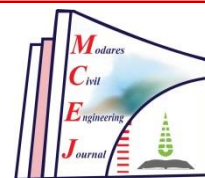




دانشگاه تربیت مدرس

دو ماهنامه

مهندسی عمران مدرّس



دوره ۲۵، شماره ۶، سال ۱۴۰۴ (شماره پیاپی: ۸۶)

نشریه علمی مهندسی عمران مدرّس

صاحب امتیاز: دانشگاه تربیت مدرس

مدیر مسئول: فرهاد دانشجو

- مشخصات مکانیکی و جمع شدگی ملات‌های سیمانی اصلاح شده با لاتکس استایرن - اکریلیک و پلی وینیل الکل
امیرعباس رحمتی، لیلا عادل زاده سعد آبادی، میثم بیات، حسین عباس تبار آهنگر
- مطالعه عددی استهلاک انرژی و هوادهی جریان روی سرریزهای پلکانی مسطح
مهدی شکری کاوه، فرزین سلماسی، اکرم عباسپور
- برآورد احتمالاتی هزینه تعمیر برای ارزیابی عملکردی قاب‌های خمشی بتنی ویژه
ساجده عباسقلی‌نیا، حر خسروی، شقایق واثقی امیری
- بررسی کاربرد میراگرهای سیال مغناطیسی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامنظم در برابر آثار تغییر بارگذاری باد
ناشی از تغییر اقلیم
مرضیه نوروزی و پدرام قادری
- ارزیابی روش‌های مقاوم‌سازی دال بتنی در برابر بار انفجار برای اجتناب از شکست ترد
سید احمد حسینی، علیرضا گندمکار جوشقانی، ترانه امین طاهری
- تحلیل دینامیکی محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلرّج با نفوذپذیری متغیر در عمق تحت
بارگذاری قائم بکنواخت
نیما سارائی و کیومرث صاحبکار
- تاثیر نسبت دهانه به ارتفاع بر رفتار برشی تیرهای عمیق بتن مسلح تقویت شده با الیاف پلیمری کربنی به روش
NSM-EBR
ابوالفضل عربزاده، اسوان باهل جدعان

نشانی: تقاطع بزرگراه جلال آل احمد و شهید چمران، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست،

دفتر نشریه علمی مهندسی عمران مدرّس

نشریه علمی مهندسی عمران مدرس
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تربیت مدرس

صاحب امتیاز:
مدیر مسئول:
سر دبیر:
مدیر داخلی:

دانشگاه تربیت مدرس
دکتر فرهاد دانشجو (استاد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)
دکتر مسعود قدسیان (استاد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)
زهرا خوئینی ها

اعضای هیئت تحریریه:

دکتر محمد تقی	احمدی	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر علی اکبر	آقا کوچک	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر بیتا	آیتی	دانشیار	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر عباسعلی	تسنیمی	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر فرهاد	دانشجو	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر سید علی اکبر	صالحی	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر محمود	صفارزاده	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر مسعود	قدسیان	استاد	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر امیر	کاوسی	عضو هیئت علمی	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر علی	فاخر	دانشیار	دانشگاه تهران
دکتر محمد	قائمیان	استاد	دانشگاه شریف
دکتر محمد حسن	بازیار	استاد	دانشگاه علم و صنعت
دکتر غلامرضا	قدرتی امیری	استاد	دانشگاه علم و صنعت
دکتر پرویز	قدوسی	استاد	دانشگاه علم و صنعت
پروفسور علی	فخیمی	استاد	دانشگاه نیومکزیکو
پروفسور جمال	رستمی	استاد	دانشگاه کلرادو
دکتر گوردز	احمدی	عضو هیئت علمی	دانشگاه کارلستون آمریکا
دکتر بهمن	غیائی	عضو هیئت علمی	دانشگاه بیرمنگام
پروفسور ناصر	خاجی	عضو هیئت علمی	دانشگاه هیروشیما
دکتر محمد	حیدرزاده	عضو هیئت علمی	دانشگاه انگلستان

**اعضای هیئت تحریریه
مشورتی:**

آقا کوچک، علی اکبر	دانشگاه تربیت مدرس	فخیمی، احمد	دانشگاه تربیت مدرس
احمدی، مرتضی	دانشگاه تربیت مدرس	قاری قرآن، علیرضا	دانشگاه اصفهان
پاک، علی	دانشگاه شریف	قدرتی امیری، غلامرضا	دانشگاه علم و صنعت
خاجی، ناصر	دانشگاه تربیت مدرس	قزوینیان، عبدالهادی	دانشگاه تربیت مدرس
دردایی، صادق	دانشگاه تربیت مدرس	قنبری، علی	دانشگاه خوارزمی
زهرایی، سید مهدی	دانشگاه تهران	کاوسی، امیر	دانشگاه تربیت مدرس
شاه بیگ، شریف	دانشگاه تربیت مدرس	کاهونی، شاهپور	دانشگاه امیر کبیر
شکیب، حمزه	دانشگاه تربیت مدرس	کوکبی، مهرداد	دانشگاه تربیت مدرس
عامری، محمودرضا	دانشگاه شیراز	ملکی، شروین	دانشگاه شریف
عرب زاده، ابو الفضل	دانشگاه تربیت مدرس	وائقی امیری، جواد	دانشگاه نوشیروانی بابل
عسگریان، بهروز	دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی	هادیانفرد، محمد علی	دانشگاه صنعتی شیراز
علیایی، محمد نوروز	دانشگاه تربیت مدرس	یثربی، شهاب الدین	دانشگاه تربیت مدرس

**هیأت داوران این
شماره:**

کارشناس اجرایی:
طراح جلد، حروف چین و صفحه آرا:

ویراستار ادبی و فنی:
ویراستار انگلیسی:

زهرا خوئینی ها
مسعود سروری

زهرا عزیزی
فاطمه ترابی

نشانی دفتر مجله:

تهران، تقاطع بزرگراه شهید چمران و آل احمد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست
دفتر مجله علمی مهندسی عمران مدرس
صندوق پستی: ۳۹۷-۱۴۱۱۵، تلفن و دورنگار: ۰۲۱-۸۲۸۸۴۹۵۰، رایانامه: civiljournal@modares.ac.ir
این نشریه در پایگاه های علمی ISC و جهاد دانشگاهی SID نمایه می شود.

به نام آن که جان را فکرت آموخت.



دانشگاه تربیت مدرس

مجله علمی مهندسی عمران مدرس

دوره ۲۵، شماره ۶، سال ۱۴۰۴

اعتبار علمی - پژوهشی

اعتبار مجله علمی مهندسی عمران مدرس در جلسه مورخ ۱۳۸۸/۱۰/۰۹ کمیسیون نشریات علمی وزارت علوم، تحقیقات و فناوری مورد ارزیابی قرار گرفت و با درجه علمی - پژوهشی به تائید رسید و طی نامه شماره ۳/۱۱/۱۶۳۴ به معاونت پژوهشی این دانشگاه ابلاغ گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۸۸/۱۴۲۹۸ در تاریخ ۱۳۸۸/۱۲/۱۰ صادر کرده است.

راهنمای تهیه و تدوین مقالات

از مؤلفان گرامی تقاضا می‌شود در ارسال مقالات به نکات زیر توجه فرمایند:

۱- زبان رسمی مجله، فارسی است.

۲- مقالات باید پژوهشی و حاصل تحقیق نویسنده یا نویسندگان در زمینه مهندسی عمران و محیط زیست (سازه، زلزله، سازه‌های هیدرولیکی، سازه‌های دریایی، خاک و پی، راه و ترابری، برنامه‌ریزی حمل و نقل، آب و محیط زیست) بوده و قبلاً چاپ نشده یا به طور همزمان به مجلات دیگر ارسال نشده باشد.

۳- مقالات قابل چاپ در مجله به دو دسته تقسیم می‌شوند:

الف- مقالات کامل پژوهشی: مقالات علمی- پژوهشی با حداقل حجم ۲۵۰۰ تا ۳۵۰۰ کلمه (یا معادل آن) حداکثر در ۱۲ صفحه (تعداد صفحات مقاله، عدد زوج باشد).

ب- یادداشت‌های کوتاه پژوهشی: مقالات علمی پژوهشی با حداکثر ۲۵۰۰ کلمه (یا معادل آن) حداکثر در ۱۰ صفحه (تعداد صفحات مقاله، عدد زوج باشد).

تبصره ۱: مقالات مروری (Review Article)، از نویسندگان مجرب و صاحب مقالات پژوهشی در زمینه مورد بحث پذیرفته خواهد شد.

تبصره ۲: مقالات ترجمه، پذیرفته نمی‌شود.

۴- مقالات ارسالی باید دارای بخش‌های زیر باشند:

الف- نام نویسنده یا نویسندگان، نام نویسنده مسئول مکاتبات با ستاره مشخص شود؛ نام مؤسسه متناظر هر یک از نویسندگان، نشانی کامل نویسنده مسئول مکاتبات شامل نشانی پستی، شماره فکس و رایانامه.

ب- عنوان کامل مقاله به فارسی، چکیده فارسی، کلید واژگان فارسی، عنوان کامل مقاله به لاتین، نام و نشانی نگارندگان به زبان انگلیسی، چکیده لاتین، کلید واژگان لاتین.

ج- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسأله، روش حل، تفسیر، تحلیل و نتایج)، نتیجه‌گیری، سپاسگزاری، فهرست مراجع.

د- چکیده مقاله (Extended Abstract) حاوی حداکثر یک صفحه و در حداقل ۵۰۰ کلمه ارائه شود.

۵- اصلاحات خارجی با معادلی دقیق و رسا در زبان فارسی باشد و عبارات اختصاری به کار رفته در متن به زیرنویس ارجاع شود.

۶- محل ارجاع عکس‌ها و جدول‌ها، شکل‌ها و نمودارها به طور دقیق ضمن رعایت ترتیب آن‌ها در متن معین شده، ارسال اصل جدول‌ها و شکل‌ها با کیفیت ۳۰۰dpi به صورت سیاه و سفید در محیط اکسل ضروری است. برای جدول‌ها و شکل‌ها، به ترتیب عناوین فارسی و معادل انگلیسی آن‌ها (بلافاصله) در بالا و زیر آن‌ها قرار گیرد. در شکل‌ها و جدول‌ها از خطوط افقی و عمودی (grid) استفاده نشود. جدول‌ها و شکل‌ها بدون کادر و شکل‌های حاوی نمودار فقط دارای محور عمودی و افقی باشند.

- ۷- تعیین محل دقیق مراجع در متن و فهرست نمودن مراجع به ترتیب ظهور در متن مقاله ضروری است. عنوان قسمت مراجع به انگلیسی (References) نیز نوشته شود.
- ۸- شیوه نگارش مشخصات مراجع به شرح زیر است:
- الف. کتاب: نام خانوادگی، نام نویسنده یا نویسندگان، نام کتاب، نام مترجم، محل نشر، نام ناشر، تاریخ انتشار، شماره صفحات.
- ب. مقاله: نام خانوادگی، نام نویسنده یا نویسندگان، عنوان مقاله، نام نشریه، دوره (جلد)، سال انتشار، شماره صفحات.
- ۹- مقالات باید در صفحه A4 با حاشیه چپ و راست ۱/۵ cm در دو ستون با فاصله ۱ cm از هم (به جز برای تصاویر و جداول بزرگ) و با فاصله میان سطور Single با قلم B Lotus نازک ۱۲ برای محتویات فارسی و قلم Times New Roman نازک ۱۰ برای محتویات انگلیسی و استفاده از استایل Normal و شماره گذاری دستی عناوین بخش ها و قسمت ها به همراه Bold کردن سطر مرتبط، تحت نرم افزار Word ۲۰۱۰ تایپ شود؛ و نویسنده مقاله پس از ثبت نام در سامانه نشریات سایت دانشگاه تربیت مدرس به آدرس زیر این صفحه مراجعه و کلیه مراحل ثبت و ارسال مقاله را سپری و با حفظ کد مقاله خود برای پیگیری های بعدی، از طریق سامانه نشریات اقدام نمایند.
- ۱۰- مقالات برگرفته از پایان نامه و رساله دانشجویان دکتری با نام استاد(ان) راهنما، مشاور(ان) و دانشجو به صورت تئام منتشر می شود؛ لذا استاد راهنما عهده دار مسئولیت و نویسنده رابط خواهند بود.
- ۱۱- مسئولیت صحت و سقم مطالب بر عهده نویسنده یا نویسندگان خواهد بود.
- ۱۲- مجله علمی مهندسی عمران مدرس حق رد یا قبول مقالات را برای خود محفوظ می دارد.

نشانی دفتر مجله:

تهران، تقاطع بزرگراه شهید چمران و آل احمد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

دفتر مجله علمی مهندسی عمران مدرس

صندوق پستی: ۱۴۳-۱۴۱۵، تلفن و نمابر: ۰۲۱-۸۲۸۸۴۹۵۰

آدرس سامانه نشریه: <http://civil.journals.modares.ac.ir>

پست الکترونیکی: civiljournal@modares.ac.ir

این نشریه در پایگاه های اطلاعات علمی ISC و جهاد دانشگاهی SID نمایه می شود.

فهرست مطالب

عنوان مقاله و نام نویسندگان	صفحه
مشخصات مکانیکی و جمع‌شدگی ملات‌های سیمانی اصلاح شده با لاتکس استایرن - اکریلیک و پلی وینیل الکل ۸ امیرعباس رحمتی، لیلا عادل زاده سعد آبادی، میثم بیات، حسین عباس تبار آهنگر	
مطالعه عددی استهلاک انرژی و هوادهی جریان روی سرریزهای پلکانی مسطح ۲۲ مهدی شکری کاوه، فرزین سلماسی، اکرم عباسپور	
برآورد احتمالاتی هزینه تعمیر برای ارزیابی عملکردی قاب‌های خمشی بتنی ویژه ۳۸ ساجده عباسقلی‌نیا، حر خسروی، شقایق وثیقی امیری	
بررسی کاربرد میراگرهای سیال مغناطیسی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامنظم در برابر آثار تغییر بارگذاری باد ناشی از تغییر اقلیم ۵۴ مرضیه نوروزی و پدرام قادری	
ارزیابی روش‌های مقاوم‌سازی دال بتنی در برابر بار انفجار برای اجتناب از شکست ترد ۷۰ سید احمد حسینی، علیرضا گندمکار جوشقانی، ترانه امین طاهری	
تحلیل دینامیکی محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزوج با نفوذپذیری متغیر در عمق تحت بارگذاری قائم یکنواخت ۸۴ نیما سارائی و کیومرث صاحبکار	
تأثیر نسبت دهانه به ارتفاع بر رفتار برشی تیرهای عمیق بتن مسلح تقویت شده با الیاف پلیمری کربنی به روش NSM-EBR ۱۰۲ ابوالفضل عربزاده، اسوان باهل جدعان	

Mechanical Properties and Shrinkage of Cement Mortars Modified by Latex Styrene Acrylic and Polyvinyl Alcohol

AmirAbbas Rahmati¹, Leyla Adelzade Saadabadi^{2*} , Meysam bayat³, Hossein abbastabar Ahangar⁴

1. Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.
3. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.
4. Associate Professor, Department of chemistry, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.

Abstract

The brittle nature of cementitious materials leads to the formation of cracks and damage in concrete structures, highlighting the necessity of using materials that can prevent the initiation and propagation of shrinkage-induced cracks while enhancing the mechanical properties of cement mortars. This study examines the shrinkage and mechanical properties of cement mortars modified with polyvinyl alcohol (PVA) and styrene-acrylic latex (LSA). To this end, a standard cement-based mortar was prepared using 400 kilograms of cement with a sand-to-cement weight ratio of 3. The cement-based mortar was modified by incorporating LSA at dosages of 5%, 10%, 15%, and 20%, in two groups: one with and one without the addition of 2% PVA. Following this, tests for compressive strength, flexural strength, abrasion resistance, and shrinkage were conducted on the samples. To assess the surface adhesion of the mortars, a surface tensile test was performed. The results indicated that the addition of 10% LSA resulted in a 25% increase in the compressive strength of the mortars without PVA compared to the base mortar. The inclusion of PVA in all mortars containing LSA led to a reduction in compressive strength. The flexural strength of the mortars with 2% PVA and 10% LSA increased by 29% compared to the base mortar. Abrasion resistance decreased by 11% with the addition of 10% LSA to the base mortar, and by 5% in the samples containing 10% LSA when 2% PVA was added. In summary, the addition of LSA reduced shrinkage, while the inclusion of PVA increased it. Adding LSA up to 10% improved surface tensile strength, whereas the addition of PVA resulted in a decrease in this property.

Review History

Received: Aug 27, 2024

Revised: Jan 21, 2025

Accepted: Oct 18, 2024

Keywords

Polymer modified mortar

LSA

PVA

abrasion resistance

shrinkage

surface tension

مشخصات مکانیکی و جمع‌شدگی ملات‌های سیمانی اصلاح شده با لاتکس استایرن - اکریلیک و پلی وینیل الکل

امیرعباس رحمتی^۱، لیلا عادل زاده سعد آبادی^{۲*}، میثم بیات^۳، حسین عباس تبار آهنگر^۴

۱. دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران.
۲. استادیار، گروه عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران.
۳. دانشیار، گروه عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران.
۴. دانشیار، گروه شیمی، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران؛ مرکز تحقیقات محیط زیست انسانی و توسعه پایدار، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

ماهیت شکننده مواد سیمانی منجر به تشکیل ترک و آسیب به سازه‌های بتنی می‌شود و استفاده از موادی که بتواند از ایجاد و انتشار ترک ناشی از جمع‌شدگی جلوگیری نموده و مشخصات مکانیکی ملات‌های سیمانی را بهبود بخشد ضروری است. در تحقیق حاضر جمع‌شدگی و مشخصات مکانیکی ملات‌های سیمانی اصلاح شده با پلیمرهای پلی وینیل الکل (PVA) و لاتکس استایرن اکریلیک (LSA) بررسی شده است. بدین لحاظ ملات سیمانی پایه استاندارد با ۴۰۰ کیلوگرم سیمان و نسبت وزنی ماسه به سیمان ۳ ساخته شد. ملات سیمانی پایه با افزودن LSA (۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد) در دو گروه با و بدون افزودن ۲ درصد PVA اصلاح شد. سپس آزمایش‌های مقاومت فشاری، خمشی، سایشی و جمع‌شدگی روی نمونه‌ها انجام گرفت. به منظور بررسی چسبندگی سطحی ملات‌ها، آزمایش کشش از سطح انجام شد. نتایج نشان داد افزودن ۱۰٪ LSA باعث افزایش ۲۵ درصدی مقاومت فشاری ملات‌های سیمانی بدون PVA نسبت به ملات پایه می‌شود. افزودن PVA در همه ملات‌های حاوی LSA، موجب کاهش مقاومت فشاری می‌گردد. مقاومت خمشی ملات‌های حاوی ۲٪ PVA با افزودن ۱۰٪ LSA، نسبت به ملات پایه ۲۹٪ افزایش می‌یابد. میزان سایش با افزودن ۱۰٪ LSA به ملات پایه ۱۱٪ و با افزودن ۲٪ PVA به نمونه‌های حاوی ۱۰٪ LSA، ۵٪ کاهش می‌یابد. به طور کلی افزودن LSA باعث کاهش جمع‌شدگی و افزودن PVA باعث افزایش جمع‌شدگی شد. افزودن LSA تا ۱۰٪ باعث افزایش و افزودن PVA باعث کاهش مقاومت کشش از سطح می‌شود.

کلمات کلیدی

ملات اصلاح شده پلیمری

PVA, LSA

مقاومت سایشی

جمع‌شدگی

کشش از سطح

۱- مقدمه

مانند مقاومت سایشی پایین [1]، چسبندگی کم [2]، مقاومت کششی ناچیز [3] و مقاومت فشاری کم [4]، تقاضا برای اصلاح و استفاده از مواد جایگزین سیمان را افزایش داده است. در این راستا افزودن مواد پلیمری به عنوان یک گزینه برای بهبود خواص ملات

کاربرد ملات‌های سیمانی در ساخت و ساز شامل چسباندن، بندکشی، بستن درزها و تعمیرات انواع سازه‌های بتنی است. باتوجه به طیف گسترده مصارف ملات‌های سیمانی نقاط ضعفی

* رایانامه نویسنده مسئول: leyla_adelzade@iauo.ac.ir - ORCID: 0000-0002-9152-1340

کپی‌رایت © ۲۰۲۵، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



بررسی شده است. اما کاربرد این لاتکس‌ها در چسباننده‌های سه تایی همراه با سیمان و پلیمرهای دیگر، نیاز به بررسی دارد تا در کنار بهبود خواص، پایداری زیست محیطی را به دنبال داشته باشند. در دو دهه اخیر به دلیل مسائل زیست محیطی توجه روز افزونی به پلیمرهای زیست تخریب‌پذیر معطوف شده است. از طرفی تجمع بسیار زیاد مواد پلیمری در طبیعت و عدم تخریب و عدم امکان جذب اغلب پلیمرها در شرایط محیط زیست، معضلات زیست محیطی را به وجود آورده است. تلاش برای حل این معضل، تهیه و استفاده از پلیمرهای زیست تخریب‌پذیر را بیشتر کرده است. PVA یکی از نادرترین پلیمرهای محلول در آب است که قابلیت زیست تخریب شدن کامل در مجاورت میکروارگانیسم‌های مناسب را دارد [8]. PVA یک پلیمر مصنوعی است که از پلی‌وینیل استات در فرآیند هیدروکسیلی شدن جزئی یا کامل مشتق شده است. این پلیمر زیست سازگار با طبیعت، محلول در آب و دارای مقاومت در محیط‌های شیمیایی است [9].

کارادیلز و همکاران [10] به بررسی مقاومت خمشی بتن غلتکی و ملات اصلاح شده با پلی وینیل الکل و استایرن بوتادین لاستیک پرداخته‌اند. خمیر سیمان اصلاح شده توسط استایرن بوتادین لاستیک با درصدهای ۵٪ و ۱۰٪ و خمیرسیمان اصلاح شده توسط پلی وینیل کلرید با درصدهای ۱٪، ۲٪ و ۳٪ مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج نشان داد که با افزودن استایرن بوتادین، مشخصات مکانیکی بهبود نداشته است ولی در ملات‌های حاوی ۲ درصد پلی وینیل الکل، بهبود مقاومت فشاری و خمشی مشاهده می‌شود.

گروگیس و همکاران [11] آثار استفاده نسبت پلیمر به سیمان و نسبت آب به سیمان بر مقاومت خمشی ملات سیمانی اصلاح شده با PVA را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که بیشترین مقاومت خمشی زمانی به دست آمد که نسبت آب به سیمان ۰/۳۰ و نسبت پلیمر به سیمان ۱/۶ درصد باشد. مقاومت خمشی مخلوط بهینه، ۲ برابر مقاومت خمشی ملات اصلاح شده بود.

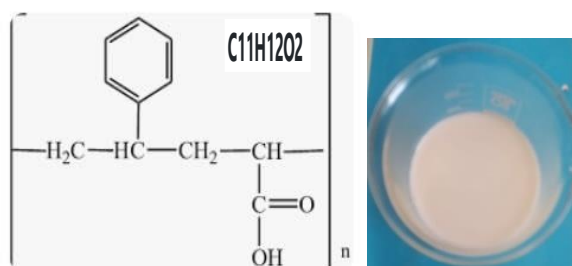
کیم و همکاران [15, 16] و همچنین اله وردی و همکاران [12] به این نتیجه رسیدند که PVA تمایل ذرات سیمان به سفت شدن را کاهش داده و باعث کاهش جمع شدگی می‌شود. این خواص در ترکیب حدود ۲ درصد PVA با ملات سیمانی گزارش شده است.

ها مورد توجه قرار گرفته است. ملات اصلاح شده پلیمری به نوعی از ملات اطلاق می‌شود که چسباننده آن سیمان است اما به منظور بهبود برخی از خواص آن از مواد پلیمری به عنوان اصلاح کننده استفاده می‌شود [5].

از جمله کاربردهای این ملات می‌توان به ملات پوششی سازه‌های فولادی، ملات تعمیر سازه‌های بتنی و همچنین روسازی‌های بتنی از قبیل کف فرودگاه‌ها، پارکینگ‌ها و کف‌های صنعتی اشاره نمود. یکی از پلیمرهای مورد استفاده برای اصلاح مشخصات ترکیبات سیمانی، لاتکس است. لاتکس از یک سیستم کلوئیدی و دو فازی، متشکل از یک فاز جامد پراکنده در یک فاز مایع یا محیط پراکندگی تشکیل شده است. پایداری ذرات پلیمری لاتکس در فاز مایع به حضور موادی با سطح فعال مانند پایدار کننده امولسیون و لایه‌ای از آب روی سطح ذره پلیمری مربوط می‌شود. این لایه آبی باعث می‌شود که ذرات پلیمری آزادانه در فاز مایع حرکت کنند. بدین ترتیب سیستم دوفازی پایدار می‌ماند [6]. ۵۰ درصد وزنی یک لاتکس، ذرات کروی و بسیار کوچک پلیمری، به قطر ۰/۱ تا ۱ میکرون است که با استفاده از مواد فعال کننده سطحی، به صورت سوسپانسیون در آب بوجود آمده‌اند. وجود عناصر فعال کننده سطحی در لاتکس تمایل به ایجاد مقدار زیادی حباب هوا در ملات دارند [7]. تحقیقات مختلف نشان داده است که استفاده از لاتکس‌ها در مخلوط‌های سیمانی باعث بهبود خواصی مانند مقاومت خمشی، انعطاف پذیری و دوام می‌شود [8-11].

دلیل بهبود در مشخصات مکانیکی و دوام، تشکیل لایه‌های پلیمری منعطف و همگن پس از هیدراسیون [12] و همچنین ایجاد یک ماتریس پلیمر - سیمان بیان شده است که ریز ساختار را اصلاح می‌کند و تخلخل کامپوزیت‌های پایه سیمان را کاهش می‌دهد [13, 14]. مخلوط‌هایی سیمانی که با لاتکس‌های اکریلیکی ترکیب شوند چسبندگی، انسجام و نگهداری بیشتری از آب در مخلوط دارند. پلیمر لاتکس در شرایط مرطوب دائمی، پایدار و غیرقابل تجزیه است. چسبندگی روی سطوح با تخلخل بسیار پایین و همچنین ایجاد خاصیت جذب بسیار بالا بین ملات قدیم و جدید از جمله ویژگی‌های ملات اصلاح شده با پلیمر لاتکس اکریلیکی می‌باشد [2].

خواص لاتکس‌های اکریلیکی در بتن‌های اصلاح شده پلیمری



شکل ۳. تصویر ظاهری و شکل شماتیک شیمیایی LSA

Fig. 3. Appearance and schematic chemical formula of Latex Styrene Acrylic

در این تحقیق میزان جمع‌شدگی و مشخصات مکانیکی ملات‌های سیمانی اصلاح شده با پلیمرهای PVA و LSA بررسی می‌شود. ملات سیمانی پایه با افزودن LSA به مقادیر ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد در دو گروه با و بدون افزودن ۲ درصد PVA اصلاح و سپس آزمایش‌های مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، مقاومت سایشی، مقاومت کشش از سطح و میزان جمع‌شدگی روی نمونه‌ها انجام می‌شود.

۲- برنامه آزمایشگاهی

۲-۱- مصالح و مواد مصرفی

در تحقیق حاضر به منظور ساخت ملات‌های سیمانی و سیمانی اصلاح شده با LSA و PVA، از سیمان پرتلند نوع دو استفاده شد که مشخصات آن در جدول (۱) ارائه شده است. ماسه مصرفی در ساخت ملات‌ها از نوع شکسته طبیعی دارای جذب آب ۱/۳٪، مدول نرمی ۳/۴۶ و وزن مخصوص 2680 kg/m^3 از محدوده شهر اصفهان است. دانه‌بندی ماسه مصرفی در شکل (۱) مشاهده می‌شود.

مشخصات فیزیکی و شیمیایی مواد پلیمری مورد تحقیق شامل LSA و PVA در جدول (۲) ارائه شده است. شکل ظاهری و فرمول شیمیایی شماتیک پلیمرهای مورد استفاده در شکل (۲ و ۳) قابل مشاهده است.

