Reinforced Concrete Shear Walls", *Structural Concrete*, Vol. 20, No. 3, pp. 899-910, (2019).
۱۴. اسماعیل تبار نشلی، پ.، واتقی امیری، ج.، خسروی، ح.، «مقایسه مدل ساده شده چند المان محوری با مدل فایبر در مدل سازی غیرخطی دیوار برشی بتنی»، نشریه مهندسی سازه و ساخت، دوره ۷، شماره ۳۱، (بهار ۱۳۹۹).
15. Nakashima, M., Ogawa, K., & Inoue, K., "Generic Frame Model for Simulation of Earthquake Responses of Steel Moment Frames", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 31, No 3, pp. 671-692, (2002).
16. Khaloo, A. R., & Khosravi, H., "Modified Fish-Bone Model: A Simplified MDOF Model for Simulation of Seismic Responses of Moment Resisting Frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 55, pp. 195-210, (2013).
17. Soleimani, R., Khosravi, H., & Hamidi, H., "Substitute Frame and Adapted Fish-Bone model: Two Simplified Frames Representative of RC Moment Resisting Frames", *Engineering Structures*, Vol. 185, pp. 68-89, (2019).
18. d'Aragona, M. G., Polese, M., & Prota, A., "Stick-IT: A Simplified Model for Rapid Estimation of IDR and PFA for Existing Low-Rise Symmetric Infilled RC Building Typologies", *Engineering Structures*, Vol. 223, pp. 111182, (2020).
19. Gaetani d'Aragona, M., Polese, M., Di Ludovico, M., & Prota, A., "The Use of Stick- IT Model for the Prediction of Direct Economic Losses", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 50, No. 7, pp. 1884-1907, (2021).
20. Soleimani, R., & Hamidi, H., "General Substitute Frame Model (GSF) for Efficient Estimation of Seismic Demands of Steel and RC Moment Frames", *Engineering Structures*, Vol. 246, pp. 113031, (2021).
21. Soleimani, R., & Hamidi, H., "Improved Substitute-Frame (ISF) Model for Seismic Response of Steel-MRF with Vertical Irregularities", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 186, pp. 106918, (2021).
22. Jamšek, A., & Dolšek, M., "The Reduced-Degree-of-Freedom Model for Seismic Analysis of Predominantly Plan-Symmetric Reinforced Concrete Wall-Frame Building", *Buildings*, Vol. 11, No. 8, pp. 372, (2021).
23. Jamšek, A., & Dolšek, M., "Seismic Analysis of Older and Contemporary Reinforced Concrete Frames with the Improved Fish-Bone Model", *Engineering Structures*, Vol. 212, pp. 110514, (2020).
24. Hosseini, M., Amiri, H. A., & Estekanchi, H. E., "Consistent One-Bay Frame Simplified Model for Efficient Seismic Evaluation of Steel Moment Frame Buildings with Equal and Unequal Bay Lengths", *In Structures*, Vol. 34, pp. 3345-3362, Elsevier, (2021).
25. Qu, Z., Gong, T., Wang, X., Li, Q., & Wang, T., "Stiffness and Strength Demands for Pin-Supported Walls in Reinforced-Concrete Moment Frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 146, No. 9, pp. 04020181, (2020).

26. Ghaderi, P., Khosravi, H., & Firoozjaee, A. R., "Consideration of Strength-Stiffness Dependency in the Determination of Lateral Load Pattern", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 137, pp. 106287, (2020).
27. Wu, P., "Population Development Challenges in China ", Springer, Singapore, pp. 205-216, (2020).
28. Khan, F. R., & Sbarounis, J. A., "Interaction of Shear Walls and Frames", *Journal of the Structural Division*, Vol. 90, No. 3, pp. 285-335, (1964).
29. Kuang, J. S., & Huang, K., "Simplified Multi- Degree- of- Freedom Model for Estimation of Seismic Response of Regular Wall- Frame Structures", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 20, No. 3, pp. 418-432, (2011).
30. Azzato, F., & Vulcano, A., "Modeling of RC Frame-Wall Structures for Nonlinear Seismic Analysis", *In Proceedings of the 11 th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, (1996).
31. Zhou, X., & Li, G., "A Macro-Element Based Practical Model for Seismic Analysis of Steel-Concrete Composite High-Rise Buildings", *Engineering structures*, Vol. 49, pp. 91-103, (2013).
32. Kolozvari, K., & Wallace, J. W., "Practical Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 142, No. 12, pp. G4016001., (2016).
33. Li, G., Zhang, F., Zhang, Y., & Li, H. N., "Nonlinear Hysteretic Behavior Simulation of Reinforced Concrete Shear Walls Using the Force Analogy Method", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24, No. 7, pp. 504-520, (2015).
34. Kazaz, İ., & Gülkan, P., "Dynamic Shear Force Amplification in Regular Frame-Wall Systems", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 25, No. 2, pp. 112-135, (2016).
35. McKenna, F., Fenves G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B., "Open system for earthquake engineering simulation (Open-Sees)." Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA (2000).

Investigating the Effects of Rebars and Stirrup Made of Glass Fiber Reinforced Polymers on the Behavior of Reinforced Concrete Beams*

Research Article

Mohammad Mirzaei Fathkouhi¹ Farzad Hatami²
Hamid Reza Rabieefar³

1. Introduction

One of the most important issues discussed in the engineering fields is the innovation of reinforced concrete structures. With the development and emergence of new technologies in the civil industry, the use of new innovations in reinforced concrete structures is inevitable. Beam is one of the most important members of reinforced concrete structures, which for various reasons such as cracking, corrosion of concrete and stirrup of the beam tensile zone, high deflection, lack of proper implementation of the structure at the time of construction, change in structure use and non-compliance with new rules and regulations, need to use new materials to be able to increase the service life of the structure and any infrastructure at a lower cost and to continue the operation for them. In the past, methods such as concrete and steel armor have been used to compensate for the weaknesses of the abovementioned cases.

With the increasing development of technology and the need to use new materials, today FRP materials have a special place in the construction industry. Proper and principled use of these materials requires knowing the issues related to them. FRP rebars and sheets have, over time, found a special place in the construction industry. FRP rebars will eventually replace steel rebars due to their lighter weight, up to one-third of similar steel rebars, and ten times resistance to them, while they are also cheaper. These rebars have better corrosion resistance due to the properties of the materials used in them, and perhaps the only weakness of these rebars compared to steel rebars is their lower bonding to concrete.

Various studies have been conducted on the bonding effect of FRP rebars and sheets in concrete structures, including the study of Saad Farid in 2002, the research of Xi Wang Sun et al., and the study of Qader Ahmad et al.. In all of them, FRP rebars have been used instead of steel rebars, while the stirrups are still made of steel. Since stirrups are effective factors against shear cracks in beams and the use of these members will have a significant effect on reducing beam cracking and deflection and possibly increasing bonding, in this study an attempt was made to determine the behavior of a concrete beam made by glass fiber reinforced polymer (GFRP) rebars and stirrups.

The aim of this study was to investigate the effects of GFRP rebars and stirrups on the behavior and service life of concrete beams to be replaced with steel rebars and stirrups in order to increase the service life of concrete beams in corrosive environments.

2. Method

In this research, an investigation and comparison between steel rebars and stirrups with GFRP rebars and stirrups was made by making several concrete beams in which the main variables were rebars and stirrups. Therefore, according to Figure 1, to achieve this goal, three concrete beams with cross-sectional dimensions of 200 by 300 mm with a length of 2000 mm were constructed. The main variables in these beams are rebars and stirrups so that the first beam be reinforced by steel rebars and stirrups, the second beam by GFRP rebars and steel stirrups, and the third beam by GFRP rebars and stirrups. The resistance of concrete in all three beams was assumed to be constant. These beams were subjected to a four-point loading in the laboratory, and the four beams were compared based on the P-delta curve and the obtained results of the strain gauge data that were installed on the beams.

* Manuscript received: 26, February, 2022, Revised, March, 9, 2022, Accepted, 21, March, 2022.

¹. PhD Candidate, Construction Management, Islamic Azad University, Kish International Branch, Kish, Iran.

². Corresponding author. Assistant Professor, Structure and Earthquake Research Center, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran. **Email:** hatami@aut.ac.ir

³. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, South Tehran Branch, Tehran, Iran.

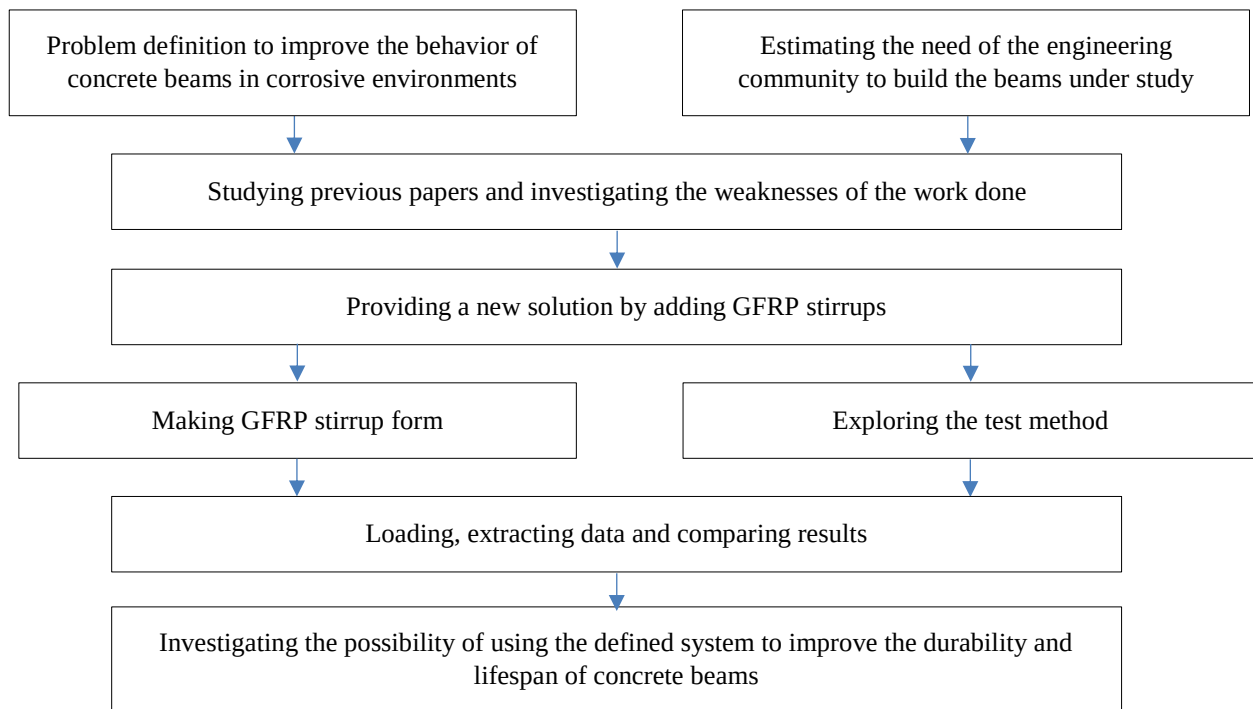


Figure 1. Steps of the research method

3. Results

By studying and summarizing the diagrams obtained from the load-displacement test of three concrete beams, the extracted points can be summarized as follows:

- Using GFRP rebars instead of steel rebars reduces the bending capacity of concrete beams by 55%;
- Reduction of bending capacity of concrete beams as a result of using GFRP rebars instead of steel rebars can be eliminated by increasing the diameter of GFRP rebars up to 55%;
- Using GFRP stirrups instead of steel stirrups increases the shear strength and reduces the ductility by up to one third in concrete beams;
- To increase the ductility in concrete beams in which GFRP stirrups are used, the distance of the stirrups can be increased up to three times, and at the same time, CFRP fibers can be used under the tensile zone of the beam as a jacketing around the concrete beam.

بررسی اثر میلگرد و خاموت‌های ساخته‌شده از پلیمرهای مسلح‌شده با الیاف شیشه‌ای بر رفتار تیرهای بتن‌آرمه*

مقاله پژوهشی

محمد میرزایی فتح کوهی^(۱) فرزاد حاتمی برق^(۲) حمیدرضا ربیعی فر^(۳)

چکیده تیر از مهم‌ترین اعضای سازه‌های بتن‌آرمه است که به دلایل مختلفی، نیاز به استفاده از مواد و مصالح جدید دارد. یکی از راهکارهای افزایش مقاومت باربری تیرهای بتن‌آرمه، جایگزینی مصالح مصرفی با مواد جدید می‌باشد. میلگردهای پلیمری مسلح‌شده با الیاف (FRP) یکی از مصالح ساختمانی جدید می‌باشد که با وزنی کمتر و مقاومتی بیشتر نسبت به میلگردهای معمولی، می‌توانند علاوه بر کاهش هزینه‌های اجرایی بتن، سبب بهبود عملکرد آن‌ها در مقابل ترک‌های برشی گردد. در این مطالعه از میلگردهای FRP با الیاف شیشه (GFRP) برای ساخت تیرهای بتنی با ابعاد مقطع ۲۰۰ در ۳۰۰ میلی‌متر و طول ۲۰۰۰ میلی‌متر استفاده شد. برای انجام آزمایش نیز از روش آزمایش بارگذاری چهارنقطه‌ای در آزمایشگاه استفاده شد. نتایج نشان داد که استفاده از خاموت‌های GFRP باعث افزایش مقاومت برشی تا سه برابر و کاهش شکل‌پذیری تیرهای بتنی تا ۵۵ درصد می‌شود.

واژه‌های کلیدی بتن، میلگرد، خاموت، تیرهای بتن‌آرمه، پلیمر مسلح‌شده با الیاف شیشه‌ای (GFRP).

مقدمه

یکی از مهم‌ترین مسائل مورد بحث در جامعه مهندسی، نوآوری سازه‌های بتن مسلح می‌باشد [1]. با گسترش تکنولوژی و ظهور فناوری‌های جدید در صنعت عمران، استفاده از نوآوری‌های جدید در سازه‌های بتن مسلح امری اجتناب‌ناپذیر است [2,3]. تیر از مهم‌ترین اعضای سازه‌های بتن‌آرمه است که به دلایل مختلفی از قبیل ایجاد ترک، خوردگی بتن و آرماتورهای ناحیه کششی تیر، خیز زیاد و عدم اجرای اصولی سازه در زمان ساخت، تغییر کاربری سازه و عدم تطابق با قوانین و آیین‌نامه‌های جدید، نیاز به استفاده از مواد و مصالح جدید دارد تا بتوان با هزینه‌ای کمتر طول عمر مفید سازه و هرگونه زیرساخت را افزایش داد و زمینه بهره‌برداری را برای آن‌ها استمرار بخشید [4,5]. در گذشته برای جبران نقاط ضعف موارد ذکرشده، از روش‌هایی هم‌چون زره‌پوش بتنی و فولادی استفاده می‌شد.

با گسترش روز افزون تکنولوژی و نیاز به استفاده از مصالح جدید امروزه مواد FRP جایگاه ویژه‌ای در صنعت ساختمان پیدا کرده‌است. استفاده درست و اصولی از این مواد، مستلزم شناخت مسایل مرتبط با آن‌هاست. میلگردها و ورقه‌های FRP به‌مرور جایگاه ویژه‌ای در صنعت ساختمان پیدا کرده‌است. میلگردهای

FRP به دلیل وزن سبک‌تر تا یک‌سوم میلگردهای فولادی مشابه و مقاومت ۱۰ برابری نسبت به آن‌ها به‌مرور جای میلگردهای فولادی را خواهد گرفت ضمن آن‌که از نظر اقتصادی کم‌هزینه‌تر نیز هستند. این میلگردها به‌خاطر خصوصیات مواد به‌کار رفته در آن مقاومت بهتری نسبت به خوردگی دارد و شاید بتوان تنها ضعف این میلگردها را نسبت به میلگردهای فولادی پیوستگی کمتر آن‌ها به بتن دانست.

مطالعات متعددی درباره بررسی اثر پیوستگی میلگردها و ورقه‌های FRP در سازه‌های بتنی به‌صورت تحلیلی و آزمایشگاهی توسط محققان داخلی و خارجی ارائه شده‌است که از آن جمله می‌توان به مطالعه سعد فرید و جبار [6] در سال ۲۰۰۲ با مقاله‌ای تحت عنوان جای‌گذاری میلگردهای GFRP با میلگردهای فولادی در سازه‌های بتنی اشاره نمود زی‌وانگ‌سان، و همکاران [7] مقاله‌ای با عنوان مطالعه آزمایشگاهی بر روی رفتار خمشی تیرهای بتنی مسلح‌شده با میلگردهای بسته‌های FRP فولادی و قادر احمد، دیشاد کاکاسور و عبدالخالق یاسین مقاله‌ای تحت عنوان مقاومت و شکست خمشی تیرهای بتن الیافی مسلح‌شده با میلگردهای CFRP اشاره نمود. در تمامی آن‌ها از میلگردهای FRP به‌جای میلگردهای فولادی استفاده شده‌است؛

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۱۲/۷ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۱/۷ می‌باشد.

(۱) گروه مهندسی عمران، واحد بین‌المللی کیش، دانشگاه آزاد اسلامی، جزیره کیش، ایران.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار، مرکز تحقیقات سازه و زلزله، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران.

(۳) استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران.

قادر احمد و همکاران [9] رفتار و مقاومت خمشی تیرهای با بتن معمولی و بتن الیافی را که هر دو با میلگردهای CFRP مسلح شده بودند مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که کاهش خیز و افزایش اولین بار ترک‌خوردگی با افزایش مقاومت فشاری، افزایش اندکی در خیز تیر بتن الیافی و نزدیک به همان مقدار بار نهایی مشاهده شد.

دجیان شن و همکاران [10] رفتار پیوستگی اعضای بتنی مسلح‌شده با میلگردهای BFRP را تحت نرخ‌های مختلف کرنش مورد مطالعه قرار دادند. نتایج آزمایش‌ها و آنالیزهای مربوط نشان داد که مقاومت اتصال اعضای بتنی مسلح‌شده با میلگردهای BFRP با افزایش نرخ‌های کرنش افزایش پیدا کرد و یک مدل برای مقاومت چسبندگی با توجه به نرخ کرنش پیشنهاد شد.

فیاض جواد و همکاران [11] رفتار سازه‌ای تیرها و ستون‌های بتنی مسلح‌شده با میلگردهای ساخته‌شده از ترکیب پلاستیک‌های زائد WPGFRP را مورد بررسی قرار داد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که استفاده از پلاستیک زائد در میلگردهای GFRP که منجر به تولید میلگردهای WPGFRP می‌شود مقاومت کششی و فشاری میلگردها را به ترتیب $17/2\%$ و $19/3\%$ افزایش می‌دهد و از این رو مقاومت مواد اضافه‌شده اثبات شد.

ژیکیانگ دانگ و همکاران [12] رفتار تیرهای هیبریدی ترکیب‌شده از بتن آب شور دریا و پوسته‌های پیش‌ساخته مسلح‌شده با میلگردهای FRP را مورد بررسی قرار دادند. نتایج آزمایش نشان داد که مقاومت خمشی تیرهای مورد آزمایش بهبود قابل توجهی نیافت اما بار ترک‌خوردگی و جذب انرژی به ترتیب حدود 70% و 24% درصد بهبود یافت.

بهروز قاضی و علی یوسف [13] شش تیر بتنی با مقاومت بالا در مقیاس بزرگ که با میلگردها و خاموت‌های BFRP مسلح شده بود و سه تیر متناظر بدون خاموت ساختند و آن‌ها را برای شکست برشی تحت آزمایش خمش چهار نقطه‌ای قرار دادند. نتایج آزمایش نشان داد که اثر اندازه در شکست برشی نمی‌تواند به‌طور کامل حذف شود، چراکه ترک برشی اولیه، عرض ترک برشی، تحلیل اجزای مقاوم در برابر برش، کرنش خاموت‌های BFRP و مقاومت برشی عادی شده هنوز به عمق تیر مرتبط هستند.

توماس آنتونیو و مارکو [14] پیزانی رفتار بلندمدت میلگردهای مسلح GFRP را مورد بررسی قرار دادند. میلگردهای

درحالی‌که هم‌چنان خاموت‌ها از نوع فولادی می‌باشند. از آن‌جا که خاموت‌ها، عوامل مؤثر در برابر ترک‌های برشی تیرها هستند، استفاده از این اعضا اثر قابل توجهی بر کاهش ترک‌خوردگی تیر و کاهش خیز و احتمالاً افزایش چسبندگی خواهد داشت، در این تحقیق سعی خواهد شد تا رفتار یک تیر بتنی که با استفاده از میلگردها و خاموت‌های کامپوزیت پلیمری-الیاف شیشه‌ای (GFRP) ساخته شده، مورد بررسی قرار گیرد.

در واقع هدف از مطالعه حاضر بررسی اثر میلگردها و خاموت‌های GFRP بر رفتار و طول عمر مفید تیرهای بتنی است تا در صورت اثبات توانایی این نوع میلگردها و خاموت‌ها در برآورده کردن انتظارات خمشی و برشی، برای افزایش طول عمر مفید تیرهای بتنی در محیط‌های خورنده، بتوان آن‌ها را جایگزین میلگردها و خاموت‌های فولادی نمود.

مطالعات پیشین

سعد فرید در سال ۲۰۰۲ چهار نمونه شامل بتن غیرمسلح، بتن مسلح‌شده با الیاف GFRP با سطح صاف، بتن مسلح‌شده با الیاف GFRP پوشش داده‌شده با ماسه و بتن مسلح‌شده با میلگردهای فولادی را مورد آزمایش قرار داد. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که مقاومت کششی میلگردهای GFRP، 593 و مقاومت چسبندگی 760 مگاپاسکال است و مقاومت فشاری در حد معقول بتن در حدود $25/67$ مگاپاسکال است [6].

زی‌وانگ سان و همکاران ۵ تیر بتنی مسلح‌شده با بسته‌های هیبریدی را مورد آزمایش قرار دادند. نمونه‌ها توسط میلگردهای فولادی و میلگردهای بسته‌ای FRP فولادی مسلح شده بود. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که همه تیرها مدهای شکست خردشدگی بتن را پس از تسلیم میلگردهای فولادی نشان می‌دهند که توسعه پلاستیک میلگردهای فولادی توسط میلگردهای FRP مهار شده است [7].

رامی حمد و همکاران [8] نقش استفاده از کلاهک‌های انتهایی فولادی برای افزایش رفتار خمشی تیرهای بتنی مسلح‌شده با FRP را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که استفاده از تکنیک پیشنهادی به‌طور محسوسی مقاومت اتصال بین میلگردهای FRP و بتن آسیب‌دیده از گرما را بهبود بخشیده است و پاسخ خمشی تیرهای متناظر را ارتقا داده است.

تغییر شکل یافته بیشتر است و زمانی که قطر میلگرد افزایش یابد، استحکام میلگردهای پلیمری تقویت شده با الیاف شیشه تغییر شکل داده شده با پوشش ماسه کاهش می یابد.

لیو و همکاران [20] میلگردهای کامپوزیتی پلیمری تقویت شده با الیاف شیشه را که تحت تکنولوژی جدید به پیچاندن سعی بر افزایش مقاومت آن ها داشتند، مورد بررسی قرار دادند. سپس آزمایش های مقاومت فشاری بر روی میلگردهای GFRP با ارتفاع ۲۰ میلی متر و ۳۰ میلی متر با قطر هسته ۲۰ میلی متر برای تعیین بهبود مقاومت فشاری، شکل پذیری و رفتار شکست انجام شد. نتایج آزمایش ها نشان داد که میلگردهای GFRP با قطر هسته ۲۰ میلی متر، نتایج امیدوارکننده ای را در مقاومت فشاری و شکل پذیری با افزایش تعداد لایه های پیچ داده شده نشان داده اند که در آن مقاومت فشاری میلگردهای با ارتفاع ۲۰ میلی متر و ۳۰ میلی متر به ترتیب ۷۴ و ۶۳ درصد افزایش یافته است.

روش شناسی

در این تحقیق سعی خواهد شد تا با ساخت چندین تیر بتنی که متغیر اصلی در آن ها میلگردها و خاموت ها هستند، به بررسی و مقایسه میان میلگردها و خاموت های فولادی با میلگردها و خاموت های GFRP دست یافت. از همین رو مطابق شکل (۱) برای نیل به این هدف سه تیر بتنی با ابعاد مقطع ۲۰۰ در ۳۰۰ میلی متر به طول ۲۰۰۰ میلی متر ساخته خواهد شد. متغیر اصلی در این تیرها میلگردها و خاموت ها هستند به نحوی که تیر اول توسط آرماتورها و خاموت های فولادی، تیر دوم توسط آرماتورهای GFRP و خاموت های فولادی و تیر سوم توسط آرماتورها و خاموت های GFRP مسلح خواهند شد. مقاومت بتن در هر سه تیر ثابت فرض می شود. سپس این تیرها در آزمایشگاه تحت بار چهار نقطه ای قرار خواهند گرفت و از روی منحنی P-delta و نتایج حاصل از اطلاعات کرنش سنج هایی که بر روی تیرها نصب خواهند شد به مقایسه چهار تیر معرفی شده پرداخته خواهد شد.

تقویت شده با الیاف شیشه نشان دهنده یک راه حل معتبر به عنوان تقویت داخلی اعضای بتنی برای برخی از کاربردهای خاص است. میلگردهای GFRP نسبت به وزنشان مقاومت بالا و همچنین مقاومت خوبی در برابر خوردگی دارند.