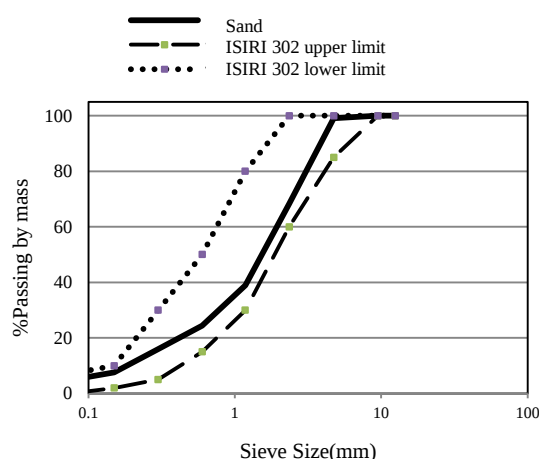
۲-۲- نسبت‌های مخلوط

در این پژوهش به منظور بررسی اثر استفاده از LSA و PVA در درصدهای مختلف از ۱۰ نسبت مخلوط ملات استفاده شده است. براساس مطالعات گذشته و بررسی میزان بهینه استفاده از هریک از پلیمرها به ویژه نتایج درج شده در جدول (۳) و آزمایشات اولیه انجام شده، همه ملات‌ها حاوی 400 Kg/m^3 مواد

جدول ۱. مشخصات سیمان تیپ ۲

Table 1. Chemical and physical properties of cement type 2

Chemical compound		Physical propeties	
SiO ₂	21.36%	specific weight	3150 kg/m ³
Al ₂ O ₃	4.64%	Blaine fineness	3350 cm ² /g
Fe ₂ O ₃	3.4%	compressive strength (7 days)	370 kg/cm ²
CaO	63.61%	compressive strength (28 days)	480 kg/cm ²
MgO	2.09%		
Na ₂ O + K ₂ O	-		
SO ₃	2.24%		
LOI	1.9%		



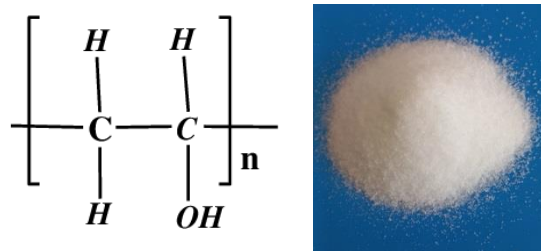
شکل ۱. دانه بندی ماسه مصرفی در ساخت ملات‌ها

Fig. 1. Fine aggregate distribution curve

جدول ۲. مشخصات LSA و PVA

Table 2. Properties of latex styrene acrylic and polyvinyl alcohol

Polymer name	Latex Styrene-acrylic (LSA)	Polyvinyl alcohol(PVA)
Chemical formula	C11H12O2	C2H4O
Melting point	210	200 °C
Boiling point	220	228 °C
Density	1.2	1.19g/cm ³
Flash point	-	79/44°C
Water Solubility	Soluble	soluble



شکل ۲. تصویر ظاهری و شکل شماتیک شیمیایی پلی‌وینیل الکل [۲۴]

Fig. 2. Appearance and schematic chemical formula of Polyvinyl Alcohol

جدول ۳. نسبت‌های مخلوط ملات

Table 3. Mortar mix proportions

No.	PVA (Weight Percentage of Cement)	LSA (Weight Percentage of Cement)	Cement (kg/m ³)
M0	0	0	400
M-L5	0	5	
M-L10	0	10	
M-L15	0	15	
M-L20	0	20	
M-V2	2	0	
M-L5-V2	2	5	
M-L10-V2	2	10	
M-L15-V2	2	15	
M-L20-V2	2	20	



شکل ۴. دستگاه اندازه گیری جمع شدگی
Fig. 4. Shrinkage measuring device



شکل ۵. پیکربندی آزمایش کشش از سطح
Fig. 5. Pull off test set-up

الکل اضافه شد. نسبت‌های مخلوط به روش استاندارد ASTM C109 با روش وزنی بدست آمده است.

۲-۳- آزمایش‌های ملات

آزمایش مقاومت فشاری براساس استاندارد ASTM C109 روی نمونه‌های مکعبی ۵۰ میلی متری و مقاومت خمشی مطابق آیین‌نامه ASTM C-348 روی نمونه‌هایی با ابعاد ۱۶۰×۴۰×۴۰ میلی‌متر پس از ۷ و ۲۸ روز عمل‌آوری در آب انجام شد. نتایج مقاومت خمشی و فشاری بر اساس اندازه‌گیری میانگین نتایج سه آزمون مشخص شد. آزمایش جمع‌شدگی بر اساس استاندارد ASTM C-596 روی نمونه‌های مکعبی ۴۰×۴۰×۲۶۰ میلی‌متر انجام شد. قرائت‌ها در سنین ۳، ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه توسط گیج مخصوصی که دارای دقتی معادل ۲ میکرومتر است، انجام شد. گیج اندازه‌گیری جمع‌شدگی در شکل (۴) ارائه شده است.

مقاومت سایشی مطابق با استاندارد BS EN 1338 تعیین شد. همچنین به منظور بررسی چسبندگی ملات‌های مورد تحقیق، پیکربندی آزمایش کشش از سطح مورد استفاده قرار گرفت. ابتدا یک استوانه فلزی به وسیله چسب به سطح چسبانده شد. پس از خشک شدن چسب، این استوانه فلزی توسط یک جک مخصوص تا گسیختگی کشیده می‌شود. مقدار نیروی کششی که لازم است بر استوانه فولادی اعمال شود تا صفحه همراه با لایه سطحی جدا گردد اندازه‌گیری می‌شود. پیکربندی آزمایش کشش از سطح در شکل (۵) قابل مشاهده است.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- مشخصات مکانیکی ملات‌های پلیمری

نتایج مقاومت فشاری، خمشی سه نقطه‌ای، کشش از سطح و مقدار سایش در ملات‌های دو جزئی و سه جزئی حاوی LSA و PVA در جدول (۴) ارائه شده است.

بیشترین مقاومت فشاری ۷ روزه و ۲۸ روزه و مقاومت کشش از سطح متعلق به ملات دو جزئی حاوی ۱۰ درصد LSA با مقدار ۵۹/۴، ۶۲، ۴/۸۹ مگاپاسکال است. این ملات مقاومت خمشی ۸،۹۵ مگاپاسکال را نشان داد که پس از مقاومت خمشی ملات سه جزئی حاوی ۱۰ درصد LSA و ۲ درصد PVA، بیشترین مقدار است. مقاومت فشاری ۷ روزه و ۲۸ ملات پایه به ترتیب ۴۷/۶ و

سیمانی، نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۴ و نسبت ماسه به سیمان ۳ می‌باشند. در گروه ۱، نسبت‌های مخلوط ملات به این ترتیب بود که در ملات پایه ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد LSA جایگزین بخشی از سیمان شد. ملات‌های گروه ۲، دارای ترکیبات دو جزئی پلیمری هستند. به این ترتیب که به ملات‌های گروه ۱، ۲ درصد پلی‌وینیل

جدول ۴. مشخصات مکانیکی ملات پایه و ملات‌های اصلاح شده پلیمری

Table 4. Mechanical characteristics of cement mortar and modified polymer mortars

No.	7-Day Compressive Strength	28-Day Compressive Strength	Surface Tensile Strength	Flexural strength	abrasion
M0	47.6	58.4	3.82	7.12	18.07
M-L5	54	58.8	4.55	7.38	17.1
M-L10	59.4*	62*	4.89*	8.95	16.1
M-L15	56.8	61.2	4.24	7.58	16.18
M-L20	55.6	50.8	4.09	7.19	17.54
M-V2	43	46.4	3.49	8.23	15.64
M-L5-V2	48.4	52.4	3.38	8.61	15.05*
M-L10-V2	43	60.8	3.98	9.17*	15.24
M-L15-V2	35	49	3.27	8.43	15.78
M-L20-V2	29.4	37.2	2.93	8.12	17.89

* بیشترین مقدار در هر مشخصه

این لاتکس از طریق ایجاد یک شبکه پلیمری با جمع‌شدگی ملات مقابله می‌کند و مانع از شکل‌گیری ریزترک‌ها در ملات می‌شود [17-19].

روند تغییرات مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه در ملات‌های سه جزیی حاوی LSA و PVA مشابه با ملات‌های دو جزیی بدون حضور PVA می‌باشد. به صورت کلی افزودن PVA در همه مقادیر LSA، باعث کاهش مقاومت فشاری شده است.

استفاده از LSA مقداری از تاثیر منفی PVA را بر مقاومت فشاری نمونه‌های ملاتی می‌کاهد، زیرا افزودن ۲٪ PVA به نمونه های ملات بدون LSA و حاوی LSA به ترتیب باعث کاهش مقاومت فشاری بطور میانگین به مقدار ۵/۲۰٪ و ۹/۱۴٪ می‌شود.

این در حالی است که استفاده همزمان از ۲۰٪ LSA و ۲٪ PVA باعث افت مقاومت فشاری به مقدار ۷/۲۶٪ می‌شود. در نتیجه، می‌توان بیان کرد که مخرب‌ترین تاثیر PVA زمانی حاصل می‌شود که با ۲۰٪ LSA در بتن ترکیب شده باشد. بیشترین مقاومت فشاری در ملات‌های حاوی چسباننده سه جزیی در ملات حاوی ۱۰ درصد LSA و ۲ درصد PVA مشاهده شد که نسبت به ملات M-V (ملات حاوی ۲ درصد PVA) ۲۵ درصد افزایش مقاومت فشاری را موجب شده است.

توزیع نامناسب و غیریکنواخت PVA در ملات و خوشه‌ای و دسته‌ای شدن ذرات آن منجر به شکل‌گیری نقاط ضعیف و در نتیجه کاهش مقاومت فشاری می‌شود. هر چند هدف اصلی استفاده از PVA نه بهبود مقاومت فشاری بلکه کنترل ترک خوردگی و افزایش مقاومت خمشی می‌باشد [25].

۵۸،۴ مگاپاسکال است. بیشترین مقاومت فشاری ۷ روزه در ملات‌های سه جزیی با ۴/۴۸ مگاپاسکال در ملات حاوی ۲ درصد PVA و ۵ درصد LSA مشاهده شد. در حالی که بیشترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه در ملات سه جزیی حاوی ۲ درصد PVA و ۱۰ درصد LSA با مقاومت فشاری مگاپاسکال ۸/۶۰ دیده می‌شود.

بیشترین مقاومت خمشی در ملات سه جزیی حاوی ۱۰ درصد LSA و ۲ درصد PVA ثبت شده است که در مقایسه با ملات پایه ۲۸ درصد افزایش دارد. همچنین مقاومت خمشی مخلوط دو جزیی حاوی ۱۰ درصد LSA که ۲۵ درصد بیشتر از مقاومت خمشی ملات پایه است، دومین مقدار مقاومت خمشی به دست آمد. کمترین مقادیر سایش به ترتیب با مقادیر ۱۵،۰۵، ۱۵،۲۴ و متعلق به ملات‌های سه جزیی M-L10-V2، M-L15-V2 است.

۳-۲- اثر افزودن LSA و PVA بر مقاومت فشاری

شکل (۶)، مقایسه مقاومت فشاری ملات‌های دو جزیی و سه جزیی و اثر افزودن PVA ملات‌های حاوی LSA را نشان می‌دهد. در ملات‌های دو جزیی حاوی LSA، با افزایش مقدار LSA، مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. افزودن LSA منجر به شکل‌گیری شبکه پلیمر در ملات می‌شود. از آن‌جا که شبکه پلیمر ایجادشده توانایی تحمل تنش را دارد، مقاومت فشاری ملات با افزودن LSA بهبود می‌یابد. همچنین LSA باعث بهبود چسبندگی بین سیمان و سنگدانه‌ها و پیوستگی در ملات می‌شود. این بهبود چسبندگی و پیوستگی خود منجر به توزیع یکنواخت‌تر تنش در ملات، اصلاح ناحیه انتقال بین سطحی (ITZ) و در نتیجه افزایش مقاومت فشاری خواهد شد. علاوه بر

این روند به یک روند کاهشی تغییر می‌یابد. در نتیجه افزودن ۱۰٪ LSA بیشترین تأثیر را در افزایش مقاومت خمشی ملات ایجاد می‌کند. همچنین مشاهده می‌شود که افزودن ۲۰٪ LSA کمک چندانی به افزایش مقاومت خمشی ملات نمی‌کند و تفاوت معناداری بین مقاومت خمشی ملات حاوی ۲۰٪ LSA با ملات بدون LSA مشاهده نمی‌شود. شکل‌گیری شبکه پلیمری [19]، بهبود چسبندگی و پیوستگی [19]، اصلاح ناحیه انتقال بین سطحی (ITZ) [18] و مقابله با جمع‌شدگی همگی تأثیر قابل توجه‌تری بر مقاومت خمشی نسبت به مقاومت فشاری دارند.

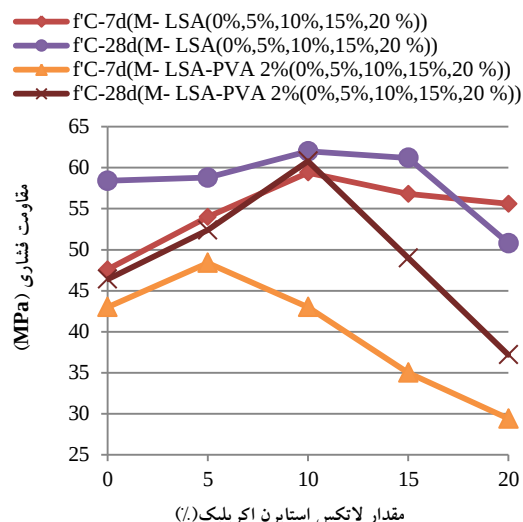
با دقت در نتایج می‌توان فهمید که افزودن PVA باعث افزایش مقاومت خمشی بتن می‌شود که برای درصدهای مختلف این تغییرات متغیر است. همانطور که مشاهده می‌شود، افزودن ۲٪ PVA به نمونه‌های بدون LSA باعث افزایش ۱۵/۶٪ مقاومت خمشی می‌شود. بطور مشابه، افزودن PVA به نمونه‌های حاوی LSA مقاومت خمشی بتن را بطور میانگین به مقدار ۲۰/۵٪ افزایش می‌دهد که بیشترین افزایش مربوط به حالتی است که ۱۰٪ LSA در نمونه‌ها استفاده شده باشد و کمترین تأثیر مثبت برای نمونه بتن حاوی ۲۰٪ LSA می‌باشد.

PVA همچون پلی بین دو طرف ترک‌ها عمل کرده و مانع از گسترش ترک‌ها می‌شود. به عبارت دیگر می‌توان گفت PVA اثر ریز تسلیح (micro-reinforcement) دارد و بدین صورت، ایجاد، توسعه و عرض ترک‌ها را در اثر جمع‌شدگی، تغییرات دما و مهمتر از همه بارگذاری کنترل می‌کند و از این رو مقاومت خمشی ملات را افزایش می‌دهد [20-23].

۳-۴- اثر افزودن LSA و PVA بر کشش از سطح

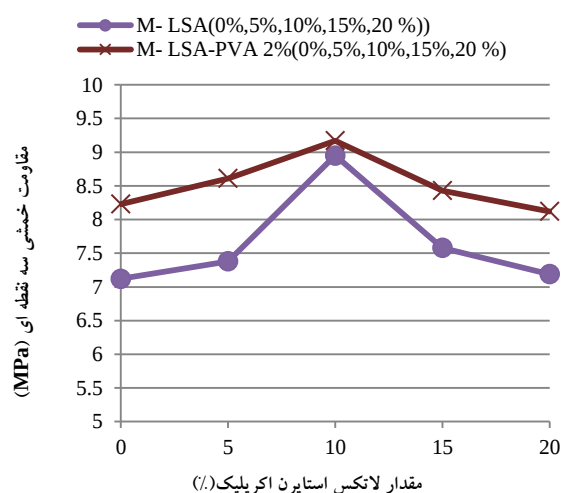
شکل (۸)، مقایسه مقاومت کشش از سطح ملات‌های دو جزئی و سه جزئی و اثر افزودن PVA بر اثر افزودن LSA را نشان می‌دهد. در ملات‌های دو جزئی حاوی LSA، با افزایش مقدار LSA، مقاومت کشش از سطح افزایش می‌یابد. افزودن LSA مقادیر ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد باعث افزایش به ترتیب مقاومت کششی ۱۹/۲٪، ۲۸٪، ۱۱٪ و ۷/۱٪ نسبت به ملات پایه می‌شود.

پدیده مشاهده شده نشانگر این است که افزودن LSA تا ۱۰٪ روند صعودی بر افزایش مقاومت کششی دارد، اما برای درصدهای بالاتر LSA روند صعودی تبدیل به روند نزولی می‌شود. بنابراین،



شکل ۶. تغییرات مقاومت فشاری در ملات‌های دو و سه جزئی حاوی LSA و PVA

Fig. 6. Changes in compressive strength in two- and three-component mortars containing acrylic styrene latex and polyvinyl alcohol



شکل ۷. تغییرات مقاومت خمشی سه نقطه‌ای در ملات‌های دو و سه جزئی

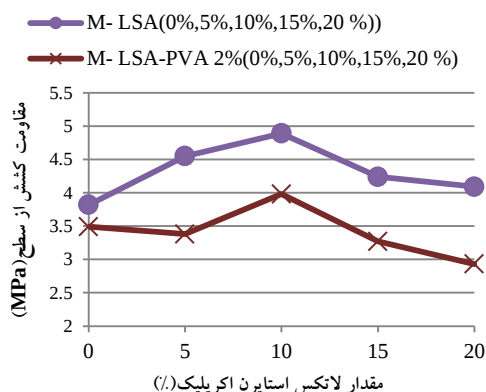
حاوی LSA و PVA

Fig. 7. Changes in bending strength in two- and three-component mortars containing acrylic styrene latex and polyvinyl alcohol

۳-۳- اثر افزودن LSA و PVA بر مقاومت خمشی

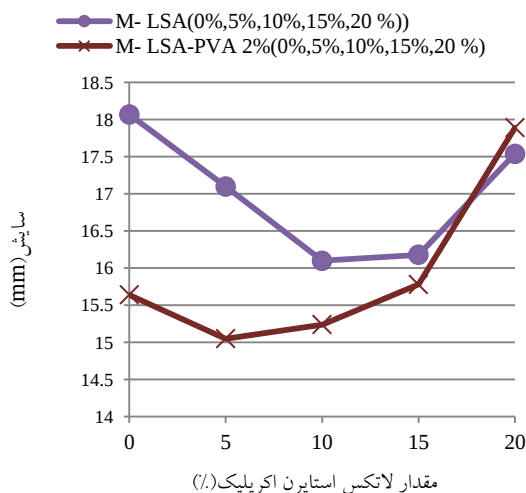
شکل (۷)، مقایسه مقاومت خمشی ملات‌های دو جزئی و سه جزئی و اثر افزودن PVA بر ملات‌های حاوی LSA را نشان می‌دهد. افزودن ۵٪، ۱۰٪، ۱۵٪ و ۲۰٪ LSA به ترتیب باعث افزایش مقاومت خمشی به میزان ۳/۶٪، ۲۵/۷٪، ۶/۵٪ و ۱٪ نسبت به ملات بدون LSA می‌شود.

نتایج نشان می‌دهد که افزایش تا ۱۰٪ LSA، روند افزایشی در مقاومت خمشی را ایجاد می‌کند، اما با افزایش درصدهای بیشتر،



شکل ۸. نتایج آزمایش کشش از سطح در ملات‌های دو و سه جزئی حاوی PVA و LSA

Fig. 8. Pull Off test results in two- and three-component mortars containing acrylic styrene latex and polyvinyl alcohol



شکل ۹. تغییرات سایش ملات‌های دو و سه جزئی حاوی PVA و LSA

Fig. 9. Abrasion test results of two- and three-component mortars containing acrylic styrene latex and polyvinyl alcohol

با افزایش مقدار LSA مقاومت سایشی ابتدا به طور تقریبی ثابت بوده و سپس افزایش می‌یابد. به نظر می‌رسد در مقادیر کم LSA شبکه پلیمر ایجاد شده آنقدر قوی نبوده که مقاومت ملات در برابر سایش را افزایش دهد اما در مورد نمونه حاوی ۱۰٪ LSA، شکل‌گیری شبکه پلیمر در ملات، بهبود چسبندگی بین سیمان و سنگدانه‌ها باعث بهبود مقاومت سایشی ملات شده است [26].

همان‌گونه که نتایج مقاومت سایشی نشان می‌دهد افزودن PVA باعث افزایش مقاومت سایشی می‌شود زیرا افزودن ۲٪ PVA به ملات پایه و نمونه‌های حاوی LSA به ترتیب باعث کاهش ۱۳/۴ و ۱۱/۵ درصدی مقدار سایش می‌شود. بنابراین، می‌توان

افزودن ۱۰٪ LSA بیشترین تاثیر را بر افزایش مقاومت کششی ملات دارد. به کارگیری مقدار زیاد LSA منجر به کاهش یکپارچگی ملات و در نتیجه کاهش مقاومت کششی آن شده است [21-23]. از این رو مقاومت کششی برای نمونه‌های حاوی بیش از ۱۰٪ LSA کمتر از نمونه حاوی ۱۰٪ LSA است.

افزودن PVA تاثیر منفی بر مقاومت کششی ملات دارد. با دقت در نتایج می‌توان متوجه شد که افزودن PVA بر نمونه ملات‌های بدون LSA باعث کاهش ۸/۶٪ مقاومت کششی می‌شود که تفاوت معناداری محسوب نمی‌شود، اما افزودن PVA بر نمونه‌های حاوی LSA باعث کاهش شدید مقاومت کششی می‌شود که این موضوع در نمونه حاوی ۲۰٪ LSA بیشتر قابل ملاحظه است. بطور کلی افزودن PVA بر نمونه‌های حاوی LSA مقاومت کششی ملات را بطور میانگین به مقدار ۱۱/۴٪ کاهش می‌دهد که این عدد در مقابل کاهش ۸/۶٪ مقدار بزرگتری دارد. بنابراین، افزودن همزمان ۲۰ درصد LSA و PVA به ملات پایه تاثیرات مناسبی بر روی مقاومت کششی ملات پلیمری ندارد.

نتایج نمونه‌های حاوی بیش از ۱۰ درصد LSA نشان می‌دهند که استفاده از PVA در این نمونه‌ها منجر به کاهش مقاومت کششی شده است. دلیل این امر احتمالاً چسبندگی ضعیف و خصوصیات فیزیکی PVA می‌باشد.

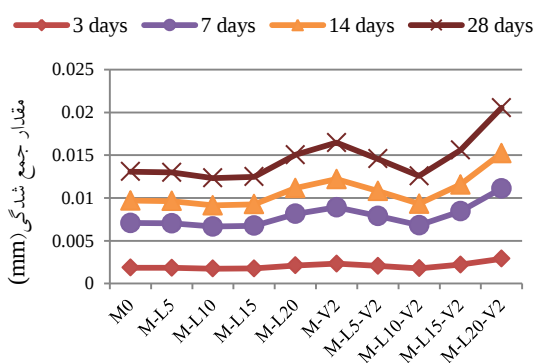
۳-۵- اثر افزودن LSA و PVA بر سایش

شکل (۹)، نتایج تغییرات میزان سایش ملات‌های دو و سه جزئی حاوی LSA و PVA را نشان می‌دهد.

نتایج بررسی مقاومت سایشی نشان می‌دهد که افزودن LSA بر مقاومت سایشی ملات اثر مثبت دارد زیرا افزودن LSA به میزان ۵٪، ۱۰٪ و ۱۵٪ باعث کاهش میزان سایش به مقدار به ترتیب ۵/۴٪، ۱۰/۹٪ و ۱۰/۵٪ نسبت به ملات پایه می‌شود. همچنین در صورتی که ۲۰٪ LSA به ملات پایه اضافه شود، میزان سایش ملات به مقدار ۲/۹٪ کاهش می‌یابد که این موضوع تفاوت معناداری ندارد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت میزان افزایش مقاومت سایشی ملات زمانی که تا ۱۰٪ LSA استفاده شود یک روند صعودی است، اما اگر درصد LSA از ۱۰٪ فراتر رود به تدریج اثربخشی LSA بر بهبود مقاومت سایشی ملات کاسته می‌شود، تا اندازه‌ای که افزودن ۲۰٪ LSA تاثیر چندانی بر بهبود یا تضعیف مقاومت سایشی ملات ندارد.

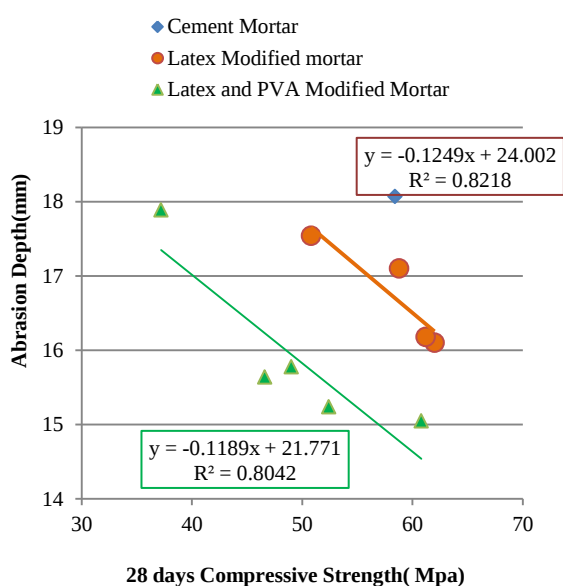
۳-۷- بررسی ارتباط بین مشخصات ملات‌های پلیمری

به منظور بررسی ارتباط بین مشخصات مکانیکی ملات‌ها، در شکل‌های (۱۱ تا ۱۳) به ترتیب ارتباط میان مقاومت فشاری، مقاومت خمشی و مقاومت کشش از سطح با عمق سایش ارائه شده است. در شکل (۱۱) ارتباط میان مقاومت فشاری و عمق سایش ملات‌های پلیمری مورد بررسی قرار گرفته است. در این نمودار، ملات پایه (M0) که اصلاح پلیمری ندارد، به وضوح از دیگر نمونه‌ها متمایز است؛ مقاومت فشاری آن برابر با ۵۸/۴ مگاپاسکال و عمق سایش آن ۱۸/۰۸ میلی‌متر است. از آنجا که این نمونه فاقد لاتکس و PVA است، به عنوان استثنای کنار گذاشته شده و تحلیل رگرسیونی فقط روی دو گروه اصلاح‌شده انجام می‌شود.



شکل ۱۰. جمع شدگی در ملات‌های دو و سه جزئی حاوی LSA و PVA

Fig. 10. Shrinkage results in two- and three-component mortars containing acrylic styrene latex and polyvinyl alcohol



شکل ۱۱. ارتباط مقاومت فشاری و سایش

Fig. 11. Compressive Strength vs Abrasion

فهمید که افزودن PVA به نمونه‌های بدون LSA تاثیر مناسب‌تری برای مقاومت سایشی دارد.

همان‌طور که نتایج نشان می‌دهند استفاده از PVA به طور کلی منجر به افزایش مقاومت سایشی ملات شده است. دلیل این امر ماهیت PVA است که در برابر سایش مقاوم بوده و در نتیجه استفاده از آن مقاومت سایشی ملات را افزایش می‌دهد. همچنین افزایش چقرمگی بر مقاومت سایشی به طور غیرمستقیم اثرگذار بوده و با بهبود این عوامل، یکپارچگی ملات افزایش یافته و در نتیجه ملات کمتر ساییده می‌شود [20-23, 27].

۳-۶- جمع‌شدگی ملات‌ها

تغییرات جمع‌شدگی ملات‌های دو جزئی و سه جزئی پلیمری در زمان ۳، ۷، ۱۴ و ۲۸ روز در شکل (۱۰) ارائه شده است. با توجه به نتایج جمع‌شدگی ملات در حالات مختلف، در حالت کلی افزودن LSA به مقدار ۵٪، ۱۰٪ و ۱۵٪ باعث کاهش جمع‌شدگی ملات به ترتیب به مقدار ۰/۷٪، ۵/۸٪ و ۴/۶٪ می‌شود. این در حالی است که افزودن LSA ۲۰٪ به ملات موجب افزایش ۱۵ درصدی جمع‌شدگی ملات می‌شود. با دقت در نتایج می‌توان دریافت که افزودن PVA به مقدار ۲٪ به نمونه‌های ملات بدون LSA موجب افزایش جمع‌شدگی ملات به میزان ۲۵/۹٪ می‌شود و این در حالی است که افزودن PVA به نمونه‌های حاوی LSA باعث افزایش جمع‌شدگی ملات بطور میانگین به مقدار ۱۹/۸٪ می‌شود. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که با استفاده از LSA در ملات از تاثیرگذاری PVA بر افزایش جمع‌شدگی کاسته می‌شود.

به طور کلی افزودن LSA به مخلوط ملات باعث کاهش انقباض آن می‌شود. نتایج نشان می‌دهد افزودن ۲٪ PVA به ملات پایه باعث افزایش جمع‌شدگی به میزان ۲۶ درصد می‌شود اما مقایسه میزان جمع‌شدگی در ملات حاوی ۱۰ درصد LSA و ملات حاوی ۱۰ درصد LSA و ۲٪ PVA که به صورت میانگین کمتر از ۲ درصد می‌باشد، نشان می‌دهد که افزودن ۲٪ PVA تاثیر چندانی در میزان جمع‌شدگی ملات پلیمری ندارد. در واقع آثار کاهش میزان جمع‌شدگی ناشی از استفاده ۱۰ درصد LSA افزایش جمع‌شدگی ناشی از استفاده از PVA را به میزان قابل توجهی بهبود می‌بخشد.

خمش ۷/۱۲ مگاپاسکال و عمق سایش ۱۸/۰۸ میلیمتر)، کاملاً از سایر نمونه‌ها متمایز است و به‌عنوان یک استثنا از تحلیل رگرسیونی کنار گذاشته شده است.

در گروه اول، یعنی ملات‌های حاوی لاتکس خالص (SAL) شامل M-L5، M-L10، M-L15 و M-L20، رابطه عمق سایش (y) و مقاومت خمشی (x) با تابع لگاریتمی $y = -5.382 \ln(x) + 27.749$ ، ضریب همبستگی $R^2 = 0.5675$ مدل شده است. ضریب همبستگی $R^2 \approx 0.57$ نشان می‌دهد که M-L10 با مقاومت خمشی ۸/۹۵ مگاپاسکال عمق سایش ۱۶/۱۰ میلی‌متر دارد که دقیقاً در راستای این منحنی لگاریتمی قرار می‌گیرد و M-L20 با مقاومت خمشی ۷/۱۹ مگاپاسکال عمق سایش ۱۷/۵۵ میلی‌متر را نشان می‌دهد. این روند لگاریتمی بیانگر آن است که افزایش مقاومت خمشی تا حدود ۸-۹ مگاپاسکال در گروه SAL، تأثیر زیادی بر کاهش سایش دارد؛ اما پس از آن کاهش افت سرعت می‌یابد.

در گروه دوم، یعنی ملات‌های حاوی ترکیب لاتکس و PVA، مدل تابع لگاریتمی به صورت $y = -16.95 \ln(x) + 52.208$ ، $R^2 = 0.5044$ است. هرچند ضریب همبستگی $R^2 \approx 0.50$ نشانگر یک ارتباط معنادار بین مقاومت خمشی و عمق سایش است، اما پراکندگی داده‌ها در این گروه بیشتر است. به ویژه M-L20-V2 با مقاومت خمشی ۸/۱۲ مگاپاسکال و عمق سایش ۱۷/۹۰ میلی‌متر از منحنی مدل فاصله گرفته که نشان می‌دهد نسبت ۲۰٪ لاتکس + ۲٪ PVA یکنواختی و انسجام سطحی را کاهش داده و احتمالاً میکروتکرهای سطحی را تشدید کرده است.

بنابراین، اگر ملات پایه سیمانی در نظر گرفته نشود، در ملات‌های SAL شاهد یک کاهش قابل توجه در عمق سایش با افزایش مقاومت خمشی مشاهده می‌شود؛ اما در ملات‌های SAL+PVA، هرچند روند کلی نزولی حفظ می‌شود، دقت پیش‌بینی کمتر است و نمونه‌هایی مانند M-L20-V2 از این قاعده خارج می‌شوند. این یافته‌ها با نتایج تحقیق [29] قابل تطبیق است که نشان داده‌اند افزایش مقاومت خمشی در ملات‌های اصلاح‌شده باعث یکنواخت‌تر شدن ساختار سطحی و کاهش ترک‌های موریگی می‌شود؛ اما ترکیب نامتوازن لاتکس و PVA می‌تواند هماهنگی فیلم پلیمری سطح را مختل کرده و ریزترک‌ها را افزایش دهد، در نتیجه سایش بیشتر می‌شود.

در گروه اول، یعنی ملات‌های دارای لاتکس خالص (SAL) شامل M-L5، M-L10، M-L15 و M-L20، رابطه عمق سایش (y) با مقاومت فشاری (x) به صورت $y = -0.1249x + 24.002$ ، ضریب تعیین $R^2 = 0.8218$ مدل شده است. ضریب تعیین ۰/۸۲ نشان می‌دهد که بیش از تغییرات عمق سایش ارتباط نسبتاً خوبی با مقاومت فشاری دارد. به عنوان نمونه، طرح M-L10 با مقاومت فشاری ۶۲ مگاپاسکال دارای عمق سایش ۱۶/۱۰ میلی‌متر است که دقیقاً در راستای همین مدل قرار می‌گیرد. این موضوع نشان می‌دهد که افزایش نسبت لاتکس تا حدود ۱۰٪، منجر به تولید ساختار سطحی یکنواخت‌تر و کاهش چشمگیر سایش می‌شود.

در گروه دوم، یعنی ملات‌های ترکیبی لاتکس و PVA، معادله رگرسیون خطی به شکل $y = -0.1189x + 21.771$ ، $R^2 = 0.8042$ دست آمده است.

نمونه M-L20-V2 با مقاومت فشاری ۳۷/۲۴ مگاپاسکال و عمق سایش ۱۷/۹۰ میلی‌متر از الگوی کاهش خطی منحرف می‌شود؛ این انحراف حاکی از آن است که نسبت ۲۰٪ لاتکس همراه ۲٪ PVA ساختار سطحی یکنواخت را کاهش داده و احتمالاً تعداد میکروتکرها را افزایش داده است.

به طور کلی، در هر دو گروه SAL و SAL+PVA افزایش مقاومت فشاری همواره با کاهش عمق سایش همراه است؛ با این تفاوت که گروه اصلاح‌شده صرف با لاتکس (SAL) با شیب بیشتری (۰/۱۲۴۹- در مقابل -۰/۱۱۸۹) و ضریب همبستگی پیش‌بینی بالاتری عمل می‌کند. این یافته‌ها همسو با نتایج Ramesh Kumar و Sharma [28] است که نشان می‌دهند کیفیت لایه سطحی—از نظر چسبندگی و تراکم—بیش از مقاومت فشاری خالص، تعیین‌کننده مقاومت سایشی ملات‌هاست.

در نتیجه می‌توان گفت که افزایش مقاومت فشاری به ویژه در حضور لاتکس خالص، کاهش چشمگیری در عمق سایش ایجاد می‌کند؛ اما ترکیب لاتکس با PVA هرچند همچنان رابطه معکوس را حفظ می‌کند، به دلیل تأثیر بر یکنواختی سطحی کمی دقت پیش‌بینی را کاهش می‌دهد و نمونه‌هایی مانند M-L20-V2 نشان‌دهنده وضعیت خروج از حالت بهینه هستند.

در شکل (۱۲) ارتباط بین مقاومت خمشی و عمق سایش ملات‌های پلیمری ارائه شده است. در این نمودار، ملات پایه (M0) که کمتر از همه به اصلاح پلیمری مجهز است (مقاومت

(M0) با مقاومت کشش ۳,۸۲ مگاپاسکال و عمق سایش ۱۸,۰۸ میلی‌متر کاملاً از بقیه نمونه‌ها متمایز است و به عنوان یک استثنا از تحلیل رگرسیونی حذف شده است.

در ادامه، دو گروه ملات اصلاح شده بررسی می‌شود:

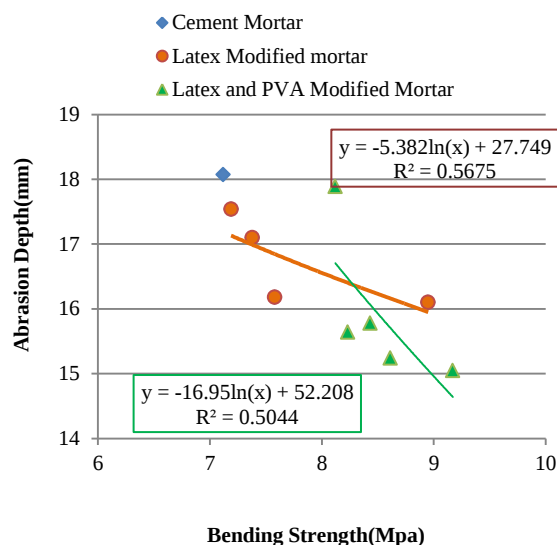
نمونه‌های M-L5، M-L10، M-L15 و M-L20 در گروه ملات‌های حاوی لاتکس (گروه SAL) قرار دارند. رگرسیون لگاریتمی بین مقاومت کشش (x) و عمق سایش (y) برای این گروه به صورت $y = -4.95 \ln(x) + 24.10$, $R^2 = 0.3082$ است.

ضریب تعیین $R^2 \approx 0.31$ نشان می‌دهد که این رابطه نسبت به سایر ویژگی‌های مکانیکی همبستگی ضعیف‌تری دارد. برای مثال، M-L10 با مقاومت کشش ۴,۸۹ مگاپاسکال عمق سایش ۱۶,۱۰ میلیمتر را نشان می‌دهد و تقریباً روی منحنی لگاریتمی قرار دارد، اما M-L20 عمق سایش ۵۵,۱۷ میلی‌متر را ثبت می‌کند که از مدل فاصله دارد. به بیان دیگر، در محدوده مقاومت کشش حدود ۴ تا ۵ مگاپاسکال، افزایش جزئی در مقاومت تأثیر ملموسی بر کاهش سایش ندارد و تنها در مقاومت‌های بسیار بالاتر (فراتر از ۵ MPa) ممکن است تغییرات قابل مشاهده باشد.

نمونه‌های M-L5-V2، M-L10-V2، M-L15-V2 و M-L20-V2 با افزودن PVA به لاتکس در گروه ملات‌های حاوی لاتکس و PVA قرار می‌گیرند. مدل رگرسیونی لگاریتمی این گروه به صورت $y = -8.706 \ln(x) + 26.556$, $R^2 = 0.7167$ است:

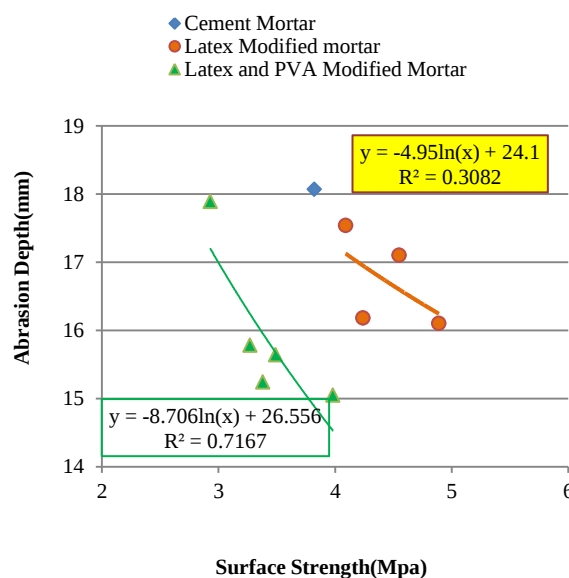
ضریب همبستگی $R^2 \approx 0.72$ نشان می‌دهد که تغییرات عمق سایش در مقابل مقاومت کشش قابل پیش‌بینی است و بدین ترتیب همبستگی قوی‌تری نسبت به گروه SAL وجود دارد. به طور نمونه، M-L10-V2 با مقاومت کشش ۳,۹۸ مگاپاسکال عمق سایش ۱۵,۲۵ میلی‌متر داشته و دقیقاً روی منحنی مدل قرار می‌گیرد. در مقابل، M-L20-V2 با مقاومت کشش تنها ۲,۹۳ مگاپاسکال عمق سایش ۱۷,۹۰ میلی‌متر را تجربه کرده که از روند مدل فاصله دارد؛ این انحراف بیانگر آن است که نسبت ۲۰٪ لاتکس + ۲٪ PVA یکنواختی و انسجام سطح را مختل کرده و میکروتکرک‌های بیشتری ایجاد نموده است.

اگرچه در گروه SAL (لاتکس) رابطه لگاریتمی می‌تواند تا حدی روند کاهش سایش را با افزایش مقاومت کشش توضیح دهد، اما ضریب تعیین پایین ($R^2 \approx 0.31$) نشان می‌دهد که این ویژگی به تنهایی پیش‌بینی دقیقی ارائه نمی‌کند. در مقابل، در گروه



شکل ۱۲. ارتباط بین مقاومت خمشی و سایش

Fig. 12. Bending Strength vs Abrasion



شکل ۱۳. ارتباط بین مقاومت کششی و سایش

Fig. 13. Tensile Strength vs Abrasion

در مجموع، می‌توان گفت ملات‌های اصلاح شده با لاتکس (گروه SAL) عملکرد بهتری در کاهش عمق سایش از طریق افزایش مقاومت خمشی دارند؛ در حالی که افزودن PVA به لاتکس اگرچه همچنان روند معکوس را حفظ می‌کند، به دلیل اختلال در یکپارچگی لایه سطحی دقت پیش‌بینی را کاهش می‌دهد و برخی نمونه‌ها (مثل M-L20-V2) را از الگوی کلی خارج شده است.

در شکل (۱۳) رابطه بین مقاومت کشش سطحی و عمق سایش ملات‌های پلیمری نشان داده شده است. در این نمودار، ملات پایه

SAL+PVA، مقاومت کشش سطحی همبستگی قابل‌توجهی با کاهش عمق سایش دارد ($R^2 \approx 0.72$) و می‌تواند شاخص بهتری برای تحلیل عملکرد سایشی باشد. استثنای قابل توجه، M-L20-V2 است که به دلیل نسبت بالای لاتکس در حضور PVA، کیفیت ساختار سطح را کاهش داده و از روند کلی منحرف می‌شود. این نتایج با یافته‌های Wu و همکاران [30] هم‌راستا است؛ آن‌ها نشان داده‌اند که مقاومت کشش سطحی شاخص مهمی برای چسبندگی و انسجام لایه سطحی ملات است و در بهبود مقاومت سایشی نقش تعیین‌کننده‌ای دارد.

۴- نتیجه‌گیری

در تحقیق آزمایشگاهی حاضر، به بررسی خواص مکانیکی و جمع‌شدگی ملات‌های سیمانی حاوی ترکیبات دو جزئی و سه جزئی LSA و پلیمر زیست تخریب پذیر PVA پرداخته شده است. نتایج به دست آمده به صورت خلاصه به شرح زیر است:

۱- به طور کلی، افزودن LSA تا مقدار ۱۰ درصد وزنی سیمان، مقاومت فشاری، کشش از سطح و مقاومت خمشی و همچنین مقاوت سایشی را بهبود داده است. همچنین میزان سایش و جمع‌شدگی با افزودن تا ۱۰ درصد LSA کاهش یافته است. LSA به دلیل پیوندهای کوالانسی بین ذرات محصولات هیدراسیون و بهبود چسبندگی بین سیمان و سنگدانه‌ها، اصلاح ناحیه ITZ و همچنین ایجاد یک شبکه پلیمری باعث افزایش مقاوت فشاری خواهد شد.

۲- افزودن PVA در همه بتن‌های سه جزئی نسبت به دو جزئی بدون PVA باعث کاهش مقاومت فشاری و کشش از سطح شده است. استفاده از LSA مقداری از تاثیر منفی PVA را بر مقاومت فشاری نمونه های ملاتی می‌کاهد. توزیع نامناسب و غیریکنواخت PVA در ملات و تجمع ذرات آن منجر به شکل‌گیری نقاط ضعیف و در نتیجه کاهش مقاومت فشاری می‌شود.

۳- PVA همچون پلی بین دو طرف ترک‌ها عمل کرده و مانع از

گسترش ترک‌ها می‌شود. از این رو مقاومت خمشی ملات را افزایش می‌دهد و جمع‌شدگی کاهش می‌یابد. همچنین استفاده از PVA به طور کلی باعث افزایش مقاومت سایشی ملات شده است. دلیل این امر ماهیت PVA است که در برابر سایش مقاوم بوده و چقرمگی مناسبی ایجاد می‌کند.

۴- بطور کلی، بهترین ملات سیمانی در مقاومت فشاری، کشش از سطح و جمع‌شدگی، ملات دو جزئی حاوی ۱۰ درصد LSA است. LSA از طریق ایجاد یک شبکه پلیمری با جمع‌شدگی ملات مقابله می‌کند و مانع از شکل‌گیری ریزترک‌ها در ملات می‌شود. اما در مشخصه مقاومت خمشی، بهترین ملات، ملات سه جزئی حاوی ۱۰ درصد LSA و ۲ درصد PVA می‌باشد.

۵- به طور کلی، مقایسه بین خواص مکانیکی ملات‌های پلیمری و رفتار سایشی آن‌ها نشان می‌دهد که بیشترین همبستگی بین مقاومت کشش از سطح و سایش وجود دارد. مقاومت خمشی نیز رابطه نسبتاً مناسبی با رفتار سایشی دارد. اما مقاومت فشاری، برخلاف تصور رایج، ارتباط معناداری با عمق سایش نشان نمی‌دهد و نباید به‌تنهایی به عنوان شاخص پیش‌بینی‌کننده سایش در نظر گرفته شود.

قدردانی

نویسندگان این مقاله از حمایت مادی و معنوی دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف آباد قدردانی می‌کنند.

تعارض منافع

هیچ تعارض منافی برای نویسندگان این مقاله در انتشار آن وجود ندارد.

سهم نویسندگان

سهم هر یک از نویسندگان ۲۵ درصد است.

منابع مالی

در انجام این پژوهش از هیچ منبع مالی استفاده نشده است.

References

1. Moodi, F. et al. 2018. Investigation on mechanical and durability properties of polymer and latex-modified concretes. *Construction and Building Materials*, 191, pp. 145-154.
2. Jo, Y.-K. 2020. Adhesion in tension of polymer cement mortar by curing conditions using polymer dispersions as cement modifier. *Construction and Building Materials*, 242, p. 118134.
3. Ribeiro, M.S.S., Gonçalves, A.F. & Branco, F.A.B.

2008. Styrene-butadiene polymer action on compressive and tensile strengths of cement mortars. *Materials and Structures*, 41, pp. 1263-1273.
4. Ishak, N.S. 2018. *Experimental investigation on latex modified concrete for civil engineering development*.
5. Momtazi, A.S., Kohani Khoshkbijari, R. & Sabagh Mogharab, S. 2015. Polymers in concrete: Applications and specifications. *European Online Journal of Natural and Social Sciences: Proceedings*, 4(3 (s)), pp. 62-72.
6. Bahrani-fard, Z., Tabrizi, F.F. & Vosoughi, A.R. 2019. An investigation on the effect of styrene-butyl acrylate copolymer latex to improve the properties of polymer modified concrete. *Construction and Building Materials*, 205, pp. 175-185.
7. Sohail, M.G. et al. 2018. Advancements in concrete mix designs: High-performance and ultrahigh-performance concretes from 1970 to 2016. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(3), p. 04017310.
8. Nemati, P., Ranjbar, M.M. & Madandost, R. 2018. Investigation of the effect of polyvinyl alcohol and glass fibers on the mechanical properties of porous concrete. In: *Sixth National Conference on Applied Research in Civil Engineering, Architecture and Urban Management and the Fifth Specialized Exhibition of Mass Builders of Housing and Construction in Tehran Province*.
9. Kesalkar, V.P. et al. 2017. Effect of poly vinyl acetate and poly vinyl alcohol as cement admixture on strength of concrete. *International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology*, 887(8), p. 2321-9653.
10. Karadelis, J.N. & Lin, Y. 2015. A comparison of flexural strengths of polymer (SBR and PVA) modified, roller compacted concrete. *Data in brief*, 4, pp. 422-429.
11. Abbas, W.A., Gorgis, I. & Hussein, M. 2020. Modification of microstructure of cement mortars by water-soluble polyvinyl alcohol. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. IOP Publishing.
12. Allahverdi, A., Kianpur, K. & Moghbeli, M. 2010. Effect of polyvinyl alcohol on flexural strength and some important physical properties of Portland cement paste. *Iran. J. Mater. Sci. Eng*, 7(1), pp. 1-6.
13. Gholinezhad, F. et al. 2021. Effect of organoclay reinforced acrylate latex particles on the cement paste performance. *Journal of Dispersion Science and Technology*, 42(3), pp. 416-431.
14. Lin, Y.Z. 2012. Effect of polymer to early mechanical property of the fly ash slurry. *Advanced Materials Research*, 450, pp. 248-251.
15. Kim, J.-H., Robertson, R.E. & Naaman, A.E. 1999. Structure and properties of poly(vinyl alcohol)-modified mortar and concrete. *Cement and Concrete Research*, 29(3), pp. 407-415.
16. Kim, J.-H. & Robertson, R.E. 1997. Prevention of air void formation in polymer-modified cement mortar by pre-wetting. *Cement and Concrete Research*, 27(2), pp. 171-176.
17. Yaowarat, T. et al. 2021. Improvement of flexural strength of concrete pavements using natural rubber latex. *Construction and Building Materials*, 282, p. 122704.
18. Bhogayata, A.C. & Arora, N.K. 2018. Workability, strength, and durability of concrete containing recycled plastic fibers and styrene-butadiene rubber latex. *Construction and Building Materials*, 180, pp. 382-395.
19. Diab, A.M., Elyamany, H.E. & Ali, A.H. 2014. The participation ratios of cement matrix and latex network in latex cement co-matrix strength. *Alexandria Engineering Journal*, 53(2), pp. 309-317.
20. Noushini, A., Samali, B. & Vessalas, K. 2013. Effect of polyvinyl alcohol (PVA) fibre on dynamic and material properties of fibre reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 49, pp. 374-383.
21. Yaowarat, T. et al. 2018. Compressive and flexural strength of polyvinyl alcohol-modified pavement concrete using recycled concrete aggregates. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(4), p. 04018046.
22. Noushini, A., Vessalas, K. & Samali, B. 2014. Static mechanical properties of polyvinyl alcohol fibre reinforced concrete (PVA-FRC). *Magazine of Concrete Research*, 66(9), pp. 465-483.
23. Zhang, R. et al. 2019. Static and dynamic mechanical properties of eco-friendly polyvinyl alcohol fiber-reinforced ultra-high-strength concrete. *Structural Concrete*, 20(3), pp. 1051-1063.
24. Salman, S., Bakr, N. & Humad, H. 2018. Section C: Physical Sciences DSC and TGA Properties of PVA Films Filled with Na₂S₂O₃.5H₂O Salt. *Journal of Chemical, Biological and Physical Sciences*, 8.
25. Rajasegar, M. & Kumaar, C.M. 2021. Hybrid effect of poly vinyl alcohol, expansive minerals, nano-silica and rice husk ash on the self-healing ability of concrete. *Materials Today: Proceedings*, 45, pp. 5944-5952.
26. Subash, S., Mini, K. & Ananthkumar, M. 2021. Incorporation of natural rubber latex as concrete admixtures for improved mechanical properties. *Materials Today: Proceedings*, 46, pp. 4859-4862.
27. Wang, J. et al. 2018. Investigation of properties and performances of Polyvinyl Alcohol (PVA) fiber-reinforced rubber concrete. *Construction and Building Materials*, 193, pp. 631-642.
28. Ramesh Kumar, G.B. & Sharma, U.K. 2014. Abrasion resistance of concrete containing marginal aggregates. *Construction and Building Materials*, 66, pp. 712-722.
29. Wu, K.-R., Zhang, D. & Song, J.-M. 2002. Properties

of polymer-modified cement mortar using pre-enveloping method. *Cement and Concrete Research*, 32(3), pp. 425-429.

30. Wu, F., Chen, X. & Li, X. 2022. Abrasion performance of cement mortar by debris flow. *Tribology International*, 175, p. 107839.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Rahmati, A. A., Adelzade Saadabadi, L., Bayat, M., Abbastabar, H. 2026. Mechanical Properties and Shrinkage of Cement Mortars Modified by Latex Styrene Acrylic and Polyvinyl Alcohol, *Modares Civil Engineering journal*, 25(6), pp. 7-20.

DOI: 10.48311/mcej.2026.27625



Numerical investigation of energy dissipation and flow aeration on flat stepped spillways

Mehdi Shokri Kaveh¹, Farzin Salmasi^{2*} , Akram Abbaspour³

1. M.Sc. student, Department of Water Engineering, Faculty of Agriculture, University of Tabriz, Tabriz, Iran.
2. Professor, Department of Water Engineering, Faculty of Agriculture, University of Tabriz, Tabriz, Iran.
3. Associate Professor, Department of Water Engineering, Faculty of Agriculture, University of Tabriz, Tabriz, Iran.

Abstract

In order to facilitate the release of floods from the dams and to prevent their damage or collapse, a structure called a spillway is used. Due to the natural and variable flow of the input to the reservoirs of the dams, there are times when the river inflow exceeds the consumption amount in the downstream agricultural lands. In these cases, excess water is discharged over the crest of the weir and flows towards the spillway, which causes high velocities. This high velocity creates low pressure areas on the spillway concrete surface, which can cause major damage to the spillway or even endanger the integrity of the dam structure. Therefore, the dam spillway must safely dissipate the kinetic energy. One of the types of weirs is the stepped spillway to facilitate the passage of the flow over the dams. One of the most obvious practical features of stepped spillways compared to other spillways is the considerable energy dissipation along the spillway. Care should be taken in designing and selecting the type of spillway to prevent potential erosion and reduce kinetic energy as the water flow passes over the spillway. One possible solution is to use a stepped spillway instead of a smooth spillway. In this study, a numeral model of a stepped spillway with different steps and slopes is used. For this purpose, ANSYS software is used for modeling free surface with application of k- ϵ turbulence model. In the present study, numerical simulation using the Volume of Fluid (VOF) model was used to investigate the mixing phenomenon of two phases of air and water of the free surface flow. The flow field was continued until the residuals reached 10^{-7} . Compared to simpler models such as Mixture, which operates solely on the basis of averaging the properties of two phases, the VOF model, is separating the phases and considering the effects of the interface. The VOF model, is capable of more accurate simulation of phenomena such as fluid mixing, turbulent flows, and heat transfer in multiphase flows. A number of hydraulic specifications which are considered in designing the stepped spillways are the pressure on the surface of the steps, velocity distribution and energy dissipation. The results from the numerical models were compared with experimental studies. They showed acceptable agreement with physical simulations. Results show that discharge and spillway slope increment reduces the amount of energy loss. In the spillway with 5 steps, for a discharge of $0.063 \text{ m}^3/\text{s}$, the amount of energy dissipation at a slope of 26.6 degrees changes from 85 to 82% at a slope of 45 degrees, which shows a decrease of 3%. With the increase in discharge, the flow depth increases and reduces the effect of the roughness of the steps on the upper layers of the flow. Increasing the height of the steps increases the rate of energy dissipation and also increases the occurrence of negative pressures in stepped spillway. In this case, the contact surface between the main flow and the eddy currents increases. With the increase in the height of the steps, the dimensions of the rotating vortices also increase and cause a larger radius of rotation on the steps. The presence of these large rotating vortices separates the flow from the bottom of the steps and reduces the pressure on the surfaces. The number and dimensions of steps can alter the energy dissipation rate. Increase in the number of steps in a spillway with constant height, reduces the energy loss as the result of steps dimensions being shrunk.

Review History

Received: Jul 18, 2024

Revised: Sep 25, 2024

Accepted: Nov 23, 2024

Keywords

ANSYS

energy dissipation

numeral simulation

stepped spillway

turbulence model

velocity distribution

* Corresponding Author Email: salmasi@tabrizu.ac.ir - ORCID: 0000-0002-1627-8598



Copyright © 2025, TMU Press. This open-access article is published under the terms of the Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>) which permits Share (copy and redistribute the material in any medium or format) and Adapt (remix, transform, and build upon the material) under the Attribution-NonCommercial terms.