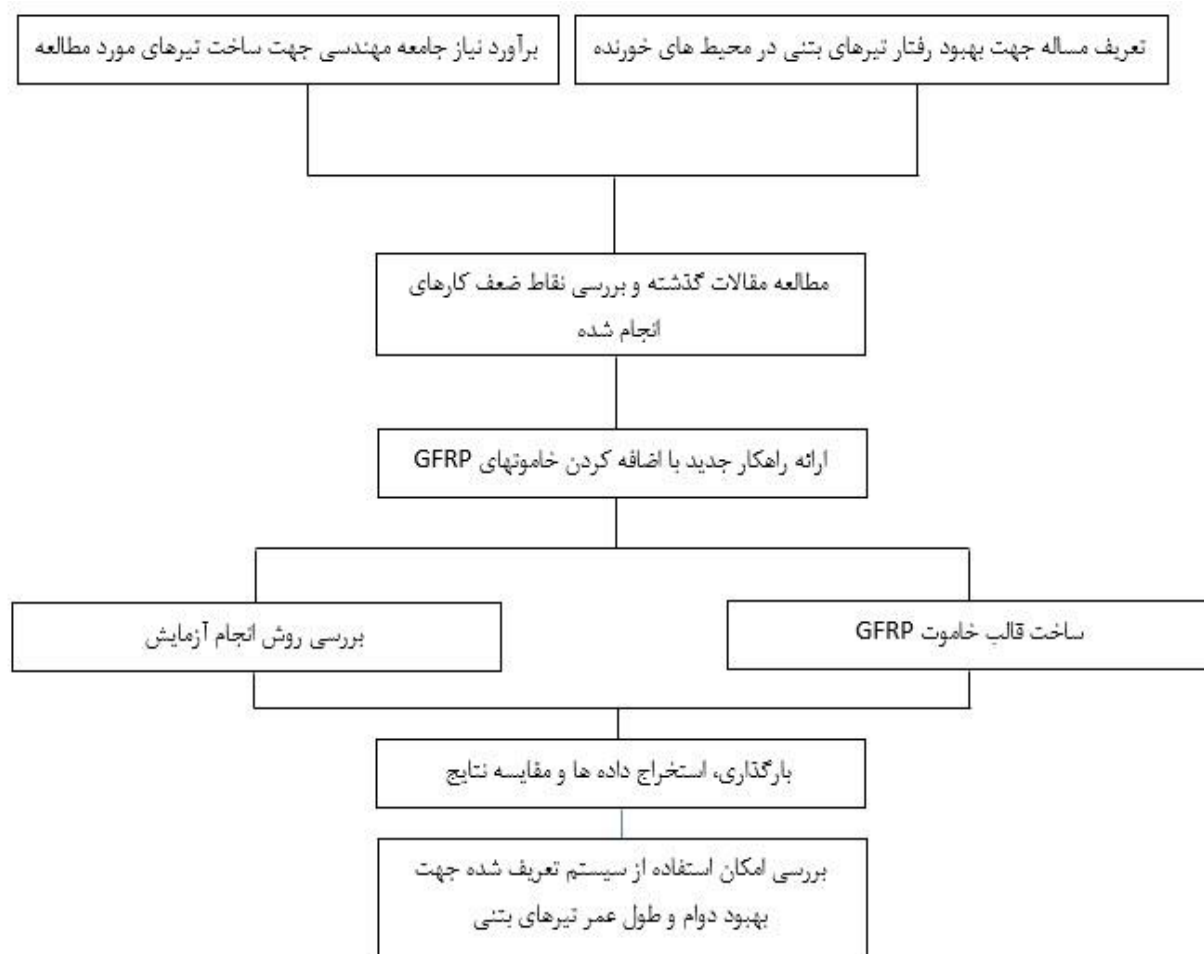
حمید صدراپی و همکاران [15] تأثیر مواد به کاررفته در میلگردها، مقدار و نحوه آرایش آن ها و مقاومت بتن و ضخامت دال را بر روی رفتار دینامیکی دال های بتنی مسلح به روش های آزمایشگاهی و تحلیل عددی مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان دادند که افزایش نسبت تقویت یا ضخامت دال رفتار دال های بتنی مسلح را تحت بارهای ضربه ای افزایش می دهند.

عثمان حامد و همکاران [16] نتایج ۹ تیر بتنی عمیق پیوسته دو دهنه مسلح شده با میلگردهای GFRP و یک نمونه مسلح شده با میلگردهای فولادی را منتشر کردند. دو نسبت ۱ و ۱/۷ درصد و سه ارتفاع مقطع ۳۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ میلی متر و همچنین دو نسبت آرماتورگذاری شبکه ۰ و ۰/۴ درصد مورد استفاده قرار گرفت. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که نسبت آرماتورگذاری شبکه ظرفیت باربری را تا حدود ۱۰ و ۱۸ درصد به ترتیب برای نمونه ها با نسبت ۱ و ۱/۷ بهبود بخشیده است.

ناجیه صالح و همکاران [17] خواص پیوستگی بین میلگردهای GFRP کار گذاشته شده در بتن با مقاومت بالا را به صورت آزمایشگاهی از طریق تست کشش مورد بررسی قرار دادند. بررسی چشمی نمونه های آزمایش شده مسلح شده با میلگردهای GFRP نشان داد که گسیختگی ناشی از کشش به علت آسیب سطح بیرونی میلگردها بوده است در حالی که قسمت پوشیده شده با ماسه نتایج قابل قبولی در پیوستگی نمونه های مسلح شده با الیاف GFRP از خود نشان داد.

چنگ و همکاران [18] به بررسی مقاومت برشی و رفتار شکست دال های بتنی مسلح تقویت شده با الیاف شیشه (GFRP) پرداختند. نتایج آن ها نشان داد که استفاده از ورقه های GFRP به طور قابل توجهی ظرفیت برشی پانچ اتصالات دال - ستون را افزایش می دهد.

ژو و همکاران [19] رفتار میلگردهای پلیمری تقویت شده با الیاف شیشه با پوشش شن و ماسه را به طور تجربی مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعه آن ها نشان داد که استحکام میلگردهای پلیمری تقویت شده با الیاف شیشه ای با پوشش شن و ماسه به طور متوسط ۵۹ تا ۱۲۷ درصد نسبت به میلگردهای فولادی



شکل ۱ فلوچارت مطالعه حاضر

مواد و مصالح مصرفی

به‌منظور ساخت تیرهای بتن‌آرمه در این مطالعه از انواع میلگردها و خاموت‌های فولادی و GFRP، مصالح پایه (شن، ماسه، سیمان) با طرح اختلاط مشخص استفاده شده‌است که در ادامه هر یک از آن‌ها شرح داده می‌شوند.

میلگردهای پلیمری الیافی

استفاده از مواد مرکب ساخته‌شده از الیاف در محیط رزین پلیمری به‌عنوان پلیمرهای مسلح‌شده با الیاف FRP (Fiber Reinforced Polymer) به‌عنوان یک ضرورت در جایگزینی مصالح سنتی و شیوه‌های موجود معرفی شده‌است.

یکی از کاربردهای FRP استفاده از آن به‌صورت میلگرد است. بسیاری از سازه‌های بتن‌آرمه در محیط‌های

خورنده در اثر حمله سولفات‌ها، کلریدها و انواع مواد خورنده دیگر، دچار خرابی‌های مختلفی از قبیل ریزش بتن پوشش و خوردگی آرماتورها می‌شوند. تعمیر این سازه‌ها هزینه بسیار زیادی را در بر خواهد داشت؛ به‌طوری‌که تعمیر و تعویض سازه‌های بتن‌آرمه خسارت‌دیده در سراسر دنیا هر ساله میلیون‌ها دلار هزینه دارد. شکل (۲) نمونه‌ای از میلگرد FRP را نشان می‌دهد [13].

از آن‌جا که میلگردهای FRP در ایران عموماً از نوع الیاف شیشه‌ای است و از الیاف کربن بیشتر برای تولید ورقه‌های CFRP استفاده می‌شود و با توجه به قیمت پایین‌تر و در نتیجه اقتصادی بودن میلگردهای GFRP که قیمتی تقریباً مشابه میلگردهای فولادی دارند، سعی شد تا از این نوع میلگردها استفاده شود.

دارای مقطع مستطیلی بودند، هم‌چون خاموت‌های ستون‌های دایره‌ای به صورت مارپیچ ساخته شدند.

میلگردهای مصرفی مطالعه حاضر

در این تحقیق برای نمونه شاهد از میلگرد فولادی آج‌دار سایز ۱۲ و برای نمونه‌های دوم و سوم از میلگردهای GFRP سایز ۱۲ استفاده شده است. طول میلگردهای فولادی ۱۹۰ سانتی‌متر با ۵ سانتی‌متر خم در انتها و طول میلگردهای GFRP نیز ۱۹۰ سانتی‌متر بود. میلگردهای GFRP برخلاف خاموت‌های GFRP نیاز به طراحی و ساخت قالب خاصی نداشتند و به صورت آماده خریداری شدند. نکته بسیار مهم در بحث میلگردهای GFRP عدم داشتن خم انتهایی این میلگردها به علت خم نشدن میلگردهای GFRP بود. از آن‌جا که نمونه اول که در آن از میلگردهای فولادی استفاده شده بود دارای خم ۹۰ درجه بودند، باید فکری به حال این مسئله می‌شد تا هر سه تیر مورد مطالعه در شرایط یکسان مورد آزمایش قرار گیرند. بدین منظور از بست‌های کربنی برای ایجاد خم میلگردهای GFRP استفاده شد.

مصالح پایه (شن و ماسه، سیمان و آب)

برای ساخت بتن از شن نخودی و ماسه دو بار شور و سیمان فله‌ای پرتلند تیپ ۲ و آب شرب استفاده شد. مشخصات شیمیایی سیمان مورد استفاده در جدول (۱) نشان داده شده است.

عملیات اختلاط بتن و بتن‌ریزی

برای ساخت نمونه‌ها از یک کارگاه ساخت تیرچه بتنی در شهرستان شهریار استان تهران استفاده شد. از مزیت‌های این کارگاه داشتن بتونیر ۱۰۰۰ لیتری برای اختلاط مناسب بتن، ترازو برای توزین شن و ماسه و سیمان و آب، دستگاه اسلامپ برای سنجش روانی بتن و قالب‌های مکعبی برای آزمایش نمونه بتن و فضایی باز برای ساخت راحت و بهتر نمونه‌ها بود. برای اختلاط بتن از طرح اختلاط مطابق با جدول (۲) استفاده شد.



شکل ۲ انواع میلگردهای FRP

خاموت‌های مصرفی مطالعه حاضر

در این مطالعه از دو نوع خاموت فولادی و GFRP استفاده شده است. خاموت‌های فولادی مورد استفاده در این تحقیق به روش معمول و از قطر ۱۰ میلی‌متر و با فاصله پشت تا پشت ۱۵×۲۵ سانتی‌متر ساخته شدند. مسئله اصلی در ساخت تیرهای مذکور، ساخت خاموت‌های GFRP می‌باشد. از آن‌جا که میلگردهای GFRP قابلیت خم‌شوندگی ندارند برای ساخت خاموت‌ها، ابتدا قالبی ساخته شد که با استفاده از این قالب در زمان پخت، حرارت‌دهی و ساخت میلگردهای GFRP امکان خم کردن خاموت‌ها به شکل و ابعاد مورد نظر، فراهم می‌شد [12]. نکته مهم در ساخت خاموت‌های GFRP این بود که از آن‌جا که فرایند ساخت به صورت پیوسته بود، خاموت‌های حاصل که

جدول ۱ مشخصات شیمیایی سیمان مورد استفاده در این تحقیق

مشخصات شیمیایی	نتایج	حدود استاندارد	مشخصات فیزیکی	نتایج	حدود استاندارد
%SiO ₂	20.7±0.3	حدافل: ۲۰	Blaine	3200±100	حدافل: ۲۸۰۰
%Al ₂ O ₃	5.2±0.2	حداکثر: ۶	Auto Clave Method	0.08±0.02	حداکثر: ۰.۸
%Fe ₂ O ₃	4.6±0.2	حداکثر: ۶	Setting Time In	140±20	حدافل: ۴۵
%CaO	65±0.5	-	Setting Time Fi	240±20	حداکثر: ۳۶۰
%MgO	1.8±0.2	حداکثر: ۵	مقاومت فشاری ۳ روزه	270±20	حدافل: ۱۰۰
%SO ₃	2.2±0.4	حداکثر: ۳	مقاومت فشاری ۷ روزه	440±20	حدافل: ۱۷۵
%K ₂ O	0.5±0.05	-	مقاومت فشاری ۲۸ روزه	530±20	حدافل: ۳۱۵
%Na ₂ O	0.15±0.05	-	الک ۰.۹ میلی متر	1.1±0.1	-
%L.O.I (Loss Of Ignition)	1±0.5	حداکثر: ۳	چگالی	3.12±0.01	-
%I.R (Insoluble Residue)	0.4±0.1	حداکثر: ۰.۷۵			
%Free CaO	1.3±0.2	-			
%C ₃ S	59.47	-			
%C ₂ S	14.48	-			
%C ₃ A	6	حداکثر: ۸			
%C ₄ AF	14	-			

جدول ۲ مشخصات وزنی مصالح برای طرح اختلاط بتن

نوع مصالح	مقدار	واحد
آب	۲۲۵	لیتر
سیمان	۴۰۰	کیلوگرم
شن	۸۲۵	کیلوگرم
ماسه	۸۸۰	کیلوگرم

علامت‌گذاری استرین‌گیج‌ها بر روی نمونه‌ها، نمونه‌ها توسط جرثقیل بر روی ست‌آپ قرار گرفت. به دلیل شرایط ست‌آپ موجود در آزمایشگاه، تیر به صورت برعکس بر روی ست‌آپ قرار می‌گرفت؛ بدین صورت که ناحیه کششی و تکیه‌گاه‌های تیر در بالا و دو بار متمرکز میانی در پایین تیر قرار می‌گرفت. محل قرارگیری تکیه‌گاه‌ها در فاصله ۱۰ سانتی‌متری از انتهای تیر و در آکس محل قرارگیری پلیت‌ها بود.

پس از انتقال نمونه‌ها بر روی ست‌آپ و قرارگیری در محل مناسب مطابق شکل (۴) استرین‌گیج‌ها توسط چسب مخصوص بر روی نمونه بتنی نصب می‌شدند. این استرین‌گیج‌ها توسط رشته سیم‌هایی به دستگاه دیتا لاگر به منظور استخراج داده‌ها متصل می‌شدند. هم‌چنین قبل از شروع آزمایش، ضریب مقیاس استرین‌گیج‌ها به کامپیوتر داده می‌شد تا با استفاده از این ضریب، مقدار عددی کرنش‌ها به صورت مستقیم از دیتا لاگر استخراج شود. پس از طی این مراحل دستگاه LVDT که وظیفه آن سنجش خیز تیر به صورت مکانیکی در وسط دهانه تیر می‌باشد، بر روی تیر نصب می‌شد. پس از طی این مراحل، تیر آماده آزمایش بود. دمای آزمایش برای تمامی نمونه‌ها ثابت و برابر با دمای محیط آزمایشگاه به میزان حدود ۱۹ درجه سانتی‌گراد بود. نرخ بارگذاری اعمال‌شده نیز برای تمامی نمونه‌ها ثابت و برابر با ۷۰۰ کیلوگرم بر دقیقه بود.

هم‌چنین برای انجام این آزمایش از شن‌های نخودی و ماسه دوبار شور برای ساخت بتن استفاده شد. باتوجه به این‌که برای ساخت نمونه‌ها و قالب‌های مکعبی به کمی کمتر از نیم متر مکعب بتن نیاز بود، عملیات توزین شن و ماسه توسط فرغون برای نصف اوزان جدول فوق صورت پذیرفت. هم‌چنین از ۲۰۰ کیلوگرم سیمان و ۱۱۲/۵ کیلوگرم آب برای ساخت بتن استفاده شد.

دستگاه آزمایشگاهی

برای انجام آزمایش‌های مطالعه حاضر، از دستگاه بارگذاری چهار نقطه مطابق شکل (۳) استفاده شد. دمای آزمایش برای تمامی نمونه‌ها ثابت و برابر با دمای محیط آزمایشگاه به میزان حدود ۱۹ درجه سانتی‌گراد بود. نرخ بارگذاری اعمال‌شده نیز برای تمامی نمونه‌ها ثابت و برابر با ۷۰۰ کیلوگرم بر دقیقه بود. پس از



شکل ۳ آزمایش چهار نقطه‌ای



شکل ۴ انجام بارگذاری بر روی نمونه‌های ساخته شده با استفاده از دستگاه بارگذاری چهار نقطه‌ای

تحلیل نتایج

پس از انجام تمامی عملیات قبل از آزمایش، نمونه شاهد آماده بارگذاری شد. نرخ بارگذاری برای هر سه نمونه ثابت و برابر با ۷۰۰ کیلوگرم بر دقیقه به کامپیوتر داده شد. نتایج به دست آمده از منحنی P-Delta مطابق با شکل (۵) نشان می‌دهد که تیر مذکور تا بارگذاری ۳۰۰ کیلوگرم به صورت کاملاً خطی و خیز بسیار ناچیز و پس از آن تا بارگذاری ۱/۵ تن با جابه‌جایی قابل ملاحظه‌ای در حدود چهار میلی‌متر همراه بود که مرحله دوم به صورت غیرخطی رخ داد؛ البته قطعاً تیر تا این محدوده هنوز وارد رفتار غیرخطی نشده بود و این امر که در نمونه‌های دیگر نیز رخ داد به این علت اتفاق می‌افتد که تکیه‌گاه‌های تیر و نقاط اعمال بار متمرکز در شروع بارگذاری به صورت صد درصد ثابت و پایدار نیست و کمی پس از بارگذاری وضعیت ثابتی پیدا می‌کند که این امر همراه با جابه‌جایی‌های کوچک در کل تیر اتفاق می‌افتد و خیز مذکور نه در وسط دهانه که در کل تیر نسبت به دستگاه

LVDT خود را نشان می‌دهد. درواقع می‌توان گفت که رفتار تیر در این محدوده کاملاً خطی می‌باشد.

پس از آن منحنی تیر تا بارگذاری حدود ۱۰/۷ تن به صورت کاملاً خطی رفتار کرده و خیز وسط دهانه تیر تا این نقطه به ۱۰ میلی‌متر رسید. نکته بسیار مهم در بارگذاری نمونه شاهد این است که در حین بارگذاری ترک‌هایی به صورت کاملاً منظم و با تعداد زیاد (حدود ۱۵ عدد ترک) در طول تیر رخ داد که این ترک‌ها با افزایش مقدار بار به یک نسبت بزرگ شدند و در عمق تیر گسترش یافتند.

پس از این مرحله تیر وارد رفتار غیرخطی شد و با اعمال بار، خیز تیر افزایش چشم‌گیری پیدا کرد؛ به نحوی که تا رسیدن بار به عدد ۱۶/۳۵ تن، خیز تیر به عدد ۶۳ میلی‌متر رسید. در طی این مرحله تعداد ترک‌ها ثابت (همان ۱۵ عدد) بود ولی ترک‌ها در حال عریض‌تر شدن بودند که این عریض‌تر شدن با گسترش ترک در عمق تیر یا عمق ناحیه فشاری همراه بود که این امر منجر

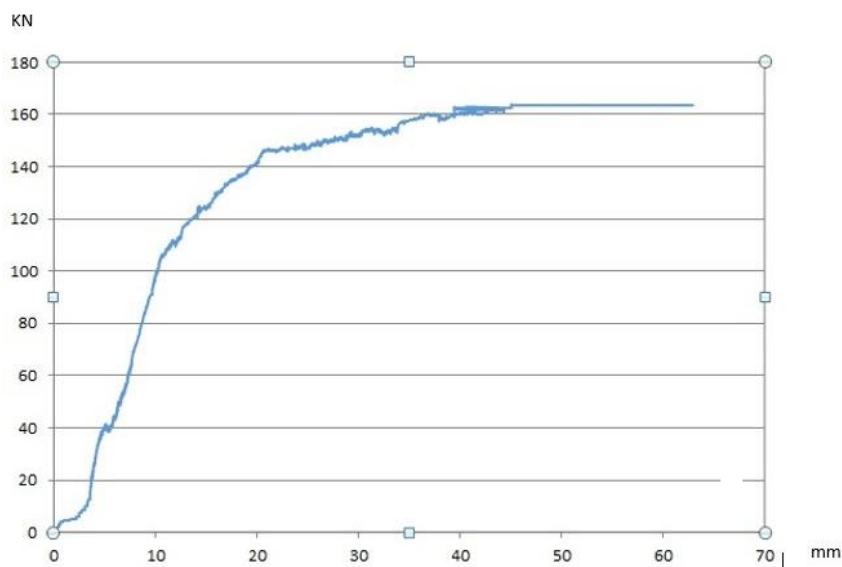
افزایش پیدا کرد. پس از آن تیر سه بار حرکت مقاومت خمشی در برابر افزایش بار و سپس خالی کردن ظرفیت بارپذیری را تکرار کرد که خالی کردن ظرفیت بارپذیری هر بار با شنیده شدن صدای گسترش دو ترک تیر همراه بود. طبق نمودار حاصل از منحنی P-Delta بار اول و بار دوم تیر نتوانست حد اولیه بارپذیری خود را بشکند و در بار اول به عدد $6/5$ تن در جابه‌جایی 31 میلی‌متر و در بار دوم به عدد $6/2$ تن در جابه‌جایی 41 میلی‌متر رسید اما در بار سوم منحنی P-Delta به عدد $7/35$ تن در جابه‌جایی 64 میلی‌متر رسید که ماکزیمم بار قابل تحمل توسط تیر مورد نظر بود.

با مقایسه نمونه دوم و نمونه شاهد می‌توان به این نتیجه رسید که در خیز نهایی دو تیر که برای هر دو نمونه شاهد و تیر دوم برابر 63 میلی‌متر می‌باشد قابلیت تحمل بار تیر شاهد حدود دو برابر تیر نمونه دوم می‌باشد. از سوی دیگر نکته بسیار مهمی که از آن در نتایج این تحقیق استفاده خواهد شد این است که با مشاهده ترک‌های روی دو تیر می‌توان به این نتیجه رسید که رفتار تیر نمونه دوم متفاوت از رفتار تیر نمونه شاهد است. به بیان دیگر استفاده از آرماتورهای GFRP نه تنها ظرفیت بارپذیری تیر را کاهش می‌دهد که حتی نوع رفتار و عملکرد تیر را نیز به گونه‌ای دیگر رقم می‌زند.

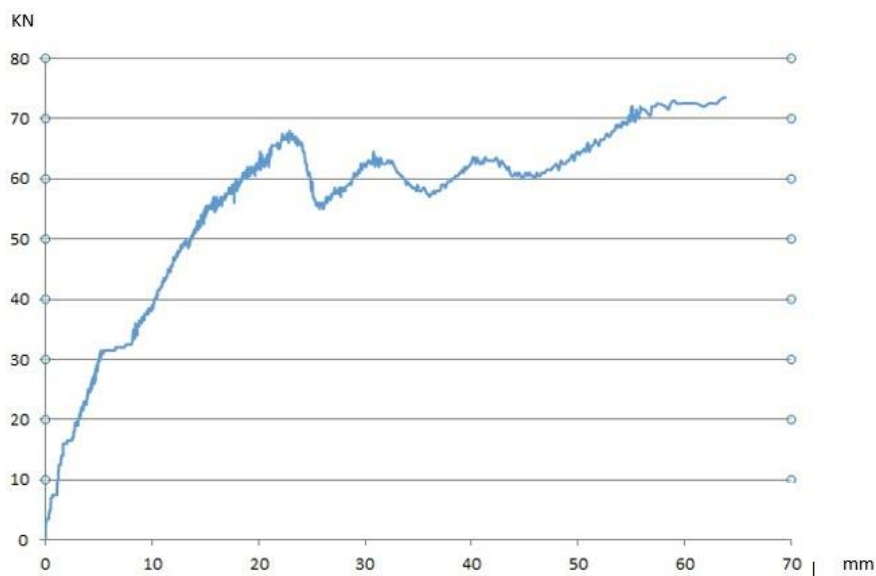
به کاهش مقطع مقاومت فشاری بتن و در نتیجه کاهش مقاومت خمشی تیر بتنی شد.

همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد تیر دوم از لحاظ تمامی پارامترهای هندسی و مقاومتی مانند نمونه شاهد بوده، با این تفاوت که در آن به جای میلگردهای طولی فولادی، از میلگردهای GFRP استفاده شده است. پس از انجام عملیات قبل از آزمایش برای نمونه دوم و قراردادن تیر مذکور بر روی ست‌آپ، بارگذاری با نرخ 700 کیلوگرم بر دقیقه به تیر اعمال شد. مطابق با شکل (۶) نتایج حاصل از منحنی P-Delta تیر نمونه دوم نشان‌دهنده خطی بودن این نمودار تا بار $3/1$ تن می‌باشد که این میزان بار، خیز 5 میلی‌متری را برای تیر به دنبال داشت. پس از این مرحله تیر به مقدار کمی وارد ناحیه غیرخطی شده و میزان خیز تیر با ثابت بودن بار، حدود 4 میلی‌متر افزایش یافته و به 9 میلی‌متر رسیده و دوباره تیر شروع به مقاومت کرده است.

پس از این مرحله منحنی بارگذاری تیر با شیب تقریباً ثابتی از بار $3/5$ تن تا $6/7$ تن حرکت کرد و خیز متناظر با این بار حدود 23 میلی‌متر بود. در این لحظه بارپذیری تیر با شنیده شدن صدای مهیب ترک تیر در آزمایشگاه حدود 1 تن کاهش پیدا کرد و به عدد $5/8$ تن رسید که خیز تیر نیز تا حدود 25 میلی‌متر



شکل ۵ منحنی بار تغییر مکان نمونه شاهد در اثر بارگذاری



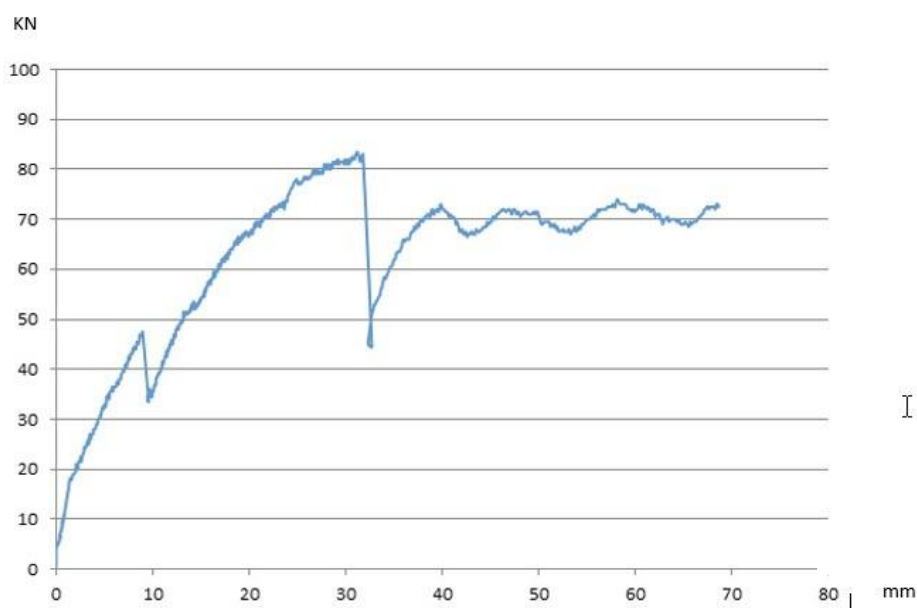
شکل ۶ منحنی بار تغییر مکان نمونه دوم در اثر بارگذاری

مقاومت و کاهش آن را طی کرد که هر مرحله با گسترش و بزرگتر شدن ترکها اتفاق افتاد و ترک جدیدی در تیر بتنی رخ نداد و مهم‌تر این‌که در هیچ کدام از مراحل جدید رکورد ظرفیت بارپذیری شکسته نشد و در نهایت فرایند بارگذاری در بار ۷/۲۵ تن در خیز ۶۸/۶ میلی‌متر متوقف گردید. از نکات مهم آزمایش نمونه سوم مقدار و گسترش ترکها در تیر بود که همانند نمونه دوم به تعداد خیلی کم رخ داد که این امر نشان‌دهنده رفتار متفاوت تیرهای بتنی ساخته‌شده با میلگردها و خاموت‌های GFRP در مقایسه با تیرهای بتنی ساخته‌شده با میلگردها و خاموت‌های فولادی می‌باشد.

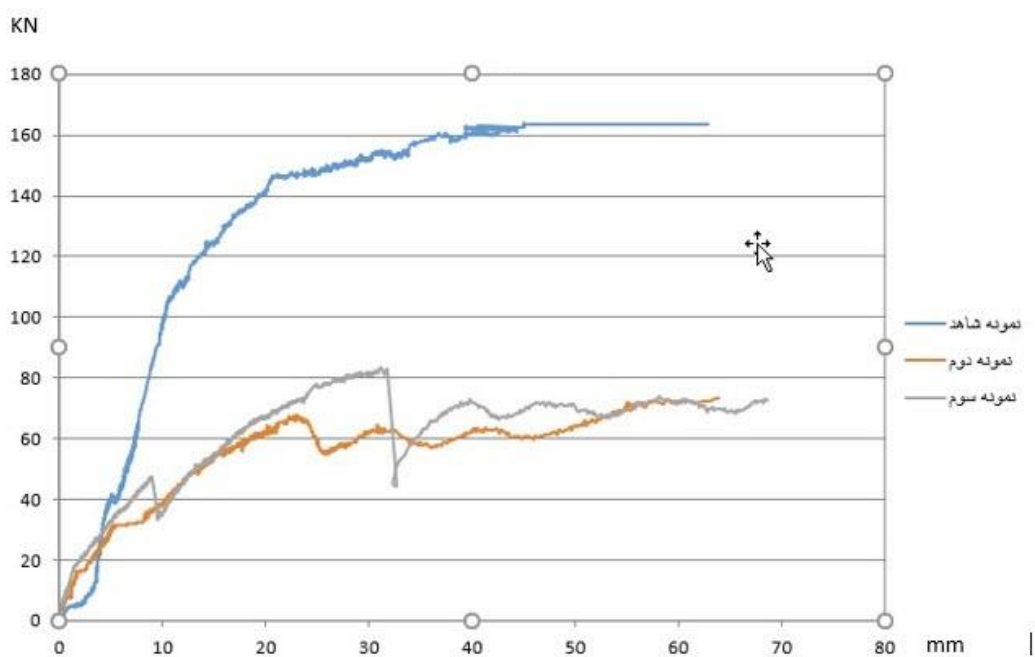
با مشاهده و مقایسه نمودارهای سه نمونه مورد آزمایش مطابق شکل (۸) به راحتی می‌توان دریافت که ظرفیت تحمل بار در نمونه‌های دوم و سوم به نصف کاهش پیدا کرده و پرش‌های ناگهانی نمودار در نمونه‌های دوم و سوم نشان‌دهنده افزایش ظرفیت برشی و کاهش شکل‌پذیری این دو نمونه نسبت به نمونه شاهد می‌باشد. هر کدام از پرش‌های بزرگ نمودار نشان‌دهنده بروز ناگهانی ترکی بزرگ با عرض زیاد در نمونه‌های دوم و سوم بود که باعث شد تعداد کل ترکها از سه عدد تجاوز نکند، درحالی‌که در نمودار نمونه شاهد، نموداری یک‌نواخت را شاهد هستیم که نشان‌دهنده بروز مرحله‌ای ترکها با تعداد زیاد و عرض کم است.

نمونه سوم نیز از لحاظ تمامی پارامترهای هندسی و مقاومتی مانند نمونه شاهد بوده، با این تفاوت که در آن به جای میلگردهای فولادی از خاموت‌های GFRP استفاده شده است. پس از انجام عملیات قبل از آزمایش برای نمونه سوم و قراردادن تیر مذکور بر روی ست‌آپ، بارگذاری با نرخ ۷۰۰ کیلوگرم بر دقیقه به تیر اعمال شد. مطابق با شکل (۷) نتایج حاصل از منحنی P-Delta تیر نمونه سوم نشان‌دهنده خطی بودن این نمودار تا بار ۴/۷ تن می‌باشد که این میزان بار، خیز ۸/۵ میلی‌متری را برای تیر به دنبال داشت. تا این لحظه می‌توان دریافت که محدوده بارگذاری و تغییر مکان خطی نمونه سوم نسبت به نمونه دوم افزایش پیدا کرده است. پس از این مرحله، شاهد کاهش ظرفیت بارپذیری تیر همراه با شنیده شدن صدای مهیب دو ترک در آن بودیم به گونه‌ای که منحنی بار از ۴/۷ تن به حدود ۳/۳ تن رسید و خیز تیر تا حدود ۱۰ میلی‌متر افزایش یافت.

سپس تیر دوباره شروع به مقاومت کرد و این بار تا رسیدن به بار ۸/۳۵ تن در جابه‌جایی ۳۱ میلی‌متری به صورت یک‌نواخت و منظم حرکت کرد و پس از آن با وقوع ترک سوم و گسترش دو ترک اول، منحنی بارگذاری به ۴/۴ تن در جابه‌جایی ۳۳ میلی‌متری کاهش پیدا کرد. پس از این مرحله منحنی بار- تغییر مکان دوباره شروع به مقاومت کرد و چهار بار روند افزایش



شکل ۷ منحنی بار تغییر مکان نمونه سوم در اثر بارگذاری



شکل ۸ مقایسه منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های شاهد و اصلاح‌شده (دوم و سوم) در اثر بارگذاری

نتیجه‌گیری

۱. استفاده از میلگردهای GFRP به جای میلگردهای فولادی باعث کاهش ظرفیت خمشی ۵۵ درصدی تیر بتنی می‌شود.
۲. کاهش ظرفیت خمشی تیر بتنی در نتیجه استفاده از میلگردهای GFRP به جای میلگردهای فولادی را می‌توان با افزایش قطر

با مطالعه و جمع‌بندی نمودارهای حاصل از آزمایش بار- تغییر مکان سه تیر بتنی می‌توان نکات استخراج شده را به صورت زیر خلاصه کرد:

۳. استفاده از خاموت‌های GFRP به جای خاموت‌های فولادی باعث افزایش مقاومت برشی و کاهش شکل پذیری تا یک سوم در تیرهای بتنی می‌شود.
۴. برای افزایش شکل پذیری در تیرهای بتنی که در آن‌ها از خاموت‌های GFRP استفاده شده است می‌توان فاصله خاموت‌ها را تا سه برابر بیشتر کرد و هم‌زمان از الیاف CFRP در زیر ناحیه کششی تیر و به صورت غلاف دور تیر بتنی استفاده کرد.

مراجع

1. Najafi Moghaddam Gilani, V., Hosseini, S. M., & Nikookar, M., "Presentation of a New Deicer with the Least Moisture and Fatigue Failures in Asphalt Mixtures", *Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol. 46, No.11, pp. 10457-10471, (2021).
2. Adeli, S., Salehfard, R., & Amini, B., "The Influence of Asphalt Mixture Components on Pavement Skid Resistance and Accident Rate in Urban Un-Signalized Intersections", *International Journal of Pavement Research and Technology*, pp. 1-11. (2021).
3. Gilani, V. N. M., Hosseini, S. M., Hamed, G. H., & Safari, D., "Presentation of Predictive Models for Two-Objective Optimization of Moisture and Fatigue Damages Caused by Deicers in Asphalt Mixtures", *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 49, No. 6, pp. 31-53, (2021).
4. Nikookar, M., Bagheri Movahhed, M., Ayoubinejad, J., Najafi Moghaddam Gilani, V., & Hosseini, S. M., "Improving the Moisture Sensitivity of Asphalt Mixtures by Simultaneous Modification of Asphalt Binder and Aggregates with Carbon Nanofiber and Carbon Nanotube", *Advances in Civil Engineering*, Vol 2021. pp.1-11 (2021).
5. Hamed, G. H., Esmaeeli, M. R., Najafi Moghaddam Gilani, V., & Hosseini, S. M., "The Effect of Aggregate-Forming Minerals on Thermodynamic Parameters Using Surface Free Energy Concept and Its Relationship with the Moisture Susceptibility of Asphalt Mixtures", *Advances in Civil Engineering*, Vol 2021, pp.1-15, (2021).
6. Jabbar, S. A., & Farid, S. B., "Replacement of Steel Rebars by GFRP Rebars in the Concrete Structures", *Karbala international journal of modern science*, Vol. 4, No. 2, pp. 216-227, (2018).
7. Sun, Z., Fu, L., Feng, D. C., Vatuloka, A. R., Wei, Y., & Wu, G., "Experimental Study on the Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Bundled Hybrid Steel/FRP Bars", *Engineering Structures*, Vol. 197, pp. 109443, (2019).
8. Hamad, R. J., Haddad, R. H., & Johari, M. M., "New Anchorage System of Bars to Improve the Mechanical Performance of Post-Heated FRP-Reinforced Concrete Beams", *Construction and Building Materials*, Vol. 229, pp. 117090, (2019).
9. Ahmed, H. Q., Jaf, D. K., & Yaseen, S. A., "Flexural Strength and Failure of Geopolymer Concrete Beams Reinforced with Carbon Fibre-Reinforced Polymer Bars", *Construction and Building Materials*, Vol. 231, pp. 117185, (2020).
10. Shen, D., Li, C., Feng, Z., Wen, C., & Ojha, B., "Influence of Strain Rate on Bond Behavior of Concrete Members Reinforced with Basalt Fiber-Reinforced Polymer Rebars", *Construction and Building Materials*, Vol. 228, pp. 116755, (2019).
11. Jawad, F., Adarsha, C. Y., Raghavendra, T., Udayashankar, B. C., & Natarajan, K., "Structural Behavior of Concrete

- Beams and Columns Reinforced with Waste Plastic Incorporated GFRP (WPGFRP) Rebars", *Journal of Building Engineering*, Vol. 23, No. , pp. 172-184, (2019).
12. Dong, Z., Wu, G., Zhao, X. L., Zhu, H., & Shao, X., "Behaviors of Hybrid Beams Composed of Seawater Sea-Sand Concrete (SWSSC) and a Prefabricated UHPC Shell Reinforced with FRP Bars", *Construction and Building Materials*, Vol. 213, pp. 32-42, (2019).
 13. Jumaa, G. B., & Yousif, A. R., "Size Effect on the Shear Failure of High-Strength Concrete Beams Reinforced with Basalt FRP Bars and Stirrups", *Construction and Building Materials*, Vol. 209, pp. 77-94, (2019).
 14. D'Antino, T., & Pisani, M. A., "Long-Term Behavior of GFRP Reinforcing Bars", *Composite Structures*, Vol. 227, pp. 111283, (2019).
 15. Sadraie, H., Khaloo, A., & Soltani, H., "Dynamic Performance of Concrete Slabs Reinforced with Steel and GFRP Bars under Impact Loading", *Engineering Structures*, Vol. 191, pp. 62-81, (2019).
 16. Zinkaah, O. H., Ashour, A., & Sheehan, T., "Experimental Tests of Two-Span Continuous Concrete Deep Beams Reinforced with GFRP Bars and Strut-and-Tie Method Evaluation", *Composite Structures*, Vol. 216, pp. 112-126, (2019).
 17. Saleh, N., Ashour, A., & Sheehan, T., "Bond between Glass Fibre Reinforced Polymer Bars and High-Strength Concrete", In *Structures*, Vol. 22, pp. 139-153, Elsevier, (2019, December).
 18. Chen, C. C., & Li, C. Y., "Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs Strengthened with Glass Fiber-Reinforced Polymer Laminates", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 4, pp. 535, (2005).
 19. Xue, W., Zheng, Q., Yang, Y., & Fang, Z., "Bond Behavior of Sand-Coated Deformed Glass Fiber Reinforced Polymer Rebars", *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 33, No. 10, pp. 895-910, (2014).
 20. Liu, Y., Zhang, H. T., Tafsirojjaman, T., Dogar, A. U. R., AlAjarmeh, O., Yue, Q. R., & Manalo, A., "A Novel Technique to Improve the Compressive Strength and Ductility of Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Composite Bars", *Construction and Building Materials*, Vol. 326, pp. 126782, (2022).

Investigating the Arching in Rock-Fill Dam Ten Years after the End of Construction using Numerical Analysis and Monitoring (Case Study: Shahid Madani Dam in Tabriz, Iran)* Research Article

Rasoul Farajniya¹
Ahmad Zarean³

Ramin Vafaei Poursorkhabi²
Rouzbeh Dabiri⁴

1. Introduction

The behavior of rock fill dams at the end of construction and operation is an important issue in the field of hydraulic failure, which can pose serious risks to dams and related facilities. Due to the uncertainty in the properties of materials, the results of numerical analysis may differ somewhat from the results provided by the tools. Therefore, the analysis of dams at the end of construction is necessary. The study of hydraulic failure in rock fill dam cores has been evaluated through laboratory tests and numerical analysis, which shows that CL is prone to hydraulic failure, so the use of GM-GC for rock fill dam cores is recommended. Shahid Madani Dam is a rock fill dam that was built near the city of Tabriz, Iran. The city of Tabriz is located in an area with high seismic potential. Supplying agricultural water was the main purpose of building this dam. There are several freshwater and saltwater rivers in this catchment area. Some evaporative dams have been built in brackish water rivers to prevent them from flowing into the Shahid Madani Dam reservoir. In this research, in addition to the results of numerical analysis, the parameters obtained from the behavior of the body obtained from the results of precision instruments, including the parameters of settlement, vertical stress and pore pressure, are included in the stability control. Therefore, the possibility of core arching and hydraulic failure of the rock fill dam ten years after the end of construction was investigated.

1.1. Materials and experimental program

Shahid Madani Dam is a rockfill dam with a clay core that was built on the Aji-Chai River, 5 km northeast of Tabriz. This dam has a crown length of 277 m and the height of the largest part of the foundation is 91 meters. The crown level of the dam is 1504 m, the normal level of the reservoir is 1498 m above sea level, and the volume of the reservoir at the normal level is 361 million cubic meters. Drilling was done with a depth of 52 m in the riverbed to reach the bedrock. Two filter layers are located upstream and downstream of the clay core, between the clay core and the rock shell. The body's behavioral instruments, including settlementmeters, pressure cells, and piezometers are located at five cross-sections at the height

of the dam. The construction of the dam began in 2002 and was completed in 2011. Instrument readings began in 2003 and the data were continuously recorded during the construction of the dam body. Table 1 shows the materials resistance and hydraulic parameters for different areas of the dam.

Table 1. Resistance parameters of dam body, foundation and materials

Materials	γ_d (KN/ m ³)	γ_{sat} (KN/ m ³)	$K \times 10^{-6}$ (m/s)	ϕ (deg)	C (KPa)	(ν)	E (MPa)
Clay core	19	20	0.0005	28	40	0.3	20
Filter	20	21	0.0001	33	0	0.25	40
Shell	21	22	1000	44	0	0.25	70
Transient Shell	20	21	1e-4	38	0	0.25	50
Disposal	19.2	19.8	1e-6	28	20	0.3	15
Alluvial foundation	18.5	19.5	1e-7	20	20	0.3	40
Bed Rock	21	22	1e-9	28	80	0.25	200

2. Results

In this section, the results of numerical analysis of Shahid Madani dam including settlements, total vertical stresses, and pore water pressure are compared with the recorded data obtained from the tools. The maximum amount of vertical settlement after ten years from the end of construction of Shahid Madani dam body is the results of numerical analysis and tools installed in the dam body in cross section C, which is 1.79 and 1.90 (m), respectively. The maximum amount of total stress resulting from the reading of pressure cell instruments and numerical analysis at the junction of the core and the foundation is 1205 and 1440 (KPa), respectively, which indicates a very good fit between the data. The maximum pore pressure of the clay core, based on numerical analysis and readings of installed piezometers, is 450 and 420 (Kpa), respectively. The results showed that the amount of settlement, amount of pore pressure, and the total stress obtained from the numerical analysis were consistent with the data recorded by the instruments. The correlation coefficients obtained from linear regression between instrumentation data and numerical analysis results for settlement, pore pressure, and total stress parameters were 84, 67, and 99%, respectively.

* Manuscript received: October, 31,2021; Revised, February,16,2022; Accepted, April, 3,2022.

¹. PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran.

². Corresponding Author: Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran. **Email:** raminvafaei@yahoo.com

³.Robotics & Soft Technologies Research Center, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran

⁴. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Shabestar Branch, Islamic Azad University, Shabestar, Iran.

⁵. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran.

3. Conclusion

In the present study, ten years after the completion of the construction of the Shahid Madani dam body, numerical analysis of the dam body and monitoring of the results of instrumentation were performed. According to the readings of the installed tools and three-dimensional numerical analysis of the body and the support of the dam, the results obtained from this research are as follows:

1. Ten years after the completion of the dam body, Ten years after the completion of the construction of the dam body, the amount of vertical settlement obtained from the reading of the instrument and the results of the numerical analysis is 190(cm) and 179(cm), respectively. The amount of vertical settlement obtained from the results of instrumentation in all sections is more than the value obtained from numerical analysis, which is due to the occurrence of several natural earthquakes in the region of Azerbaijan over the past ten years. The correlation coefficient between the settlement data obtained from the results of instrumentation and numerical analysis for the five instrumented sections is 83.8 percent, which indicates a good agreement between the model and the instrumentation data.
2. Ten years after the construction of the dam body, the maximum total vertical stress, in the body of the Shahid Madani Dam in Tabriz at the junction of the core, recorded by the pressure cells and obtained from the numerical analysis is 1205 and 1440 kPa, respectively. The correlation coefficient between the total stress obtained from the results of instrumentation and numerical analysis is 99.09 percent, which indicates a very good agreement. The arcing ratio in Shahid Madani Dam is between 0.6 - 0.77, which is less than 1, therefore, the dam is in a safe area in terms of hydraulic failure due to arcing at the end of construction.
3. In Shahid Madani Dam of Tabriz, due to the passage of ten years from the end of construction, and the existence of high groundwater level in this region as a result of the river water level as well as the the wide width of the core, a large pore pressure is observed in the core of the dam. The maximum pore pressure due to the reading of piezometers installed in the core and numerical analysis is 420 and 450 KPa. The correlation coefficient between the pore pressure data obtained from the results of instrumentation and numerical analysis is 67.31 percent, which indicates a good agreement between the data. To prevent the increase of pore pressure during the dewatering operation and to prevent the occurrence of hydraulic failure in the body of the dam, the dewatering operation of the dam reservoir must be controlled. The pore pressure values obtained from the numerical analysis and the piezometers at the end of construction were well compatible. The differences between the observed and calculated R_u were due to the differences between the observed and calculated vertical stresses. The maximum R_u calculated and recorded by the tools in the dam core is 0.35 and 0.47 and the R_u predicted in the design stage was 0.5,

which ensures the safety of the dam in terms of strength against hydraulic failure.

بررسی قوس زدگی در سدهای سنگریزه‌ای یک دهه پس از پایان ساخت با نتایج تحلیل عددی و مونیتورینگ بدنه سد

(مطالعه موردی سد شهید مدنی تبریز، ایران)*

مقاله پژوهشی

رسول فرج نیا^(۱) رامین وفاپی پورسرخابی^(۲) احمد زارعان^(۳) روزه دبیری^(۴)

چکیده در تحقیق حاضر، رفتار مکانیکی سد سنگریزه‌ای شهید مدنی ده سال پس از تکمیل بدنه سد مورد ارزیابی قرار گرفته است. تحلیل عددی سه بعدی براساس روش اجزای محدود برای بدنه و تکیه‌گاه سد در نرم‌افزار میاداس انجام شد. داده‌های ثبت شده توسط ابزارهای واقع در کل بدنه سد با نتایج تحلیل عددی در محل ابزار مقایسه گردید. نشست، فشار آب منفذی، تنش عمودی کلی و کنترل پایداری بدنه سد، پارامترهایی بودند که برای ارزیابی رفتار سد در ده سال پس از پایان ساخت سد، مورد استفاده قرار گرفتند. نتایج نشان داد که نشست‌ها، میزان فشار منفذی و تنش کلی به دست آمده از تحلیل عددی با داده‌های ثبت شده توسط ابزارها، منطبق بوده است. به طوری که در رفتار خطی بین داده‌های ابزار دقیق و تحلیل عددی در مورد نشست، فشار منفذی و تنش کل ضرایب همبستگی به ترتیب ۶۷/۸۴ و ۹۹ درصد به دست آمدند. پارامترهای فشار منفذی و تنش کل برای کنترل شکست هیدرولیکی هسته مورد استفاده قرار گرفته اند. نتایج ماکزیمم مقدار نشست حاصل از تحلیل‌های عددی و ابزار دقیق به ترتیب ۱/۷۹ و ۱/۹۰ متر، برای فشار منفذی ۴۵۰ و ۴۲۰ کیلوپاسکال، برای تنش کل ۱۲۰۵ و ۱۴۴۰ کیلوپاسکال به دست آمده است. با محاسبات صورت گرفته ماکزیمم نسبت ضریب قوس در سد شهید مدنی حاصل از قرائت ابزار دقیق و تحلیل عددی به ترتیب ۰/۷۷ و ۰/۹۱ بود که هر دو کمتر از عدد یک است، همچنین حداکثر R_{II} حاصل از تحلیل عددی و ابزار دقیق نصب شده در هسته به ترتیب ۰/۳۵ و ۰/۴۷ می باشد که کمتر از مقدار پیش بینی شده در مرحله طراحی ۰/۵ می باشند. بنابراین احتمال وقوع قوس زدگی هسته وجود ندارد، که نشان می دهد سد از نظر شکست هیدرولیکی در محدوده امن قرار دارد.

واژه‌های کلیدی سد سنگریزه‌ای، اجزای محدود، فشار منفذی، قوس زدگی، شکست هیدرولیکی.

مقدمه

به طور مداوم مورد ارزیابی و نظارت قرار گیرد. نظارت به معنای بررسی عملکرد یک سازه در پایان ساخت و مرحله بهره‌برداری و سازگاری آن با پیش‌بینی‌های زمان طراحی است. [2] با طراحی سیستم نظارتی و نصب ابزارهای مربوط در بدنه سد در حین ساخت و ساز، نشست‌ها، تنش‌ها و فشار آب منفذ را می‌توان اندازه‌گیری کرد. تحلیل داده‌های ثبت شده توسط ابزارها نه تنها به درک تنش‌ها و نشست‌های پیچیده در بدنه سد کمک می‌کند، بلکه می‌تواند مبنای مناسبی برای تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی از طریق تحلیل برگشتی باشد. این داده‌ها را می‌توان با نتایج عددی مقایسه کرد تا دقت تحلیل عددی ارزیابی شود [3]. با توجه به

رفتار سدهای خاکی در پایان ساخت و بهره‌برداری از مسائل مهم در زمینه رفع خرابی هیدرولیک است که می‌تواند خطرات جدی را برای سدها و تأسیسات مربوط به همراه داشته باشد. به دلیل عدم قطعیت در خواص مواد، نتایج تحلیل عددی ممکن است به نحوی با نتایج ارائه شده توسط ابزارها متفاوت باشد. بنابراین، تجزیه و تحلیل سدها در پایان ساخت و ساز ضروری است [1]. سدهای خاکی و سنگی به عنوان یکی از بزرگ‌ترین سازه‌های خاکی محسوب می‌شوند. هزینه‌های ساخت و آسیب‌های جبران‌ناپذیر به دلیل خرابی آن‌ها باعث شده است که عملکرد آن‌ها

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۹/۱۴ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۱/۱۶ می باشد.

(۱) دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران.

(۲) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران.

(۳) استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد شبستر، دانشگاه آزاد اسلامی، شبستر، ایران.

(۴) استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران.

چند شاخه رودخانه از جمله آب شیرین و آب شور وجود دارد. برخی از سدهای تبخیری در رودخانه‌های آب شور ساخته شده‌است تا از سرازیر شدن آن‌ها به مخزن سد شهید مدنی جلوگیری شود. در تحقیق حاضر ضمن کنترل وضعیت پایداری بدنه سد با استفاده هم‌زمان از تحلیل عددی و ابزار دقیق، شامل کنترل پارامترهای نشست، تنش قائم و فشار منفذی بدنه سد، به کنترل تغییرات ضرایب فشار منفذی هسته و مقدار ضریب قوس‌زدگی نیز پرداخته شده‌است و احتمال وقوع قوس‌زدگی هسته و بروز شکست هیدرولیکی سد سنگریزه‌ای تا یک دهه پس از پایان ساخت بررسی شده‌است.

روش تحقیق

مشخصات سد

سد شهید مدنی سدی سنگریزه‌ای با هسته رسی است که بر روی رودخانه آجی‌چای (تلخینه‌رود) در ۵ کیلومتری شمال شرقی تبریز ساخته شده‌است. این سد دارای طول تاج ۲۷۷ متر و ارتفاع بزرگ‌ترین قسمت پی (بخش میانی) معادل ۹۱ متر است. تراز تاج سد ۱۵۰۴ (از سطح دریا) و تراز نرمال مخزن ۱۴۹۸ متر از سطح دریا و حجم مخزن در سطح نرمال ۳۶۱ میلیون مترمکعب است. عمق حفاری ۵۲ متر در بستر رودخانه تا سنگ بستر انجام گرفته‌است. دو لایه فیلتر در بالادست و پایین‌دست از هسته رسی عمودی و پوسته سنگی که بین هسته رس و پوسته سنگریز قرار دارد. علاوه بر این، یک رویه بالادست توسط مصالح ریب رپ پوشش داده شده‌است. ابزارهای رفتارسنجی شامل نشست‌سنج ها، سلول‌های فشار و پیزومتر در پنج سطح مقطع در ارتفاع سد قرار گرفته‌است. ساخت سد در سال ۲۰۰۲ آغاز شد و در سال ۲۰۱۱ به پایان رسید. قرائت ابزارها در سال ۲۰۰۳ شروع شد و داده‌ها در طول ساخت بدنه سد به‌طور مداوم ثبت می‌شدند. اکثر ابزارها در هسته رس متمرکز شده‌اند. در شکل (۱) نمای پلان و محورهای جانمایی ابزار دقیق در پلان سد شهید مدنی نشان داده شده‌است.

در جدول (۱) مشخصات بدنه سد و مخزن سد شهید مدنی نشان داده شده‌است [14].