مطالعه عددی استهلاک انرژی و هوادهی جریان روی سرریزهای پلکانی مسطح

مهدی شکری کاوه^۱، فرزین سلماسی^{۲*} ID، اکرم عباسپور^۱

۱. دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی آب، گرایش سازه‌های آبی، دانشکده کشاورزی، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

۲. دانشیار، گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

برای جلوگیری از فرسایش و کاهش انرژی جنبشی در هنگام عبور جریان از روی سرریز یک سد، باید در انتخاب نوع سرریز دقت لازم را بکار برد. یک راه حل ممکن، استفاده از سرریز پلکانی به جای سرریز صاف (بدون پله) است. سرریز پلکانی از جمله سازه‌های هیدرولیکی شناخته شده است که به دلیل داشتن سطح ناهموار، تاثیر زیادی بر استهلاک انرژی جریان دارد. در این تحقیق، مدل‌های عددی از سرریز پلکانی دارای شیب و پله‌های مختلف برای بررسی شرایط جریان مورد بررسی قرار گرفت. برای شبیه‌سازی جریان روباز از نرم افزار ANSYS و مدل آشفتگی k-ε استفاده شد. میدان حل جریان تا رسیدن باقیمانده‌ها به مقدار 10^{-7} ادامه یافت. در تحقیق حاضر، برای بررسی دقیق پدیده اختلاط دو فاز آب و هوا و رفتار سطح آزاد جریان، از شبیه‌سازی عددی و با کاربرد مدل Volume of Fluid (VOF) استفاده شد. در مقایسه با مدل‌های ساده‌تر مانند Mixture که صرفاً بر اساس میانگین‌گیری از خواص دو فاز عمل می‌کند، مدل VOF با تفکیک دقیق فازها و در نظر گرفتن آثار سطح مشترک، قادر به شبیه‌سازی دقیق‌تری از پدیده‌هایی مانند اختلاط سیال‌ها، جریان‌های توربولانسی و انتقال حرارت در جریان‌های چندفازی است. بخشی از مشخصات هیدرولیکی که در طراحی سرریزهای پلکانی مدنظر قرار گرفت، شامل فشار روی سطوح پله‌ها، توزیع سرعت روی پله‌ها و استهلاک انرژی است. نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی با تعدادی از مدل‌های آزمایشگاهی مقایسه شد و نتایج حاکی از هماهنگی قابل قبول مدل عددی با مدل‌های فیزیکی بود. نتایج نشان داد که با افزایش دبی جریان و شیب سرریز، استهلاک انرژی جریان کاهش می‌یابد. در سرریز ۵ پله‌ای به ازای دبی ۰/۰۶۳ متر مکعب بر ثانیه، مقدار استهلاک انرژی در شیب ۲۶/۶ درجه از ۸۵ درصد به مقدار ۸۲ درصد در شیب ۴۵ درجه رسیده که کاهش ۳ درصدی را نشان می‌دهد. در یک سرریز با ارتفاع ثابت، با افزایش تعداد پله، مقدار استهلاک انرژی به دلیل کوچک شدن ابعاد پله کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی

استهلاک انرژی

شبیه‌سازی عددی

سرریز پلکانی

مدل تلاطم

توزیع سرعت

ANSYS

۱- مقدمه

اضافه‌ای از روی تاج سرریز تخلیه می‌شود که ممکن است سرعت‌های بالایی ایجاد کند و آسیب‌های جدی به سرریز یا ساختار سد وارد آورد. یکی از انواع سرریزها، سرریز پلکانی است که به طور خاص برای استهلاک انرژی جنبشی طراحی شده است

سرریزها، سازه‌هایی برای تسهیل رهاسازی سیلاب از روی سدها و جلوگیری از آسیب به آنها هستند. در مواقعی که دبی ورودی به مخازن سدها بیش از مصرف پایین‌دست است، آب

* رایانامه نویسنده مسئول: salmasi@tabrizu.ac.ir - ORCID: 0000-0002-1627-8598

کپی‌رایت © ۲۰۲۵، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



[1]. این سرریزها معمولاً دارای پله‌های افقی مسطح و ارتفاع یکنواخت هستند و به منظور تخلیه ایمن سیلاب و جلوگیری از فرسایش بدنه پایین دست در سازه‌های هیدرولیکی کاربرد دارند [2].

سرریزهای پلکانی همچنین در تصفیه‌خانه‌های آب برای بهبود کیفیت آب، مانند افزایش اکسیژن و حذف ترکیبات آلی، استفاده می‌شوند [3]. با طراحی پلکانی، میزان استهلاك انرژی افزایش می‌یابد که می‌تواند عمق حفاری حوضچه آرامش، طول و ارتفاع دیواره‌های جانبی را کاهش داده و صرفه‌جویی‌های اقتصادی قابل توجهی در ساخت سدها به همراه داشته باشد [4].

هیدرولیک جریان در سرریزهای پلکانی به دلیل عبور جریان دو فازی آب-هوا و وجود پله‌ها، پیچیدگی‌های زیادی دارد و منجر به افزایش نرخ اتلاف انرژی می‌شود. یکی از ویژگی‌های بارز این سرریزها، فرآیند ورود و اختلاط هوا با آب در جریان است. حباب‌های هوا به دلیل نوسانات جریان و نزدیکی به سطح آزاد ایجاد می‌شوند؛ این هوا به طور مداوم حبس و سپس رها می‌شود، به طوری که وقتی انرژی جنبشی تلاطم افزایش یابد، قادر به غلبه بر کشش سطحی و نیروی ثقل می‌شود [5]. از اوایل دهه ۱۹۶۰، با توسعه ساخت سدها از مصالح بتن غلطکی فشرده (RCC) تکنولوژی جدید این مصالح و سرریزهای پلکانی توجه زیادی را جلب کرده است. سرریزهای پلکانی با این نوع مصالح سازگاری مناسبی دارند و بنابراین، این روش ساخت اهمیت بیشتری یافته است [6]. چانسون (۱۹۹۴) نشان داد که جریان‌های چرخشی با توجه به شیب سرریز، در رژیم غیرریزشی متفاوت هستند [7]. برای پله‌های مسطح، حفره‌های سیال چرخشی به شکل نازک و مستطیلی است و گردابه‌های بزرگ نمی‌توانند به طور کامل حفره را پر کنند. این گرداب‌ها ممکن است با الگوی جریان پله‌های بعدی تداخل ایجاد کنند. در این حالت، عوامل مؤثر در جریان شامل فاصله بین لبه‌های پله‌ها و عمق جریان هستند. جریان در ابتدا صاف و عاری از هوا است تا به نقطه‌ای به نام "نقطه شروع هواگیری" برسد. در پایین دست این نقطه، هوا از سطح آزاد به جریان متلاطم وارد می‌شود و به تدریج مقدار هوای بیشتری را به داخل جریان می‌افزاید؛ متوسط ورود هوا به جریان معمولاً بین ۳۰ تا ۶۰ درصد متغیر است. اگر اثر تراکم‌پذیری سیال دو فازی نادیده گرفته شود، می‌توان جریان را به عنوان یک سیال با چگالی متوسط

بررسی کرد [8]. در سرریزهای پلکانی، رشد لایه مرزی آشفته تا رسیدن به سطح آزاد ادامه می‌یابد و در این هنگام، آشفتگی‌ها می‌توانند هوادهی سطح جریان را آغاز کنند [7].

ANSYS یک نرم‌افزار پیشرفته است که امکان شبیه‌سازی مسائل مرتبط با دینامیک سیالات، مهندسی شیمی، هیدرودینامیک و دیگر زمینه‌های مهندسی را فراهم می‌کند. در این تحقیق، از ANSYS CFX به عنوان ابزاری برای دینامیک سیالات محاسباتی (CFD) بهره گرفته می‌شود. CFD یک ابزار ریاضی است که حرکت سیال را از طریق حل معادلات غیرخطی و اعمال شرایط مرزی مشخص تحلیل می‌کند. دقت شبیه‌سازی‌های CFD به دقت عددی، هزینه محاسبات و کیفیت مدل‌سازی وابسته است.

ملک‌زاده و همکاران (۲۰۲۲) مدل عددی را با استفاده از نرم‌افزار FLUENT و روش المان محدود برای پیش‌بینی جریان سطح آزاد در سرریز لبه پهن مستطیلی مورد استفاده قرار دادند و از مدل $k-\epsilon$ برای تحلیل جریان آشفته بهره بردند [9]. ساویج و همکاران (۲۰۰۱) نیز یک مدل آزمایشگاهی با مشخصات هندسی سرریز اوجی استاندارد طراحی کردند که در آزمایشگاه یوتا ساخته شده و شامل تحلیل دبی و فشار می‌شود [10]. آن‌ها داده‌های مدل آزمایشگاهی، عددی و منحنی‌های استاندارد اداره احیای اراضی آمریکا و گروه مهندسين ارتش آمریکا را مقایسه کردند.

سرکریان و احدیان (۲۰۲۰) با استفاده از نرم‌افزار Ansys CFX، جریان روی سرریزهای پلکانی را شبیه‌سازی کردند. نتایج نشان داد که تأثیر دبی بر استهلاك انرژی بیشتر از تأثیر شیب و تعداد پله‌ها است. با افزایش دبی، شیب سرریز و تعداد پله‌ها، تأثیرگذاری پله‌ها بر استهلاك انرژی کاهش می‌یابد. آن مطالعه، نشان داد که مدل عددی CFX به لحاظ دقت نتایج و هزینه محاسبات می‌تواند جانشین مناسبی برای روش‌های آزمایشگاهی پرهزینه باشد [11]. ثاقب و همکاران (۲۰۲۲)، در بررسی مدل عددی جریان روی سرریزهای پلکانی، اتلاف انرژی و فشار را مطالعه کردند. نتایج نشان داد که سرریزهای با پلکان منحنی در دبی‌های جریان پایین، سه درصد بیشتر از سرریزهای ساده انرژی اتلاف می‌کنند، اما در دبی‌های بالاتر اتلاف قابل توجهی نشان نمی‌دهند. سرریزهای ساده پلکانی، فشار منفی بیشتری دارند و در نتیجه مستعد کاویتاسیون هستند. آن‌ها بیان کردند که استفاده از سرریز با پلکان منحنی می‌تواند احتمال کاویتاسیون را کاهش دهد

[12]. فاروق و همکاران (۲۰۲۴) در مطالعه عددی به ارزیابی سرریزهای پله‌ای مسطح و حوضچه‌دار با استفاده از مدل $k-\epsilon$ turbulence پرداختند. چهار پیکربندی بررسی شد و رفتار جریان در سرعت‌های ۰/۴۵ تا ۰/۷ متر بر ثانیه تحلیل شد. نتایج نشان داد که سرریزهای حوضچه‌دار نسبت به سرریزهای مسطح در اتلاف انرژی عملکرد بهتری دارند. همچنین سرریزهای حوضچه‌دار به ویژه در جریان غیرریزشی، عملکرد بهتری نسبت به سرریزهای مسطح دارند. آنها پیشنهاد کردند که نیاز به پژوهش‌های بیشتر در شرایط دبی بالا وجود دارد [13].

گوندر و همکاران (۲۰۱۳) چهار مدل مختلف سرریز پلکانی را بررسی کردند و میزان اختلاط هوا و افت انرژی را تحلیل نمودند [14]. نتایج آن‌ها نشان داد که کمترین افت انرژی در سرریز پلکانی با پله‌های افقی مشاهده شده است، در حالی که سرریزهای نیم آستانه‌دار، مزیت ویژه‌ای نسبت به نوع آستانه‌دار کامل نداشتند.

در طی چهل سال گذشته، تحقیقات متعددی روی جریان‌ات عبوری از تنداب‌های پلکانی انجام شده که شامل کارهای سورنسن [15]، پیراس و همکاران [16]، کریستودولو [17]، چمنی و راجاراتنام [18]، چینارسی و وانگ وایز [19] و سلماسی و صمدی [20] می‌باشد. با این حال، تنها در تعداد محدودی از مقالات به جریان‌ات کاملاً متلاطم با هوادهی سطحی قوی در تنداب‌های پلکانی پرداخته شده است [21].

الگوی جریان عبوری از تنداب پلکانی با هندسه معین، به صورت یکی از رژیم‌های ریزشی، انتقالی و یا غلتشی می‌باشد. نوع رژیم جریان تشکیل شده روی این سازه‌ها تابعی از دبی و هندسه پله‌ها است [22]. در دبی‌های پایین، جریان آب به صورت جت‌های ریزشی و در میان یک سری حوضچه‌های غوطه‌وری (Plunge Pool) از پله‌ای به پله دیگر روی تنداب پلکانی منتقل می‌شود که به این نوع الگوی جریان، در اصطلاح رژیم جریان ریزشی می‌گویند [23]. در دبی‌های نسبتاً متوسط، جریان بینابینی یا انتقالی مشاهده می‌شود که از مشخصه‌های بارز آن می‌توان به رفتار آشفته جریان، برخورد شدید جت آب به کف پله‌ها، پاشش قطرات آب به هوا در پایین دست نقطه شروع هوادهی و ایجاد ریزگردابه‌ها در زیر جت عبوری جریان در پله‌های انتهایی و تشکیل جریان استخری و وجود حفره هوا (Air Cavity) در پله‌های اولیه تنداب اشاره نمود. به عبارت دیگر در این نوع رژیم، الگوی جریان در

برخی از پله‌های بالادست به صورت نسبتاً ریزشی و در برخی از پله‌های پایین دست به صورت غلتشی مشاهده می‌شود. خط متصل‌کننده لبه خارجی پله‌ها که موازی شیب طولی تنداب است را می‌توان به عنوان خط کف مجازی (Pseudo Bottom) تنداب در نظر گرفت که در دبی‌های زیاد، جریان عبوری به صورت غلتش بر روی این خط به پایین دست تنداب منتقل می‌شود و به آن رژیم جریان غلتشی می‌گویند. جریان غلتشی شامل چرخابه‌های (Recirculation) قوی همراه با الگوهای گردابه‌ای سه بعدی می‌باشد [24]. همچنین در این نوع جریان، یکسری ریزگردابه (Eddies) در گوشه پله‌ها تولید می‌شود. برای به کمیت درآوردن رژیم جریان روی مدل فیزیکی سرریز پلکانی، بیشتر پژوهشگران از پارامترهای بی بعد d_c/h و h/l استفاده نموده اند که d_c معرف عمق بحرانی جریان و h و l به ترتیب ارتفاع و طول هریک از پله‌های سرریز است. پارامتر بی بعد h/l ، بیانگر شیب سرریز پلکانی است.

در این مطالعه، از نرم‌افزار Ansys cfx به دلیل سهولت استفاده و قابلیت‌های فراوان آن در حل و آنالیز جریان‌های مختلف، برای شبیه‌سازی جریان از روی یک سرریز پلکانی استفاده می‌شود. برای شبیه‌سازی مدل آشفتگی از مدل $k-\epsilon$ و برای بررسی اختلاط بین دو فاز آب - هوا و سطح آزاد جریان، از مدل Volume of Fluid (VOF) استفاده شده است. این مدل، به طور خاص برای شبیه‌سازی جریان‌هایی که دارای سطح مشترک متحرک بین دو سیال هستند، طراحی شده است. این مدل می‌تواند پدیده‌های سطحی مانند اختلاط هوا با جریان آب، موج‌ها و کاویتاسیون را با دقت بالا شبیه‌سازی کند. مدل VOF از چندین روش برای تفکیک فازها استفاده می‌کند. ۱- روش حجم سیال: در این روش یک تابع مشخصه برای هر سلول محاسباتی تعریف می‌شود که نشان دهنده نسبت حجم هر فاز در آن سلول است. ۲- روش سطح مشترک (Interface Tracking): در این روش، سطح مشترک بین دو فاز به صورت صریح ردیابی می‌شود. این روش معمولاً از تکنیک‌های شبکه‌بندی مجدد (Re-meshing) یا روش سطحی (Level Set) استفاده می‌کند تا مرز بین فازها را با دقت بالا مشخص کند. شبکه محاسباتی در این دو حالت به طور مداوم با تغییرات سطح مشترک به روزرسانی می‌شود.

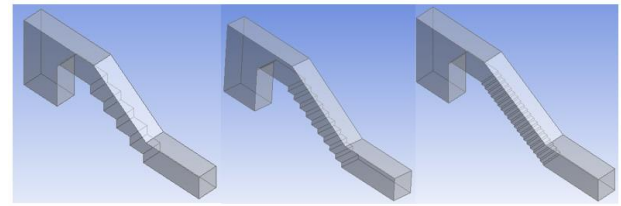
دقت بیشتر و هماهنگی با شرایط واقعی، شبیه‌سازی عددی به صورت سه بعدی در نرم افزار ANSYS انجام می‌شود. در شکل (۱)، ایجاد مدل هندسی سرریز پلکانی برای شیب ۲۶/۶ درجه ارائه شده است.

۲-۱- شبکه‌بندی و شرایط مرزی

بعد از تولید هندسه مسئله مورد نظر، گام بعدی در انجام مدل‌سازی عددی این است که دامنه حل را به تعدادی حجم‌های محدود، گسسته‌سازی کرد. بدین منظور، ابتدا باید یک شبکه مناسب روی هندسه ایجاد شود. در حقیقت، شبکه ایجاد شده روی جواب نهایی تاثیر بسیار زیادی می‌گذارد. به شکلی که در این بخش به صورت آزمون و خطا مدل را با شبکه بندی از نوع مش با اندازه‌های مختلف اجرا نموده و بهترین اندازه مش را که نتایج با همگرایی بالا را بدنبال داشت به عنوان مش نهایی انتخاب شد. البته باید توجه داشت که علاوه بر همگرایی نتایج، مدت زمان اجرای مدل توسط نرم افزار نیز از اهمیت بالایی برخوردار است. پس در هنگام انتخاب اندازه مش‌ها باید به هر دو مطلب همگرایی نتایج و مدت زمان اجرای نرم‌افزار توجه نمود. برای شبکه‌بندی دامنه حل، باید دید درستی نسبت به مسائل دینامیک سیالات داشت تا بتوان پیش‌بینی درستی از نواحی با گرادیان‌های زیاد، سرعت، فشار داشت و با توجه به گرادیان پارامترهای مختلف، تراکم شبکه در مناطق مختلف را تنظیم کرد.

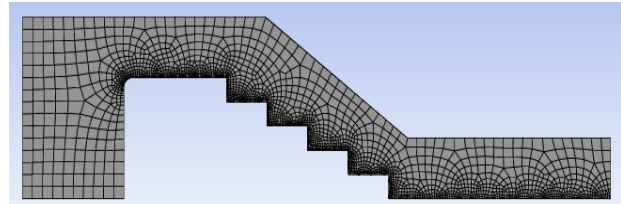
در این پژوهش، برای پلکان‌های سرریز که نوسانات سرعت و فشار وجود دارد، ابعاد مش‌ها کوچکتر انتخاب می‌شود. در سایر نقاط مدل، برای اینکه حجم معادلات عددی و زمان آنالیز مدل کاهش یابد، از مش‌هایی با ابعاد متوسط استفاده شد. به عنوان نمونه، در شکل (۲) قسمتی از شبکه‌بندی برای مدل هندسی از سرریز پلکانی ارائه شده است.

شناخت شرایط حاکم بر محیط دامنه حل، از جمله نکات مهم در مش‌بندی است. در مسئله حاضر با توجه به سطح آزاد جریان و حضور جریان دو فازی آب و هوا، مش بندی دامنه حل دارای تنوع گوناگونی از اندازه‌ها است. زیرا بخشی از دامنه حل که سیال در آن جریان دارد، با توجه به انجام مدل‌سازی برای جریان سیال و وجود تغییرات گرادیانی مختلف و آشفتگی‌ها و تشکیل گردابه‌های جریان در حد فاصل بین لبه‌های افقی و عمودی پله‌ها نیاز به مش



شکل ۱. مدل هندسی سرریز پلکانی برای شیب ۲۶/۶ درجه و تعداد پله‌های ۵، ۱۰ و ۲۰

Fig. 1. Geometrical model of the stepped spillway for the slope of 26.6 degrees and the number of steps 5, 10 and 20



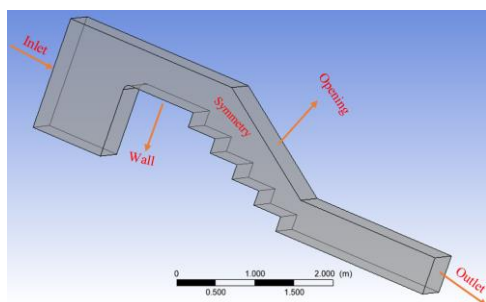
شکل ۲. مقطع طولی از سرریز پلکانی ۵ پله‌ای با شبکه بندی مدل هندسی

Fig. 2. Two-dimensional longitudinal cross-section of a 5-stepped spillway including geometric model elements

در تحقیق حاضر در مجموع، تعداد ۹ مدل سرریز پلکانی برای شبیه‌سازی عددی در نظر گرفته شد. این مدل‌ها دارای شیب ۲۶/۶، ۳۹/۳۱ و ۴۵ درجه با تعداد پله‌های ۵، ۱۰ و ۲۰ انتخاب شدند. شبیه‌سازی عددی، به صورت سه بعدی و جریان غیرمماندار انجام می‌شود. تحلیل میدان فشار، غلظت هوای ورودی، میدان سرعت و استهلاك انرژی از اهداف این مطالعه است.

۲- مواد و روش‌ها

در این مطالعه، از ابعاد سرریز پلکانی در تحقیق گوندرو همکاران [14] استفاده شد. شیب سرریز در مطالعه آنها ۲۶/۶ درجه و عرض سرریز ۰/۵۲ متر است. ارتفاع پله‌ها ۱۰ سانتی‌متر و طول پله‌ها ۲۰ سانتی‌متر است. پله‌ها از جنس چوب و دیواره‌ها از پلکسی گلاس شفاف برای دیدن واضح جریان ساخته شد. در مطالعه حاضر، علاوه بر شیب ۲۶/۶ درجه، از دو شیب دیگر ۳۹/۳۱ و ۴۵ درجه نیز برای شبیه‌سازی عددی استفاده می‌شود تا اثر شیب بر پارامترهای جریان شناخته شود. همچنین از تعداد پله‌های ۵ و ۲۰ نیز استفاده می‌شود تا اثر پله‌ها بر مشخصات جریان بررسی شود. در مجموع، تعداد ۹ مدل سرریز پلکانی برای شبیه‌سازی عددی در نظر گرفته شد. مدل‌ها برای دو دبی مختلف اجرا می‌شوند. عرض سرریز در تمام مدل‌ها ۰/۵۲ متر است و علت این انتخاب مقایسه نتایج با مدل فیزیکی است. برای حصول



شکل ۶. اعمال شرایط مرزی

Fig. 6. Specification of different boundary conditions

پارامتر انحراف یکی از معیارهای اصلی تعیین کیفیت شبکه است که باید هنگام تولید شبکه رعایت شود. محدود این پارامتر نیز بین ۰ تا ۱ متغیر است و هرچه مقدار این پارامتر به عدد صفر نزدیکتر باشد، مش از کیفیت بهتری برخوردار است. در این تحقیق، پارامتر انحراف دارای مقدار متوسط ۰/۱۳۴۸ است و در محدوده خوبی قرار دارد (شکل ۴).

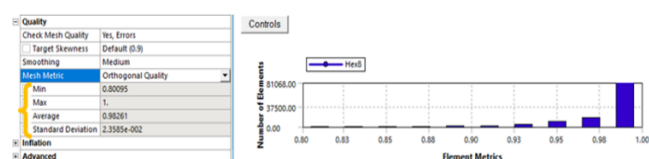
در این تحقیق، شبیه‌سازی عددی به صورت سه بعدی انجام می‌گیرد و نحوه مش‌بندی سرریز پلکانی ۵ پله‌ای در CFX در شکل (۵) آورده شده است.

شرایط مرزی برای حوزه سیال در تمام سطوح اعمال شد. دبی جرمی در ورودی و فشار در مرز خروجی اعمال می‌شود. کف یا بستر به عنوان دیوارهای صاف با شرایط مرزی بدون لغزش تعریف شده اند. سطح بالایی به عنوان مرز باز با کشش و فشار نسبی صفر تعریف شده است، این تعریف شرایط جریان سطح آزاد را مشخص می‌کند. کناره‌ها به عنوان مرز تقارن برای کاهش محاسبات تعریف شد. شکل (۶) این شرایط مرزی را نشان می‌دهد.

۲-۲- معادلات حاکم بر جریان

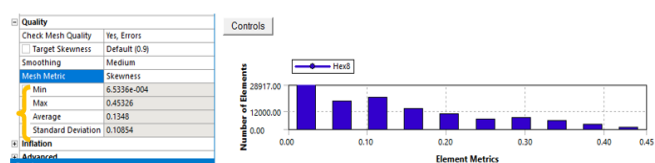
میدان سرعت نوسانی یکی از ویژگی‌های اصلی جریان‌های آشفته است. این نوسانات منجر به اختلاط مقادیر بردار منتقل شده مانند انرژی و تکانه می‌شود. معادلات حاکم آنی برای جدا کردن مقیاس‌های کوچک و به صورت میانگین زمانی محاسبه می‌شوند. در نتیجه، مجموعه‌ای از معادلات کم‌هزینه‌تر حاوی متغیرهای با مجهول کمتری به دست می‌آید. این متغیرهای ناشناخته (تلاطم) بر حسب متغیرهای مدل‌سازی شده در مدل‌های آشفته محاسبه می‌شوند. این روش میانگین‌گیری زمانی را میانگین‌گیری رینولدز

با اندازه کوچک‌تر نسبت به سایر نقاط دامنه حل دارد. در حالی که برای نقاط دورتر از ناحیه جریان سیال، به شبکه‌های بزرگتری نیاز است. برای تعیین کیفیت مش دو پارامتر متعامد بودن شبکه و انحراف شبکه مورد بررسی قرار گرفت. محدوده متعامد بین ۰ و ۱ متغیر است و توصیه می‌شود که این مقدار نزدیک به یک باشد. عدد یک نشان می‌دهد که زوایای سلول‌ها به ۹۰ درجه تمایل دارند و محاسبات را برای حل معادلات آسان می‌کند. در شکل (۳) میانگین مقدار معیار متعامد ۰/۹۸۲۶ است و مقدار مناسبی است.



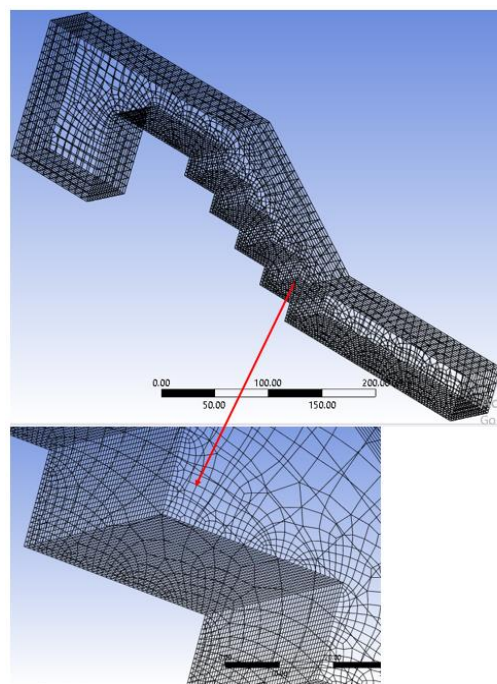
شکل ۳. معیار متعامد بودن شبکه در مدل‌های شبیه‌سازی شده در این تحقیق

Fig. 3. Criterion of mesh orthogonality in simulated models in this study



شکل ۴. معیار پارامتر انحراف شبکه در این تحقیق

Fig. 4. Criterion of mesh deviation parameter in this study



شکل ۵. چگونگی مش‌بندی سرریز پلکانی ۵ پله‌ای در CFX

Fig. 5. Meshing for a stepped spillway with a slope of 26.6 degrees and the number of step 5

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho k u_i) = \quad (4)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ \left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right\} + G_k - \rho \varepsilon$$

نرخ استهلاك و یسکوز انرژی جنبشی آشفته (E)

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \varepsilon) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho \varepsilon u_i) = \quad (5)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ \left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right\} + C_{\varepsilon l} \frac{\varepsilon}{k} G_k - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k}$$

که در آن μ_t از رابطه زیر بدست می آید:

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (6)$$

و جایی که G_k تولید انرژی جنبشی آشفته است که:

$$G_k = \mu_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (7)$$

مقدار C_μ یک ثابت تجربی است و برابر ۰/۰۹ فرض می شود.

مدل چندفازی اتخاذ شده برای بررسی اندرکنش بین دو فاز

سیال (آب و هوا) مدل همگن VOF بود که یک مجموعه

معادلات حرکت را در دامنه حل کرده و حجم دو فاز را در هر

سلول به عنوان یک کسر ذخیره می کند در جریان سطح آزاد، برخی

از این سلول ها خالی هستند، برخی پر از مایع و برخی دیگر جزئی

اشغال شده اند. به همین دلیل، درصد اشغال بین ۰ تا ۱ توسط

پژوهشگران ارائه شده است (هیرت و نیکولز ۱۹۸۱ و نیک سرشت

و همکاران ۲۰۰۹). معادله (۸) برای تعریف درصد مایع در حجم ها

استفاده می شود:

$$\frac{\partial a_w}{\partial t} + u_i \frac{\partial a_w}{\partial x_i} = 0 \quad (8)$$

که در آن a_w کسر حجمی آب، t زمان و u_i سرعت در جهت

x_i است. مجموع کسرهای حجمی آب و هوا برابر واحد است.

بنابراین کسر حجمی هوا (a_a) بصورت معادله (۹) محاسبه

می شود:

$$a_a = 1 - a_w \quad (9)$$

با توجه به معادله (۸)، اگر a_w برابر با ۱ باشد، نشان دهنده پر بودن

سلول از آب است، و اگر a_w برابر صفر باشد یعنی سلول پر از هوا

است. برای $0 < a_w < 1$ درصدی از سلول آب و درصدی از آن هوا

است. با حل معادله ۱ برای جزء حجمی آب (a_w)، جزء حجمی در

کل میدان حل تعیین می شود.

می گویند. وقتی این کار تکمیل شد، متغیرهای حل در معادله ناویر

استوکس به اجزای میانگین (میانگین زمان) و مولفه های نوسان

(تجزیه رینولدز) تقسیم می شوند. برای مولفه های سرعت، سرعت

کل به صورت زیر نوشته می شود:

$$u_i = \bar{u}_i + u'_i \quad (1)$$

که در آن $(\bar{u}_i)$ و (u'_i) به ترتیب مولفه های متوسط و سرعت

هستند.

رایج ترین معادلات مورد استفاده در CFD معادلات رینولدز

میانگین ناویر استوکس هستند که به صورت مجموعه ای از دو

معادله یعنی معادله پیوستگی و معادله تکانه بیان می شود.

• معادله پیوستگی

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho u_i) = 0 \quad (2)$$

• معادله مومنتم

$$\frac{\partial(\rho u_i)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i u_j)}{\partial x_i} = \quad (3)$$

$$-\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \mu \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] + \frac{\partial(-\rho \overline{u'_i u'_j})}{\partial x_j}$$

در معادلات فوق، u_i مولفه سرعت در جهت x ، u_j مولفه

سرعت در جهت y ، P' فشار اصلاح شده، P فشار، k کارمایه

جنبشی آشفته گی، ρ چگالی، μ ویسکوزیته دینامیکی و جملات

$-\rho \overline{u'_i u'_j}$ به عنوان تنش رینولدز شناخته می شوند.

مدل $k - \varepsilon$ ، معروف ترین مدل دو معادله ای می باشد. چرا که

یک مدل نیمه تجربی قدرتمند، به صرفه و با دقت کافی برای بازه

وسعی از جریان های آشفته است و از این لحاظ به مدلی بسیار

پرطرفدار در شبیه سازی های جریان و انتقال حرارت تبدیل شده

است. در این مدل، از دو متغیر برای توصیف آشفته گی میدان جریان

استفاده می شود:

• انرژی جنبشی جریان آشفته (k)

• نرخ استهلاك ویسکوز انرژی جنبشی آشفته (ε)

k انرژی جنبشی آشفته است که به عنوان واریانس نوسانات

سرعت تعریف می شود و دارای واحد ابعادی $L^2 T^{-2}$ است و ε

استهلاك ادی آشفته گی است و دارای واحد ابعادی $L^2 T^{-3}$ است.

این مقادیر از معادلات زیر به دست می آیند:

انرژی جنبشی آشفته گی (k)

باقیمانده معادلات را کاهش دهد. میدان حل جریان تا رسیدن باقیمانده‌ها به مقدار 10^{-7} ادامه یافته است.

برای محاسبه افت انرژی سرریز، از معادلات (۱۰ تا ۱۲) استفاده می‌شود. در این معادلات، H_{spillway} ارتفاع سرریز، y_0 عمق آب روی تاج سرریز، V_0 سرعت نزدیک شونده، g شتاب ثقل، y_1 عمق آب در پایین‌دست سرریز، E_0 انرژی روی تاج سرریز، E_1 انرژی در پایین‌دست سرریز و ΔE افت انرژی بین دو مقطع روی تاج سرریز و مقطع قبل از پرش هیدرولیکی است. در شکل (۸)، جزئیات عوامل هندسی سرریز پلکانی، به همراه رشد لایه مرزی و نقطه ورود هوا نشان داده شده است تا درک بهتری از هیدرولیک جریان صورت پذیرد.

$$E_0 = H_{\text{spillway}} + y_0 + \frac{V_0^2}{2g} \quad (10)$$

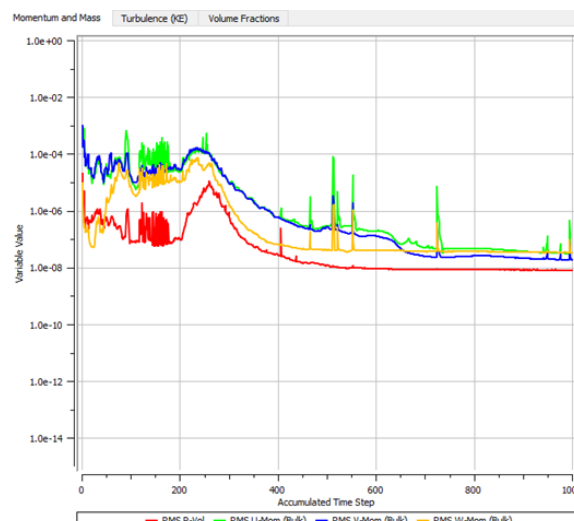
$$E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (11)$$

$$\frac{\Delta E}{E_0} \times 100 = \frac{E_0 - E_1}{E_0} \times 100 \quad (12)$$

۳- نتایج و بحث

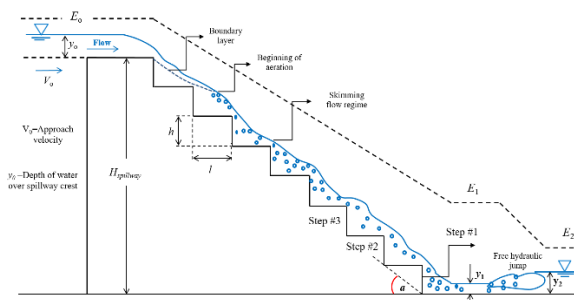
در این تحقیق مجموعاً نه سرریز در سه زاویه متفاوت $26/6^\circ$ ، $39/31^\circ$ و 45° با سه تعداد پله متفاوت ۵، ۱۰ و ۲۰ پله مورد بررسی قرار گرفته‌اند. برای هر یک از این نه هندسه، دو دبی جرمی متفاوت سیال به عنوان شرط مرزی ورودی در نظر گرفته شده است.

خطوط کسر حجمی در یک سرریز پلکانی به تجسم توزیع مخلوط هوا و آب در جریان روی سرریز اشاره دارد. کسر حجمی نسبت حجم هوا به حجم کل آب و هوا در جریان است. این اطلاعات می‌تواند برای بهینه‌سازی طراحی سرریز به منظور بهبود کارایی و اثربخشی آن در اتلاف انرژی یا کاهش فرسایش ناشی از آن استفاده شود. خطوط دو فاز مجزا، یعنی آب با حجم کسری یک، هوا به عنوان صفر، و مخلوطی با کسر حجمی بین صفر و یک می‌باشد. هوادهی در سرریزهای پلکانی، هم در رژیم جریان ریزشی و هم غیر ریزشی اتفاق می‌افتد. در حالی که سازوکار هوادهی در این دو رژیم جریان متفاوت است (شکل ۹). در جریان ریزشی، هوادهی به دلیل تلاطم تولید شده در نقطه برخورد ریزش تیغه آب بر کف پله ایجاد می‌شود، در حالی که در جریان غیرریزشی، هوادهی زمانی شروع می‌شود که تلاطم در لایه مرزی در سطح آزاد پدیدار می‌شود.



شکل ۷. روند تغییرات حل معادلات اندازه حرکت و جرم نسبت به زمان

Fig. 7. Changes in the solution of the equations of momentum and mass vs. time



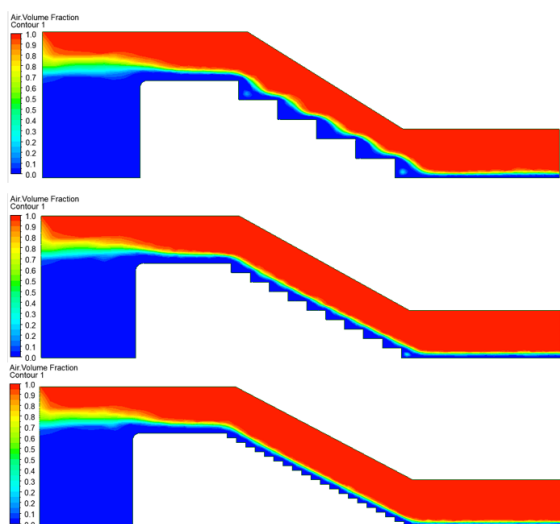
شکل ۸. عوامل هندسی در سرریز پلکانی، به همراه رشد لایه مرزی و نقطه ورود هوا

Fig. 8. Geometrical factors in stepped spillway, along with boundary layer growth and air entry point

این معادلات با استفاده از روش‌های گسسته‌سازی مانند روش حجم محدود (FVM) به صورت عددی حل می‌شوند. راه حل با تقسیم دامنه محاسباتی به سلول‌های کوچک و حل معادلات هر سلول به دست می‌آید. پاسخ‌ها سپس به‌طور مکرر به‌روزرسانی می‌شوند تا همگرایی حاصل شود. علاوه بر معادلات ناویر-استوکس، معادلات دیگر، مانند مدل‌های آشفته‌گی و سرعت واکنش ممکن است بسته به مسئله خاص مورد مطالعه در شبیه‌سازی‌های CFD گنجانده شوند.

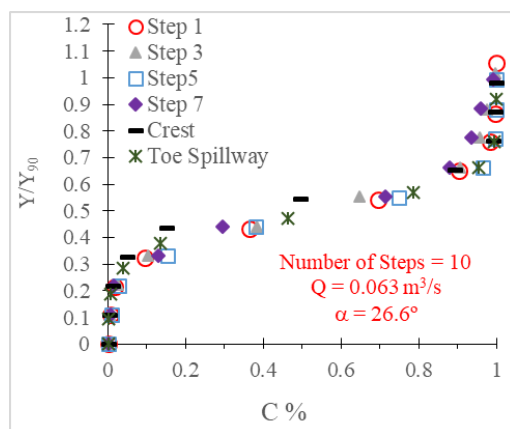
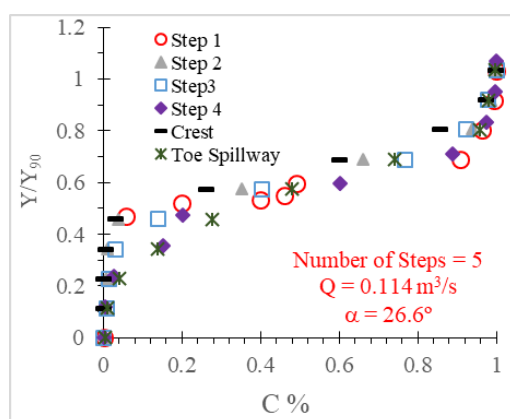
در شکل (۷) روند تغییرات حل معادلات اندازه حرکت و جرم (Momentum and Mass) نسبت به زمان ارائه شده است. در این تحقیق، مدت زمان تعیین شده برای شبیه‌سازی، ۴۰ ثانیه با گام‌های زمانی ۰/۰۴ در نظر گرفته شد. کنترل همگرایی حداکثر بین ۱ تا ۱۰ تکرار برای هر مرحله زمانی تعیین شده است تا مقادیر

باعث تلاطم جریان و ورود هوا به جریان می‌شود. این ورود هوا،



شکل ۹. کانتور کسر حجمی هوا در سرریز ۵، ۱۰ و ۲۰ پله ای با دبی ۰/۰۶۳ متر مکعب بر ثانیه در شیب ۲۶/۶ درجه.

Fig. 9. Air volume fraction contour in 5, 10 and 20-step spillway with a flow rate of 0.063 m³/s at a slope of 26.6 degrees



شکل ۱۰. توزیع غلظت هوا در سرریزهای پلکانی مختلف با زاویه ۲۶/۶ در دو دبی ۰/۰۶۳ و ۰/۱۱۴ متر مکعب بر ثانیه.

Fig. 10. Distribution of air concentration in different stepped spillways with an angle of 26.6 at two flow rates of 0.063 and 0.114 m³/s

ویژگی‌های جریان هوا-آب برای همه مدل‌های سرریزهای پلکانی در شبیه‌سازی حاضر مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. با فرض اطمینان از توسعه کامل جریان آب، غلظت هوا در موارد مختلف اساساً یکسان بود. توزیع غلظت هوا برای زاویه ۲۶/۶ درجه برای دو دبی مختلف با تعداد پله‌های متفاوت در شکل (۱۰) نشان داده شده است (برای اختصار، فقط برخی از شکل‌ها آورده شده است). تغییرات غلظت هوا در مخلوط هوا و آب با عدد بدون بعد y/y_{90} رسم شد که در آن y فاصله عمودی اندازه‌گیری شده از لبه هر پله در سرریز پلکانی تا سطح جریان است و y_{90} همانطور که توسط نورانی و همکاران [25] معرفی شد، عمق مشخصه‌ای است که در آن غلظت هوا ۹۰ درصد است.

با افزایش پارامتر بی بعد y/y_{90} غلظت هوا افزایش یافت. هنگامی که y/y_{90} بین ۰/۲ تا ۰/۴ است، غلظت هوا به سرعت افزایش یافته و به ۹۰٪ افزایش یافت. زیرا تلاطم شدید آب مقدار زیادی هوا ایجاد کرده و با ورود هوا به جریان سطح ویژه جریان افزایش یافت. راندمان هوا دهی با افزایش سطح تماس بین آب و هوا به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. هنگامی که y به سطح جریان آب نزدیک می‌شود، غلظت هوا به آرامی افزایش یافت، زیرا غلظت هوا در سطح، نزدیک به حد بالا بود بنابراین محتوای هوا به آرامی افزایش یافته است.

نتایج مشاهدات جریان هوا-آب شبیه سازی شده با مطالعه تجربی روی جریان آب- هوا انجام شده توسط گوند و همکاران [14] مقایسه شد (شکل ۱۱). نتایج حاصل رضایت بخش بود و بیشترین خطا ۴/۲۸ درصد بود. برای تعیین خطا از معادله زیر استفاده شد.

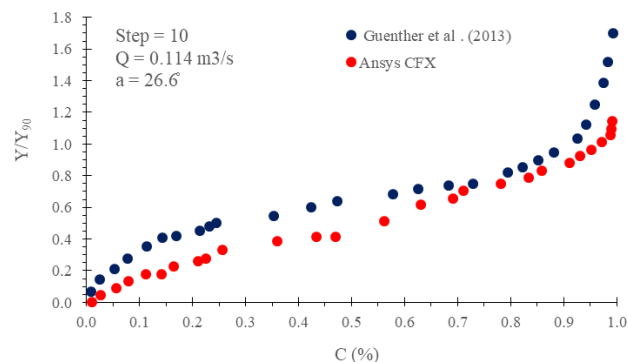
$$\text{Error} = \frac{Air_{\text{Experimental}} - Air_{\text{Numerical}}}{Air_{\text{Experimental}}} \quad (13)$$

در این تحقیق، عدم لحاظ ورود هوا به داخل سیال بر نتایج به ویژه استهلاك انرژی بررسی نشده و تمام شبیه‌سازی‌ها با در نظر گرفتن اختلاط هوا و آب انجام گرفت. چیزی که در واقعیت رخ می‌دهد، ورود مقادیر زیادی هوا به درون جریان از روی سرریزهای پلکانی است. در سرریزها سرعت زیاد آب باعث تلاطم جریان می‌شود و نتیجه این تلاطم ورود مقدار زیادی هوا به جریان است. سرعت زیاد جریان، زمانی حاصل می‌شود که شیب سرریز تند باشد. با افزایش شیب سرریز، سرعت جریان نیز بیشتر شده و

آن با آب، مقداری از استهلاك انرژی می‌کاهد. دلیل آن این است که وزن مخصوص هوا ۱۰۰ بار کمتر از آب است و ورود هوا مانند بالشتکی در آب عمل کرده و از تنش برشی بین لایه‌های آب کم می‌کند. هر چند این کاهش افت انرژی، در مقایسه با افت انرژی زبری‌های پله‌ها ناچیز است و به هر حال سرریز پلکانی سازه‌ای مهم در افزایش افت انرژی شناخته شده است.

برای نشان دادن این مسئله، سلماسی و آبراهام [26] به دو روش افت انرژی را اندازه‌گیری کردند. در روش اول عمق جریان قبل از پرش هیدرولیکی اندازه‌گیری شد که این عمق مملو از حباب‌های هوا بود. زیرا در نزدیکی پنجه سرریز قرار داشت و ورود هوا در پله‌های بالایی به وضوح در این مقطع از جریان قابل دیدن بود. در روش دوم، عمق ثانویه پرش هیدرولیکی اندازه‌گیری شد و با استفاده از رابطه اعماق مزدوج، عمق قبل از پرش محاسبه شد. در این روش عمق بدون هوادهی بدست آمد و برای محاسبه افت انرژی بکار برده شد. علت این است که عمق ثانویه پرش هیدرولیکی مکانی است در پایین دست سرریز که جریان آرام‌تر شده، جریان زیر بحرانی است و حباب‌های هوا درون آب ناپدید شده‌اند. نتایج نشان داد که کاربرد مستقیم عمق قبل از پرش هیدرولیکی میزان افت انرژی بیشتری را نشان می‌دهد. با افزایش دبی جریان، تفاوت بین افت انرژی جریان با استفاده از عمق قبل و بعد از پرش هیدرولیکی افزایش می‌یابد (حدود ۱۹/۵ درصد در حداکثر جریان).

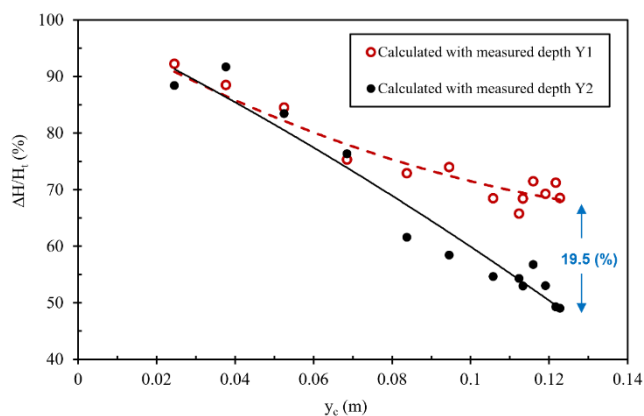
در شکل (۱۳) نتایج شبیه‌سازی عددی برای بررسی تغییرات فشار برای سرریز پلکانی با ۵ پله با دبی ۰/۰۶۳ و ۰/۱۱۴ مترمکعب بر ثانیه مورد بررسی قرار گرفته است. شش مقطع عمودی برای بررسی تغییرات فشار انتخاب شد که به ترتیب از پایین دست به بالادست سرریز عبارتند از: مقطع روی کف حوضچه آرامش، مقطع روی وسط پله اول، دوم، سوم، چهارم و مقطع روی تاج سرریز (پله پنجم). در این شبیه‌سازی ویژگی‌های هیدرولیکی فشار علاوه بر مرکز پله‌ها، در دو جهت طولی دیگر، لبه بیرونی و لبه داخلی نیز مورد بررسی قرار گرفت. چگونگی توزیع فشار در قسمت‌های مختلف سرریز برای سرریز ۵ پلکانی در شکل (۱۳) آورده شده است. مشاهده می‌شود که بیشترین فشار در مرکز پله‌ها و متمایل به لبه‌ها رخ می‌دهد و کمترین فشار در لبه‌های داخلی اتفاق می‌افتد. به منظور بررسی دقیق نحوه توزیع



شکل ۱۱. مقایسه هوادهی جریان در مدل عددی شبیه‌سازی شده با مدل

آزمایشگاهی گوندر و همکاران [14]

Fig. 11. Comparison of flow aeration in the simulated numerical model with the laboratory model of Gunder et al. [11]

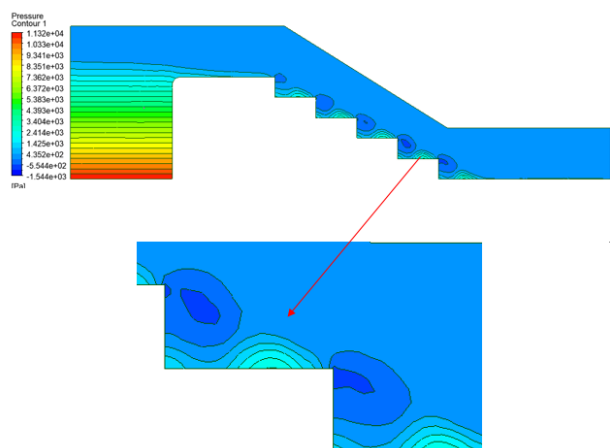


شکل ۱۲. تاثیر ورود هوا بر افت انرژی نسبی در سرریز پلکانی

Fig. 12. Effect of air entrainment on relative energy dissipation in stepped spillway

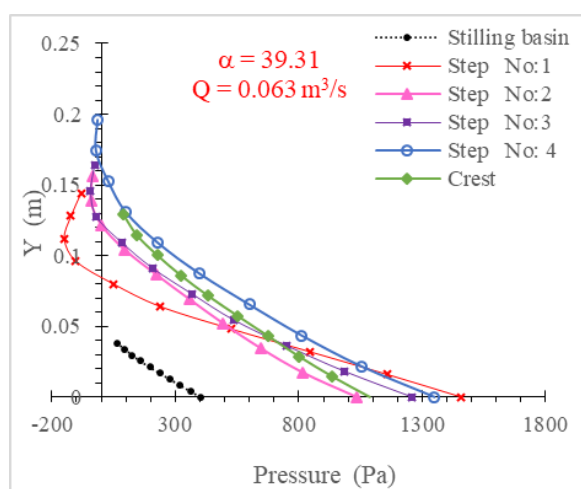
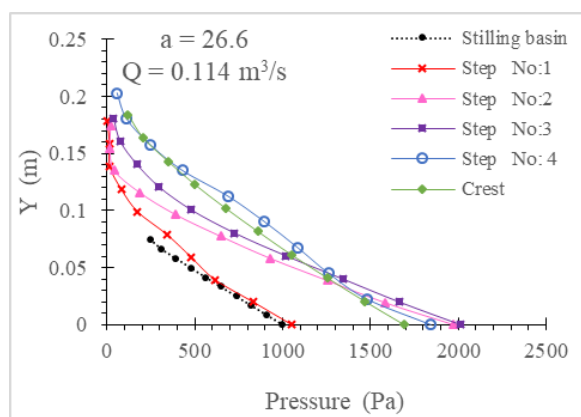
باعث کاهش استهلاك انرژی در سرریزها می‌شود. این پدیده در نتایج این تحقیق هم مشاهده شد. به بیان دیگر، با افزایش شیب سرریز، سرعت جریان افزایش یافته و باعث تلاطم جریان روی پله‌های سرریز و ورود مقدار زیادی هوا به جریان شد. در نتیجه مقدار استهلاك انرژی کاهش یافت. برای بررسی دقیق‌تر تاثیر ورود هوا در اندازه‌گیری افت انرژی نسبی و میزان خطای به دست آمده، می‌توان به تحقیق سلماسی و آبراهام [26] اشاره کرد. آنها برای نشان دادن خطای حاصل از اندازه‌گیری عمق جریان هوادهی شده و نشده در تعیین افت انرژی، مدل‌های فیزیکی مختلفی از سرریزهای پلکانی را ساختند. مقدار افت انرژی نسبی با کاربرد دو روش استفاده از عمق اندازه‌گیری شده قبل از پرش هیدرولیکی و استفاده از عمق ثانویه پرش هیدرولیکی در شکل (۱۲) نشان داده شده است. این آزمایش‌ها برای سرریز با ۵ پلکان ارائه شده است. سلماسی و آبراهام [26] اشاره می‌کنند که ورود هوا و اختلاط

بیشترین سرعت‌ها در مرکز سطوح پله‌ها اتفاق افتاد. نتایج توزیع سرعت بسته به نوع جریان روی سرریزها الگوهای متفاوتی را نشان داد. به طوری که توزیع سرعت از کف پله‌ها شروع شده، ابتدا به دلیل شرط عدم لغزش روی دیواره کف پله، سرعت صفر



شکل ۱۳. توزیع فشار روی سطوح پله‌ها

Fig. 13. Pressure distribution on the surfaces of the steps



شکل ۱۴. فشار استاتیکی در مرکز سطوح پله‌ها با شیب‌های متفاوت

Fig. 14. Static pressure in the center of the surfaces of the steps with different slopes

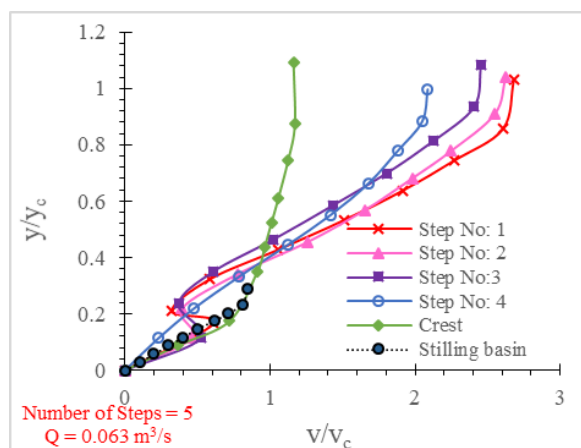
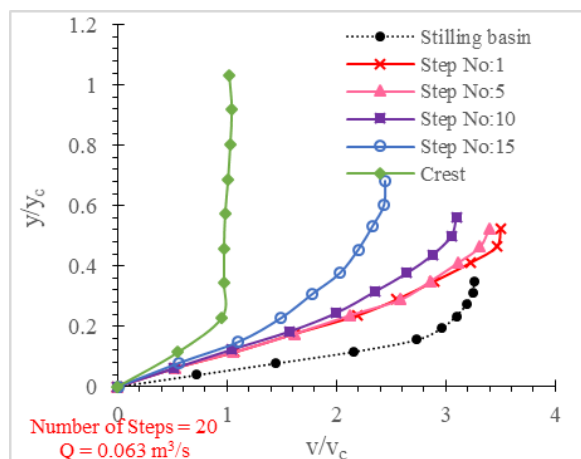
فشار بر روی پله‌ها، توزیع فشار بر روی پله اول از نمایی نزدیک در شکل (۱۳) نشان داده شده است. با دقت در شکل بزرگ شده از پله اول مشاهده می‌شود که فشار جریان در لبه داخلی دارای فشار منفی است. علت آن، سرعت زیاد گردابه‌ها در این نواحی است. تغییرات فشار در لبه داخلی به علت وجود جریان‌های چرخشی است که باعث حرکت جریان آب به سمت دیواره پله شده، جریان با برخورد به دیواره پله به سمت بالا مماس بر پله حرکت کرده و از این رو، مقدار فشار کاهش می‌یابد. به طوری که برای سرریز موجود و در لبه داخلی پله اول، فشار از فاصله ۰/۱۰۱ تا فاصله ۰/۲۳ متر از کف پله دچار نوسان می‌شود، و بیشترین فشار منفی در فاصله ۰/۱۷۷ متر از کف پله اتفاق می‌افتد.

نتایج تغییرات فشار استاتیک و فشار کل برای سرریز ۵ پلکانی به ترتیب در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) ارائه شده است. در این شکل‌ها، ۳ شیب سرریز ۲۶/۶، ۳۹/۳۱ و ۴۵ درجه مورد بررسی قرار گرفت. قابل ذکر است که فشار کل، حاصل جمع فشار استاتیک به علاوه فشار دینامیکی ناشی از سرعت سیال است. فشار استاتیک با افزایش عمق جریان از سطح آب تا کف پله، روند افزایشی دارد ولی فشار کل، با افزایش عمق جریان، روند افزایشی-نزولی نشان می‌دهد که ناشی از تغییرات سرعت جریان است. شایان ذکر است که برای اختصار، فقط برخی از شکل‌ها ارائه شده اند.