پایش به‌منظور ارزیابی عملکرد سد از نظر ایمنی، مقایسه

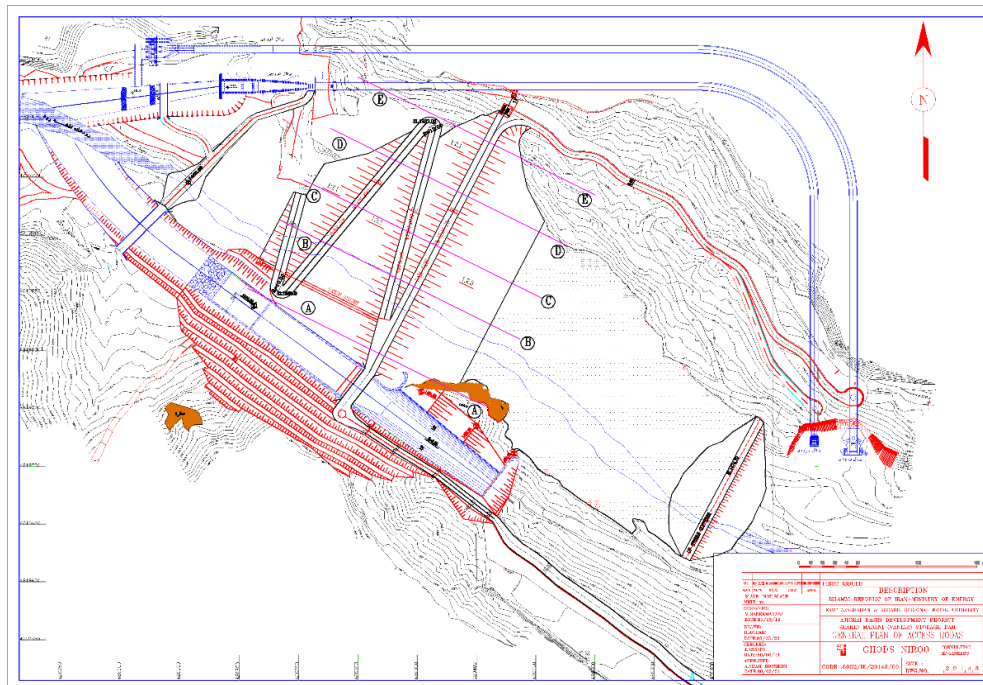
استانداردهای سد خاکی، به‌شرطی که بین نتایج تحلیل عددی و نتایج ارائه‌شده توسط ابزارها تفاوت قابل توجهی وجود داشته باشد، انجام یک تحلیل برگشتی برای اصلاح ویژگی‌ها و مفروضات مواد ضروری است [4]. افزایش فشار آب منفذ در بدنه سدها باعث کاهش تنش مؤثر و در نتیجه کاهش مقاومت برشی مواد بدنه سد می‌شود که می‌تواند نتایج خطرناکی را به دنبال داشته باشد و باعث ناپایداری سدهای خاکی شود [5]. کنترل پایداری سدها براساس بلایای طبیعی مانند زلزله، سیل، رانش زمین و طراحی ضعیف یا عدم نگهداری مناسب باید مورد توجه قرار گیرد [6]. هم‌چنین ارزشیابی پایداری شیب حاصل از مدل‌سازی عددی باید با مقدار ضریب اطمینان مجاز کنترل شود [7]. از نتایج ابزارهای نصب‌شده در بدنه سد، میزان نشست اشباع ناشی از اولین آبیگری مخزن سد در پوسته بالادست سد قابل تعیین است [8]. پایداری بدنه سدهای سنگریزه‌ای با استفاده از مدل‌سازی عددی قابل تخمین است [9]. براساس مطالعات انجام گرفته حداکثر نشست در بلندمدت و قوس‌دهی تقریباً در وسط هسته سد رخ می‌دهد [10]. ضمناً با مطالعات صورت‌گرفته مشخص شده‌است که ۸۸ درصد از کل نشست سد در حین ساخت سد صورت گرفته‌است [11]. باتوجه به تفاوت خواص مصالح هسته و پوسته، نشست‌های ناهمگن بین بخش‌های مختلف سد رخ می‌دهد. این عمل منجر به پدیده قوس‌زدگی می‌شود که باعث ایجاد برخی ترک‌ها در سطح مقطع غیر قابل نفوذ بدنه سد، به‌ویژه در نزدیکی محل اتصال به دیوارهای جانبی در اولین دوره آبیگری می‌شود که با اعمال فشار آب مخزن به هسته، می‌تواند توسعه یابد و سرانجام و در شرایط بحرانی‌تر منجر به خرابی و شستشوی هیدرولیکی بدنه سد می‌شود [12]. مطالعه شکست هیدرولیکی در هسته سدهای خاکی از طریق آزمایش‌های آزمایشگاهی و تحلیل عددی ارزیابی شده‌است که نشان می‌دهد CL مستعد شکست هیدرولیکی است بنابراین استفاده از GM-GC برای هسته سدهای خاکی توصیه شده‌است [13]. سد شهید مدنی یک سد با مصالح سنگی است که در نزدیکی شهر تبریز در ایران ساخته شده‌است. تبریز در منطقه ای با پتانسیل لرزه‌خیزی بالا قرار دارد. تأمین آب شیرین بدون شوری هدف اصلی ساخت این سد بوده‌است. در این حوضه

فونداسیون در نظر گرفته شده است. برای نظارت بر سد شهید مدنی در مرحله طراحی، پنج سطح مقطع ابزار به گونه ای پیش بینی شده است که به راحتی قابل خواندن و کنترل هستند. در شکل (۲) مقطع طولی بدنه با قرارگیری مقاطع ابزار و تصویر بزرگ ترین مقطع بدنه سد نشان داده شده است.

رفتار واقعی با پیش بینی های زمان طراحی و تجربه در طراحی های آینده ضروری به نظر می رسد. نظارت با نصب ابزارهای مناسب در مناطق حساس و اندازه گیری پارامترهای مختلف مانند فشار منفذی، تغییر شکل، تنش کلی امکان پذیر است [15]. به منظور کنترل و مراقبت از عملکرد و رفتار سد شهید مدنی، سیستم نظارتی با توجه به ویژگی های بدنه سد و وضعیت زمین شناسی



(الف)

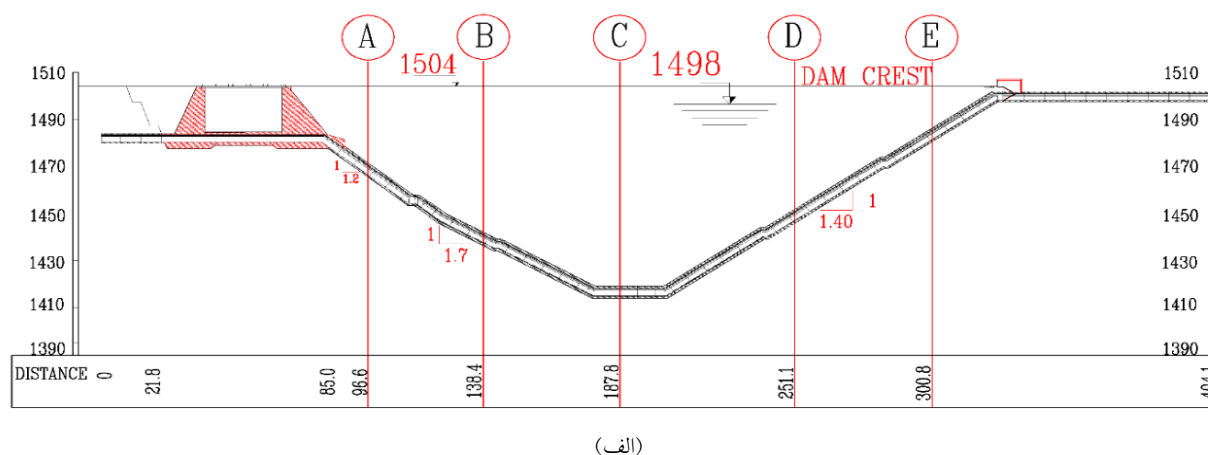


(ب)

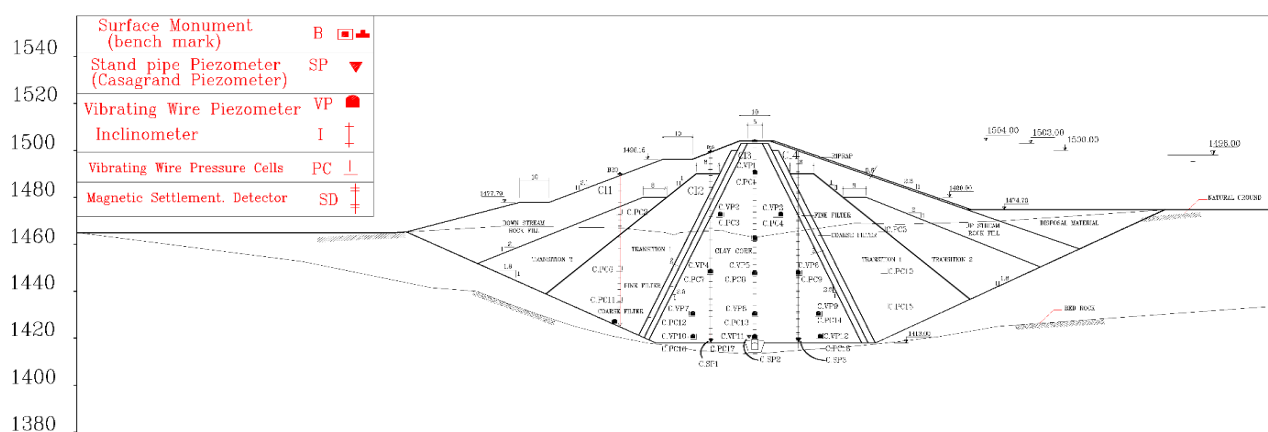
شکل ۱ سد شهید مدنی : (الف) نمای پلان، (ب) محورهای ابزارگذاری در پلان

جدول ۱ مشخصات فنی سد و مخزن شهید مدنی

مقدار	جزئیات بدنه سد
۹۱ متر	ارتفاع تاج سد از سنگ بستر
۳۹ متر	ارتفاع تاج سد از بستر رودخانه
۱۵۰۴ متر	تراز تاج سد
۱۴۹۸ متر	تراز رقوم نرمال
۲۷۸ متر	طول تاج سد
۱۰ متر	عرض تاج سد
۳۶۱ میلیون مترمکعب	حجم مخزن سد
۱/۷ میلیون مترمکعب	حجم مصالح بدنه سد
۱ به ۲/۳	شیب بالادست بدنه سد
۱ به ۲/۱	شیب پایین دست بدنه سد
۱۲/۳۳ کیلومترمربع	مساحت مخزن سد



(الف)



(ب)

شکل ۲ سد شهید مدنی: (الف) مقطع طولی بدنه با قرارگیری مقاطع ابزار، (ب) بزرگ‌ترین مقطع بدنه سد

استخراج شده است. پارامترهای مدل الاستو و پلاستیک برای شبیه سازی پی آبرفتی، سنگ بستر و مواد دیزپوزال از آزمایشگاه و آزمایش‌های میدانی استخراج شده است. مدل رفتاری موهر کولمب به عنوان سطح تسلیم برای شبیه سازی رفتار مکانیکی فونداسیون، مواد آبرفتی و دیزپوزال استفاده شد. در جدول (۲) پارامترهای هیدرولیکی مدل برای نواحی مختلف سد نشان داده شده است.

در این جدول پارامترهای γ_{sat} (KN/m³), γ_d (KN/m³), E (MPa), ν , C (KPa), ϕ (deg), K (m/s), m^3 رفتاری موهر کولمب، به ترتیب وزن مخصوص خشک، وزن مخصوص اشباع، ضریب نفوذپذیری، زاویه اصطکاک داخلی، چسبندگی مصالح، نسبت پواسون و مدول الاستیسیته مصالح می باشند.

ده سال پس از اتمام ساخت پروژه، با استفاده از اطلاعات بیش از ۵۰۰ ابزار نصب شده در بدنه سد (ارتفاع ۹۱ متر در سطح ۱۵۰۴)، تمام اطلاعات شامل فشار منفذی هسته، میزان نشست قایم و تنش‌های ایجاد شده خوانده می‌شود. در مجموع ۱۲۰ سلول فشار کلی (PC)، ۶۲ پیزوالکتریک (VP)، ۲۷ پیزومتر (SP) casgrandeh، ۱۷ انحراف سنج (I)، ۲۷۵ نشست سنج (SD) در بدنه سد نصب شده است. ابزار دقیق بدنه سد در سال ۲۰۰۳ شروع به کار کرد و داده‌ها در طول ساخت به طور مداوم ثبت شد. اکثر ابزارها در هسته رس متمرکز شده‌اند [3]. شکل (۳) نمایی از محفظه و سیستم‌های کنترل مرکزی تجهیزات الکترونیکی نصب شده در بدنه و نحوه قرائت دستی تجهیزات مکانیکی در بدنه سد شهید مدنی را نشان می‌دهد.

خواص مصالح مورد استفاده در تحلیل عددی از آزمایش‌های مکانیک خاک بر روی مصالح ریز و درشت‌دانه



(الف)



(ب)

شکل ۳ سد شهید مدنی: (الف) نمای کنترل مرکزی تجهیزات الکترونیکی مونیتورینگ، (ب) نحوه خواندن دستی تجهیزات مکانیکی

جدول ۲ پارامترهای مقاومت بدنه، پی و مصالح سد

پارامترهای مصالح بدنه	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	$K \cdot 10^{-6}$ (m/s)	ϕ (deg)	C (KPa)	(ν)	E (MPa)
هسته رسی	۱۹	۲۰	۰/۰۰۰۵	۲۸	۴۰	۰/۳	۲۰
فیلتر	۲۰	۲۱	۰/۰۰۰۱	۳۳	۰	۰/۲۵	۴۰
پوسته	۲۱	۲۲	۱۰۰۰	۴۴	۰	۰/۲۵	۷۰
ناحیه انتقالی	۲۰	۲۱	۰/۰۰۰۱	۳۸	۰	۰/۲۵	۵۰
مصالح دیزپوزال	۱۹/۲	۱۹/۸	۰/۰۰۰۰۰۱	۲۸	۲۰	۰/۳	۱۵
پی آبرفتی	۱۸/۵	۱۹/۵	۰/۰۰۰۰۰۰۰۱	۲۰	۲۰	۰/۳	۴۰
سنگ بستر	۲۱	۲۲	۰/۰۰۰۰۰۰۰۰۱	۲۸	۸۰	۰/۲۵	۲۰۰

مدل‌سازی و تحلیل عددی

تحلیل عددی سه‌بعدی سد شهید مدنی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود Midas-GTS.2019V2.1 انجام شده است. این نرم‌افزار یک نرم‌افزار تخصصی ژئوتکنیک و برای تحلیل سدهای خاکی - سنگ‌ریزه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. مدل‌سازی دقیق، تحلیل آسان و سرعت بالا از مزایای این نرم‌افزار است. مراحل اولیه کار در این برنامه ایجاد هندسه مدل سد با استفاده از شرایط مرزی است. در مدل‌سازی، برای بستر و بدنه سد، از مدول رفتاری موهرکولمب استفاده شد. شکل دره بر توزیع تنش در سد خاکی تأثیر می‌گذارد، در دره U شکل، شرایط کرنش صفحه یک ملاحظه منطقی است و تجزیه و تحلیل دوبعدی به‌نوعی رفتار مکانیکی سد را توضیح می‌دهد. برعکس، در دره‌ای V شکل، این فرض از واقعیت دور است و نیاز به مدل‌سازی سه‌بعدی از سد خاکی دارد. برخی از محققان اظهار داشته‌اند که مدل‌سازی دوبعدی یک سد خاکی به‌شرطی که نسبت طول به ارتفاع سد خاکی بیشتر از ۶ باشد منجر به نتایج مناسب می‌شود [16]. برای سد شهید مدنی، این نسبت حدود ۳/۱ (طول ۲۸۶ متر و ارتفاع ۹۱ متر) بود. در نتیجه برای رسیدن به نتایج دقیق سد شهید مدنی، یک مدل‌سازی سه‌بعدی مورد نیاز بود. بنابراین تحلیل‌های انجام شده در این نرم‌افزار، سه‌بعدی بوده و برای مدل‌سازی از شبکه‌های مثلثی استفاده شده است. زمان احداث سد کاملاً مطابق گزارش‌های دریافتی از دوران ساخت سد است. شبیه‌سازی عددی شامل سه مرحله می‌باشد. در مرحله اول برای محاسبه تنش‌های درجا، باید بستر رودخانه را قبل از ساخت سد مدل‌سازی کرد. در این مرحله، تنش‌های افقی با اعمال ضریب فشار جانبی در حالت سکون برآورد شد. در مرحله دوم قبل از

شروع ساخت سد، نیاز به مدل‌سازی حفاری ترانشه حفاری شده برای رسیدن به سنگ بستر بود. حفاری ترانشه‌ها در ۱۰ لایه در نرم‌افزار شبیه‌سازی شد. در مرحله سوم، ساخت سد از سنگ زیرین تا قله سد شامل دو مرحله است:

مرحله ۱. ساخت سد از سنگ بستر (۱۴۱۳ متر) تا سطح بستر رودخانه (۱۴۷۷ متر) که در ۱۰ لایه با ضخامت ۶/۴ متر در نرم‌افزار شبیه‌سازی شد و از نظر فیزیکی حدود ۶ سال به طول انجامید. سطح آب زیرزمینی در محل سد تقریباً سطح بستر رودخانه بود. هنگامی که ارتفاع سد به ۳۷ متر از سنگ زیرین رسید، اجازه داده شد آب زیرزمینی به بدنه سد نفوذ کند. در این مرحله هسته سد بدون زهکشی یکپارچه (CU) فرض شد. به دلیل نفوذپذیری کم هسته رس، مواد رس به تدریج اشباع شد در حالی که سطح آب در پوسته و پی آبرفتی به دلیل نفوذپذیری بیشتر این مواد نسبت به هسته رس، ثابت ماند. پس از اشباع شدن هسته رسی و هنگامی که سطح خاکریزی به سطح بستر رودخانه رسید، حالت پایداری از تراوش پدیدار شد.

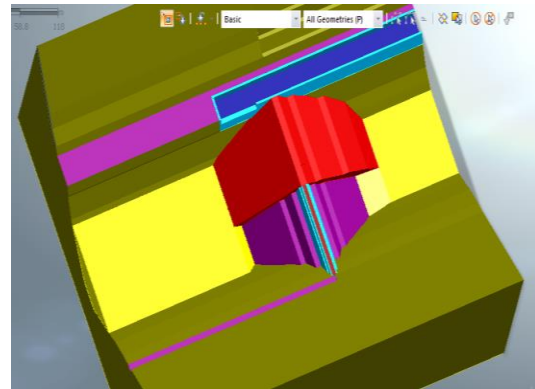
مرحله ۲. ساخت سد از سطح بستر رودخانه تا قله سد (۱۵۰۴ متر) که در پنج لایه شبیه‌سازی شده است. در این مرحله، عملیات ساخت و ساز حدود ۳ سال به طول انجامید و هسته رس بدون زهکشی (CU) فرض شد. هنگامی که سطح آب برای اولین بار به ۳۹ متر بالاتر از سنگ بستر رسید (۲۱ مه ۲۰۰۵)، تمام پی‌زومترها شروع به ثبت فشار منفذی در هسته سد کردند. زمان شروع ضبط داده‌ها و انجام تجزیه و تحلیل وابسته به زمان بود. عملیات تحکیم و تنش در بدنه سد ده سال پس از اتمام ساختمان بدنه سد در تحلیل عددی در نظر گرفته می‌شود. در آغاز مرحله دوم، سطح آب در هسته به حالت ثابتی رسید.

آنالیزها

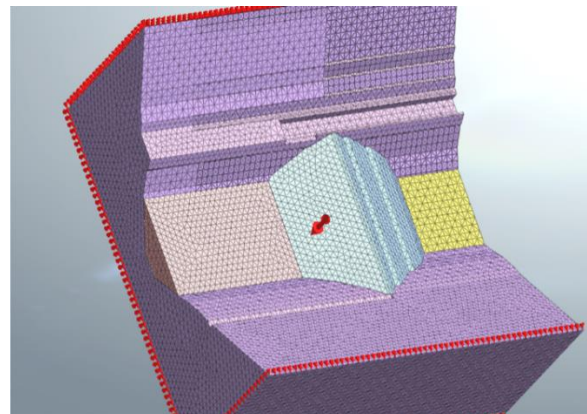
در این بخش، نتایج تحلیل عددی سد شهید مدنی شامل نشست‌ها، تنش‌های عمودی کل و فشار آب منفذی با داده‌های ثبت‌شده به‌دست‌آمده از ابزارها مقایسه می‌شود.

بررسی نتایج نشست‌های بدنه سد. نشست‌سینج‌های داخلی سد در سه گروه عمودی، افقی و حرکتی چرخشی طبقه‌بندی می‌شوند. حرکات عمودی، نشست‌ها را از نظر وزن مصالح، فشردگی و تثبیت بدنه سد نشان می‌دهد. حرکت‌های افقی، عمدتاً به حرکت‌های بالادستی که در زمان اولین آبیگری در مخزن سد رخ می‌دهد اشاره دارد که به دلیل کاهش سریع تر تنش مؤثر در مصالح بالادست نسبت به سایر قسمت‌های سد است. حرکت پایین‌دست به دلیل فشار افقی آب مخزن سد است. علاوه بر این، حرکات چرخشی که در دامنه‌های بالادست و پایین‌دست ظاهر می‌شوند به دلیل مقاومت برشی کمتر مواد در پی یا بدنه سد است. استفاده از نقاط نقشه‌برداری، شیب‌سنج‌ها (لوله‌های استقرار) و نشست‌سنج قائم یک روش معمول برای اندازه‌گیری این تغییر شکل‌ها در سدهای خاکی است. برای بررسی جابه‌جایی عمودی بدنه سد، از یک سری صفحات مغناطیسی که در فواصل مختلف داخل لوله نشست‌سنج نصب شده‌اند استفاده شده‌است. پایین‌ترین صفحه، که صفحه پایه است، بر روی پایه سنگی نصب شده‌است که کمترین جابه‌جایی در آن رخ می‌دهد و این نقطه تقریباً ثابت است. پایداری دامنه‌های خاکی با ارزیابی تغییر شکل قسمت‌های مختلف بدنه امکان‌پذیر است. به‌منظور ارزیابی تغییر شکل‌های عمودی در سد شهید مدنی، از ۱۷ انحراف‌سنج (I) و ۲۷۵ نشست‌سنج (SD) (صفحات استقرار مغناطیسی) در سطوح مختلف بدنه سد استفاده شده‌است. در تحقیق حاضر، مقدار حداکثر تغییر شکل عمودی حاصل از نتایج ابزار نشست‌سنج و تحلیل‌های عددی در مقاطع سد A, B, C, D و E سد شهید مدنی در جدول (۳) نشان داده شده‌است. مقدار نشست‌های عمودی به‌دست‌آمده از داده‌های ثبت‌شده توسط ابزار دقیق بیشتر از مقادیر به‌دست‌آمده از تحلیل‌های عددی است. به‌طور کلی تناسب خوبی بین این اعداد وجود دارد.

در تحلیل تنش اولیه، جابه‌جایی اولیه تکیه‌گاه صفر در نظر گرفته می‌شود. براساس تجزیه و تحلیل حساسیت، اندازه‌مش ۱ در نظر گرفته می‌شود. ابعاد و مرزهای افقی و عمودی برای ایجاد هندسه مدل براساس تحلیل حساسیت در نظر گرفته می‌شود. در شکل (۴) مدل سازی و مش‌بندی سه‌بعدی نشان داده شده‌است.



(الف)



(ب)

شکل ۴ مدل عددی سد شهید مدنی: (الف) مدل سه‌بعدی، (ب) مدل شبکه سه‌بعدی

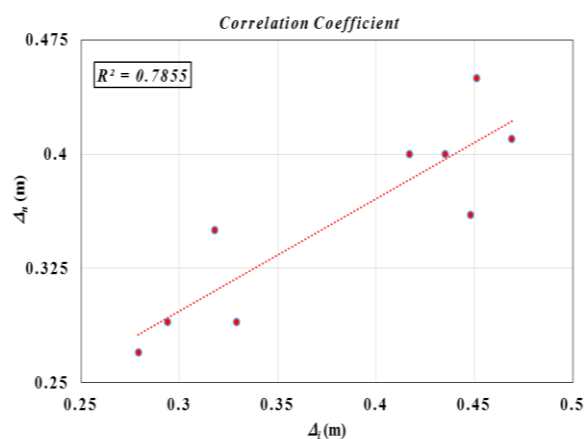
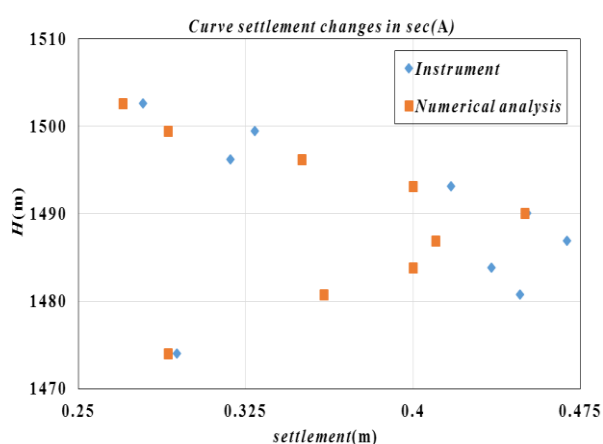
تحلیل عددی شامل تجزیه و تحلیل تنش، جابه‌جایی و فشار منفذی برای ارزیابی احتمال وقوع شکست هیدرولیکی بدنه سد است. در این بخش، نتایج تحلیل عددی سد شهید مدنی شامل نشست‌ها، تنش‌های عمودی کل، فشار آب منفذی و نسبت قوس با داده‌های ثبت‌شده به‌دست‌آمده از ابزارها مقایسه می‌شود.

وقوع چندین زمین‌لرزه طبیعی در منطقه آذربایجان طی ده سال گذشته است. در ادامه به ترتیب منحنی‌های تغییرات نشست در ارتفاع بدنه سد و ضریب همبستگی بین داده‌های حاصل از نتایج ابزار دقیق و تحلیل‌های عددی برای هر پنج مقطع اصلی بدنه سد در شکل‌های (۵) نشان داده شده‌است.