همانطور که مشاهده می‌شود با افزایش دبی، فشار در مرکز پله‌ها افزایش می‌یابد. اما در فشار استاتیکی همانطور که در نمودارها نشان داده شده با افزایش شیب، فشار روی پله‌ها کاهش می‌یابد و حتی در برخی از پله‌ها فشار به سمت فشار منفی پیش می‌رود. علت این است که با افزایش شیب، سرعت جریان افزایش می‌یابد. با افزایش سرعت جریان، سرعت گردابه‌های ایجاد شده روی پله‌ها نیز افزایش می‌یابد و باعث جدایش جریان شده و فشار منفی اتفاق می‌افتد که با فاصله گرفتن از این نقاط و کاهش تأثیر جدایش جریان، فشار در سطح آزاد جریان به مقدار صفر می‌رسد. بنابراین احتمال کاویتاسیون در اثر افزایش شیب سرریز وجود دارد.

۳-۱- توزیع سرعت

تغییرات سرعت روی سرریز پلکانی و بر روی کف پله‌ها در سه نقطه (لبه داخلی، مرکز و لبه بیرونی) مورد بررسی قرار گرفت. توزیع سرعت جریان برای همه مدل‌ها روی پله‌ها بررسی شد و



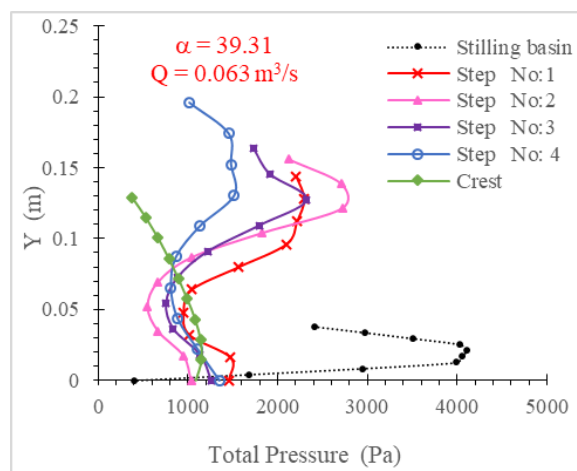
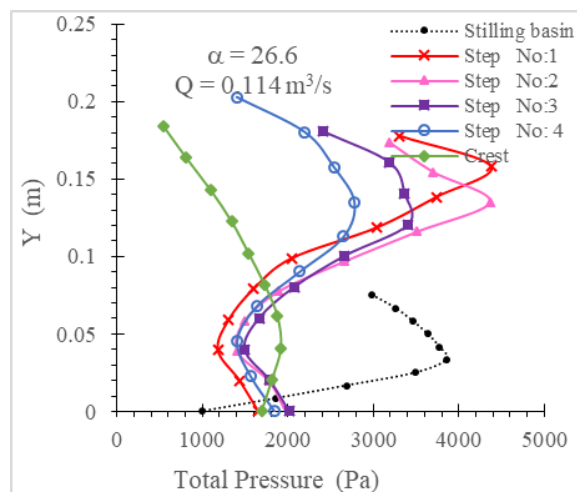
شکل ۱۶. توزیع سرعت برای رژیم‌های متفاوت جریان با دبی ۰/۰۶۳ متر مکعب بر ثانیه

Fig. 16. Velocity distribution for different flow regimes with a flow rate of 0.063 m³/s

هیچ نوسانی در توزیع سرعت‌ها وجود نداشت. شکل (۱۶) توزیع سرعت را برای جریان‌های مختلف نشان می‌دهد.

۲-۳- استهلاك انرژی

میزان استهلاك انرژی تحت تاثیر پارامترهای هندسی مانند ارتفاع سرریز، ارتفاع پلکان‌ها، شیب سرریز، تعداد پله‌ها و همچنین پارامترهای هیدرولیکی جریان هم چون دبی می‌باشد. بعضی مواقع با توجه به شرایط محیط طرح و لزوم پروژه می‌توان در یک شیب مشخص از سرریز پلکانی، ترکیب متفاوتی از تعداد پلکان اجراء نمود. پس بررسی در این خصوص ضروری به نظر می‌رسد. از این رو مطالعه افت انرژی برای سرریز با سه شیب ۲۶/۶، ۳۹/۳۱ و ۴۵ درجه و ترکیب‌های متفاوت از تعداد ۵، ۱۰ و ۲۰ پله برای مقایسه و بررسی برای دو دبی ۰/۱۱۴ و ۰/۰۶۳ متر مکعب بر ثانیه مورد بررسی قرار گرفت.

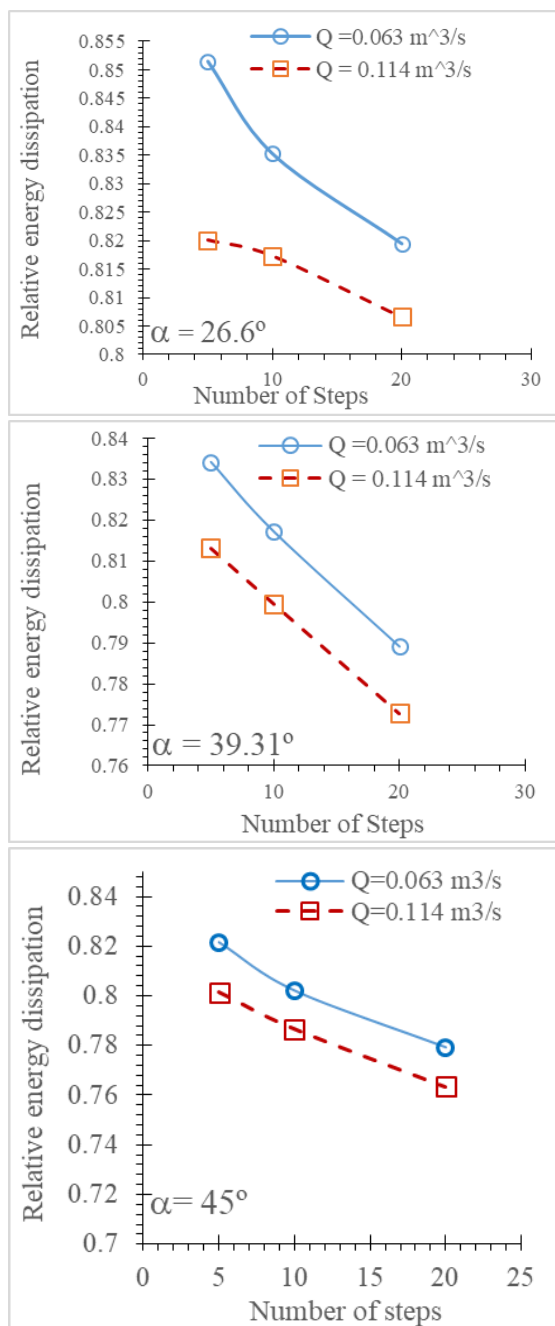


شکل ۱۵. فشار کل در مرکز سطوح پله‌ها با شیب‌های متفاوت

Fig. 15. Total pressure in the center of the step surfaces with different slopes

است، و در ادامه با فاصله گرفتن از سطح پله، سرعت به دلیل اندازه حرکت ناشی از حرکت آب افزایش می‌یابد تا به بیشترین مقدار خود برسد. در ادامه، با فاصله بیشتر از کف پله، سرعت سیال به دلیل نیروی بازدارنده بین آب و هوا کاهش می‌یابد. به طور کلی سرعت حرکت هوا از آب کمتر است، و با فاصله بیشتر از پله، به دلیل اختلاط هوا با آب، سرعت کاهش می‌یابد. چون مخلوط آب و هوا، سرعت کمتری نسبت به آب خالص دارد. برای جریان‌های ریزشی و جریان‌های انتفالی الگوهای توزیع سرعت بر روی پله‌ها تقریباً مشابه بود. در این جریان‌ها توزیع سرعت روی برخی از پله‌ها مقداری تغییر در قانون نیرو را با نوسانات کوچکی در $y/y_c < 0.2$ نشان دادند.

در همه مدل‌ها سرعت جریان در مرکز سطوح و در پله‌های پایین‌دست نسبت به پله‌های بالادست بیشتر بود و این سرعت متناسب با دبی یا شیب افزایش می‌یابد. در جریان‌های غیر ریزشی



شکل ۱۷. تاثیر تعداد پله بر استهلاك انرژی

Fig. 17. The effect of steps number on energy dissipation

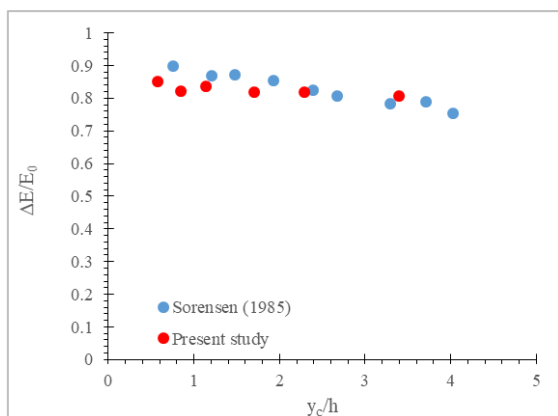
در شکل (۲۰)، مقایسه بین نتایج تحقیق حاضر با مطالعات انجام شده توسط مرو و میچل [27] و گوندرو و همکاران [14] ارائه شده است. اطلاعات موجود از دو پارامتر بی بعد $\frac{V_c}{h}$ و $\frac{E_1}{y_c}$ برای این مقایسه استفاده شد. ملاحظه می‌شود که افت انرژی نسبی در تحقیق آزمایشگاهی مرو و میچل [27] برای چهار نقطه بیشتر از افت انرژی نسبی در تحقیق حاضر است. بازه تحقیق مرو و میچل ۲ الی ۱۲ لیتر بر ثانیه بوده که نسبت به دبی تحقیق حاضر کمتر است که می‌تواند دلیل بیشتر بودن استهلاك انرژی نسبی باشد. زیرا

تغییرات استهلاك انرژی به ازای تغییرات دبی در سرریز ۵ پلکانی در شیب ۲۶/۶ مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که با افزایش دبی، استهلاك انرژی کاهش می‌یابد. بطوری که زمانی که دبی برابر با ۰/۰۶۳ متر مکعب بر ثانیه است مقدار استهلاك انرژی ۸۵/۱۵ درصد بوده، و زمانی که مقدار دبی ۰/۱۱۴ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد، این مقدار برابر با ۸۲ درصد بوده است. این علت را می‌توان این گونه بیان کرد که عامل اصلی استهلاك انرژی در طول سرریزهای پلکانی، شکل پله‌ها و زبری مصنوعی ایجاد شده در زیر جریان می‌باشد. حال آنکه افزایش دبی موجب افزایش عمق جریان شده و از این لحاظ باعث کاهش آثار زبری در خصوص لایه‌های روی جریان می‌شود. از این رو افزایش دبی را می‌توان به عنوان عامل منفی در خصوص نرخ استهلاك انرژی عنوان نمود.

در شکل (۱۷) افزایش تعداد پلکان‌ها در یک دبی و شیب ثابت، موجب کاهش مقدار استهلاك انرژی می‌شود. نرخ استهلاك انرژی در سرریز پنج پلکانی مقدار ۸۵/۱۵ درصد است که با دو برابر کردن تعداد پله، مقدار استهلاك انرژی دو درصد کاهش یافته و با چهار برابر کردن تعداد پله، مقدار استهلاك انرژی چهار درصد کاهش می‌یابد.

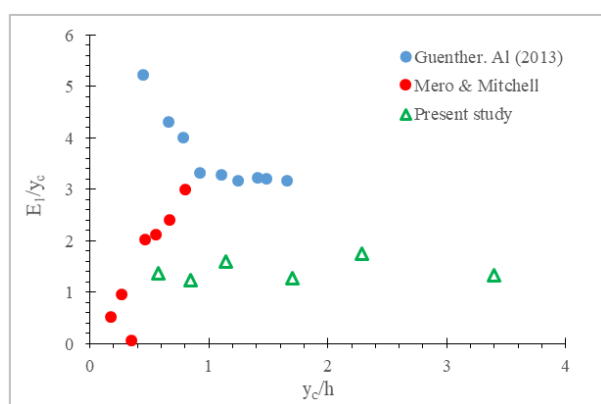
در شکل (۱۸) ملاحظه می‌شود با افزایش شیب، مقدار استهلاك نسبی کاهش یافته است. به طوری که در سرریز پنج پلکانی به ازای دبی ۰/۰۶۳ متر مکعب بر ثانیه، مقدار استهلاك انرژی در شیب ۲۶/۶ درجه از ۸۵/۱۵ درصد به مقدار ۸۲/۱۶ درصد در شیب ۴۵ درجه رسیده که کاهش ۳/۷ درصدی را نشان می‌دهد. این به این دلیل می‌باشد که در یک سرریز با ارتفاع ثابت، با افزایش شیب، طول پله‌ها کاهش یافته و این باعث می‌شود که اندازه گردابه‌های چرخشی کوچکتر شده و تاثیر کمتری بر جریان روی سرریز داشته باشند.

برای بررسی مدل عددی، نتایج استهلاك انرژی در تحقیق حاضر با نتایج چند مدل آزمایشگاهی بررسی شد و نتایج در شکل‌های (۱۹ و ۲۰) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۱۹) مشاهده می‌شود، نتایج سرریز شبیه‌سازی شده در مدل عددی از روند کلی نتایج آزمایشگاهی ارائه شده توسط سورنسن [15]، پیروی می‌کند. بیشترین میزان اختلاف موجود به میزان ۸ درصد می‌باشد که قابل قبول بوده و هماهنگی مناسبی میان نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی و داده‌های آزمایشگاهی سورنسن [15] وجود دارد.



شکل ۱۹. مقایسه تغییرات استهلاك نسبی در مدل عددی با مدل آزمایشگاهی

Fig. 19. Comparison of relative energy loss changes in the numerical model with the laboratory model



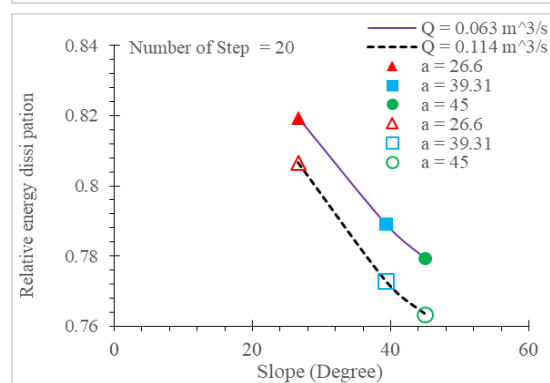
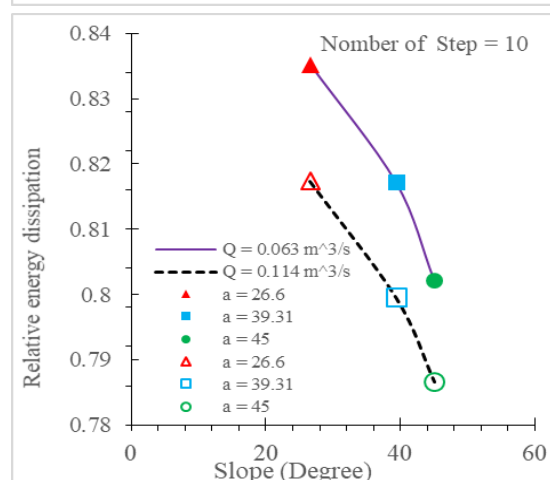
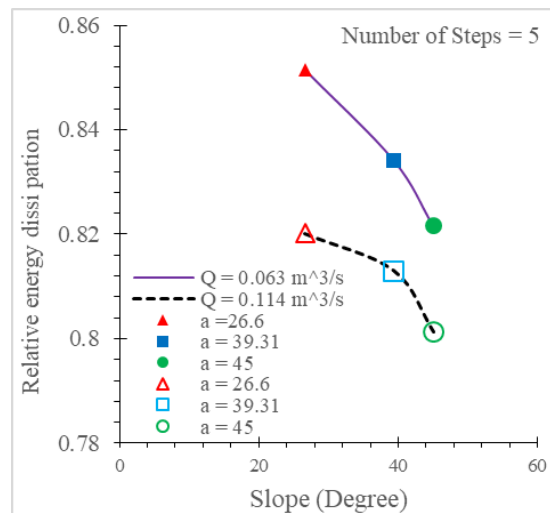
شکل ۲۰. مقایسه تغییرات استهلاك انرژی (E_1/y_c) بدست آمده مدل عددی با مدل‌های آزمایشگاهی

Fig. 20. Comparison of relative energy loss (E_1/y_c) with other studies

تأثیر داشته باشد. در ضمن، روند افزایش افت انرژی نسبی نسبت به پارامتر بی بعد $\frac{y_c}{h}$ در تحقیق مرو و میچل [27] برخلاف نتایج سایر محققین و همچنین تحقیق حاضر است، زیرا انتظار می‌رود با افزایش دبی تمام پله‌ها زیر آب مستغرق شده و اثر زبری پله‌ها کمتر شود. این موضوع در تحقیق روشنگر و همکاران [28] و تحقیق حاضر مشهود است. بدین معنی که با افزایش دبی، از استهلاك انرژی نسبی کاسته می‌شود. تفاوت بین داده‌های موجود در شکل (۱۹) مربوط به شرایط مختلف آزمایشگاهی می‌باشد. به نظر می‌رسد که مطالعه بیشتری در این زمینه لازم خواهد بود.

۴- نتیجه‌گیری

جریان روی سرریزهای پلکانی با پیچیدگی‌های زیادی همراه است که شامل شکل سه‌بعدی جریان، تلاطم زیاد، جریان دو فازی آب و هوا و استهلاك بالای انرژی می‌شود. از این رو، یک مطالعه



شکل ۱۸. تاثیر شیب بر استهلاك انرژی در سرریز با پلکان مختلف

Fig. 18. The effect of slope on energy dissipation in spillway with different steps

کاهش دبی، استهلاك انرژی را بیشتر می‌کند. در ضمن، عرض سرریز در تحقیق مرو و میچل ۲۹/۶ سانتی متر، ارتفاع سرریز ۲۵ سانتی متر و ارتفاع هر پلکان ۵ سانتی متر بوده است. به نظر می‌رسد با توجه به ابعاد کوچک مدل فیزیکی مورد استفاده در تحقیق مرو و میچل [27] و نیز دبی کم ایجاد شده روی سرریزهای پلکانی، اثر مقیاس می‌تواند بر افزایش استهلاك انرژی

نسبی در تحقیقات قبلی بالاتر بوده، که ناشی از دبی کمتر (۲ الی ۱۲ لیتر بر ثانیه) است. نتیجه‌گیری اولیه این تحقیق این است که با افزایش دبی، افت انرژی نسبی کاهش می‌یابد، و این موضوع در تحقیق حاضر و همچنین در تحقیق روشنگر و همکاران [27] تأیید شده است. بنابراین، انجام تحقیقات بیشتر برای درک بهتر رفتار استهلاك انرژی در شرایط مختلف آزمایشگاهی و بهبود طراحی سازه‌های هیدرولیکی امری ضروری است.

برای تحقیقات آینده پیشنهاد می‌شود که اشکال مختلف پله مانند پله لبه‌دار، پله شیب‌دار و ... برای یافتن طرحی بهینه از نظر استهلاك انرژی و کمترین فشارهای منفی روی پله‌ها انجام شود. به دلیل ویژگی‌های خاص و پیچیده جریان‌های چرخشی، مطالعات آزمایشگاهی و عددی در خصوص تبادل میان جریان اصلی با این جریان‌ها مفید است. همچنین به دلیل استفاده از تعداد دبی کم در این تحقیق، پیشنهاد می‌شود برای بررسی بهتر پارامترها و رفتار هیدرولیکی جریان روی سرریزهای پلکانی، از تعداد دبی‌های بیشتری استفاده شود.

قدردانی

نویسندگان از حمایت معنوی دانشگاه تبریز، گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی تشکر می‌کنند.

تعارض منافع

هیچ تعارض منافی برای نویسندگان این مقاله در انتشار آن وجود ندارد.

سهم نویسندگان

سهم هر سه نویسنده برابر است و برابر ۳۳/۳ درصد است.

منابع مالی

در این تحقیق، از شبیه‌سازی عددی استفاده شد و لذا از منابع مالی دانشگاه تبریز کمک گرفته نشد.

جامع در این زمینه ضروری است. عوامل متعددی بر رفتار این سرریزها تأثیرگذارند، و بررسی همه این پارامترها نیازمند زمان و منابع وسیع است. این تحقیق روی پارامترهای کلیدی مانند فشار، سرعت، درصد ورود هوا و استهلاك انرژی تمرکز کرده و به مطالعه عددی این ویژگی‌های در سرریزهای پلکانی پرداخته است. شبیه‌سازی عددی به شکل سه‌بعدی و جریان غیرماندگار انجام شده است. نتایج نشان می‌دهند که در صورت اعمال صحیح شرایط هندسی و مرزی، نرم‌افزار ANSYS می‌تواند جریان روی این سرریزها را به خوبی مدل‌سازی کند. برای شبیه‌سازی جریان روباز، از نرم‌افزار ANSYS و مدل آشفتگی $k-\epsilon$ استفاده شد و فرآیند حل تا رسیدن باقیمانده‌ها به مقدار 10^{-7} ادامه یافت. نوآوری اصلی این تحقیق در کاربرد مدل VOF برای تحلیل جریان و بررسی هوادهی است که در مطالعات پیشین کمتر مورد توجه قرار گرفته است. این مدل به ارائه نتایج دقیق‌تر در خصوص پارامترهای مهم مانند توزیع فشار، سرعت و اختلاط فازهای سیال کمک می‌کند و بهبود عملکرد سازه‌های هیدرولیکی و طراحی بهینه آن‌ها را ممکن می‌سازد. بر اساس نتایج تحقیق، افزایش دبی منجر به کاهش استهلاك انرژی در سرریزهای پلکانی می‌شود؛ زیرا با افزایش دبی، عمق جریان افزایش می‌یابد و تأثیر زبری پله‌ها بر لایه‌های رویی جریان کاهش می‌یابد. همچنین افزایش ارتفاع پله‌ها منجر به افزایش نرخ استهلاك انرژی و وقوع فشارهای منفی در سرریزها می‌شود. این وضعیت باعث افزایش سطح تماس بین جریان اصلی و گردابه‌ها و در پی آن افزایش ابعاد گردابه‌ها و شعاع چرخش می‌شود. افزایش تعداد پله‌ها نیز به کاهش استهلاك انرژی و فشار منفی کمک می‌کند، زیرا ابعاد پله‌ها و گردابه‌ها کوچک‌تر می‌شود. علاوه بر این، افزایش شیب سرریز در یک سرریز با ارتفاع ثابت، باعث کاهش نرخ استهلاك انرژی و افزایش احتمال فشار منفی می‌گردد. این تحقیق همچنین به مقایسه نتایج شبیه‌سازی شده با داده‌های آزمایشگاهی سورنسن [15] پرداخته که هماهنگ خوبی با خطای حدود ۸ درصد را نشان می‌دهد. مقایسه بین نتایج تحقیق حاضر و مطالعات مرو و میچل [26] و گوندرو و همکاران [14] نشان می‌دهد که افت انرژی

29(6), pp. 809-819.

References

1. Felder, S. & Chanson, H. 2013. Aeration, flow instabilities, and residual energy on pooled stepped spillways of embankment dams. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(10), pp. 880-887.
2. Chanson, H., Yasuda, Y. & Ohtsu, I. 2002. Flow resistance in skimming flows in stepped spillways and its modelling. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(6), pp. 809-819.
3. Salmasi, F., Abraham, J. & Salmasi, A. 2021. Effect of stepped spillways on increasing dissolved oxygen in water, an experimental study. *Journal of Environmental Management*, 299, p. 113600.
4. Chanson, H. 1995. *Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways*. Oxford, UK: Pergamon.

5. Chanson, H. 1994. Hydraulics of skimming flows over stepped channels and spillways. *Journal of Hydraulic Research*, 32(3), pp. 445-460.
6. Matos, J., Sanchez, M. A. R. T. Í., Quintela, A. & Dolz, J. 1999. Characteristic depth and pressure profiles in skimming flow over stepped spillways. In: *Congress IAHR* (Vol. 28).
7. Chanson, H. 1994. Stepped spillway flows and air entrainment. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(3), pp. 422-435.
8. Chanson, H. & Toombes, L. 2002. Experimental investigations of air entrainment in transition and skimming flows down a stepped chute. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(1), pp. 145-156.
9. Malekzadeh, F, Salmasi, F, Abraham, J & Arvanaghi, H. 2022. Numerical investigation of the effect of geometric parameters on discharge coefficients for broad-crested weirs with sloped upstream and downstream faces. *Applied Water Science*, 12, p. 110.
10. Savage, B.M. & Johnson, M.C. 2001. Flow over ogee spillway: physical and numerical model case study. *J Hydr Engin ASCE*, 127(8), pp. 640-649.
11. Sarkmarian, S. & Ahdian, J. 2019. Mathematical modeling of energy loss in stepped spillways using ANSYS-CFX numerical model. *Irrigation Science and Engineering*, 43(1), pp. 43-56. doi:10.22055/2017.22269.1593. (In Persian with English abstract).
12. Farooq, U., Li, S. & Yang, J. 2024. Numerical Analysis of Flow Characteristics and Energy Dissipation on Flat and Pooled Stepped Spillways. *Water*, 16(18), p. 2600.
13. Saqib, N. U. et al. 2022. Numerical analysis of pressure profiles and energy dissipation across stepped spillways having curved risers. *Applied Sciences*, 12(1), p. 448.
14. Guenther, P., Felder, S. & Chanson, H. 2013. Flow aeration, cavity processes and energy dissipation on flat and pooled stepped spillways for embankments. *Environ Fluid Mech*, 13, pp. 503-525.
15. Sorensen, R. M. 1985. Stepped spillway hydraulic model investigation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(12), pp. 1461-1472.
16. Peyras, L. A., Royet, P. & Degoutte, G. 1992. Flow and energy dissipation over stepped gabion weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(5), pp. 707-717.
17. Christodoulou, G.C. 1993. Energy dissipation on stepped spillways. *J. Hydr. Eng.*, 19(5), pp. 644-650.
18. Chamani, M.R. & Rajaratnam, N. 1999. Characteristics of skimming flow over stepped spillways. *J. Hydr. Eng.*, 125(4), pp. 361-368.
19. Chinnarasri, C. & Wongwises, S. 2006. Flow patterns and energy dissipation over various stepped chutes. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 132(1), pp. 70-76.
20. Salmasi, F. & Samadi, A. (2016). Experimental and numerical simulation of flow over stepped spillways. *Applied Water Science*, 8(229), pp. 1-11.
21. Chanson, H. 1996. Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel. *Journal of Hydraulic Research*, 34(3), pp. 421-429.
22. Toombes, L., Wagner, C. & Chanson, H. 2008. Flow patterns in nappe flow regime down low gradient stepped chutes. *Journal of Hydraulic Research*, 46(1), pp. 4-14.
23. Roushangar, K., Akhgar, S., Salmasi, F. & Shiri, J. 2017. Neural networks- and neuro-fuzzy-based determination of influential parameters on energy dissipation over stepped spillways under nappe flow regime. *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, 23(1), pp. 57-62.
24. Nourani, B., Arvanaghi, H. & Salmasi, F. 2021. Effects of different configurations of sloping crests and upstream and downstream ramps on the discharge coefficient for broad-crested weirs. *Journal of Hydrology*, 603, Part B, p. 126940.
25. Salmasi, F. & Abraham, J. 2022. Energy Loss at the Base of a Free Straight Drop Spillway. *Current Overview on Science and Technology Research*, 6, pp. 24-42.
26. Mero, S. & Mitchell, S. 2017. Investigation of energy dissipation and flow regime over various forms of stepped spillways. *Water and Environment Journal*, 31(1), pp. 127-137.
27. Salmasi, F. & Abraham, J. 2021. Genetic algorithms for optimizing stepped spillways to maximize energy dissipation. *Water Supply*, 22(2), p. 1255.
28. Roushangar, K., Akhgar, S., Salmasi, F. & Shiri, J. 2014. Modeling energy dissipation over stepped spillways using machine learning approaches. *Journal of Hydrology*, 508, pp. 254-265.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Shokri Kaveh, M., Salmasi, F., Abbaspour, A. 2026. Numerical investigation of energy dissipation and flow aeration on flat stepped spillways, *Modares Civil Engineering journal*, 25(6), pp. 21-36.

DOI: 10.48311/mcej.2026.12718



Probabilistic estimation of repair cost for Performance assessment of concrete special moment frames

S. Abbasgholinia¹, H. Khosravi^{2*} , S. Vaseghiamiri³

1. M.Sc. in Structural Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, babol, Iran.
2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.
3. Assistant Professor, Civil and Environmental Engineering Department, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

Abstract

Nowadays, the seismic performance-based design of structures has been widely noticed by the engineering community. So, different methods for performance-based design have been presented by different researchers. This attitude has been included in the design code and regulations for seismic design of new buildings and retrofit of existing buildings. The FEMA P-58 performance-based design method presented by the Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) can quantify the consequences related to the seismic response of buildings. Therefore, using this method, the seismic performance of buildings can be directly evaluated. In addition, this performance-based design method can define simpler criteria such as repair cost, repair time, and casualties for seismic evaluation and decision-making process. The method is based on considering different sources of uncertainty in earthquake input and its intensity, structural response, associated damage, and repair cost, using the concepts of conditional probability and total probability theorem. In this method, the building is designed in such a way that it meets the expected and predetermined performance level in a specific level of seismic excitation. Since the performance levels of the building are determined based on the amount of damage caused to structural and non-structural members, one of the practical and effective ways to evaluate performance is to estimate the building repair cost. In the approach presented in FEMA P-58, the repair cost is defined in a probabilistic approach, as the cost needed to restore the damaged parts to their original state in the form of expected annual loss. In this research, first, three 4-, 12-, and 20-story office buildings with the lateral force resisting system of reinforced concrete special moment frames were selected in a high seismic risk area. Then, the nonlinear model of structures was provided in OpenSEES software. In order to reduce the computational cost and analysis time, the single-bay Substitute Frame model was used to simplify the multi-bay reinforced concrete moment frames. All four structures were subjected to Incremental Dynamic Analysis (IDA) for 30 earthquake records. A probabilistic relationship between the spectral acceleration of the earthquake and the main damage parameter (i.e. the inter-story drift), as well as the collapse fragility curve, was obtained. Then, the repair cost including the cost of repairing structural members as well as beams and columns, the cost of repairing non-structural members as well as partition and curtain walls, and the cost of replacing collapsed structures was calculated as expected annual loss. The results show that the repair costs at the Design-Based Earthquake (DBE) for 4-, 12-, and 20-story buildings are 3%, 2.5%, and 10% of the building replacement cost and at Maximum Credible Earthquake (MCE) are 22%, 23%, and 38% of the building replacement cost, respectively. In addition, in short buildings, most of the cost is caused by repairing structural and non-structural members, and in tall buildings, most of the cost is caused by replacing collapsed or severely damaged structures. Considering two nonstructural elements (i.e. partition and curtain walls) in repair cost, the analysis results show that the cost of repairing structural elements is more than the cost of repairing non-structural elements.

Review History

Received: Sep 28, 2024

Revised: Dec 3, 2024

Accepted: Mar 11, 2025

Keywords

Loss assessment
performance assessment
Reinforced Concrete
Moment Frame
Repair cost

* Corresponding Author Email: khosravi@nit.ac.ir - ORCID: 0000-0002-8972-4894



برآورد احتمالاتی هزینه تعمیر برای ارزیابی عملکردی قاب‌های خمشی بتنی ویژه

ساجده عباسقلی‌نیا^۱، حر خسروی^{۲*} ID، شقایق واثقی امیری^۳

۱. کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

۲. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران.

۳. استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

امروزه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد، به طور وسیعی مورد توجه جامعه مهندسی قرار گرفته است. به طوری که روش‌های مختلفی برای طراحی عملکردی توسط محققین ارائه شده و این نگرش تا حد زیادی وارد آیین‌نامه‌های طراحی و بهسازی سازه‌ها نیز شده است. در این روش، ساختمان به گونه‌ای طراحی می‌شود که در زلزله‌ای با سطح خطر مشخص، سطح عملکرد مورد انتظار و از پیش تعیین شده‌ای را برآورده نماید. از آنجایی که سطوح عملکردی ساختمان، بر اساس میزان خسارت وارده به اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای تعیین می‌شود؛ یکی از راهکارهای کاربردی و مؤثر برای ارزیابی عملکرد، برآورد هزینه تعمیر ساختمان است. در این رویکرد، هزینه تعمیر به صورت خسارت سالانه مورد انتظار و به روش احتمالاتی تعیین می‌شود. در این پژوهش، ابتدا سه ساختمان اداری ۴-، ۱۲- و ۲۰-طبقه با سیستم باربر لرزه‌ای قاب خمشی بتنی ویژه در منطقه‌ای با خطرپذیری بالا انتخاب شد. سپس با مدل‌سازی غیرخطی سازه‌ها و تحلیل دینامیکی فزاینده آنها، رابطه احتمالاتی مابین شتاب طیفی زلزله و پارامتر خسارت یعنی جابه‌جایی نسبی طبقات و همچنین شکنندگی فروریزش به دست آمد. بدین منظور با بهره‌گیری از مدل ساده شده قاب جایگزین، بیش از ۳۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شد. در ادامه هزینه تعمیر شامل هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای شامل تیر و ستون، هزینه تعمیر اعضای غیر سازه‌ای شامل پارتیشن و دیوار خارجی و هزینه جایگزین کردن سازه‌های دچار فروریزش به صورت خسارت سالانه مورد انتظار محاسبه شد. نتایج محاسبه هزینه‌های تعمیر نشان می‌دهد که در زلزله سطح DBE، هزینه تعمیر ساختمان‌های ۴-، ۱۲- و ۲۰-طبقه به ترتیب ۳٪، ۲٪ و ۱۰٪ هزینه جایگزینی ساختمان و در زلزله سطح MCE، به ترتیب ۲۲٪، ۲۳٪ و ۳۸٪ هزینه‌ی جایگزینی ساختمان است. هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای نیز بیشتر از هزینه تعمیر اعضای غیرسازه‌ای محاسبه شد.

کلمات کلیدی

ارزیابی خسارت
ارزیابی عملکردی
قاب خمشی بتنی
هزینه تعمیر

۱- مقدمه

مهندسی سازه و زلزله پس از چند دهه تحقیق و پژوهش، طراحی بر اساس عملکرد (PBD)^۱ مبنای روش‌های طراحی ساختمان‌ها قرار گرفته است. این روش توسط مرکز مطالعات مهندسی زلزله‌ی

طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله همواره مورد توجه طراحان سازه بوده است و در زمان‌های مختلف با رویکردهای متفاوت، مورد بررسی قرار گرفته است. امروزه با پیشرفت مبانی

¹ Performance-based design

اقیانوس آرام (PEER)^۱ توسعه یافته است [3-1]. از این روش می‌توان به طور مستقیم برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده کرد. همچنین، با استفاده از این روش می‌توان معیارهای ساده‌تر، مانند میزان خسارت اقتصادی، برای تصمیم‌گیری در مورد وضعیت طراحی سازه، ایجاد نمود. در این روش برآوردی از میانگین فراگذشت سالانه‌ی یک معیار عملکردی مشخص از سطوح مختلف عملکردی برای یک مکان مشخص، تعیین می‌شود. در نتیجه، پیامدهای مرتبط با پاسخ ساختمان نسبت به زلزله، کمی‌سازی می‌شوند. مبنای روش مذکور ادغام عوامل مختلف ایجاد عدم قطعیت در پاسخ سازه، با یکدیگر است. بدین منظور، این روش از مفاهیم احتمال شرطی و قضیه احتمال کل بهره می‌گیرد که مبنای آن مستقل بودن احتمالات شرطی بین پارامترهای مختلف است [3-1].

یک رویکرد مؤثر در ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها، ارزیابی هزینه تعمیر^۲ است. حدود ۶۵ تا ۸۰ درصد هزینه ساختمان، مربوط به اجزای غیرسازه‌ای آن است که در صورت وارد شدن آسیب شدید به آن‌ها، بخش زیادی از سرمایه از بین خواهد رفت. هزینه تعمیر ساختمان به عوامل مختلف سازه‌ای، غیر سازه‌ای، و انسانی وابسته است که سبب پیچیدگی و دشواری ارزیابی آن می‌شود [4, 5].

پژوهش‌های مختلفی به ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در سطوح مختلف عملکردی، تخمین خسارات لرزه‌ای، و طراحی سازه‌ها به روش طراحی بر اساس عملکرد، پرداخته‌اند [2, 6, 9] که در ادامه به طور اجمالی به آن‌ها پرداخته می‌شود.

میراندا^۳ و اصلانی [6] روشی برای ارزیابی خسارت اقتصادی سالانه مورد انتظار در ساختمان‌ها تحت اثر زلزله، ارائه نمودند و نشان دادند که روش پیشنهادی در ارزیابی خسارت اقتصادی بر اساس جابه‌جایی نسبی بین طبقات و بیشینه شتاب، از دقت خوبی برخوردار است.

میترانی-رایزر^۴ و همکاران [2] هزینه تعمیر ساختمان اداری را با در نظر گرفتن هزینه سازه و پارتیشن، مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان داد که چگونگی مدل‌سازی سازه و

انتخاب‌های طراحی بر خسارت تأثیر گذار است. رامیرز^۵ و همکاران [7] با استفاده از چهارچوب‌های عملکردی PEER و HAZUS، هزینه تعمیر قاب خمشی بتنی را ارزیابی نمودند. نتایج این پژوهش نشان داد خسارت محاسبه شده بر اساس روش PEER، دست بالاتر است.

رامیرز و میراندا [8] با در نظر گرفتن تأثیر جابه‌جایی نسبی پسماند ساختمان، به توسعه رویکرد PEER پرداختند. نتایج این پژوهش نشان داد که در سطوح متوسط شدت زلزله، خسارت اقتصادی در ساختمان‌های شکل‌پذیر ناشی از جابه‌جایی نسبی پسماند است و نادیده گرفتن آن منجر به تخمین دست‌پایین خسارت و عملکرد ساختمان می‌شود.

چنین پژوهش‌هایی منجر به بهبود و توسعه روش طراحی بر اساس عملکرد شدند. از طرف دیگر، گسترش این روش سبب توسعه دستورالعمل‌ها و استانداردهای طراحی در آمریکا شد. به طوری که اجرای عملی روش فوق، در FEMA-P58 [10] و نرم‌افزار PACT پیاده‌سازی شد.

هوانگ^۶ و لیگنوس^۷ [11] با در نظر گرفتن رویکرد FEMA-P58، اثر چگونگی مدل‌سازی و نسبت تیر ضعیف-ستون قوی بر هزینه تعمیر ساختمان اداری با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه را بررسی نمودند. نتایج این پژوهش نشان داد که تأثیر نسبت تیر ضعیف-ستون قوی بر خسارت ساختمان ناچیز است و مدل bare frame هزینه تعمیر را دست‌پایین تخمین می‌زند.

جوینر^۸ و ساسانی [12] با استفاده از رویکرد PEER، اثر افزایش سختی، مقاومت، و شکل‌پذیری را بر کارکرد^۹ و هزینه تعمیر ساختمان‌ها با استفاده از مدل تیر برشی ارزیابی نمودند. نتایج این پژوهش نشان داد که افزایش سختی بیشترین تأثیر را بر کاهش هزینه تعمیر دارد. اما افزایش کارکرد به پریرود ساختمان بستگی دارد. همچنین، تأثیر افزایش شکل‌پذیری بر عملکرد ساختمان‌ها، کم است.

شایان ذکر است که پژوهش‌های ارزیابی عملکردی به تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی مکرر برای تعیین آماری پاسخ ساختمان

⁵ Ramirez

⁶ Hwang

⁷ Lignos

⁸ Joyner

⁹ functionality

¹ Pacific Earthquake Engineering Research Center

² Repair cost

³ Miranda

⁴ Mitrani-Reiser

برشی استفاده شده است، پارامترهای سختی و مقاومت طبقه در یک فنر متمرکز شده و به صورت مستقل دیده می‌شود. در حالی که مدل قاب جایگزین تناظر کاملی از نظر المان‌های تیر و ستون و مفاصل پلاستیک داشته و فقط همه دهانه‌های قاب اصلی را در یک دهانه ادغام می‌کند.

۲- مروری بر رویکرد ارزیابی عملکردی PEER

طراحی بر اساس عملکرد چهار مرحله دارد. این مراحل به ترتیب، تحلیل خطر^۳، تحلیل سازه^۴، تحلیل آسیب^۵، و تحلیل خسارت^۶ نامیده می‌شوند [15, 3, 1]. در ادامه به طور اجمالی به جزئیات هر گام پرداخته می‌شود.

تحلیل خطر شامل تعیین احتمال فراگذشت شدت حرکت زمین (IM)^۷ برای منطقه‌ای که سازه در آن واقع شده است، می‌باشد. بدین منظور، منحنی خطر لرزه‌ای برای منطقه‌ی مورد نظر با تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای (PSHA)^۸ و با در نظر گرفتن مشخصات محل و ویژگی‌های سازه، به دست می‌آید. شیب منحنی خطر لرزه‌ای همان معیار شدت حرکت زمین است.

در مرحله دوم با مدل‌سازی و تحلیل سازه، پارامترهای نیاز مهندسی (EDP)^۹ و ظرفیت فروریزش سازه مشخص می‌شوند. در این مرحله می‌توان از رویکردهای مختلف، مانند تحلیل دینامیکی فزاینده، استفاده نمود.

در مرحله سوم با استفاده از توابع شکنندگی^{۱۰} معیارهای آسیب (DM)^{۱۱} که توصیف‌کننده آسیب فیزیکی به تأسیسات هستند، ایجاد می‌شوند. داده‌های این گام از طریق تست‌های آزمایشگاهی، گزارش‌های شناسایی پس از زلزله، تحلیل، قضاوت مهندسی، و یا ترکیبی از این موارد، به دست می‌آیند.

در مرحله چهارم متغیرهای تصمیم‌گیری (DV)^{۱۲} محاسبه می‌شوند. به این ترتیب، آسیب ساختمان به معیارهای عملکردی مناسب تبدیل می‌شود. متغیرهای تصمیم‌گیری برای تصمیم‌گیری

نیاز دارند. با توجه به زمانبر بودن این تحلیل‌ها، در مسائل ارزیابی عملکردی، استفاده از مدل‌ها و روش‌های ساده شده‌ی مناسب، باعث کاهش محدودیت‌های محاسباتی و زمانی می‌شود. در انتخاب مدل‌های ساده شده، باید بین سادگی و کارایی مدل تعادل وجود داشته باشد تا سبب افزایش زمان یا خطای زیاد نشود.

از میان مدل‌های ساده شده‌ای که برای سیستم قاب خمشی مورد استفاده قرار می‌گیرند، مدل قاب ساده شده از فرضیات ساده‌کننده کمتر و دقت بیشتری برخوردار بوده و ساختار قاب اصلی را نیز حفظ می‌کند. پس، در پژوهش حاضر از مدل قاب جایگزین [13, 14]، برای مدل‌سازی استفاده شده است.

با مرور ادبیات فنی در دسترس مشخص شد که امروزه طراحی بر اساس عملکرد جایگاه مهمی در طراحی لرزه‌ای دارد. همچنین، یکی از رویکردهای این روش، ارزیابی هزینه تعمیرساختمان به صورت احتمالاتی می‌باشد. هدف از پژوهش حاضر نیز ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان با در نظر گرفتن هزینه تعمیر در اعضای آسیب‌پذیر شامل سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی است. در این راستا، سه ساختمان اداری با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی بتنی ویژه‌ی چهار-، ۱۲- و ۲۰-طبقه در منطقه با خطرپذیری بالا انتخاب شده است. همچنین، هزینه تعمیر نهایی مورد انتظار در ساختمان شامل هزینه فروریزش، هزینه غیرقابل تعمیرشدن ساختمان، و هزینه تعمیر اعضای آسیب‌پذیر می‌باشد. در این رویکرد به ازای هر مدل، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)^۱ تحت ۳۰ رکورد زلزله، با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس^۲ انجام شده است. نتایج این ارزیابی، برای ساختمان‌های مورد بررسی به صورت منحنی ترسیم شده و در مورد نتایج آن‌ها بحث شده است. نتایج پژوهش‌هایی از این دست می‌تواند به بهبود طراحی ساختمان‌ها و افزایش تاب‌آوری جوامع کمک کند.

نکته قابل توجه اینکه، در پژوهش حاضر از مدل ساده شده قاب جایگزین برای آنالیزهای دینامیکی غیرخطی وسیع استفاده شده است که وجه تمایز آن با تحقیقات پیشین است. مدل قاب جایگزین از طرفی هزینه محاسباتی و زمان تحلیل را چند برابر کاهش می‌دهد و از طرف دیگر از ساده‌سازی کمتر و دقت بیشتری برخوردار است. به عنوان نمونه، در تحقیقات گذشته که از مدل تیر

³ Hazard analysis

⁴ Structural analysis

⁵ Damage analysis

⁶ Loss analysis

⁷ Intensity Measure

⁸ Probabilistic Seismic Hazard Analysis

⁹ Engineering demand parameters

¹⁰ Fragility functions

¹¹ Damage measures

¹² Decision variables

¹ Incremented dynamic analysis

² OpenSees

همچنین، مقدار رابطه (۲) از انتگرال سه گانه‌ی روش طراحی عملکردی PEER تعیین می‌شود که به شکل رابطه (۷) بیان شده است:

(۷)

$$\lambda(dv < DV) = \iiint G(dv|dm)dG(dm|edp)dG(edp|im)|d\lambda(im)|$$

که در آن $\lambda(dv)$ میانگین فراگذشت سالانه متغیر تصمیم‌گیری، و $G(a|b)$ احتمال فراگذشت a از a_0 ($a > a_0$) به شرط b است. همچنین، $d\lambda(im)$ را می‌توان به صورت $\left|\frac{d\lambda(im)}{d(im)}\right| d(im)$ نوشت که بیانگر شیب منحنی خطر لرزه‌ای است.

نکته قابل توجه دیگر درمورد رابطه (۷) پیوسته بودن پارامترهای آن است. با این حال، با توجه به متغیر تصمیم‌گیری مورد بررسی، معیارهای آسیب می‌توانند گسسته باشند، زیرا این معیارها به حالت‌های آسیب مختلف در اجزای ساختمان بستگی دارند. در این صورت، رابطه (۷) به شکل رابطه (۸) اصلاح می‌شود [6]:

(۸)

$$\lambda(dv < DV) = \sum_{i=1}^m \iint G(dv|dm_i)G(dm_i|edp_j)dG(edp_j|im)\left|\frac{d\lambda(im)}{d(im)}\right| d$$

که در آن m تعداد حالت‌های آسیب در عضو زام است. همچنین، احتمال این که عضو زام در حالت آسیب i ام قرار داشته باشد $G(dm_i|edp_j)$ ، از $G(dm_i|edp_j) - G(dm_{i+1}|edp_j)$ ، دست می‌آید که در آن $G(dm_i|edp_j)$ احتمال فراگذشت آسیب i ام در عضو زام و $G(dm_{i+1}|edp_j)$ احتمال فراگذشت حالت آسیب $(i+1)$ ام در عضو زام است که میزان آسیب‌پذیری عضو زام را با افزایش سطح نیاز مهندسی مشخص می‌کنند و از توابع شکنندگی سطح زام و $(i+1)$ ام مربوط به عضو زام به دست می‌آیند [6]. به طور مشابه، پارامتر نیاز مهندسی و معیار شدت را نیز می‌توان در حالت گسسته در نظر گرفت. در نتیجه، انتگرال هر یک از آن‌ها به جمع حالات مختلف، تبدیل می‌شود [6].

در پژوهش حاضر، رابطه (۷) به شکل رابطه (۹) مورد استفاده قرار گرفته است:

درمورد وضعیت ریسک سازه استفاده می‌شوند و شامل مواردی از قبیل خسارت مالی، زمان تعمیر، و مرگ و میر هستند.

در پژوهش حاضر، هزینه تعمیر به عنوان متغیر تصمیم‌گیری انتخاب شده و به صورت هزینه مورد نیاز برای بازگرداندن اعضای آسیب‌دیده به حالت اولیه تعریف شده است. در یک ساختمان با در نظر گرفتن احتمال فروریزش و احتمال تخریب ناشی از جابه‌جایی نسبی پسماند بیش از حد، هزینه خسارت به صورت مجموع هزینه‌های ناشی از تعمیرات در حالت عدم فروریزش، خسارات ناشی از تخریب در صورت عدم فروریزش، و خسارات ناشی از فروریزش ساختمان در نظر گرفته می‌شود که مطابق رابطه (۱) تعیین می‌شود [8]:

$$L_T = L_{NC \cap R} + L_{NC \cap Irr} + L_C \quad (1)$$

که در آن L_T خسارت کل، $L_{NC \cap R}$ خسارت در صورت عدم فروریزش (NC)^۱ و قابل تعمیر بودن ساختمان (R)^۲، $L_{NC \cap Irr}$ خسارت در صورت عدم فروریزش اما غیرقابل تعمیر بودن ساختمان (Irr)^۳ ناشی از جابه‌جایی نسبی پسماند بیش از حد، و L_C خسارت ناشی از وقوع فروریزش (C)^۴ هستند. هر یک از جملات رابطه (۱) با استفاده از قضیه احتمال کل برای شدت زلزله مشخص، به صورت روابط (۲ تا ۴) محاسبه می‌شود:

$$L_{NC \cap R} = [L_T|NC \cap R, IM]P(NC \cap R|IM) \quad (2)$$

$$L_{NC \cap Irr} = [L_T|NC \cap Irr]P(NC \cap Irr|IM) \quad (3)$$

$$L_C = [L_T|C]P(C|IM) \quad (4)$$

که در آن $L_T|NC \cap R, IM$ بیانگر هزینه تعمیر واحد (URC) برای هر گروه آسیب‌پذیر، $L_T|NC \cap Irr$ و $L_T|C$ نشان‌دهنده هزینه جایگزینی ساختمان (BRC)، و P نماد احتمال وقوع حالت‌های مختلف است که بیانگر وزن هر یک از حالات می‌باشد. از طرف دیگر، احتمالات روابط (۲ و ۳) را می‌توان با استفاده از قواعد احتمال گسترش داده و به صورت روابط (۵ و ۶) بیان نمود [8]:

$$P(NC \cap R|IM) = \{1 - P(Irr|NC, IM)\} \cdot \{1 - P(C|IM)\} \quad (5)$$

$$P(NC \cap Irr|IM) = P(Irr|NC, IM) \cdot \{1 - P(C|IM)\} \quad (6)$$

¹ noncollapse

² repaired

³ Irreparable

⁴ collapse

برای هر سطح آسیب، و n_{DS} تعداد حالت‌های آسیب است. سپس، هزینه تعمیر نهایی برای هر گروه المان‌های آسیب‌پذیر، با در نظر گرفتن همه آن‌ها در تمام طبقات و در همه شدت‌های زلزله مطابق رابطه (۱۰)، تعیین می‌شود:

$$RC_{cpt} = (1 - P_{Irr})(1 - P_c) \sum_{j=1}^{n_{story}} Q_j h_j \sum_{i=1}^{n_{DS}} URC_{DS_i} \int_0^{\infty} P_{DS_i, j} \left| \frac{dH}{dS_a} \right| dS_a + BRC \int_0^{\infty} [P_c + P_{Irr}(1 - P_c)] \left| \frac{dH}{dS_a} \right| dS_a \quad (10)$$

قاب خمشی بتنی ویژه و space frame طراحی شده‌اند. در این ساختمان‌ها، ارتفاع طبقه اول و سایر طبقات به ترتیب ۴/۶ متر و ۴/۰ متر می‌باشد. همچنین، بار مرده و زنده‌ای به ترتیب معادل ۸/۴ و ۲/۴ کیلونیوتن بر مترمربع به کف طبقات اعمال شده است.

۲-۳- شرایط ساختگاه و طیف طرح

ساختمان‌های مورد بررسی برای منطقه‌ای با مشخصات (N33.996°, W118.162°)، واقع در لس‌آنجلس کالیفرنیا، طراحی شده‌اند [2]. این منطقه دارای سطح خطرپذیری زیاد، خاک نوع D، و مشخصات طیفی $S_{ms} = 1.5g$ ، $S_1 = 0.6g$ ، $S_s = 1.5g$ و $S_{m1} = 0.9g$ است. طیف طرح منطقه، مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده است [18].

۳-۳- مدل‌سازی غیرخطی

هسلتون و دیرلین [18] مدل غیرخطی ساختمان‌های مذکور را در نرم‌افزار OpenSees [20] ارائه نمودند. آن‌ها برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون از مدل فنرهای متمرکز پلاستیک^۳ استفاده کردند که در آن هر المان تیر یا ستون به صورت یک المان خطی با دو فنر متمرکز با رفتار غیرخطی در دو انتهای آن المان مدل می‌شود. آن‌ها برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فنرهای مفاصل پلاستیک از مدل فنر کراوینکлер^۴ [21] با رفتار هیسترتیک اوج‌گرا^۵ استفاده نمودند و اتصالات تیر-ستون را با المان Joint2D مدل کردند. آن‌ها برای تعیین پارامترهای فنر کراوینکлер از روابط موجود در گزارش PEER 2007/03 [18] استفاده کردند. مقادیر پارامترهای مفصل پلاستیک در گزارش PEER [18] ارائه شده است. همچنین، اثر P-Δ را با استفاده از leaning column در مدل اعمال کردند.

$$RC|S_a = (1 - P_{Irr})(1 - P_c) \times \sum_{i=1}^{n_{DS}} P_{DS_i} URC_{DS_i} \quad (9)$$

که در آن P_{Irr} احتمال غیرقابل تعمیر بودن ساختمان به ازای یک S_a ، P_c احتمال فروریزش ساختمان به ازای S_a ، P_{DS_i} احتمال سطح آسیب مشخص به ازای S_a ، URC_{DS_i} هزینه‌ی تعمیر واحد

که در آن RC_{cpt} هزینه تعمیر برای هر گروه المان‌های آسیب‌پذیر، Q_j تعداد المان آسیب‌پذیر در هر طبقه، h_j ضریب سختی کار در ارتفاع، و n_{story} تعداد طبقات ساختمان است. شایان ذکر است که در روابط فوق، انتگرال اول مربوط به خسارت ناشی از آسیب دائمی و انتگرال دوم مربوط به خسارت ناشی از آسیب گذرا است. در نهایت، با جمع هزینه تعمیر برای همه‌ی گروه‌های آسیب‌پذیر، هزینه‌ی تعمیر نهایی ساختمان تعیین می‌شود. در این پژوهش، با توجه به گروه‌های آسیب‌پذیر در نظر گرفته شده، هزینه تعمیر نهایی ساختمان مطابق رابطه‌ی (۱۱) به دست می‌آید:

$$RC = RC_s + RC_p + RC_c \quad (11)$$

که در آن RC_s هزینه تعمیر سازه، RC_p هزینه تعمیر پارتیشن، و RC_c هزینه تعمیر دیوار خارجی است. مقادیر پارامترهای مختلف در رابطه (۹)، بر اساس دستورالعمل‌های FEMA P-58 [16, 10]، 17 تعیین شده است.

۳-۳- مدل‌های ساختمانی

۱-۳- معرفی مدل‌های ساختمانی

رویکرد ارزیابی عملکردی این پژوهش، روی سه ساختمان قاب خمشی ویژه بتنی چهار-، ۱۲- و ۲۰-طبقه، که توسط هسلتون^۱ و دیرلین^۲ در گزارش PEER [18, 19] طراحی شده‌اند، پیاده‌سازی شده است. شماره شناسه معرف این ساختمان‌ها در گزارش مذکور [18] به ترتیب، ID1019، ID1010، و ID1021 می‌باشد.