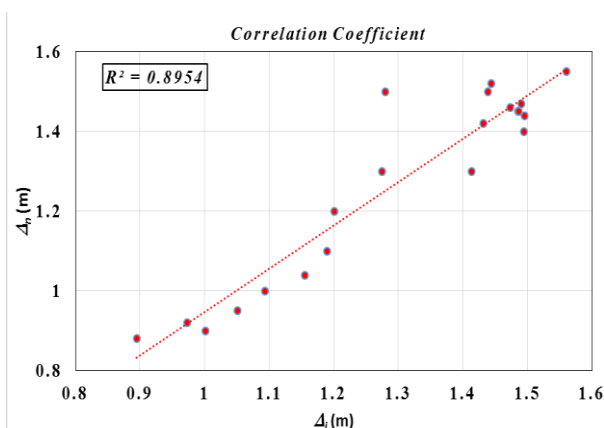
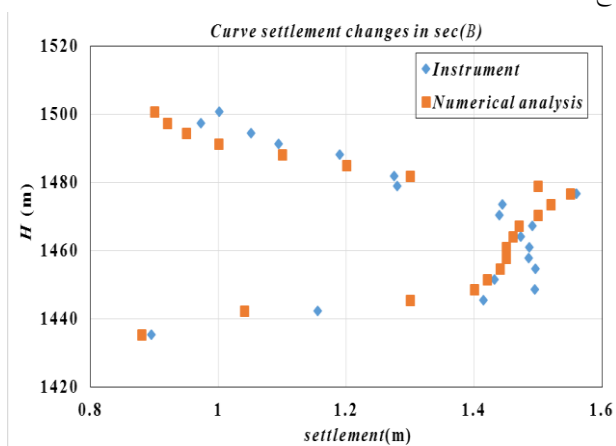
حداکثر میزان نشست عمودی پس از ده سال از پایان ساخت بدنه سد شهید مدنی به ترتیب نتایج تحلیل عددی و ابزار نصب‌شده در بدنه سد در مقطع عرضی (C)، $1/79$ و $1/90$ (متر) است. دلیل این‌که میزان نشست عمودی حاصل از نتایج ابزار دقیق در همه مقاطع بیشتر از میزان تحلیل عددی است، ناشی از

جدول ۳ حداکثر نشست عمودی حاصل از تجزیه و تحلیل عددی و ابزار در مقاطع بدنه سد

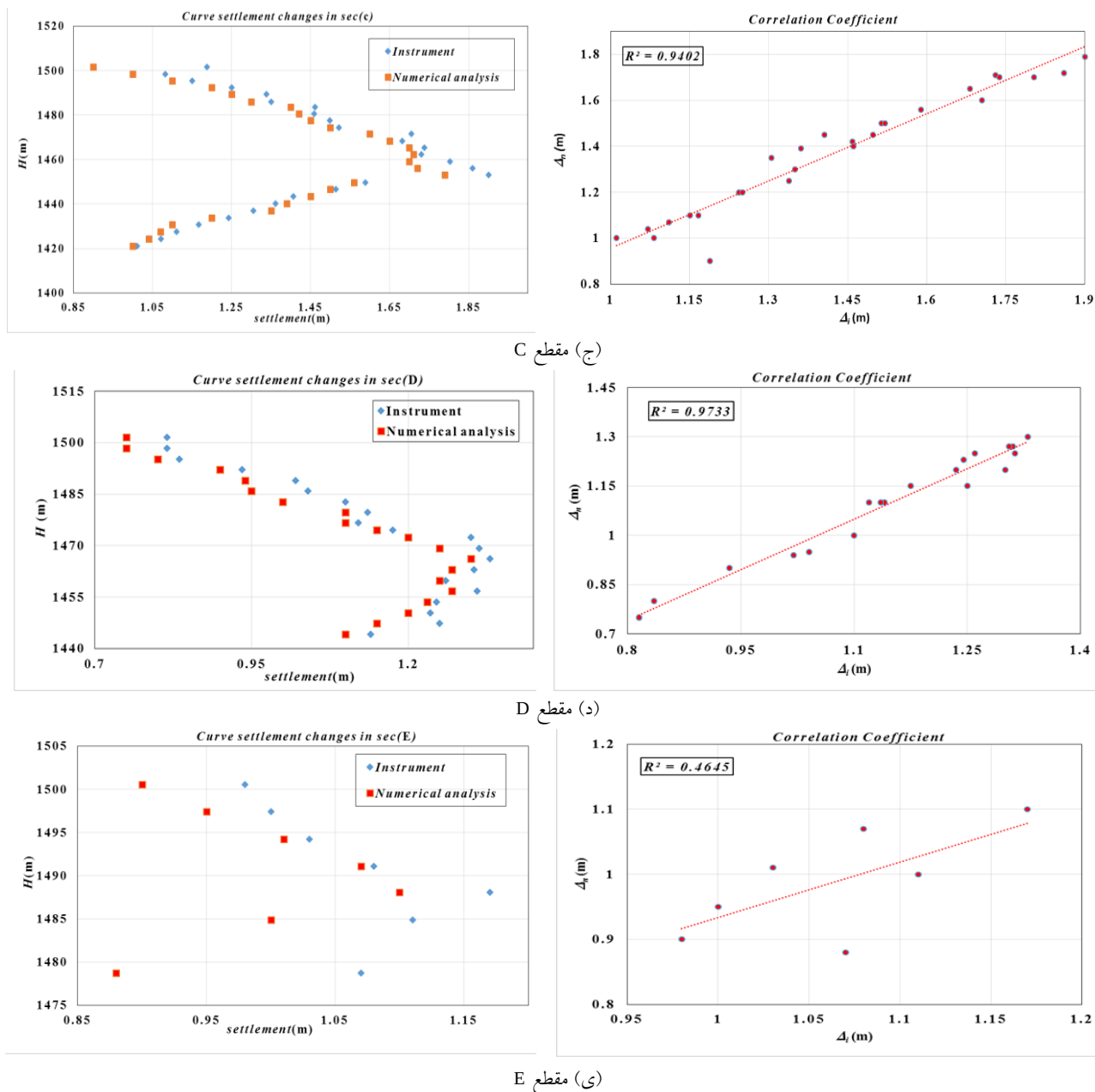
نام مقطع عرضی	ماکزیمم مقدار نشست حاصل از آنالیز (متر)	ماکزیمم مقدار نشست حاصل از ابزار دقیق (متر)
A	$0/45$	$0/469$
B	$1/55$	$1/56$
C	$1/79$	$1/90$
D	$1/3$	$1/33$
E	$1/1$	$1/17$



(الف) مقطع A



(ب) مقطع B



شکل ۵ مقایسه منحنی‌های نشست و ضریب همبستگی در مقاطع بدنه سد

مختلف بدنه سدهای خاکی- سنگریزه‌ای به بررسی تغییرات میزان تنش کل در نقاط مختلف بدنه سد می‌پردازد. در سد شهید مدنی ۱۲۰ سلول فشار در قسمت‌های مختلف بدنه تعبیه شده‌اند که برای تعیین میزان تنش کل نقاط مختلف بدنه سد استفاده می‌شوند. این سلول‌ها در خوشه‌های ۳ تایی قرار دارند و تنش‌ها را در ۳ جهت (دو جهت افقی، یک جهت عمودی) اندازه‌گیری می‌کنند. مقدار تنش‌های عمودی به‌دست‌آمده توسط سلول‌های فشار و تحلیل عددی در هسته سد به‌ترتیب در پنج مقطع سد در جدول (۴) آورده شده‌است.

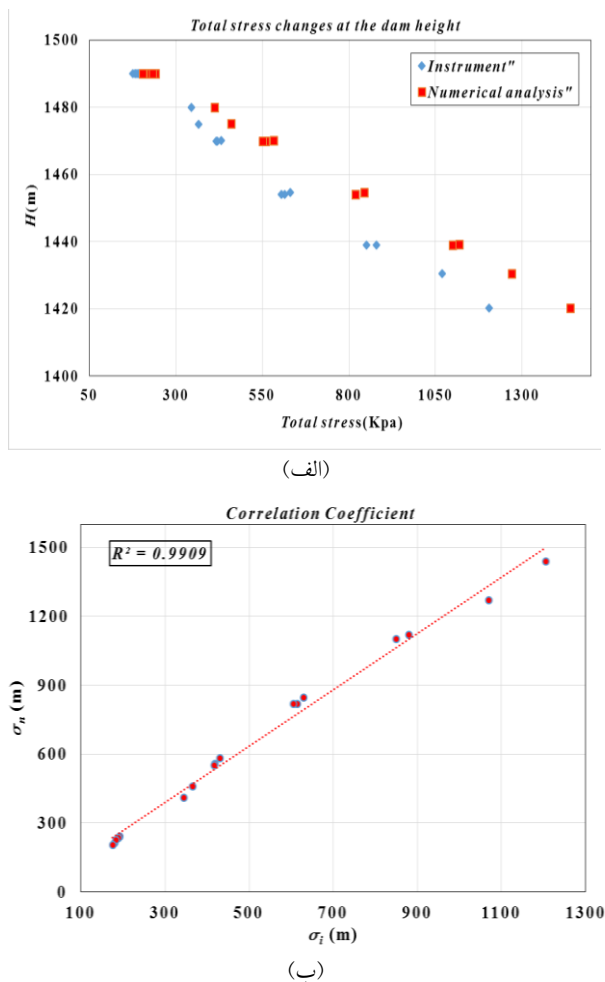
در منحنی‌های فوق H نشان‌دهنده ارتفاع قرارگیری صفحات نشست‌سنج‌ها در تراز بدنه سد و Settlement نشان دهنده مقدار نشست بدنه سد در جهت قائم است. ضریب همبستگی بین داده‌های نشست حاصل از نتایج ابزار دقیق و تحلیل‌های عددی برای پنج مقطع ابزارگذاری شده بیش از ۸۳/۸ صدم درصد می‌باشد که نشان‌دهنده همبستگی مناسب بین داده‌های نشست می‌باشد.

تنش قائم و نسبت قوس‌زدگی. سلول‌های فشار در ترازهای

جدول ۴ مقایسه تنش‌های قائم بدنه سد ده سال پس از پایان ساخت در مقطع A، B، C، D و E

شماره سلول‌ها	محل نصب	فاصله از محور (متر)	تراز نصب	ابزار دقیق		آنالیز عددی	
				تنش کل قائم	A _r	تنش کل قائم	A _r
APC.1	مرکز هسته	۰/۷۴	۱۴۹۰/۰۷	۱۸۱	۰/۶۸	۲۱۳	۰/۸
APC.2	پایین دست هسته	-۶/۶۸۵	۱۴۷۵/۳۵	۳۶۵	۰/۶۷	۴۶۰	۰/۸۶
APC.3	بالادست هسته	۶/۷۵۴	۱۴۷۵/۹	۳۵۱	۰/۶۵	۴۴۵	۰/۸۳
BPC.1	مرکز هسته	۰/۰۷۵	۱۴۹۰/۱	۱۸۹	۰/۷۳	۲۳۴	۰/۸۸
BPC.3	دست هسته پایین	-۹/۵۴	۱۴۶۹/۷۹	۴۱۹	۰/۶۴	۵۵۹	۰/۸۶
BPC.4	بالادست هسته	۱۰/۳۰	۱۴۶۹/۷۹	۴۱۳	۰/۶۳	۵۵۲	۰/۸۵
BPC.7	دست هسته پایین	-۱۷/۰۶	۱۴۵۴/۳۳	۵۶۵	۰/۶	۷۹۰	۰/۸۳
BPC.8	مرکز هسته	۰/۳۶	۱۴۵۴/۴۵	۶۱۵	۰/۶۵	۸۲۰	۰/۸۷
BPC.9	بالادست هسته	۱۸/۰۲	۱۴۵۴/۴۸	۵۸۰	۰/۶۱	۸۰۰	۰/۸۵
BPC.11	دست هسته پایین	-۱۶/۲	۱۴۳۹/۲۰۵	۸۰۵	۰/۶۵	۱۰۹۵	۰/۸۹
BPC.12	مرکز هسته	۰/۰۸	۱۴۳۹/۱۶۴	۸۸۰	۰/۷۱	۱۱۲۰	۰/۹۱
BPC.13	بالادست هسته	۱۶/۸۱	۱۴۳۹/۱۶۱	۸۴۵	۰/۶۸	۱۱۰۰	۰/۸۹
CPC.1	مرکز هسته	۰/۵	۱۴۹۰/۱۱	۱۹۲/۴	۰/۷۳	۲۴۰	۰/۹
CPC.3	دست هسته پایین	-۱۰/۵۴	۱۴۷۰/۰۳۶	۴۳۰	۰/۶۶	۵۸۳	۰/۹
CPC.4	بالادست هسته	۱۰/۲۴	۱۴۶۹/۹۳۵	۴۱۹/۳	۰/۶۵	۵۷۹	۰/۸۹
CPC.7	دست هسته پایین	-۱۶/۹۲	۱۴۵۴/۶۴۹	۵۷۵	۰/۶۱	۸۰۵	۰/۸۵
CPC.8	مرکز هسته	۰/۴۹۲	۱۴۵۴/۶۶	۶۳۰/۱۸	۰/۶۷	۸۴۵	۰/۹
CPC.9	بالادست هسته	۱۷/۹۵	۱۴۵۴/۶۲۹	۵۹۱/۶	۰/۶۳	۸۱۲	۰/۸۶
CPC.12	دست هسته پایین	-۲۰/۰۲	۱۴۳۰/۹۰۹	۱۰۰۸/۳	۰/۷۲	۱۲۵۰	۰/۹
CPC.13	مرکز هسته	۰	۱۴۳۱	---	---	۱۲۷۰	۰/۹۱
CPC.14	بالادست هسته	۲۰/۳	۱۴۳۱/۳۲۱	۱۰۷۰/۵	۰/۷۷	۱۲۵۵	۰/۹۰
CPC.16	دست هسته پایین	-۲۰/۴۳	۱۴۲۰/۲۹۴	۱۲۰۵	۰/۷۵	۱۴۲۵	۰/۸۹
CPC.17	مرکز هسته	۱/۲۱	۱۴۲۰/۵۵	۱۱۵۰	۰/۷۲	۱۴۴۰	۰/۹۰
CPC.18	بالادست هسته	۱۹/۸۴	۱۴۲۰/۲۹۶	۱۱۶۰	۰/۷۲	۱۴۲۰	۰/۸۹
DPC.1	مرکز هسته	۰/۴	۱۴۹۰/۱۱	۱۸۴	۰/۶۹	۲۲۶	۰/۸۵
DPC.3	دست هسته پایین	-۱۰/۶۹	۱۴۷۰/۱۱	۴۱۷	۰/۶۵	۵۵۱	۰/۸۵
DPC.4	بالادست هسته	۱۰/۷۷	۱۴۷۰/۱۵۹	۴۰۸	۰/۶۳	۵۴۴	۰/۸۳
DPC.9	دست هسته پایین	-۱۷/۹۱	۱۴۵۴/۴۲۲	۵۶۰	۰/۶	۷۸۵	۰/۸۳
DPC.10	مرکز هسته	۰/۳۵۲	۱۴۵۴/۴۸۸	۶۰۵	۰/۶۴	۸۲۰	۰/۸۷
DPC.11	بالادست هسته	۱۷/۹۶	۱۴۵۴/۱۷	۵۷۵	۰/۶	۷۹۰	۰/۸۳
DPC.6	دست هسته پایین	-۱۷/۱۵	۱۴۳۹/۱۵۸	۷۹۰	۰/۶۴	۱۰۸۰	۰/۸۷
DPC.7	مرکز هسته	۰/۱۸	۱۴۳۹/۰۴۴	۸۵۰	۰/۶۸	۱۱۰۰	۰/۸۹
DPC.8	بالادست هسته	۱۷/۰۷	۱۴۳۹/۱۲۹	۸۲۲	۰/۶۶	۱۰۷۰	۰/۸۷
EPC.1	مرکز هسته	۰/۰۴۹	۱۴۸۹/۹۶	۱۷۵	۰/۶۵	۲۰۴	۰/۷۶
EPC.2	دست هسته پایین	-۶/۸۸	۱۴۷۹/۸۴۶	۳۴۵	۰/۷۵	۴۱۱	۰/۸۹
EPC.3	بالادست هسته	۶/۷۳	۱۴۷۹/۹۰۷	۳۲۱	۰/۷	۴۰۴	۰/۸۶

بیشتر باشد (نزدیک به یک)، وقوع پدیده قوس زدگی در هسته کمتر و احتمال شکست هیدرولیکی کمتر است [18]. در جداول (۴) تفاوت معناداری بین نسبت ضریب قوس زدگی به دست آمده از داده های ابزار و محاسبه شده توسط تحلیل عددی دیده می شود. این به تفاوت تنش های عمودی به دست آمده توسط سلول های فشار و تحلیل عددی اشاره دارد. علاوه بر این، ماکزیمم نسبت قوس در سد شهید مدنی حاصل از قرائت ابزار دقیق و تحلیل عددی به ترتیب ۰/۷۷ و ۰/۹۱ بود که هر دو کمتر از یک است، بنابراین احتمال وقوع قوس در هسته وجود ندارد. این امر نشان می دهد که سد از نظر شکست هیدرولیکی در محدوده امن قرار دارد. در شکل (۶) به ترتیب منحنی های تغییرات تنش کل در ارتفاع بدنه سد و ضریب همبستگی بین داده های حاصل از نتایج ابزار دقیق و تحلیل های عددی بدنه سد ارائه شده است.



شکل ۶ (الف) تغییرات تنش کل عمودی، (ب) ضریب همبستگی منحنی

PC: Vibrating Wire Pressure Cell نشان دهنده

سلول های فشار است که در پنج مقطع A, B, C, D و E نصب شده اند. همان طور که در نتایج نشان داده شده است مقدار تنش های عمودی کل در سلول های فشار، کمتر از مقدار به دست آمده از تحلیل عددی است. تفاوت اندکی بین تنش های عمودی مشاهده شده و محاسبه شده وجود دارد. دلایلی هم چون کالیبراسیون برای تنش اعمالی و دما یک کار دشوار و گران است، به طوری که عدم کالیبراسیون و تخریب ابزارها ممکن است فرض شود هم چنین برای جلوگیری از آسیب به سلول های تحت فشار، خاک اطراف سلول ها با تراکم کمتری در مقایسه با سایر قسمت های هسته فشرده شد. بنابراین، قوس موضعی در محل ابزارها منجر به تغییر مدول کشش و چگالی در اطراف سلول های فشار می شود [17]. ماکزیمم مقدار تنش کل حاصل از قرائت ابزار سلول های فشاری و تحلیل عددی در محل اتصال هسته به پی، به ترتیب ۱۲۰۵ و ۱۴۴۰ کیلو پاسکال است. به دلیل گذشت زمان و عمل تحکیم مصالح هسته تناسب بسیار خوبی بین داده ها وجود دارد. تنش عمودی کل، عامل اصلی جلوگیری از ایجاد ترک در هسته است. در زمان پایان ساخت و اولین آبیگری مخزن، کاهش تنش عمودی در اثر پدیده قوس می تواند ترک های افقی ایجاد کند زیرا فشار آب بیشتر از مقدار تنش عمودی است. این ترک ها که هیدرولیکی خوانده می شوند، از بالادست به پایین دست سوراخ ایجاد می کنند. هم چنین، آسیب جدی به بدنه سد وارد می کنند و احتمالاً منجر به خرابی سد می شوند. مصالح استفاده شده در پوسته سدهای سنگ ریزه ای سخت تر از مصالح استفاده شده در هسته سدها هستند. تفاوت مدول الاستیسیته بین این دو نوع مواد، گرایش های مختلفی را برای نشست ایجاد کرده است. علاوه بر این، اصطکاک بین مواد هسته و پوسته باعث انتقال تنش از هسته به پوسته می شود که می تواند یک منطقه کم تنش در هسته ایجاد کند. به این پدیده، قوس زدگی در سدهای خاکی می گویند. معادله (۱) نسبت قوس زدگی را ارائه می دهد [18].

$$A_r = \left(\frac{\sigma_v}{\gamma * h} \right) \quad (1)$$

σ_v : رابطه تنش قائم

γ : وزن مخصوص

h : ارتفاع خاک

برای جلوگیری از ایجاد قوس در هسته، نسبت قوس باید

در محل سلول های فشار در هسته کمتر از ۱ باشد. هرچه A_r

h : ضخامت لایه خاک بالاتر از نقطه مورد نظر

σ : تنش عمودی کل در نقطه مورد نظر

ثبات نسبی r_u در طول و انتهای ساخت، سرعت مناسب ساخت را نشان می‌دهد و بنابراین احتمال، شکست هیدرولیکی بدنه سد را نتیجه می‌دهد. علاوه بر این، مقدار پایین R_u نشان‌دهنده قابلیت اطمینان بالا در برابر شکست هیدرولیکی به دلیل پدیده قوس‌دهی است. ارزش R_u به‌طور کلی بیش از r_u در هسته است. در جدول (۵) تغییرات نسبت فشار منفذی به ترتیب در مقاطع 'B' و 'C' و براساس قرائت پیزومترهای الکتریکی (VP) و پیزومترهای کاساگراند (SP) و نتایج حاصل از تحلیل عددی آورده شده است.

نتایج نشان می‌دهد که r_u مشاهده شده و محاسبه شده در پایان ساخت، سازگاری خوبی با هم دارند. تفاوت بین R_u مشاهده شده و محاسبه شده به دلیل تفاوت بین تنش‌های عمودی مشاهده شده و محاسبه شده است. حداکثر R_u حاصل از تحلیل عددی و ابزار دقیق نصب شده در هسته به ترتیب ۰/۳۵ و ۰/۴۷ می‌باشد. طبق گزارش فنی سد شهید مدنی [19]، R_u پیش‌بینی شده در مرحله طراحی ۰/۵ برآورد شده که از نظر مقاومت در برابر شکست هیدرولیکی ایمنی سد تأمین شده است. در شکل (۷) به ترتیب منحنی‌های تغییرات فشار منفذی در ارتفاع بدنه سد و ضریب همبستگی بین داده‌های حاصل از نتایج قرائت پیزومترهای الکتریکی و تحلیل‌های عددی ارائه شده است.

ماکزیمم فشار منفذی هسته رسی براساس تحلیل عددی و قرائت پیزومترهای نصب شده در بدنه سد به ترتیب ۴۵۰ و ۴۲۰ پاسکال است که در پایین‌ترین تراز سطح هسته رخ داده است. به دلیل گذشت زمان و عمل تحکیم مصالح هسته تناسب بسیار خوبی بین داده‌ها وجود دارد. ضریب همبستگی بین داده‌های فشار منفذی حاصل از نتایج پیزومترها و تحلیل‌های عددی، ۶۷/۳۱ صدم درصد می‌باشد که نشان‌دهنده همبستگی مناسب بین داده‌های فشار منفذی می‌باشد. تفاوت ضریب همبستگی و تفاوت‌هایی بین فشار منفذی ثبت شده توسط ابزارها و تحلیل عددی می‌تواند به علت نسبت اشباع و نفوذپذیری در طول مدل‌سازی عددی در هسته ثابت در نظر گرفته شود، در حالی که در حقیقت، این دو پارامتر به علت ارتفاع سد تغییر می‌کنند.

ضریب همبستگی بین داده‌های تنش کل حاصل از نتایج ابزار دقیق و تحلیل‌های عددی، ۹۹/۰۹ صدم درصد می‌باشد که نشان‌دهنده همبستگی بسیار مناسب بین داده‌های تنش کل می‌باشد. باتوجه به تحلیل‌ها می‌توان نتیجه گرفت که خواص مصالح از دقت مناسبی برخوردار است و منشأ خطا در تنش‌های محاسبه شده نیست.

تغییرات فشار منفذی. فشار منفذی یکی از مسائل مهم در مهندسی مکانیک خاک است. تغییرات فشار منفذی در سدهای خاکی به عواملی مانند میزان فشار سربار، سرعت خاک‌ریزی، شرایط زهکشی، نفوذپذیری، میزان اشباع و تراکم خاک بستگی دارد. افزایش فشار منفذی باعث کاهش مقاومت برشی خاک و به خطر افتادن پایداری سد می‌شود. بنابراین با کنترل سرعت خاک‌ریزی در زمان ساخت، می‌توان سرعت افزایش فشار منفذی را کنترل کرد. در سد شهید مدنی از پیزومترهای الکتریکی و کاساگراند برای تعیین میزان فشار منفذی در تراز مختلف استفاده شده است. در سدهای خاکی و سنگی، به دلیل تغییرات تراکم مصالح هسته و فونداسیون، متشکل از مواد ریزدانه با نفوذپذیری کم و بار ناشی از آن، فشار اضافی آب ایجاد می‌شود. این فشار منفذی، به‌ویژه در هسته سد که نفوذپذیری بسیار کمی دارد و زه کشی آن کم است، در طول ساخت سد منجر به افزایش فشار منفذی می‌گردد که ممکن است با کاهش تنش مؤثر منجر به گسیختگی برشی ناحیه هسته شود. در این تحقیق، تغییرات فشار منفذ ناشی در پنج محور اصلی بدنه سد مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. با نتایج پیزومترهای نصب شده در بدنه سد، به دلیل عرض زیاد هسته رسی، نفوذپذیری کم مواد ریزدانه و تراکم مناسب مصالح هسته، فشار منفذی اضافی بدنه سد ایجاد شده است. ماکزیمم فشار منفذی ایجاد شده طی ده سال پس از پایان ساخت در سطوح پایین‌تر هسته در محل اتصال هسته به فونداسیون مشاهده شده است. ضرایب فشار منفذی از معادلات (۲) و (۳) قابل محاسبه است:

$$r_u = \left(\frac{u}{\gamma \cdot h} \right) \quad (2)$$

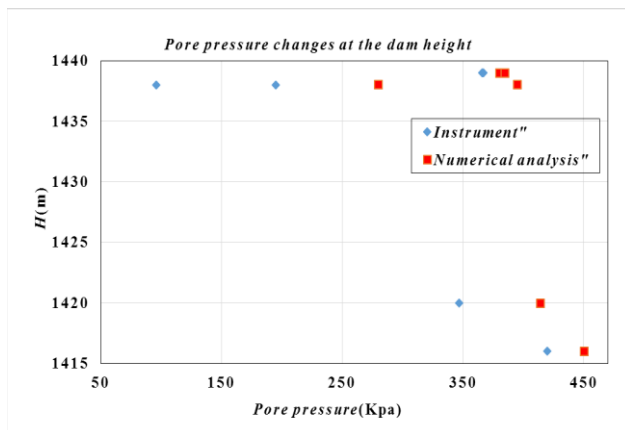
$$R_u = \left(\frac{u}{\sigma_v} \right) \quad (3)$$

u : فشار آب منفذی در نقطه مورد نظر

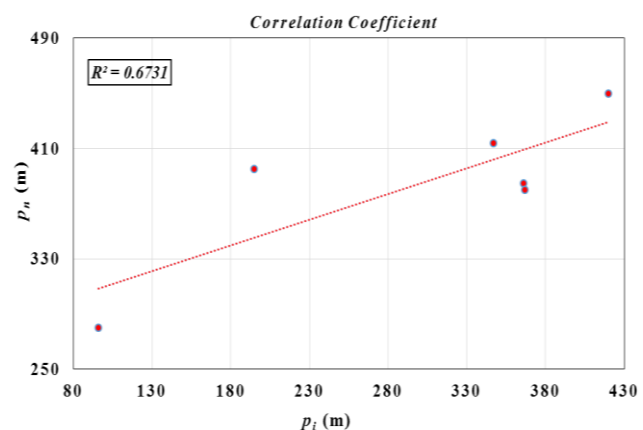
γ : وزن واحد مخصوص

جدول ۵ مقایسه نسبت فشار منفذی پیژومترهای ارتعاشی و کاساگرانده با نتایج تحلیل عددی ده سال پس از پایان ساخت در مقطع B، C و D

شماره پیژومتر	محل نصب	فاصله از محور (متر)	تراز نصب	فشار منفذی		r_u		R_u	
				ابزار دقیق	آنالیز عددی	ابزار دقیق	آنالیز عددی	ابزار دقیق	آنالیز عددی
BVP.7	پایین دست هسته	-۱۷/۳۶	۱۴۳۹/۱۸	۳۵۸/۶	۳۷۵	۰/۲۷	۰/۲۸	۰/۴۴	۰/۳۴
BVP.8	مرکز هسته	۰/۴۸	۱۴۳۹/۱۶	۳۶۰/۲	۳۸۰	۰/۲۷	۰/۲۸	۰/۴	۰/۳۳
BVP.9	بالا دست هسته	۱۶/۴۹	۱۴۳۹/۲۲	۳۶۶/۵	۳۸۵	۰/۲۸	۰/۲۹	۰/۴۳	۰/۳۵
BSP.1	پایین دست هسته	-۱۵	۱۴۳۸	۱۷۵	۳۸۰	۰/۱۳	۰/۲۸	-	۰/۳۴
BSP.2	مرکز هسته	-۳/۱۹	۱۴۳۸	۱۶۱	۳۸۳	۰/۱۲	۰/۲۸	-	۰/۳۳
BSP.3	بالا دست هسته	۱۳/۳۸	۱۴۳۷	۱۹۵	۳۹۵	۰/۱۴	۰/۲۹	-	۰/۳۵
CVP.10	پایین دست هسته	-۲۰/۶	۱۴۲۰/۵۲	۳۴۰	۴۰۲	۰/۲	۰/۲۴	۰/۲۸	۰/۲۸۲
CVP.11	مرکز هسته	۰/۴۲۲	۱۴۲۰/۵۸	۳۲۸	۳۹۶	۰/۱۹	۰/۲۳	۰/۲۸	۰/۲۷
CVP.12	بالا دست هسته	۲۰/۲۵	۱۴۲۰/۲۹	۳۴۷	۴۱۴	۰/۲	۰/۲۴	۰/۲۹	۰/۲۹
CSP.1	پایین دست هسته	-۱۶/۲۴	۱۴۱۶/۷	۴۰۳	۴۳۸	۰/۲۲	۰/۲۵	-	۰/۲۹
CSP.2	مرکز هسته	-۳/۸۰	۱۴۱۶/۷	۳۹۲	۴۲۵	۰/۲۲	۰/۲۴	-	۰/۲۸
CSP.3	بالا دست هسته	۱۵/۹	۱۴۱۶/۷	۴۲۰	۴۵۰	۰/۲۳	۰/۲۵	-	۰/۳
DVP.4	پایین دست هسته	-۱۶/۴۲	۱۴۳۹/۱۴	۳۷۷/۷	۳۵۵	۰/۲۸	۰/۲۷	۰/۴۷	۰/۳۲
DVP.5	مرکز هسته	۰/۱۲	۱۴۳۹/۰۲	۳۵۲	۳۶۳	۰/۲۶	۰/۲۷۵	۰/۴	۰/۳۳
DVP.6	بالا دست هسته	۱۷/۱	۱۴۳۹/۱	۳۶۱/۱	۳۸۰	۰/۲۷	۰/۲۸	۰/۴۳	۰/۳۵
DSP.1	پایین دست هسته	-۱۴/۹۱	۱۴۳۸	۹۶	۳۵۸	۰/۰۷	۰/۲۷	-	۰/۳۳
DSP.2	مرکز هسته	-۲/۹۲	۱۴۳۹	۸۶	۳۶۳	۰/۰۶	۰/۲۷۵	۰/۱	۰/۳۳
DSP.3	بالا دست هسته	۱۴/۸۵	۱۴۳۹	۸۶	۳۸۰	۰/۰۶	۰/۲۸	۰/۱	۰/۳۵



(الف)



(ب)

شکل ۷ (الف) تغییرات فشار منفذی، (ب) ضریب همبستگی منحنی

نتیجه گیری

پایش نتایج انجام شده است. باتوجه به قرائت ابزارهای نصب شده و تحلیل های عددی سه بعدی بدنه و تکیه گاه سد، نتایج به دست آمده از این مطالعه به شرح زیر است:

در تحقیق حاضر، ده سال پس از اتمام ساخت بدنه سد شهید مدنی، تحلیل های عددی واقعی بدنه سد همزمان با ارزیابی و

ساخت در منطقه‌ای امن قرار دارد.

۳. در سد شهید مدنی به دلیل گذشت ده سال از پایان ساخت و هم‌چنین وجود سطح بالای آب زیرزمینی در منطقه در اثر سطح آب رودخانه و هم‌چنین عرض وسیع هسته، فشار منفذی ایجاد شده است. ماکزیمم فشار منفذی ناشی از قرائت پیزومترهای نصب شده در هسته و تحلیل عددی به ترتیب ۴۲۰ و ۴۵۰ کیلوپاسکال می‌باشد. ضریب همبستگی بین داده‌های فشار منفذی حاصل از نتایج ابزار دقیق و تحلیل‌های عددی، $67/31$ صدم درصد می‌باشد که نشان‌دهنده همبستگی مناسب بین داده‌های تنش کل می‌باشد. به منظور جلوگیری از افزایش فشار منفذی در حین عملیات آبیگری و جلوگیری از وقوع خرابی هیدرولیکی در بدنه سد، عملیات آبیگری مخزن سد باید به صورت کنترل شده انجام گردد. مقادیر فشار منفذی به دست آمده از تحلیل عددی و پیزومترها در پایان ساخت، سازگاری خوبی با هم داشتند. تفاوت بین R_{II} مشاهده شده و محاسبه شده به دلیل تفاوت بین تنش‌های عمودی مشاهده شده و محاسبه شده بودند. حداکثر R_{II} محاسبه شده و ثبت شده توسط ابزارها در هسته سد به ترتیب $0/35$ و $0/47$ می‌باشد، R_{II} پیش‌بینی شده در مرحله طراحی $0/5$ بود، بدین صورت استحکام سد در برابر شکست هیدرولیکی تأمین می‌گردد.

۱. ده سال پس از اتمام ساخت بدنه سد، میزان نشست عمودی براساس قرائت ابزار دقیق و تحلیل عددی به ترتیب ۱۹۰ و ۱۷۹ سانتی متر اندازه‌گیری شده است. میزان نشست عمودی حاصل از نتایج ابزار دقیق در همه مقاطع بیشتر از میزان تحلیل عددی است، که این مسئله ناشی از وقوع چندین زمین‌لرزه طبیعی در منطقه آذربایجان طی ده سال گذشته است. ضریب همبستگی بین داده‌های نشست حاصل از نتایج ابزار دقیق و تحلیل‌های عددی برای پنج مقطع ابزارگذاری شده $83/8$ صدم درصد می‌باشد که نشان‌دهنده همبستگی مناسب بین داده‌های نشست می‌باشد.

۲. ده سال پس از ساخت بدنه سد، حداکثر تنش عمودی کل ناشی از قرائت ابزارهای سلول فشاری و تحلیل عددی در بدنه سد شهید مدنی در محل اتصال هسته به ترتیب ۱۲۰۵ و ۱۴۴۰ کیلوپاسکال به دست آمده است که نشان‌دهنده تناسب بین دو مقدار فوق است. ضریب همبستگی بین داده‌های تنش کل حاصل از نتایج ابزار دقیق و تحلیل‌های عددی، $99/09$ صدم درصد می‌باشد که نشان‌دهنده همبستگی بسیار مناسب بین داده‌های تنش کل می‌باشد. نسبت قوس در سد شهید مدنی بین $0/6$ تا $0/77$ می‌باشد که کمتر از مقدار ۱ می‌باشد بنابراین، سد از نظر خرابی هیدرولیکی به دلیل قوس زدگی در پایان

مراجع

1. Javanmard, M., Amiri, F., Safavi, S. M., "Instrumentation Readings Versus Numerical Analysis of Taham Dam", *International Journal of Engineering*, Vol. 32, No. 1, pp. 28-35, (2019).
2. Hossein, S., Etemadifar, M., Aghamolaie, I., "Monitoring of Masjed Soleyman Dam Based on Instrumentation Data", *International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology*, Vol. 4, No. 5, pp. 78-99, (2017).
3. Derakhshandi, M., Pourbagherian, H., Baziar, M., Shariatmadari, N., Sadeghpour, A., "Numerical Analysis and Monitoring of a Rock Fill Dam at the End of Construction", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 12, No. 4, pp. 175-199, (2014).
4. Yu, Y., Zhang, B., Yuan, H., "An Intelligent Displacement Back-Analysis Method for Earth-Rockfill Dams", *Computers and Geotechnics*, Vol. 34, pp. 423-434, (2007).
5. Komasi, M., Mazaheri, A. R., Beiranvand, B., "Numerical Analysis of the Arching Effect of Ayoshan Dam in the First Dewatering Period and Its Comparison with Accurate Instrument Results", *Journal of Water and Soil Conservation Research*, Vol. 26, No. 6, pp. 79-97, (2019).
6. Bharti, M. K., Sharma, M., Nazrul, Islam, "Study on the Dam & Reservoir, and Analysis of Dam Failures", *International Research Journal of Engineering and Technology*, Vol. 07, No. 05, pp. 303-317, (2020).

7. Zhenyu, W., Chen, C., Xiang, L., Liang, P., Limin, Z., "Discussion on the Allowable Safety Factor of Slope Stability for High Rock Fill Dams in China", *Journal of Elsevier Engineering Geology*, Vol. 272, pp. 220–235, (2020).
8. Soroush, A., Aghaei, Araei A., "Analysis of Behaviour of a High Rockfill Dam", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers -Geotechnical Engineering ICE Virtual Library*, Vol. 159, No. 1, pp. 49-59, (2006).
9. Pramthawee, P., Jongpradist, P., Kongkitkul, W., "Evaluation of Hardening Soil Model on Numerical Simulation of Behaviors of High Rockfill Dams", *Songklanakar Journal. Sci. Technol*, Vol. 33 No.3, pp. 325-334, (2011).
- Mazaheri, A. r., Alipour, R., Shokri Derivand, B., "Study the Monitoring and Numerical Analyses of Rock fill Dam (Case Study of Marvak Dam in Lorestan, Iran)", *Civil Infrastructure Researches*, Vol. 5, No.2, pp. 153-164, (2020).
10. Rashidi, M., Mohsen Haeri, S. M., "Evaluation of Behaviors of Earth and Rockfill Dams during Construction and Initial Impounding Using Instrumentation Data and Numerical Modeling", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol 9, No. 4, pp. 709–725, (2016).
11. Komasi, M., Beiranvand, B., "Evaluation of Pore Water Pressure Foundation and Core of Sivand Dam after the First Dewatering Period in Comparison with the Actual Instrument Results", *Journal of Iranian Dam and hydroelectric power plant*, Vol.6, No, 21, pp. 66-73, (2019).
12. Ghanbari, A. and Shams Rad, S., "Development of an Empirical Criterion for Predicting the Hydraulic Fracturing in the Core of Earth Dams", *Acta Geotechnica*. pp. 1-12, (2013).
13. Ghods-Niroo consultant engineers Co, "Technical Report on the Studies of the Second Phase of Shahid Madani Dam", Tehran, (2002).
14. Mauriya Kumar, V., "Geotechnical Instrumentation in Earth and Rock-Fill Dams", *Indian Geotechnical Conference*, Vol. 10, pp.1027-1030, (2010).
15. Lefebvre, G., Duncan, J., Wilson, E., "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Dams", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 99, No. SM7, pp. 495-507, (1973).
16. Dunncliff, J., Green, G., *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance: A Wiley Inter-science Publication*, (1988).
17. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", New York, (1943).
18. Ghods-Niroo consultant engineers Co, "Technical Report on the Instrumentation of the Body of Shahid Madani Dam", Tehran, (2013).
19. Beiranvand, B., Komasi, M., "Monitoring and Numerical Analysis of Pore Water Pressure Changes Eyvashan Dam during the First Dewatering Period", *Journal of Applied Research in Water and Wastewater*, Vol.6, No.11, pp.1-7, (2019).
20. Geological Report of Shahid Madani Dam Engineering, Ghods-Niroo Consultant Engineers Co, Tehran, (2002).
21. Ghiasi, V., Heidari, F., Behzadinezhad, H., "Numerical Analysis and Back Calculation for Embankment Dam Based on Monitoring Results (Case Study: Iran-Lurestan Rudbar)", *Sharif University of Technology Scientia Iranica. Transactions A: Civil Engineering*, Vol.28, No. 5, pp.2519–2533, (2021).
22. Ghods-Niroo Consultant Engineers Co, "Technical Review of Numerical Analyzes to Control the Static and Dynamic Stability of Shahid Madani Dam", Tehran, (2009).

23. Henkel, D, "The Shear Strength of Saturated Remolded Clays, in Proceedings of the ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soil", *Boulder, Colorado*, pp. 533-554, (1960).
24. Hongqi, M., Fudong, Chi, "Major Technologies for Safe Construction of High Earth-Rockfill Dams", *Science Direct Engineering*, Vol. 2, No. 4, pp. 498-509, (2016).
25. Lifeng Wen, MEng Junrui Chai, Xiao Wang, MEng Zengguang Xu, Yuan Qin, Yanlong Li, "Behaviour of Concrete-Face Rockfill Dam on Sand and Gravel Foundation", *Geotechnical Engineering*, Vol. 168, No. 5, pp. 439-456, (2015).
26. Mahinroosta, R., Alizadeh, A., Gatmirib, B., "Simulation of Collapse Settlement of First Filling in a High Rockfill Dam", *Geotechnical Engineering*, Vol. 187, pp. 32-44, (2015).
27. Nazari Giglou, A., Panahi, A., Solari, L., Bombar, G., "Assessment of Static and Dynamic Behaviour of Emarat Earth Dam by Finite Difference Method", *Journal of Civil Engineering and Urbanism*, Vol. 7, No. 1, pp. 01-11, (2017).
28. Sehra, R. S, Gupta, S. L, "Instrumentation of Earth & Rock Fill Dams", *International Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol. 5, No. 3, pp. 277-298, (2018).
29. Sigtryggisdóttir, F. G., Snæbjörnsson J. Th., Sigbjörnsson R., Grande L., "Rockfill Dam SETTLEMENT Data: Processing and Statistical Analysis", *The 3rd International Symposium on Rock fill Dams, Chincold Hydropower*, (2013).
30. Sivasuriyan, A., Vijayan, D., Munusami, R., Devarajan, P., "Health Assessment of Dams under Various Environmental Conditions Using Structural Health Monitoring Techniques: A State-of-Art Review", *International Research on Sustainable Developments for Environment Management*, Vol. 5, pp. 455-464, (2021).
31. Terzaghi, K., "Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door", in *Proceeding of First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts*, Vol. 1, pp. 307-311, (1963).
32. Yongkang, W., Bingyin, Z., Yuzhen, Y., Zongliang, Z., "Consolidation Analysis of Nuozhadu High Earth-Rockfill Dam Based on the Coupling of Seepage and Stress-Deformation Physical State", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 16 Issue 3, pp. 05-19, (2016).
33. Yongkang, W., Huina, Y., Bingyin, Z., Zongliang, Z., Yuzhen, Y., "Displacement-Based Back-Analysis of the Mode Parameters of the Nuozhadu High Earth-Rockfill Dam", *Hindawi Publishing Corporation the Scientific World Journal*, pp. 77-88, (2014).

The Influence of Ground Motion Duration on Maximum Displacement of Elasto-Plastic SDOFs*

Research Article

Mohammadhossein Hajimohammadi¹
 Horr Khosravi² Reza Dezvareh³

1. Introduction

In seismic design of structures, design codes generally consider the influence of two key parameters, that is, earthquake intensity and frequency content. However, ground motion duration effect is usually ignored. In other words, seismic design criteria are based on short duration ground motions and seismic performance of structures under long duration ground motions needs further investigation.

Many studies have focused on the influence of strong ground motion duration on the structural damage parameters and the obtained results have been very different based on the different structural damage criteria. In general, studies in which cumulative damage criteria such as hysteretic energy have been used, show a significant effect due to ground motion duration but other studies that have used maximum inter-story drift or displacement show much less effect. It is worth noting that recent studies, in which the incremental dynamic analysis (IDA) have been performed, state that the influence of ground motion duration is obvious in near collapse inter-story drift and high earthquake intensities.

In this paper, the elastoplastic response of single-degree-of-freedom (SDOF) systems subjected to spectrally equivalent ground motion pairs were compared. In order to investigate the gravity load (P-Delta) effect along with the duration effect, an innovative algorithm was proposed and implemented that provides an appropriate design of analysis of SDOF systems.

2. Analysis procedure and nonlinear modeling

In this research, an algorithm was presented in which 1) the structural strength was determined based on elastic base shear of system under earthquake ground motion, R factor and gravity load and 2) SDOF systems was subjected to spectrally equivalent record pairs. Figure 1 shows design and analysis steps. The proposed algorithm is totally implemented in MATLAB in which some supplementary OpenSees codes are called for linear and nonlinear time history analysis of SDOF systems.

For nonlinear modeling of SDOF systems considering the P-Delta effect, the details of models are as follows:

- Rigid beam-column: the modulus of elasticity and moment of inertia of the element is adjusted to be

rigid relative to rotational spring stiffness.

- Rotational spring: in order to assign the elastoplastic behavior to SDOFs, a rotational spring is used at the base of the beam-column.
- Concentrated mass: a concentrated mass of is located on the top of beam-column element.
- Gravity load: a gravity concentrated load is assigned to the top of the beam-column element, i.e., the location of the concentrated mass.
- Damping: The damping of linear and nonlinear systems are assumed to be 0.05.

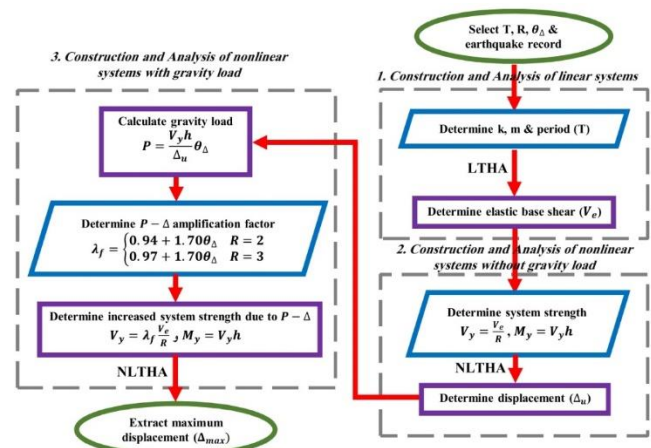


Figure 1. Flowchart of proposed algorithm outline

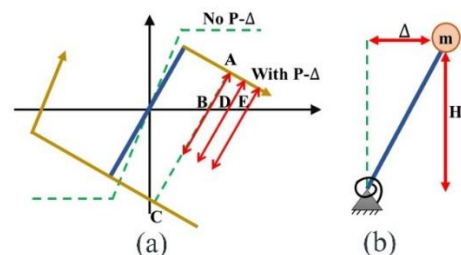


Figure 2. a) Nonlinear behavior of SDOF system with and without P-Delta effect, b) Schematic view of SDOF model

Figure 2 shows the schematic view and nonlinear behavior of SDOF models.

3. Results and discussion

The proposed algorithm was implemented more than 150,000 times for 146 earthquake record pairs, 41 periods, 7 stability indices, and 2 R factors. The maximum displacement ratio for long-duration to spectrally equivalent short-duration records (θ) was determined. Then, for statistical evaluation, bias and dispersion of θ were calculated. The bias is calculated as the median of θ and refers to the exponential of the average of the natural logarithms of θ (i.e. the geometric mean). The dispersion also refers

* Manuscript received: October, 12, 2021, Revised, February, 26, 2022; Accepted, April, 3, 2022.

¹ MSc Student in Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

² Corresponding Author: Assistant Professor of Structural and Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran. Email: khosravi@nit.ac.ir.

³ Assistant Professor of Marine Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

to the standard deviation of the natural logarithms of θ . For clarification, Figure 3 shows the acceleration response spectra for one of 146 spectrally equivalent record pairs.

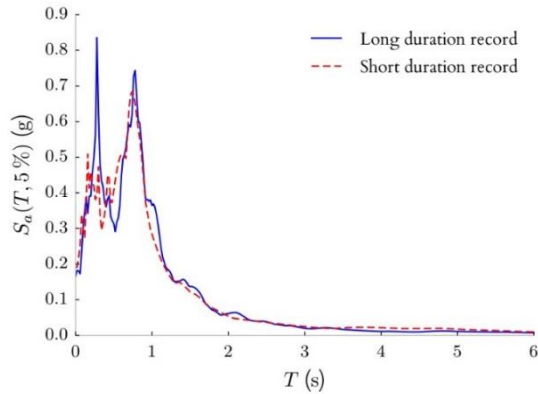


Figure 3. Acceleration response spectra for one of 146 spectrally equivalent record pairs

Figure 4 shows the values of bias and dispersion in SDOF systems with $R=2$ for different periods and stability indices. As can be seen, the bias values for different periods and stability indices are always about one. Therefore, the maximum displacement values in long and short duration are on average equal to each other and do not differ significantly. However, the dispersion value is about 0.25, indicating that the most of values for θ vary between 0.75 and 1.25.

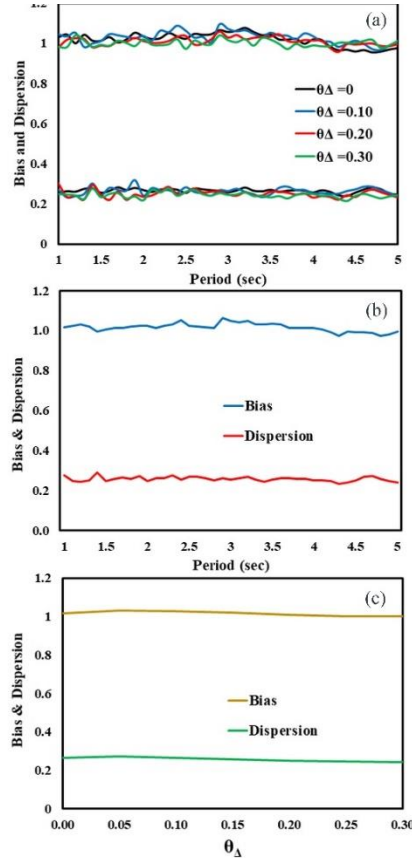


Figure 4. Bias and dispersion of SDOF systems with $R=2$ for a) data separately, b) all stability indices, and c) all periods

According to Figure 4 and the similar graphs for $R=3$, there is not a considerable duration effect on the maximum displacement of structures, even for high stability indices.

Since for some of earthquake records and some of the designed structures, the maximum displacements are very large and exceed the displacement capacity of structure, these cases were considered as collapsed systems. In this study, when maximum displacement for the nonlinear system exceeds 1.5 times the linear displacement, the structure considers to be collapsed and its data was omitted in calculating θ and bias and dispersion.

Figures 5 and 6 show the frequency of collapses for different periods and stability indices. It can be seen that the frequency of collapses for structures subjected to long-duration ground motions have been almost always about 2 times that of short-duration ground motions.

In addition, increasing R factor and stability index increases the collapse frequency, while increasing the period of the structure usually reduces the number of collapses.

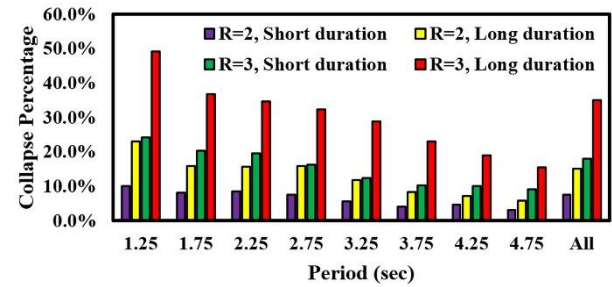


Figure 5. Collapse percentage of structures subjected to long and short duration ground motions for different periods

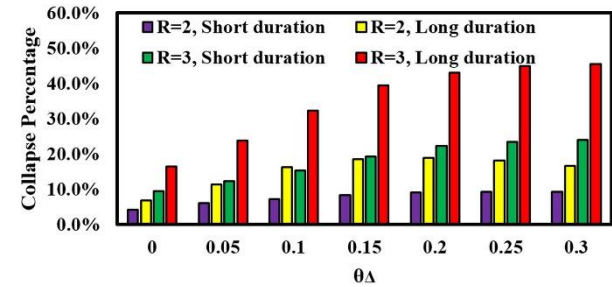


Figure 6. Collapse percentage of structures subjected to long and short duration ground motions for different stability indices

4. Conclusion

The analysis results indicates that in tolerable range of displacements, no correlation was found between strong **motion duration and maximum displacement, even for high stability indices**. However, when displacement exceeds the displacement capacity and the structure is collapsed, the number of collapses for long-duration ground motions is about twice the short-duration ones.

اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییر مکان سازه تک درجه آزادی الاستوپلاستیک*

محمدحسین حاجی محمدی^(۱) حر خسروی^(۲) رضا دزواره رسانی^(۳)

چکیده محققان در مورد میزان تأثیرگذاری مدت دوام زلزله بر آسیب پذیری سازه‌ها وحدت نظر ندارند. عمده این اختلاف ناشی از در نظر گرفتن شاخص‌های خرابی متفاوت در این تحقیقات است. در این تحقیق بیشینه تغییر مکان سازه تحت تأثیر مدت دوام زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور سازه‌های تک درجه آزاد با اثر پی-دلتا تحت جفت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه دارای طیف معادل قرار می‌گیرد. در این تحقیق تعداد زیادی (بالغ بر ۱۵۰۰۰) تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است که شامل تحلیل ۴۱ سازه با دوره‌های تناوب ۱ تا ۵ ثانیه با ۲ ضریب رفتار مختلف و ۷ حالت از شرایط بار ثقیلی تحت ۱۴۶ جفت نگاشت با طیف‌های پاسخ شتاب معادل می‌باشد. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که در صورت عدم فروریزش سازه، بیشینه تغییر مکان‌های سازه تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه تفاوت چندانی ندارد. اما با ورود به شکل پذیری‌های بزرگ، میزان فروریزش سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی تا حدود ۲ برابر بیشتر از جفت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه می‌باشد.

واژه‌های کلیدی مدت دوام زلزله، جفت نگاشت‌های معادل طیفی، رفتار الاستوپلاستیک، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

مقدمه و مرور ادبیات فنی

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، آیین‌نامه‌های طراحی معمولاً تأثیر پارامترهای کلیدی شدت و محتوای فرکانسی زلزله را لحاظ کرده و از اثر مدت دوام زلزله صرف نظر می‌کنند. در واقع ضوابط لرزه‌ای بر مبنای نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه تنظیم شده‌اند و از این رو عملکرد سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی نیازمند بررسی‌های بیشتر می‌باشد. در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی، میزان خسارت و پاسخ سازه‌ها بر اساس حرکت قوی زمین با مدت دوام کوتاه تنظیم شده‌اند. تحقیقات متعددی پیرامون میزان تأثیر مدت دوام حرکت قوی زمین بر خسارت‌های وارد به سازه انجام شده است که بین نتایج به دست آمده تفاوت زیادی وجود دارد؛ برخی تأثیر مدت دوام حرکت قوی زمین را قابل توجه و برخی بی اثر و قابل چشم‌پوشی ارزیابی کرده‌اند؛ به طور مثال جای و فایفر [1] معتقدند تأثیر خرابی تجمعی ناشی از حرکت قوی زمین با دوام طولانی، با افزایش مقاومت جانبی سازه، کاهش می‌یابد. از این رو باید ضریب برش پایه بیشتری برای سازه‌های تحت تأثیر حرکت قوی زمین با دوام طولانی در نظر گرفت؛ در حالی که شوم و همکارانش [2] در شتاب طیفی برابر، ارتباط قابل توجهی بین پاسخ‌های سازه تک درجه آزاد و مدت دوام حرکت

قوی زمین قایل نیستند.

بعد از زلزله نورتریج (Northridge) و کوبه (Kobe) شکست اتصالات قاب‌های خمشی فولادی مشاهده شد [3,4]، برخی از این شکست‌ها به علت ضعف جزئیات جوش نفوذی نسبی اتصالات بود که این می‌تواند بعد از یک پالس بارگذاری اتفاق بیفتد و این نوع شکست، مستقل از مدت دوام حرکت قوی زمین است؛ در حالی که اتصالات مناسب‌تر با جوش نفوذی کامل هم دچار شکست شد. در این اتصالات ترک‌ها از جوش شروع می‌شود و به بال و جان در ناحیه اتصال گسترش پیدا می‌کند. این نوع مکانیزم شکست، در اثر خستگی در تعداد چرخه‌های کم اتفاق می‌افتد. از این رو مدت زمان بارگذاری دارای اهمیت ویژه‌ای است. حین تحقیقات آزمایشگاهی شواهد و مدارک بیشتری از این نوع شکست حاصل شد. آزمایش‌ها بر روی انواع اعضای سازه‌ای نشان می‌دهد که دامنه‌ای از تغییر مکان که در آن شکست اتفاق می‌افتد، معمولاً به تعداد چرخه‌های تغییر مکان وابسته است [5].

تحقیقات انجام شده برای بررسی اثر مدت دوام را می‌توان بر اساس شاخص‌های خرابی مختلف دسته‌بندی کرد: معیارهای تجمعی، معیارهای انرژی، استفاده از طیف پاسخ و معیارهای

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۷/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۱/۱۴ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۳) استادیار مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

جابه‌جایی نسبی یا تغییر مکان. در ادامه نتایج تحقیقات آزمایشگاهی و هریک از دسته‌های فوق به اختصار آمده‌است: نتایج اکثر تحقیقات آزمایشگاهی حاکی از اهمیت بالای مدت دوام حرکت قوی زمین بود. کراوینکلر [6] تجمع خرابی را تابعی از تعداد رفت‌و برگشت‌های غیرخطی و مقدار تغییر شکل‌های پلاستیکی می‌داند که یک عضو در طول زمین‌لرزه تجربه می‌کند. تعداد رفت‌و برگشت‌های غیرخطی به‌طور تقریبی با مدت دوام حرکت قوی زمین رابطه خطی دارد و به همین علت، خرابی تجمعی با افزایش مدت دوام حرکت قوی زمین افزایش می‌یابد.

اتصالات تیر به ستون سازه‌های فولادی با استفاده از میز لرزه توسط کالادو و همکارانش [7] بررسی شد. نمونه‌های مورد آزمایش کاملاً دقیق و براساس سازه‌های واقعی و در مقیاسی متناسب با میز لرزه ساخته شده بودند. با این وجود نتایج به‌دست‌آمده مشابه مشاهدات میدانی بعد از زلزله‌های کوبه و نورتریج بود.

مندر و همکارانش [8] آزمایش‌هایی با دامنه بارگذاری ثابت و متغیر بر روی اتصالات با نبشی‌های روسری و زیرسری انجام دادند. آن‌ها دریافتند که شکست اتصال با استفاده از مدل خطی خرابی تجمعی قابل پیش‌بینی است. این مدل مشابه مدلی است که ماینر [9] برای خستگی فولاد، ناشی از تعداد بالای چرخه‌ها ارائه کرده بود. از این رو اهمیت تعداد چرخه‌های بارگذاری و به تبع آن، مدت دوام حرکت قوی زمین در پیش‌بینی شکست اتصال مشهود است [10].

معیارهای خرابی در اثر خستگی در تعداد چرخه‌های کم به‌طور محافظه‌کارانه‌ای نشان دادند که فروریزش می‌تواند با تعداد زیادی چرخه با دامنه کوتاه یا با تعداد کمتری چرخه با دامنه بزرگ‌تر اتفاق بیفتد. نتایج مطالعه چای [11] نشان می‌دهد که مقاومت جانبی سازه باید افزایش یابد تا خرابی ناشی از تعداد چرخه‌های غیرخطی، در حرکت قوی زمین با مدت دوام طولانی را جبران کند.

هاوزنر [12] از اولین محققانی بود که پیشنهاد داد سازه‌ها به‌گونه‌ای طراحی شوند تا قابلیت جذب انرژی کافی داشته باشند تا بتوانند در مقابل نیاز انرژی ایجاد شده توسط حرکت قوی زمین، مقاومت کنند. هم‌چنین او اظهار کرد که اگر دو زمین‌لرزه با شدت طیفی مشابه اما مدت دوام یکی بزرگ‌تر از دیگری باشد،

آن‌گاه احتمال دارد خرابی‌های متفاوتی را سبب شوند [13]. رهنما و مانوئل [14] نیازهای لرزه‌ای با اولویت نیازهای انرژی را با استفاده از سیستم‌هایی با رفتار دوخطی، مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها دریافتند که اگرچه نیازهای مقاومتی به مدت دوام حرکت قوی زمین چندان حساس نیستند، اما انرژی ورودی و نیاز انرژی هیستریزس کاملاً به مدت دوام حرکت قوی زمین وابسته‌اند.

هنکوک و بومر [15] یک ساختمان هشت طبقه با سیستم قاب-دیوار برشی را تحت ۳۰ گشت زلزله با مدت دوام‌های متفاوت مورد تحلیل قرار دادند. با مقیاس کردن و نزدیک کردن نگاشت‌ها به هم، تأثیر اصلی دامنه پاسخ را حذف کردند. نتایج حاصل نشان داد که بین مدت دوام حرکت قوی زمین و معیار خرابی تجمعی ارتباطی وجود دارد که از جمله آن‌ها می‌توان به انرژی هیستریزس جذب شده و خرابی ناشی از خستگی اشاره کرد.

جنینگز و هاسید [16] تأثیر بار ثقلی بر پاسخ لرزه‌ای سازه تسلیم شده تک‌درجه آزاد تحت زلزله مصنوعی را مورد ارزیابی قرار دادند. محور اصلی مطالعه آن‌ها، تعیین زمان لازم برای پیشروی تسلیم تا نقطه فروریزش موردنظر بود. نتایج آن‌ها نشان داد که بار ثقلی پیشروی تغییر شکل‌های ماندگار را به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌دهد چون تأثیر بار ثقلی با رشد تغییر شکل‌ها افزایش می‌یابد و تغییر شکل‌های ماندگار به یک‌باره تا آستانه فروریزش پیش می‌رود. آمار و ارقام پاسخ سازه تک‌درجه آزاد با رفتار الاستوپلاستیک نشان می‌دهد که به‌طور میانگین زمان لازم برای فروریزش، با مربع نسبت قدرت زلزله به حد تسلیم جانبی سازه، رابطه عکس دارد. هم‌چنین نتایج به‌طور ضمنی نشان داد که زمین‌لرزه با مدت دوام کوتاه باید مقادیر شتاب به‌مراتب بزرگ‌تری نسبت به زمین‌لرزه با مدت دوام طولانی داشته باشد تا باعث فروریزش در یک سازه شود. برای سازه با رفتار دوخطی، هرچه شیب خط دوم افزایش یابد، میانگین زمان لازم برای فروریزش نیز افزایش قابل‌توجهی پیدا می‌کند.

آیبل و همکارانش [17] با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، میزان وابستگی ضریب رفتار دیوارهای ساخته‌شده از مصالح بنایی و غیرمسلح را به مدت دوام زمین‌لرزه بررسی کردند. نتایج، تأثیر قاطعانه حرکت قوی زمین با مدت دوام طولانی که مقادیر طیف پاسخ آن مشابه حرکت قوی زمین با مدت دوام کوتاه است

باریک شدگی نه تنها بر روی انرژی هیسترتیک مستهلک شده تأثیرگذار است، بلکه بر روی نیاز شکل پذیری سازه در پریودهای کوچک نیز تأثیر قابل توجهی دارد.

از آنجایی که در سیستم های تک درجه آزادی الاستوپلاستیک با شاخص های پایداری بالا، با افزایش مدت دوام زمین لرزه تغییر مکان های سازه در طول مدت زلزله به یک سمت متمایل می شود و امکان برگشت کامل آن وجود ندارد، انتظار می رود که در مدت دوام طولانی حرکت زمین تغییر مکان ها به صورت تجمعی افزایش یابد و موجب افزایش خسارت و فروریزش سازه شود.

برای مطالعه این موضوع، مقاله حاضر سیستم تک درجه آزادی را به نحوی مدل سازی می کند که علاوه بر بررسی پارامترهای پریود و میزان غیرخطی شدن سازه، اثر بار ثقلی (اثر پی- دلتا) نیز مورد مطالعه و بررسی قرار گیرد. بدین منظور الگوریتمی خلاقانه پیشنهاد و پیاده سازی شده است که با کمک آن امکان طراحی سازه های غیرخطی تحت اثر بار ثقلی فراهم شود و تأثیر هم زمان دو پارامتر مدت دوام زلزله و شدت بار ثقلی مورد مطالعه قرار گیرد.

مدل سازی و فرایند تحلیل

در این تحقیق با استفاده از نرم افزار اپنسیس سازه تک درجه آزادی با ضریب رفتارهای گوناگون مدل شد و تحت نداشت های مختلف قرار گرفت. در ادامه جزئیات مدل سازی سیستم تک درجه آزادی که در شکل (۱) آمده است به اختصار توضیح داده می شود:

۱. تیر- ستون صلب: المان ستون با ارتفاع $1m$ ، مدول الاستیسیته 200 GPa و مساحت و ممان اینرسی مقطع به ترتیب برابر با $1m^2$ و $0.01m^4$ مدل سازی شد تا از کفایت صلبیت خمشی آن اطمینان وجود داشته باشد. در ادامه و پس از تشریح کامل مدل، کفایت صلبیت خمشی تیر- ستون اثبات خواهد شد.

۲. جرم متمرکز: یک جرم متمرکز به اندازه ۱ تن در بالای این تیر- ستون قرار داده شده است.

۳. فنر دورانی: برای اختصاص رفتار الاستوپلاستیک به سیستم، از یک فنر دورانی در پای تیر- ستون استفاده شده است. شکل (۱) مدل تک درجه آزادی نهایی و مدل رفتاری الاستوپلاستیک را بدون اثر زوال سختی و مقاومت در

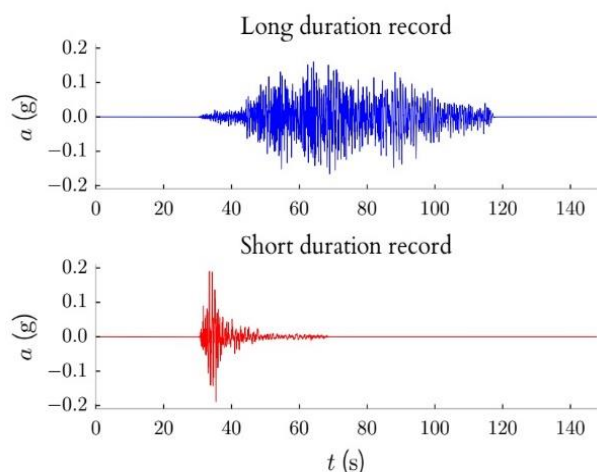
را بر خرابی های ایجاد شده در سازه های با مصالح بنایی نشان داد. بر این اساس آن ها لحاظ کردن اثر مدت دوام حرکت قوی زمین را در تعیین ضریب رفتار ساختمان های با مصالح بنایی، دور از ذهن نمی دانستند. برای در نظر گرفتن اثر مدت دوام زمین لرزه بر ضریب رفتار ساختمان های با مصالح بنایی، در مناطقی که لرزه خیزی کم تر، بزرگای زلزله کوچک تر و مدت دوام مورد انتظار کم تری دارد، می توان ضریب رفتار بزرگ تری نسبت به مناطقی با لرزه خیزی زیاد و زلزله های شدید تر و با مدت دوام طولانی تر در نظر گرفت.

برپایه نتایج مطالعه مبین [18] مدت دوام حرکت شدید زمین می تواند تأثیر قابل توجهی بر تغییر شکل های غیرخطی و نیاز استهلاک انرژی داشته باشد؛ این موضوع خصوصاً در مورد سازه های نسبتاً ضعیف و با دوره تناوب کوتاه که انتظار می رود تغییر شکل های غیرخطی قابل توجهی ایجاد شود، صدق می کند. همچنین او خواستار توجه ویژه برای تعیین کل مدت دوام لرزش برای سازه هایی شد که امکان تغییر شکل ناشی از نرم شدن یا ظرفیت استهلاک انرژی محدودی دارند.

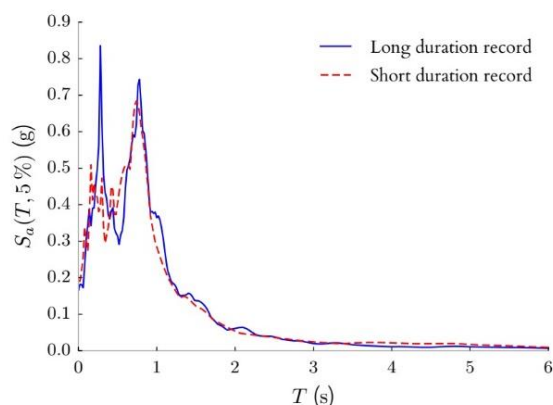
در سال های اخیر تأثیر مدت دوام زلزله بر روی سیستم های مختلف سازه ای به طور گسترده ای مورد تحقیق و بررسی قرار گرفته است. نمونه های زیادی از این تحقیقات بر روی سازه های فولادی، سازه های بتنی، سازه های چوبی و پل ها در ادبیات فنی موجود است [19-33]. شایان ذکر است که بسیاری از تحقیقات سال های اخیر به مطالعه منحنی های شکنندگی و ظرفیت فروریزش سازه ها در اثر افزایش مدت دوام زلزله می پردازد.

هر چند مطالعه سیستم های مختلف سازه ای نگاهی جزئی تر و دقیق تر به مسئله دارد ولی از طرف دیگر به علت دشواری طراحی اولیه، مدل سازی غیرخطی و تحلیل دینامیکی سازه از محدودیت هایی نیز برخوردار است؛ به عنوان مثال امکان مدل سازی تعداد کمی از مدل های یک سیستم سازه ای وجود دارد و در نتیجه امکان نگاه عمومی تر و بررسی گسترده تر پارامترهای کلیدی سازه وجود ندارد. در عین حال طی مطالعه سیستم های تک درجه آزادی، به دلیل سادگی مدل سازی و زمان کوتاه تحلیل امکان بررسی بازه وسیعی از پارامترهای کلیدی سازه وجود دارد. به عنوان مثال مولازاده و صفاری [34] به مطالعه شکل پذیری و انرژی هیسترتیک در سیستم های تک درجه آزادی با رفتار زوال ناشی از باریک شدگی پرداختند. آن ها نتیجه گیری کردند که

که نزدیک ترین شکل طیف به طیف نگاشت با مدت دوام طولانی داشت را پیدا کردند. بدین ترتیب آن‌ها ۱۴۶ جفت شتاب نگاشت معادل طیفی را پیدا کردند که از نظر شدت طیفی در بازه وسیعی از پیوندها، مقادیری نزدیک به هم دارند. از آنجایی که در این مقاله امکان ارائه جزئیات ۲۹۲ رکورد تعیین شده وجود ندارد، این موضوع به مقاله چاندراموهان و همکاران [35] و پیوست ۱۶۲ صفحه‌ای آن ارجاع داده می‌شود. در این پیوست تمامی جفت شتاب نگاشت‌های انتخابی، مدت دوام آن‌ها براساس فاصله زمانی بین ۰.۵٪ تا ۷۵٪ شدت آریاس، ضریب مقیاس نگاشت با مدت دوام کوتاه، نمودار تاریخچه- زمانی شتاب زمین و شکل طیف‌های معادل برای هر یک از ۱۴۶ جفت شتاب نگاشت تعیین شده آمده است. نمونه‌ای از این جفت شتاب نگاشت‌ها و طیف شتاب آن‌ها در شکل (۲) و (۳) آمده است.



شکل ۲ نمونه نمودار تاریخچه زمانی شتاب: (الف) نگاشت با مدت دوام طولانی، (ب) نگاشت با مدت دوام کوتاه [35]

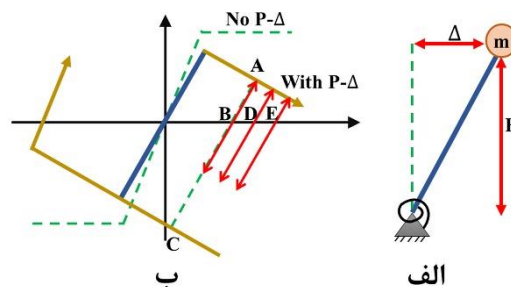


شکل ۳ طیف پاسخ شتاب نمونه شتاب نگاشت‌ها [35]

بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد.

۴. میرایی: میرایی سیستم‌های خطی و غیرخطی ۰/۰۵ فرض شده است.

۵. بار ثقلی: به صورت یک بار متمرکز به سمت پایین در بالای ستون یعنی محل جرم متمرکز وارد شده است.



شکل ۱ (الف) مدل تک درجه آزادی، (ب) مدل رفتاری با در نظر گرفتن اثر بار ثقلی

حال کفایت صلبیت خمشی تیر- ستون اثبات می‌شود. از آنجایی که سخت ترین حالت فنر در دوره تناوب ۱ ثانیه است، اگر سختی خمشی تیر- ستون از سختی فنر در دوره تناوب یک ثانیه بیشتر باشد، آن گاه صلبیت خمشی تیر- ستون به حدی است که تحت نیروهای وارد دچار تغییر شکل‌های خمشی نمی‌شود.

$$T = 1 = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k_s \approx 40 \text{ kN/m} \quad (1)$$

$$k_{\text{col-beam}} = \frac{3EI}{H^3} = 6 \times 10^6 \text{ kN/m} \quad (2)$$

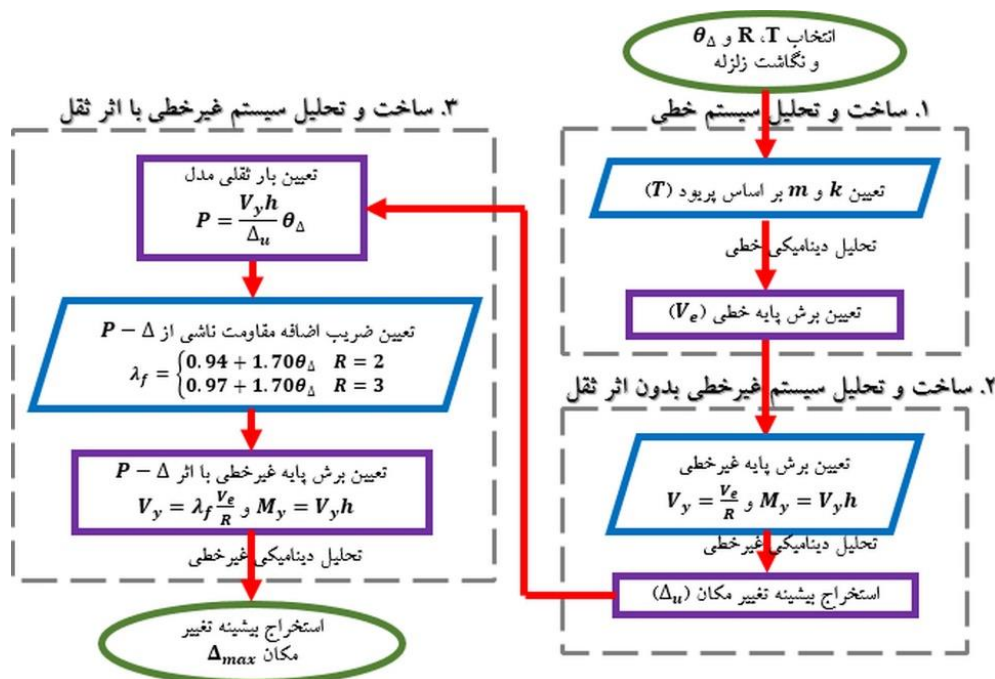
پس سختی تیر- ستون حدود 10^5 برابر بیشتر از سختی ناشی از فنر دورانی در سخت ترین سازه (سیستم با دوره تناوب ۱ ثانیه) است و بنابراین تیر- ستون در تمامی سیستم‌ها صلب محسوب می‌شود.

معمولاً تأثیر شدت زلزله و محتوای فرکانسی آن بر روی پاسخ سازه غالب است و مدت دوام زلزله تأثیر کمتری در پاسخ سازه دارد. بنابراین، برای این که اثر مدت دوام زلزله به صورت مستقل از دو پارامتر مذکور بررسی شود، از نگاشت‌های معادل طیفی چاندراموهان و همکاران [35] استفاده شد. این محققان ابتدا ۱۴۶ نگاشت با مدت دوام طولانی را انتخاب کردند. سپس برای هر نگاشت، با جستجو در میان کتابخانه وسیعی از نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه و مقیاس کردن آن‌ها، نگاشتی را

چنان‌که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، مقدار شتاب طیفی در دوره‌های تناوب مختلف تا حدودی اختلاف دارد. هم‌شکل بودن طیف‌ها تا حدود زیادی نشانگر شباهت محتوای فرکانسی دو شتاب‌نگاشت است. از آنجایی که در این تحقیق از سازه‌های تک درجه آزادی استفاده می‌شود و اثر موده‌های بالاتر وجود ندارد، برای این‌که شدت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه دقیقاً یکی شود، برای تحلیل هر سازه ابتدا رکورد با مدت دوام کوتاه به‌گونه‌ای مقیاس می‌شود که مقدار شتاب طیفی آن در دوره تناوب سازه دقیقاً برابر با شدت شتاب طیفی نگاشت با مدت دوام طولانی شود.

در ادامه الگوریتم نشان داده شده در روند نمای شکل (۴) در نرم‌افزار متلب (Matlab) پیاده‌سازی شد که نرم‌افزار اپنسیس (OpenSees) را به‌منظور تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی فرا می‌خواند و نتایج تحلیل‌ها را برای مقایسه بیشینه تغییر مکان پردازش و آماده می‌کند. این الگوریتم شامل سه بخش اساسی است: (۱) ساخت و تحلیل سیستم خطی، (۲) ساخت و تحلیل

سیستم غیرخطی بدون اثر بار ثقل و (۳) ساخت و تحلیل سیستم غیرخطی با اثر بار ثقل. در تحلیل خطی، برش پایه الاستیک سیستم تک درجه آزاد تحت نگاشت مورد نظر تعیین می‌شود. سپس با فرض ضریب رفتار (R) مقدار برش پایه طراحی تعیین می‌شود و سازه غیرخطی تحت نگاشت زلزله تحلیل می‌شود. در قسمت سوم الگوریتم با فرض شاخص پایداری (θ_Δ)، ابتدا مقدار بار ثقل برای اعمال در سازه غیرخطی تعیین می‌شود. بدیهی است که اگر از برش پایه قسمت دوم در این‌جا استفاده شود بسیاری از سازه‌ها به‌علت اضافه شدن اثر بار ثقلی دچار ناپایداری می‌شوند. بنابراین، در این قسمت برش پایه طراحی سازه‌ها براساس روابط پیشنهادی پورعلی و همکاران [36] افزایش یافته‌است تا جوابگوی اثر پی-دلتا باشد. در انتها، الگوریتم فوق بیشینه تغییر مکان جرم متمرکز در مدل رفتاری الاستوپلاستیک با شاخص‌های پایداری متفاوت را به‌دست می‌دهد. در بخش بعدی چگونگی پردازش نتایج برای مقایسه اثر مدت دوام زلزله و اثر بار ثقلی به‌تفصیل توضیح داده می‌شود.



شکل ۴ روند نمای الگوریتم پیاده‌سازی شده در نرم‌افزار متلب

$$a = e^{\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \theta_i\right)} \quad (۴)$$

بنابراین اگر $a = 1$ باشد نشان می‌دهد که به‌طور میانگین پاسخ‌های نداشت با مدت دوام طولانی برابر با نداشت‌های با مدت دوام کوتاه است و در غیر این صورت نشان می‌دهد که در یک برآورد کلی از مقادیر وسیعی از θ ، نسبت پاسخ نداشت با مدت دوام طولانی به نداشت‌های با مدت دوام کوتاه چه‌قدر است؛ به‌طور مثال در صورتی که $a = 1.1$ باشد بدین معنی است که به‌طور میانگین، پاسخ‌های نداشت با مدت دوام طولانی حدود ۱۰٪ بیشتر از نداشت‌های با مدت دوام کوتاه است.

برای تعیین میزان پراکندگی (Dispersion) داده‌ها نیز از شاخص انحراف استاندارد (Standard Deviation) استفاده شد که در رابطه (۵) با σ نمایش داده می‌شود:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\gamma_i - \bar{\gamma})^2} \quad (۵)$$

که در آن $\gamma_i = \ln \theta_i$ و $\bar{\gamma}$ میانگین $\ln \theta_i$ ها است. لازم به توضیح است که هرچه این مقدار کم‌تر باشد، نشان می‌دهد که پراکندگی مقادیر θ کمتر است؛ مثلاً اگر σ برابر صفر باشد یعنی برای همه نداشت‌های زلزله مقدار نسبت θ همواره برابر بوده و هیچ پراکندگی ندارد.

شکل (۵) مقادیر بایاس و پراکندگی را برای دوره‌های تناوب و شاخص‌های پایداری مختلف در سازه با ضریب رفتار ۲ نشان می‌دهد. چنانکه مشاهده می‌شود مقادیر بایاس به‌ازای دوره‌های تناوب و شاخص‌های پایداری متفاوت، همواره حدود یک است. بنابراین می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که مقادیر بیشینه تغییر مکان در نداشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه به‌طور میانگین با یکدیگر برابرند و اختلاف معناداری با هم ندارند. البته باید توجه داشت که مقدار پراکندگی حدود ۰/۲۵ است. بنابراین، هر چند می‌توان گفت که مقدار θ به‌صورت میانگین حدود یک است ولی عمده داده‌های θ در بازه ۰/۷۵ تا ۱/۲۵ متغیر هستند که در بعضی موارد مقادیر تغییر مکان در نداشت‌های با مدت دوام طولانی و در بعضی دیگر مقادیر تغییر مکان در نداشت‌های با مدت دوام کوتاه بیشتر است.

شکل (۶) مقدار بایاس و پراکندگی در سازه با ضریب رفتار ۳ را نشان می‌دهد. چنانکه مشاهده می‌شود مقادیر بایاس نسبت به

نتایج و تفسیر آن‌ها

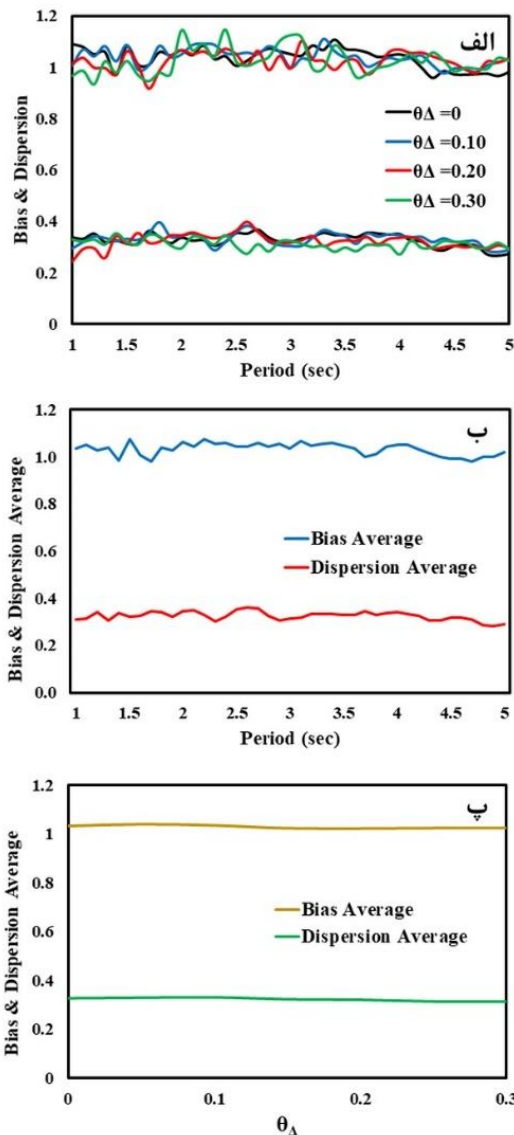
پس از پیاده‌سازی الگوریتم پیشنهادی به‌منظور بررسی اثر مدت دوام، نسبت بیشینه تغییر مکان هر جفت شتاب‌نگاشت براساس رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\theta = \frac{\Delta_{max,LD}}{\Delta_{max,SD}} \quad (۳)$$

نکته حائز اهمیت در این بخش این است که ممکن است بعضی از سازه‌های غیرخطی عادی و تقویت‌شده، در برخی از نداشت‌های زلزله در اثر غیرخطی شدن و اثر پی-دلتا دچار تغییر مکان‌های خیلی بزرگ یا ناپایداری شوند. این تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل در برخی از موارد به‌مراتب بیشتر از ظرفیت تغییر مکانی سازه هستند. به‌عنوان مثال اگر سازه‌ای برای ضریب رفتار ۳ طراحی شود، براساس تقریب تغییر مکان برابر در دوره تناوب‌های بالای یک ثانیه می‌توان گفت که این سازه برای شکل‌پذیری نیازمند حدود ۳ طراحی شده است. حال اگر میزان تغییر مکان غیرخطی از ۱/۵ برابر تغییر مکان خطی بیشتر شود، نیاز شکل‌پذیری زلزله بیش از ۱/۵×۳ یعنی ۴/۵ است؛ درحالی‌که سازه برای چنین شکل‌پذیری طراحی نشده است و به عبارت دیگر نیاز شکل‌پذیری از ظرفیت شکل‌پذیری سازه بیشتر است. بنابراین پس از انجام تحلیل‌ها چنین مواردی به‌عنوان فروریزش سازه در نظر گرفته شد و فراوانی آن‌ها به‌صورت جداگانه در نداشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه اندازه‌گیری و ثبت گردید. در سایر موارد که سازه دچار فروریزش نشده بود $(\Delta_{max} \leq 1.5S_d)$ ، نسبت θ ارائه‌شده در رابطه (۳) معیار مقایسه بیشینه پاسخ در نداشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه قرار گرفت.

با هر بار پیاده‌سازی الگوریتم پیشنهادی، یک نسبت بیشینه تغییر مکان تحت نداشت با دوام طولانی به نداشت با مدت دوام کوتاه معادل طیفی آن (θ) محاسبه می‌شود. این نسبت θ برای ۱۴۶ جفت نداشت زلزله، ۴۱ دوره تناوب $(T = 1 - 5)$ با گام ۰/۱ ثانیه و ۷ شاخص پایداری $(\theta_\Delta = 0 - 0.3)$ با گام ۰/۵ و ۲ ضریب رفتار $R = 2$ و $R = 3$ محاسبه گردید. سپس به‌منظور ارزیابی آماری نسبت θ ، از شاخص‌های آماری بایاس (Bias) و پراکندگی (Dispersion) استفاده شد.

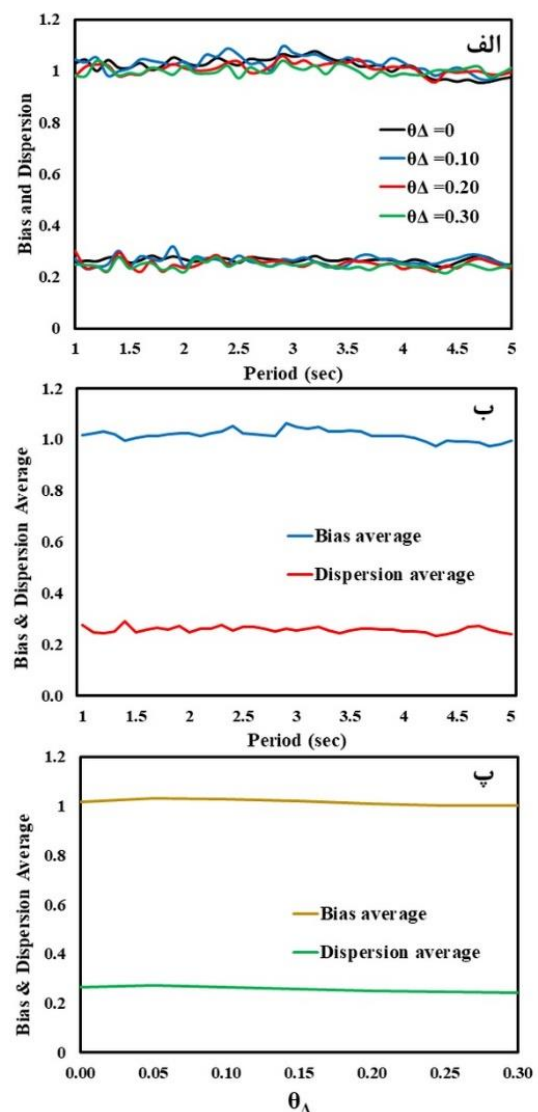
بایاس (Bias) که در رابطه (۴) با a نشان داده شده است، بیانگر میانگین هندسی مقادیر θ است.



شکل ۶ نمودار بایاس- پراکندگی سازه با ضریب رفتار ۳: الف) شاخص پایداری‌های مختلف، ب) میانگین شاخص‌های پایداری و پ) میانگین پیوندها

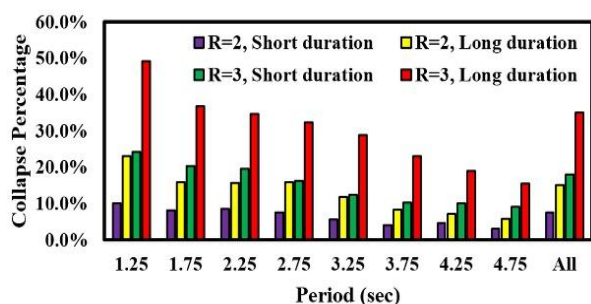
به‌طور کلی می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که با افزایش غیرخطی شدن سازه‌ها، پراکندگی نسبت پاسخ‌های دو جفت نگاشت معادل‌سازی شده افزایش می‌یابد ولی اثر قابل ملاحظه‌ای از افزایش بیشینه تغییر مکان در اثر نگاشت‌های با مدت دوام طولانی حتی در شاخص‌های پایداری بالا مشاهده نمی‌شود. همان‌طور که در ابتدای این بخش بیان شد، نتایج ارائه شده با پالایش داده‌ها برای سازه‌هایی که دچار فروریزش نشده‌اند، به‌دست آمده‌است. در ادامه سازه‌هایی که دچار فروریزش شده‌اند، مورد بررسی بیشتر قرار می‌گیرند. نمودار شکل (۷) توزیع فراوانی

نمودارهای ضریب رفتار ۲، تغییرات بیشتری را هم نسبت به دوره تناوب و هم نسبت به شاخص پایداری تجربه می‌کند. با این حال مقدار بایاس به‌طور میانگین برابر $1/0.3$ است که می‌توان گفت تفاوت قابل توجهی نسبت به مدت دوام زلزله نشان نمی‌دهد. بایاس حدود یک با پراکندگی حدود 30% در نتایج بیانگر این موضوع است که در جفت نگاشت‌های مختلف، پاسخ مدت دوام طولانی با انحراف استاندارد حدود 0.3 کمتر یا بیشتر از جفت نگاشت مدت دوام کوتاه آن بوده‌است، به‌طوری‌که میانه (بایاس) حدود یک شده و افزایش یا کاهش خاصی را با افزایش مدت دوام زلزله نشان نمی‌دهد.

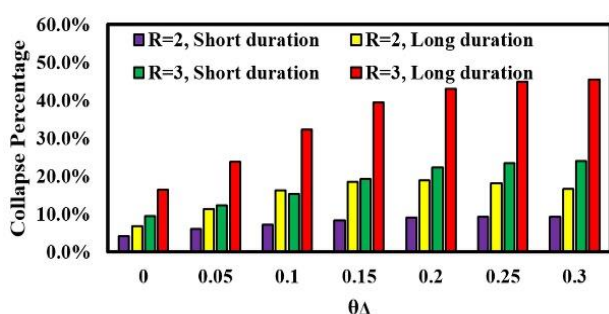


شکل ۵ نمودار بایاس و پراکندگی سازه با ضریب رفتار ۲: الف) شاخص پایداری‌های مختلف، ب) میانگین شاخص‌های پایداری و پ) میانگین پیوندها

در انتها اشاره به این موضوع نیز مفید است که براساس شکل (۸) می‌توان گفت که مطابق انتظار، با افزایش شاخص پایداری، تعداد سازه‌های فرو ریخته بیشتر می‌شود که این نرخ رشد به‌ازای شاخص‌های پایداری ۰ تا ۰/۲ تندتر است و بعد از شاخص پایداری ۰/۲، این سیر صعودی تقریباً متوقف می‌شود.



شکل ۷ مقایسه تعداد فرو ریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه در دوره‌های تناوب با بازه‌های ۰/۵ ثانیه



شکل ۸ مقایسه تعداد فرو ریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه به‌ازای شاخص پایداری‌های مختلف

جمع‌بندی

به‌منظور بررسی اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییر مکان و میزان فرو ریزش سازه‌ها از جفت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه معادل طیفی استفاده شد. سازه‌ها به‌صورت سیستم تک درجه آزاد الاستوپلاستیک با یک بار ثقلی متمرکز بر روی آن‌ها مدل‌سازی شدند تا اثر پی-دلتا نیز همراه با اثر مدت دوام زلزله در تحلیل وارد شود.

برای بررسی اثر مدت دوام زلزله به‌ازای بازه وسیعی از شاخص‌های پایداری، از الگوریتمی خلاقانه استفاده شد که در آن مقاومت سازه به‌طور مناسبی تعیین و سپس سازه تحت نگاشت‌های زلزله قرار می‌گرفت. این الگوریتم در نرم‌افزار متلب به‌گونه‌ای پیاده‌سازی شد که با فراخوانی فایل مدل در نرم‌افزار

سازه‌های فرو ریخته را به‌صورت درصدی از تعداد کل سازه‌ها در بازه‌های ۰/۵ ثانیه از دوره تناوب نشان می‌دهد. داده‌های این نمودار در شکل (۸) به‌ازای شاخص‌های پایداری متفاوت نیز رسم شده‌است. چنان‌که در بخش‌های قبل مشاهده شد، طراحی اولیه سازه‌ها برای غیرخطی شدن و اثر پی-دلتا در اکثر موارد منجر به بیشینه تغییر مکان و شکل‌پذیری مناسب سازه تحت زلزله شده‌است. با این حال نمودارهای شکل (۷) و (۸) نشان می‌دهد که علی‌رغم این طراحی اولیه، در مواردی سازه دچار فرو ریزش شده‌است. ردیف آخر نمودار شکل (۷) نشان‌دهنده درصد فرو ریزش در میان کل سازه‌ها با ضریب رفتار، دوره تناوب و شاخص پایداری متفاوت است. مشاهده می‌شود که میزان فرو ریزش در سازه‌های با ضریب رفتار ۲، برای نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه و طولانی به‌ترتیب ۷/۶٪ و ۱۵/۲٪ است. بنابراین تعداد سازه‌های فرو ریخته تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی برابر نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است. همین نرخ در سازه‌های با ضریب رفتار ۳ نیز مشاهده می‌شود. به‌طوری‌که فراوانی فرو ریزش سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه و طولانی به‌ترتیب ۱۷/۹٪ و ۳۵٪ می‌باشد. بنابراین علی‌رغم بخش قبل، درمورد سازه‌هایی که غیرخطی شدن زیادی را در زمان زلزله تجربه می‌کنند، تفاوت چشم‌گیری در اثر مدت دوام زلزله مشاهده می‌شود، به‌طوری‌که مطابق شکل (۷) و (۸)، به‌ازای دوره‌های تناوب مختلف و شاخص‌های پایداری مختلف، همواره فراوانی سازه‌های فرو ریخته در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی حدود ۲ برابر نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است.

علاوه‌بر این باتوجه به شکل (۷) افزایش ضریب رفتار که نشان‌دهنده بیشتر غیرخطی شدن سازه است، موجب افزایش فراوانی فرو ریزش سازه‌ها می‌شود. این نسبت فرو ریزش برای سازه‌های طراحی‌شده با ضریب رفتار ۳، حدود ۲/۳ برابر سازه‌های با ضریب رفتار ۲ است. نکته دیگر این‌که با افزایش دوره تناوب، تعداد سازه‌هایی که دچار فرو ریزش شده‌اند، کاهش می‌یابد که این موضوع برای ضریب رفتارهای ۲ و ۳ و همچنین برای نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه صادق است. به‌طور کلی تعداد سازه‌های فرو ریخته تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و با ضریب رفتار ۳، حدود ۲/۳ برابر سازه‌های با ضریب رفتار ۲ است. همچنین این نسبت برای نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه نیز برابر ۲/۳ است.

از طرف دیگر، نتیجه‌گیری فوق تنها در حوزه تغییر مکان‌های غیرخطی مجاز سازه که از ظرفیت شکل‌پذیری سازه تجاوز نکند، صادق است، اما در حوزه شکل‌پذیری‌های نیاز بالاتر که منجر به فروریزش سازه می‌شود، تعداد سازه‌های فروریخته تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی به مراتب بیشتر از تعداد سازه‌های فروریخته تحت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که در حوزه شکل‌پذیری‌های مجاز، افزایش مدت دوام زلزله موجب افزایش تغییر مکان‌های سازه نمی‌شود ولی در صورتی که فراوانی تغییر مکان‌های غیرمجاز مقایسه شود، این فراوانی با مدت دوام زلزله رابطه مستقیم و معناداری دارد و تعداد فروریزش سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی تا حدود ۲ برابر بیشتر است.

اینسپس تحلیل‌ها انجام گیرد، سپس بیشینه تغییر مکان‌ها تحت هر نگاشت توسط متلب پردازش شود. بدین ترتیب الگوریتم پیشنهادی ۲۹۲ بار برای ۱۴۶ جفت شتاب‌نگاشت پیاده‌سازی شد که شامل بیش از ۱۵۰۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌شود. نتایج تحلیل این سیستم‌های تک درجه آزادی الاستوپلاستیک نشان می‌دهد که در حوزه تغییر مکان‌های مجاز، رابطه معناداری بین مدت دوام زلزله و بیشینه تغییر مکان سازه‌ها مشاهده نمی‌شود که این موضوع برای شاخص‌های پایداری بالا نیز صادق است. به عبارت دیگر بیشینه تغییر مکان تحت نگاشت‌های با مدت دوام بلند گاهی بیشتر و گاهی کمتر از جفت نگاشت با مدت دوام کوتاه آن است، به‌طوری‌که در کل به سمت عددی بیشتر یا کمتر از آن تمایل نداشته و بایاس حدود یک است.

مراجع

1. Chai, Y. H., and Fajfar, P., "A Procedure for Estimating Input Energy Spectra for Seismic Design", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 4, pp. 539-561, (2000).
2. Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., and Carballo, J. E., "Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 3, pp. 469-500, (1998).
3. Tremblay, R., Filiatrault, A., Bruneau, M., Nakashima, M., Prion, H. G. and DeVall, R., "Seismic Design of Steel Buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, No. 3, pp. 727-756, (1996).
4. Lau, D. L., Tang, A. and Pierre, J. R., "Performance of Lifelines during the 1994 Northridge Earthquake", *Canadian journal of civil engineering*, Vol. 22, No. 2, pp. 438-451, (1995).
5. Hancock, J. and Bommer, J. J., "A State-of-Knowledge Review of the Influence of Strong-Motion Duration on Structural Damage", *Earthquake spectra*, Vol. 22, No. 3, pp. 827-845, (2006).
6. Krawinkler, H., "Performance Assessment of Steel Components", *Earthquake spectra*, Vol. 3, No. 1, pp. 27-41, (1987).
7. Calado, L., Castiglioni, C. A. and Curydis, P., "Shaking Table Tests for Seismic Performance Evaluation of Steel Frames", *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, (2002).
8. Mander, J. B., Pekcan, G.O.K.H.A.N. and Chen, S. S., "Low-Cycle Variable Amplitude Fatigue Modeling of Top-and-Seat Angle Connections", *Engineering Journal*, Vol. 32, No. 2, pp. 54-62, (1995).
9. Miner, M. A., "Cumulative Damage in Fatigue", *Journal of Applied Mechanics, Transactions ASME*, Vol. 12, No. 3, pp. 159-164, (1945).
10. Hancock, J., "The Influence of Duration and the Selection and Scaling of Accelerograms in Engineering Design and Assessment", *Doctoral dissertation, Imperial College London*, (2006).

11. Chai, Y. H., "Incorporating Low- Cycle Fatigue Model into Duration- Dependent Inelastic Design Spectra", *Earthquake Eng. Struct. Dynamics*, Vol. 34, No. 1, pp. 83-96, (2005).
12. Housner, G. W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", *Proceedings of the 1st World Conference of Earthquake Engineering*, Berkeley, Calif, (1956).
13. Housner, G. W., "Intensity of Earthquake Ground Shaking Near the Causative Fault", *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, Calif , pp. 94-115, (1965).
14. Rahnama, M. and Manuel, L., "The Effect of Strong Motion Duration on Seismic Demands", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 23-28, (1996).
15. Hancock, J. and Bommer, J. J., "Using Spectral Matched Records to Explore the Influence of Strong-Motion Duration on Inelastic Structural Response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, No. 4, pp. 291-299, (2007).
16. Jennings, P. C. and Husid, R., "Collapse of Yielding Structures During Earthquakes", *Journal of the engineering Mechanics Division*, Vol. 94, No. 5, pp. 1045-1065, (1968).
17. Eibl, J., Keintzel, E. and Vratsanou, V., "Determination of Earthquake Duration Dependent Behaviour Factors for Unreinforced Brick Masonry Panels by Nonlinear Time History Calculations", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, (1996).
18. Mahin, S. A., "Effects of Duration and Aftershocks on Inelastic Design Earthquakes", *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 677-680, (1980).
19. Liapopoulou, M., Bravo- Haro, M. A., and Elghazouli, A. Y., "The Role of Ground Motion Duration and Pulse Effects in the Collapse of Ductile Systems", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 49, No. 11, pp. 1051-1071, (2020).
20. Barbosa, A. R., Ribeiro, F. L., and Neves, L. A., "Influence of Earthquake Ground- Motion Duration on Damage Estimation: Application to Steel Moment Resisting Frames", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 46, No. 1, pp. 27-49, (2017).
21. Bravo-Haro, M. A., and Elghazouli, A. Y., "Influence of Earthquake Duration on the Response of Steel Moment Frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 115, pp. 634-651, (2018).
22. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Numerical Analysis of Special Concentric Braced Frames Using Experimentally-Validated Fatigue and Fracture Model under Short and Long Duration Earthquakes", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 19, No. 1, pp. 287-316, (2021).
23. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Modeling Sensitivity Analysis of Special Concentrically Braced Frames under Short and Long Duration Ground Motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 128, pp. 105867, (2020).
24. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Numerical Analysis of Special Concentric Braced Frames Using Experimentally-Validated Fatigue and Fracture Model under Short and Long Duration Earthquakes", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 19, No. 1, pp. 287-316, (2021).
25. Bhanu, V., Chandramohan, R., and Sullivan, T. J., "Influence of Ground Motion Duration on the Dynamic Deformation Capacity of Reinforced Concrete Frame Structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 37, No. 4, pp. 2622-

- 2637, (2021).
26. Rajabnejad, H., Hamidi, H., Naseri, S. A., and Abbaszadeh, M. A., "Effect of Intensity Measure on the Response of a 3D-Structure under Different Ground Motion Duration", *International Journal of Engineering, Transactions B: Applications*, Vol. 34, No. 10, pp. 2219-2237, (2021).
 27. Fairhurst, M., Bebamzadeh, A., and Ventura, C. E., "Effect of Ground Motion Duration on Reinforced Concrete Shear Wall Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 35, No. 1, pp. 311-331, (2019).
 28. Pachla, F., Kowalska-Koczwara, A., Tatara, T., and Stypuła, K., "The Influence of Vibration Duration on the Structure of Irregular RC Buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, No. 6, pp. 3119-3138, (2019).
 29. Pan, Y., Ventura, C. E., and Liam Finn, W. D., "Effects of Ground Motion Duration on the Seismic Performance and Collapse Rate of Light-Frame Wood Houses", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 144, No. 8, pp. 04018112, (2018).
 30. Panchireddi, B., Shekhar, S., and Ghosh, J., "Influence of Ground Motion Duration on the Seismic Vulnerability of Aging Highway Bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, article in press.
 31. Shi, Y., Li, J., Qin, H., Zhong, Z., Wang, J., and Zhang, F., "Correlation Analysis of Ground Motion Duration Indexes and Nonlinear Seismic Responses of a Long-span Continuous Rigid-Frame Bridge with High-Rise Piers", *Journal of Earthquake Engineering*, article in press.
 32. Todorov, B., and Billah, A. M., "Seismic Fragility and Damage Assessment of Reinforced Concrete Bridge Pier under Long-Duration, Near-Fault, and Far-Field Ground Motions", *Structures*, Vol. 31, pp. 671-685, (2021).
 33. Panchireddi, B., Shekhar, S., and Ghosh, J., "Influence of Ground Motion Duration on the Seismic Vulnerability of Aging Highway Bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, article in press.
 34. Molazadeh, M., and Saffari, H., "The Effects of Ground Motion Duration and Pinching-Degrading Behavior on Seismic Response of SDOF Systems", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 114, pp. 333-347, (2018).
 35. Chandramohan, R., Baker, J. W., and Deierlein, G. G., "Quantifying the Influence of Ground Motion Duration on Structural Collapse Capacity Using Spectrally Equivalent Records", *Earthquake Spectra*, Vol. 32, No. 2, pp. 927-950, (2016).
 36. Pourali, N., Khosravi, H., and Dehestani, M., "An Investigation of P-Delta Effect in Conventional Seismic Design and Direct Displacement-Based Design Using Elasto-Plastic SDOF Systems", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, No. 1, pp. 313-336, (2019).

CONTENTS

Investigating the Relationship between SEM Test Results and TSR Parameter for Measuring the Moisture Sensitivity Index of Asphalt Mixtures Containing Anti-Stripping Agents	Mahmoud Ameri - Hamid Shaker Amirhosein Ameri – S. Amir Saadatjoo Saeed Fatemi - Seyed Ali Ziaee	1
The Effects of Substrate and Epoxy Temperature on the Bond Strength of GFRP Laminates using Pull-Off and Twist-Off Tests	Peyman Imani Jajarmi Mohammadreza Tavakkolizadeh Abbas Youssefi	13
A Simplified Model for Dual Wall-Frame System	Parisa Esmaeiltabar - Horr Khosravi Javad Vaseghi	31
Investigating the Effects of Rebars and Stirrup Made of Glass Fiber Reinforced Polymers on the Behavior of Reinforced Concrete Beams	Mohammad Mirzaei Fathkouhi Farzad Hatami - Hamid Reza Rabieefar	45
Investigating the Arching in Rock-Fill Dam Ten Years after the End of Construction using Numerical Analysis and Monitoring (Case Study: Shahid Madani Dam in Tabriz, Iran)	Rasoul Farajniya Ramin Vafaei Poursorkhabi Ahmad Zarean - Rouzbeh Dabiri	59
The Influence of Ground Motion Duration on Maximum Displacement of Elasto-Plastic SDOFs	Mohammad Hossein Hajimohammadi Horr Khosravi - Reza Dezvareh	77



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor	Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor	Ecole des Ponts Paris tech
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
N. Hafezi Moghaddas	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Sh. Danesh	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor	Shiraz University
M. H. Sebt	Professor	Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor	Tarbiat Modares University
H. Ganji Doost	Professor	Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor	Amirkabir University of Technology
M. Kianoush	Professor	University of Ryerson

Text Editor: Yousef Bina
Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Administrative Director: T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering
Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.
P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN
Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir
Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2783-2805



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 37

Investigating the Relationship between SEM Test Results and TSR Parameter for Measuring the Moisture Sensitivity Index of Asphalt Mixtures Containing Anti-Stripping Agents Mahmoud Ameri - Hamid Shaker Amirhosein Ameri – S. Amir Saadatjoo Saeed Fatemi - Seyed Ali Ziaee	1
The Effects of Substrate and Epoxy Temperature on the Bond Strength of GFRP Laminates using Pull-Off and Twist-Off Tests Peyman Imani Jajarmi - Mohammadreza Tavakkolizadeh Abbas Youssefi	13
A Simplified Model for Dual Wall-Frame System Parisa Esmaciltabar - Horr Khosravi - Javad Vaseghi	31
Investigating the Effects of Rebars and Stirrup Made of Glass Fiber Reinforced Polymers on the Behavior of Reinforced Concrete Beams Mohammad Mirzaei Fathkouhi - Farzad Hatami Hamid Reza Rabieefar	45
Investigating the Arching in Rock-Fill Dam Ten Years after the End of Construction using Numerical Analysis and Monitoring (Case Study: Shahid Madani Dam in Tabriz, Iran) Rasoul Farajniya - Ramin Vafaei Poursorkhabi Ahmad Zarean - Rouzbeh Dabiri	59
The Influence of Ground Motion Duration on Maximum Displacement of Elasto-Plastic SDOFs Mohammad Hossein Hajimohammadi - Horr Khosravi Reza Dezvareh	77

Vol. 35, No. 1
Spring, 2022