پلان ساختمان‌های فوق در شکل (۱) نشان داده شده است. این ساختمان‌ها برای کاربری اداری و با سیستم مقاوم جانبی از نوع

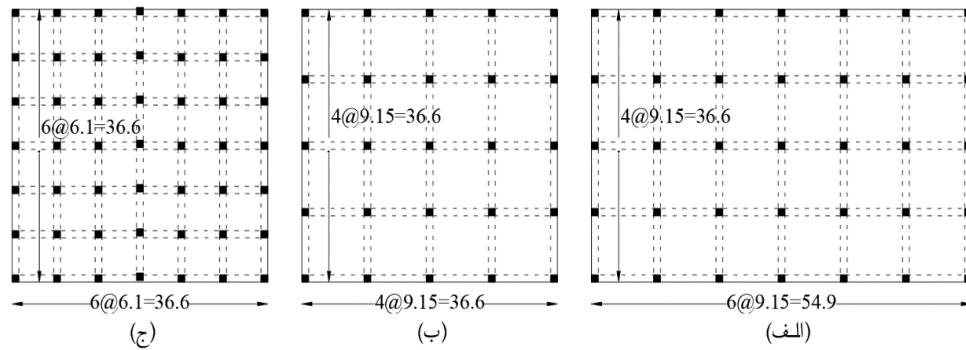
³ Concentrated plastic hinge model

⁴ Krawinkler

⁵ Deterioration model with peak-oriented hysteretic response

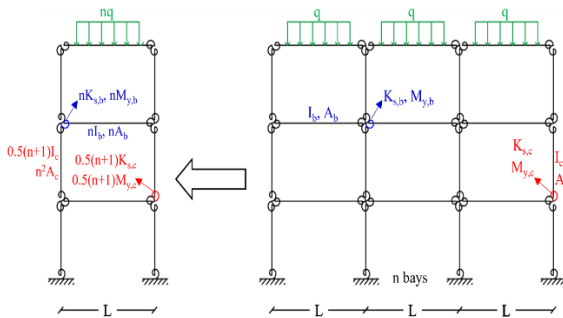
¹ Haselton

² Deierlein



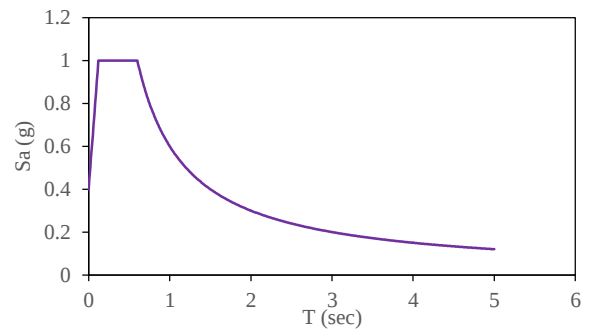
شکل ۱. پلان ساختمان (الف) چهار طبقه، (ب) ۱۲ طبقه، (ج) ۲۰ طبقه

Fig. 1. Buildings plan (a) 4-story, (b) 12-story, (c) 20-story



شکل ۳. تبدیل مدل قاب اصلی به قاب جایگزین معادل [13]

Fig. 3. Converting a CMRF model to an equivalent SF model



شکل ۲. طیف طرح شتاب برای منطقه ی لس آنجلس

Fig. 2. Acceleration design spectrum

جدول ۱. مقادیر چهار دوره تناوب اول قاب اصلی و قاب جایگزین برای ساختمان های مورد بررسی

Table 1. First four natural periods of original and substitute frame for the investigated buildings

Mode no.	4-story		12-story		20-story	
	CMRF	SF	CMRF	SF	CMRF	SF
1	0.848	0.830	1.978	1.953	2.329	2.323
2	0.272	0.270	0.663	0.688	0.796	0.789
3	0.146	0.145	0.384	0.398	0.458	0.453

شده است. در این جدول مشاهده می شود که مقادیر دوره تناوب های قاب جایگزین به مقادیر دوره تناوب های قاب اصلی نزدیک هستند. از این موضوع می توان نتیجه گرفت که سختی قاب جایگزین مشابه سختی قاب اصلی می باشد.

علاوه بر این، در شکل (۴) نمودار برش پایه بر حسب تغییر مکان بام تحت بارگذاری چرخه ای^۱ برای ساختمان های چهار- و ۲۰ طبقه نشان داده شده است. نتایج ارزیابی های فوق نشان می دهند که پاسخ های دو مدل تا حد زیادی بر یکدیگر منطبق هستند. در نتیجه، قاب های جایگزین ساخته شده در این پژوهش، در پیش بینی پاسخ های قاب اصلی از دقت خوبی برخوردار هستند.

۳-۴- مدل سازی قاب جایگزین

چگونگی به دست آوردن پارامترهای قاب جایگزین بر اساس پارامترهای قاب اصلی در شکل (۳) نشان داده شده است. همان طور که در شکل مشاهده می شود، مدل قاب اصلی با یک مدل قاب جایگزین که در آن همه تیرهای یک طبقه با یک تیر معادل، و همه ستون های یک طبقه با دو ستون معادل جایگزین شده اند، ساده سازی می شود.

۳-۵- درستی آزمایشی مدل سازی

در این بخش، برای به دست آوردن اطمینان از درستی مدل سازی انجام شده در این مطالعه، دوره تناوب و پاسخ مدل قاب جایگزین با قاب اصلی مقایسه می شود. بدین منظور، در جدول (۱) مقادیر سه دوره تناوب اول مربوط به دو مدل، ارائه

¹ Cyclic

(۵) محور افقی پیروید ساختمان بر حسب ثانیه و محور قائم شتاب بر حسب g می‌باشد. همچنین، خطوط خاکستری نشان‌دهنده طیف تک رکوردها و خط قرمز نشان‌دهنده طیف میانگین است.

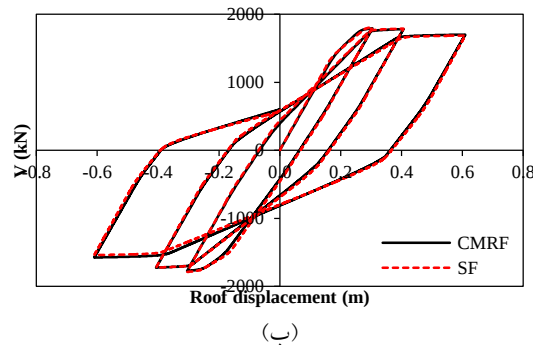
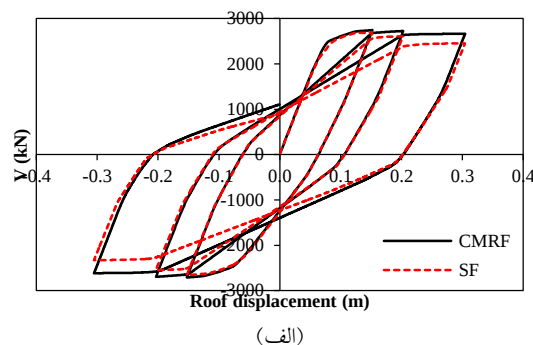
۴-۲- تحلیل دینامیکی فزاینده و پاسخ سازه

در این پژوهش، برای تعیین پاسخ ساختمان‌ها از تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده است. بدین منظور، برای هر رکورد، شتاب وارد بر مدل با گام 0.05 افزایش یافت تا زمانی که فروریزش در سازه اتفاق بیفتد. نقطه فروریزش سازه معادل بیشینه جابه‌جایی نسبی 10% [23, 24] در نظر گرفته شده است. در هر تحلیل، EDPهای مورد نیاز، شامل قدرمطلق پاسخ بیشینه جابه‌جایی نسبی در هر طبقه (IDI_{max})^۱، قدرمطلق بیشینه جابه‌جایی نسبی در بین تمام طبقات ($IDI_{max,all}$)، و قدرمطلق بیشینه جابه‌جایی نسبی پسماند در بین تمام طبقات (IDI_p)^۲، ثبت شد.

با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای ۳۰ رکورد انتخابی، منحنی IDA برای EDPهای مذکور تعیین شده که در آن محور افقی پاسخ تغییر مکان سازه، و محور قائم شتاب وارد بر سازه می‌باشد. سپس مقدار میانه و پراکندگی هر یک از EDPها با توجه به رویکرد پژوهش، تعیین شد. به طوری که میانه پاسخ بیشینه جابه‌جایی نسبی هر طبقه (IDI_{max}) در هر S_a ، به ازای تمام رکوردها تعیین شده اما میانه پاسخ بیشینه جابه‌جایی نسبی پسماند (IDI_p) فقط به ازای رکوردهایی که دچار فروریزش نشده‌اند، تعیین شده است. علاوه بر این، در منحنی IDA بیشینه جابه‌جایی نسبی در بین تمام طبقات ($IDI_{max,all}$)، میانه شتاب در هر دریافت تعیین شده است.

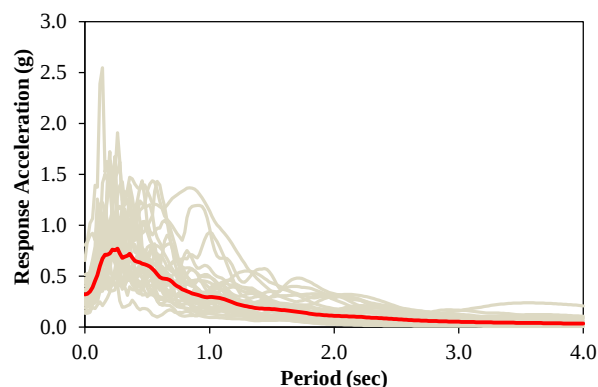
در نهایت، با استفاده از میانه‌ها و پراکندگی‌های به دست آمده، توابع شکنندگی مورد نیاز تعیین شدند. به عنوان نمونه، در شکل (۶) منحنی شکنندگی فروریزش برای ساختمان چهار طبقه مورد بررسی در این پژوهش، نشان داده شده که در آن محور افقی شتاب، و محور قائم احتمال فروریزش است.

شکل (۷) منحنی IDA برای بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقه اول ساختمان چهار طبقه را نشان می‌دهد که در آن محور افقی بیانگر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقه اول (IDI_{max1}) و محور قائم شتاب طیفی زلزله وارد به سازه (S_a) است. علاوه بر این، در شکل (۷)



شکل ۴. نمودار برش پایه بر حسب تغییر مکان بام برای قاب جایگزین و قاب اصلی تحت بارگذاری چرخه‌ای برای ساختمان (الف) چهار طبقه، (ب) ۱۲ طبقه، و (ج) ۲۰ طبقه

Fig. 4. Cyclic pushover curves for detailed and substitute models of (a) 4-story, (b) 12-story, (c) 20-story



شکل ۵. طیف شتاب رکوردهای انتخابی

Fig. 5. Selected records acceleration spectrum

۴-۱- اجزای محاسباتی هزینه تعمیر

۴-۱-۱- رکوردهای انتخابی

برای انجام تحلیل IDA برای ارزیابی عملکردی ساختمان‌های مورد بررسی، ۳۰ رکورد زلزله انتخاب شده است. این رکوردها بر اساس شاخص‌هایی که در FEMA P-695 [22] ارائه شده است، از پایگاه داده‌ی لرزه‌ای PEER (NGA West-2) استخراج شده‌اند. طیف رکوردهای فوق، در شکل (۵) نشان داده شده است. در شکل

¹ Maximum Interstory Drift Index

² Maximum Permanent Interstory Drift Index

رسم می‌شود تا هزینه اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای کل طبقات ساختمان محاسبه شود.

علاوه بر این، دو منحنی IDA دیگر، یکی برحسب بیشینه جابه‌جایی نسبی در بین تمام طبقات ($ID_{max,all}$)، و دیگری بر حسب جابه‌جایی نسبی پسماند (ID_p) نیز رسم می‌شود که اولی برای محاسبه هزینه مربوط به احتمال فروریزش ساختمان و دومی برای محاسبه هزینه غیرقابل تعمیر بودن ساختمان مورد استفاده قرار می‌گیرد. در منحنی‌های مذکور میانه و پراکندگی ID_{max} و ID_p (به ترتیب $\beta_{ID_{max}|S_a}$ ، $\beta_{ID_p|S_a}$ ، $\beta_{ID_{max}|S_a}$ ، $\beta_{ID_p|S_a}$) در هر شتاب، تعیین می‌شود.

سپس، با استفاده از میانه‌ها و پراکندگی‌های فوق توابع شکنندگی سطوح آسیب هر طبقه و حد قابل تعمیر بودن (RD_L) به ترتیب بر اساس روابط (۱۱ و ۱۲) تعیین می‌شوند:

$$F_{DS_i|S_a} = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{\widehat{ID}_{max|S_a}}{\widehat{ID}_{DS_i}} \right)}{\sqrt{\beta_{ID_{max}|S_a}^2 + \beta_{DS_i}^2}} \right] \quad (11)$$

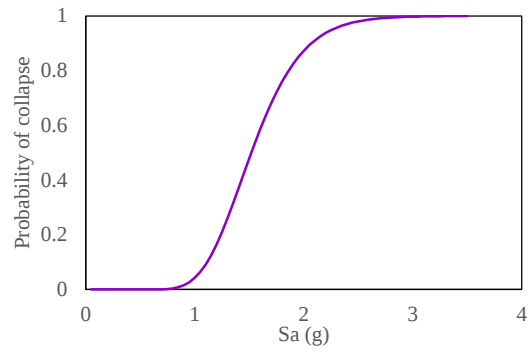
$$F_{RD_L|S_a} = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{\widehat{ID}_p|S_a}{\widehat{RD}_L} \right)}{\sqrt{\beta_{ID_p|S_a}^2 + \beta_{RD_L}^2}} \right] \quad (12)$$

که در آن Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد^۱، $\widehat{ID}_{DS}$ و β_{DS} به ترتیب میانه و پراکندگی دریافت هر سطح آسیب هستند.

۳-۴- سطوح آسیب

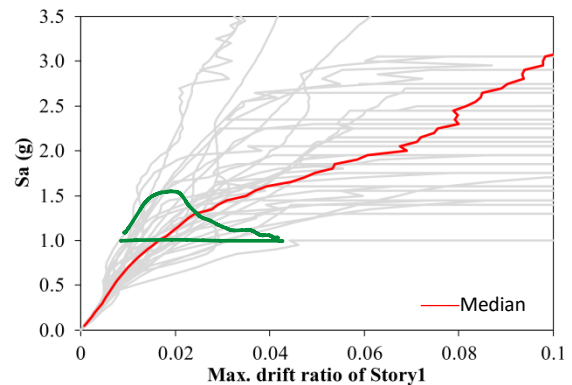
سطوح مختلف آسیب، احتمال این که در صورت عدم فروریزش ساختمان، اجزای ساختمان در سطح خاصی از آسیب قرار بگیرند را مشخص می‌کنند [16]. این حالات برای اجزای حساس به دریافت، بر اساس میانه‌ی دریافت ($\widehat{ID}_{DS}$) و پراکندگی دریافت (β_{DS}) تعیین می‌شوند. میانه نشان‌دهنده ظرفیت تغییرشکل در عضو و پراکندگی نشان‌دهنده عدم قطعیت است. سطوح مختلف آسیب برای سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی مطابق تعریف FEMA P-58-3 [17] در جدول (۲) ارائه شده‌اند.

علاوه بر این در پژوهش حاضر، بر اساس توصیه رامیرز و میراندا [8]، برای بررسی حد قابل تعمیر بودن ساختمان از میانه ۰/۱۵ و پراکندگی ۰/۳ برای دیت پسماند استفاده شده است.



شکل ۶. منحنی شکنندگی فروریزش برای ساختمان چهار-طبقه

Fig. 6. Collapse fragility curve for 4-story building



شکل ۷. منحنی IDA برای بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقه‌ی اول ساختمان چهار-

طبقه و به دست آوردن میانه و پراکندگی EDP در هر S_a برای تعیین توابع شکنندگی سطوح مختلف آسیب

Fig. 7. IDA curve for maximum drift ratio of first floor of the 4-story building and determining median and dispersion of EDP in each S_a to determine fragility function of damage states

جدول ۲. تعریف حالات آسیب المان‌ها بر اساس FEMA P-58-3 [17]

Table 2. Definition of element damage states based on FEMA P-58-3 [17]

Element	Damage State	$\widehat{ID}_{DS}$	β_{DS}	Sub damage
Structure	SDS1	0.02	0.4	-
	SDS2	0.0275	0.3	-
	SDS3	0.05	0.3	SDS3 ₁ (80%) SDS3 ₂ (20%)
Partition	PDS1	0.005	0.4	-
	PDS2	0.01	0.3	-
	PDS3	0.021	0.2	-
Curtain wall	CDS1	0.027	0.3	-
	CDS2	0.0276	0.3	-
	CDS3	0.303	0.3	-

چگونگی تعیین تابع توزیع و تعیین میانه‌ی دریافت به ازای یک S_a به صورت شماتیک نشان داده شده است. با استفاده از منحنی‌های شکنندگی اعضا، ارائه شده در FEMA P-58 و مقدار میانه دریافت، سطح آسیب هر عضو و هزینه تعمیر آن تعیین می‌شود. البته نمودارهای IDA برای بیشینه جابه‌جایی نسبی سایر طبقات نیز

¹ Repairable damage limit

² standard normal cumulative distribution function

۴-۴- خطر لرزه‌ای

در پژوهش حاضر برای ارزیابی خطر لرزه‌ای از داده‌های USGS [25] و میان‌یابی خطی استفاده شده است. در شکل (۸) منحنی خطر لرزه‌ای برای ساختمان‌های مورد بررسی نشان داده شده است.

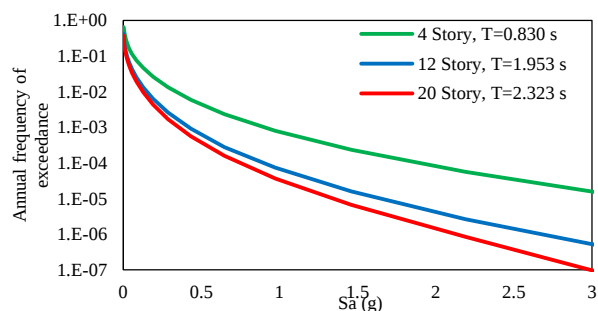
۵- هزینه تعمیر

۱-۵- نمونه محاسبه هزینه تعمیر برای ساختمان چهار-طبقه

با توجه به اهداف این پژوهش، ارزیابی عملکردی هزینه تعمیر برای هر یک از ساختمان‌های مورد بررسی، انجام شده است. به عنوان یک نمونه، در شکل‌های (۹ تا ۱۲)، نتایج ساختمان چهارطبقه به صورت گام به گام نشان داده شده است. در این شکل‌ها، خطر لرزه‌ای در ارزیابی عملکردی لحاظ نشده است.

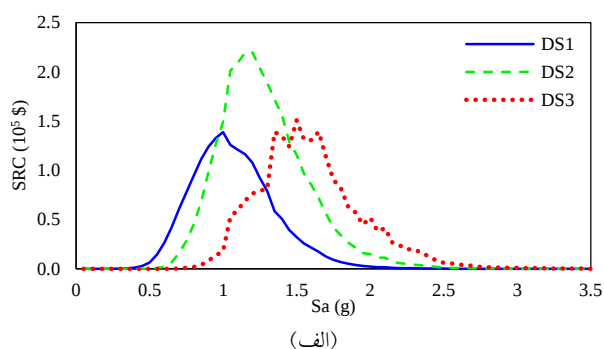
در شکل (۹) هزینه تعمیر اعضای آسیب‌پذیر ساختمان چهار-طبقه ناشی از آسیب‌گذار، در سطوح مختلف آسیب و در شدت‌های مختلف، برای طبقه اول نشان داده شده است. در نمودارهای این شکل، محور افقی شتاب (S_a) بر حسب g و محور قائم هزینه تعمیر بر حسب دلار (\$) است. همچنین، هزینه تعمیر برای DS1، DS2، و DS3 به ترتیب با خطوط به رنگ آبی، سبز، و قرمز، و با خط پر، خط چین، و نقطه‌چین نشان داده شده است.

در شکل (۹-الف)، مشاهده می‌شود که هزینه تعمیر سازه از شدت $0.5 g$ با DS1 شروع می‌شود. سپس، با افزایش شتاب، هزینه تعمیر DS1 کاهش یافته و به تدریج هزینه تعمیر DS2 و DS3 افزایش می‌یابد. به طور کلی، بیشترین هزینه تعمیر سازه در محدوده $0.7 g$ تا $2.0 g$ اتفاق می‌افتد. همچنین، در بین سطوح مختلف آسیب سازه‌ای، DS1 کمترین هزینه و DS2 بیشترین هزینه را ایجاد می‌کند. در در شکل (۹-ب) هم مشاهده می‌شود که هزینه تعمیر پارتیشن از شدت‌ها $0.15 g$ با DS1 شروع می‌شود و بیشترین هزینه تعمیر در محدوده $0.5 g$ تا $2.0 g$ اتفاق می‌افتد. همچنین، کمترین هزینه برای پارتیشن ناشی از DS1 و بیشترین هزینه ناشی از DS3 است. به طور مشابه، شکل (۹-ج) نشان می‌دهد که هزینه تعمیر دیوار خارجی از شدت $0.7 g$ شروع می‌شود و بیشترین آسیب در محدوده $1.0 g$ تا $2.2 g$ اتفاق می‌افتد. همچنین، مشابه پارتیشن، در بین سطوح مختلف آسیب دیوار خارجی، DS1 کمترین هزینه و DS3 بیشترین هزینه را ایجاد می‌کند.

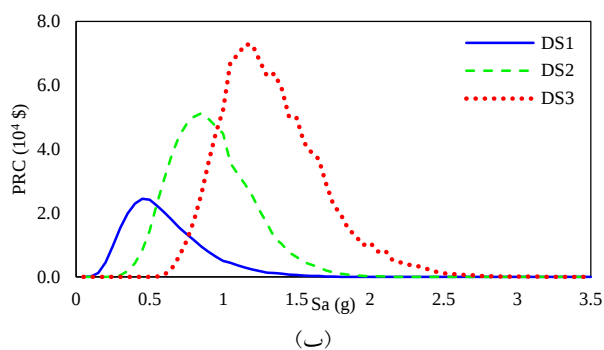


شکل ۸. منحنی خطر لرزه‌ای برای ساختمان‌های مورد بررسی

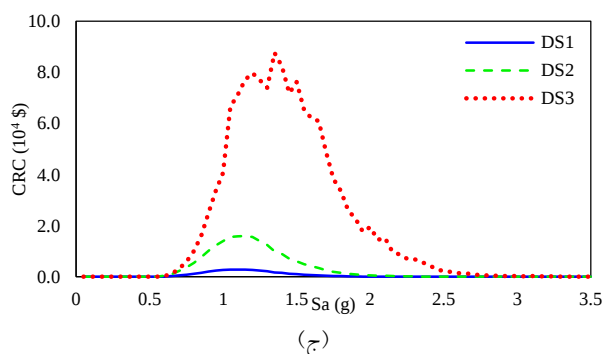
Fig. 8. Seismic hazard curve for the investigated buildings



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۹. هزینه تعمیر طبقه اول ساختمان چهار-طبقه در سطوح مختلف آسیب

برای (الف) سازه، (ب) پارتیشن، و (ج) دیوار خارجی

Fig. 9. Repair cost of the first story of the 4-story building at different damage states for (a) structure, (b) partitions, and (c) curtain walls

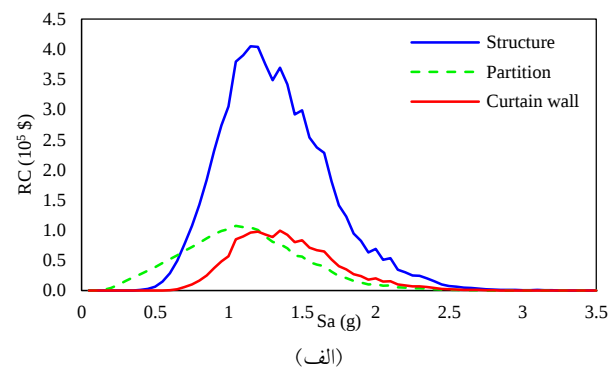
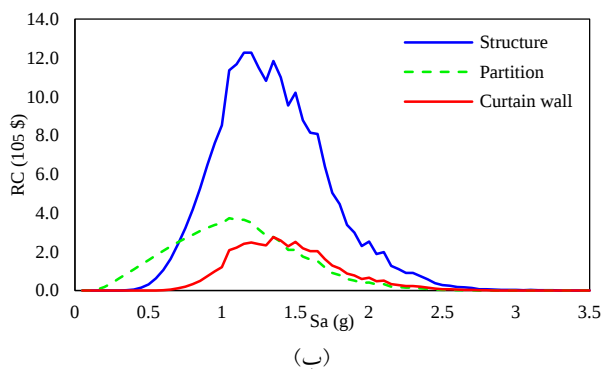
شکل (۱۰) مجموع هزینه تعمیر تمام سطوح آسیب هر یک از گروه‌های آسیب‌پذیر را در شدت‌های مختلف، در طبقه اول و کل ساختمان چهار-طبقه، نشان می‌دهد. در این شکل، هزینه تعمیر

می‌آید که در شکل (۱۱) نشان داده شده است. در این شکل، هزینه تعمیر برای طبقه اول تا چهارم به ترتیب با خطوط به رنگ آبی، قرمز، سبز، و نارنجی نشان داده شده است. در شکل مذکور مشاهده می‌شود که بیشترین هزینه تعمیر در طبقه اول و دوم که تغییر مکان بیشتری را تجربه می‌کنند، اتفاق می‌افتد و کمترین هزینه تعمیر در طبقه چهارم روی می‌دهد. همچنین، بیشترین هزینه تعمیر هر طبقه در محدوده 0.7 g تا 2.0 g اتفاق می‌افتد.

در نهایت، با جمع نمودارهای شکل (۱۰-ب) یا شکل (۱۱) در هر شدت، هزینه تعمیر نهایی ساختمان چهار-طبقه ناشی از آسیب گذرا در شدت‌های مختلف تعیین شده که در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همان‌طور که پیش از این دیده شد، بیشترین هزینه تعمیر ساختمان چهار-طبقه در محدوده 0.7 g تا 2.0 g اتفاق می‌افتد.

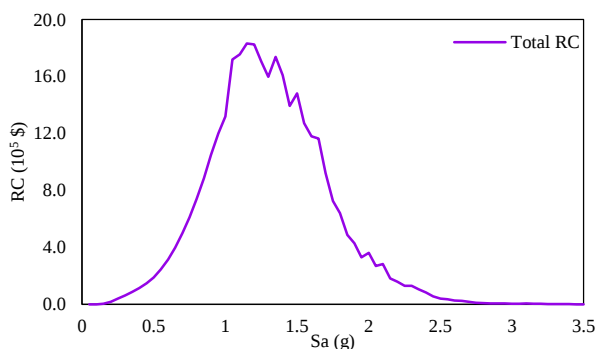
سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی به ترتیب با خطوط به رنگ آبی، سبز، و قرمز و با خط پر، خط چین، و نقطه‌چین نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که بیشترین هزینه تعمیر مربوط به اجزای سازه‌ای است و هزینه تعمیر پارتیشن و دیوار خارجی تقریباً برابر است هر چند که در شدت‌های متفاوتی اتفاق می‌افتند. همچنین، هزینه تعمیر در شدت‌های پایین با پارتیشن شروع می‌شود و سپس سازه، و در نهایت دیوار خارجی بر هزینه تعمیر تأثیر می‌گذارند. به طوری که در شدت‌های پایین هزینه تعمیر ناشی از هزینه تعمیر پارتیشن است. این موضوع به دلیل تفاوت در مقدار ظرفیت شکل‌پذیری سطوح مختلف آسیب سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی می‌باشد.

علاوه بر این، با جمع هزینه تعمیر تمام گروه‌های آسیب‌پذیر در هر طبقه، هزینه تعمیر هر طبقه که شامل جمع هزینه تعمیر تمام سطوح آسیب سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی است، به دست



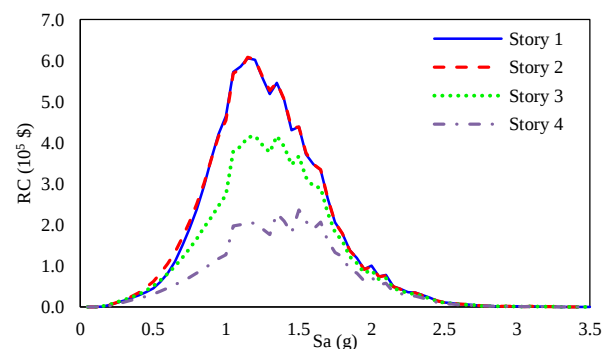
شکل ۱۰. مجموع هزینه تعمیر سطوح مختلف آسیب سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی ساختمان چهار-طبقه برای (الف) طبقه اول، (ب) تمام طبقات

Fig. 10. Total repair cost of different damage states of structure, partitions, and curtain walls of the 4-story building for (a) the first story, (b) all stories



شکل ۱۲. هزینه تعمیر نهایی ساختمان چهار-طبقه ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر

Fig. 12. Final repair cost of the 4-story building due to transient damage



شکل ۱۱. هزینه تعمیر هر طبقه در ساختمان چهار-طبقه ناشی از هزینه تعمیر

همه المان‌های آسیب‌پذیر

Fig. 11. Repair cost of each story in the 4-story building due to repair cost of all vulnerable elements

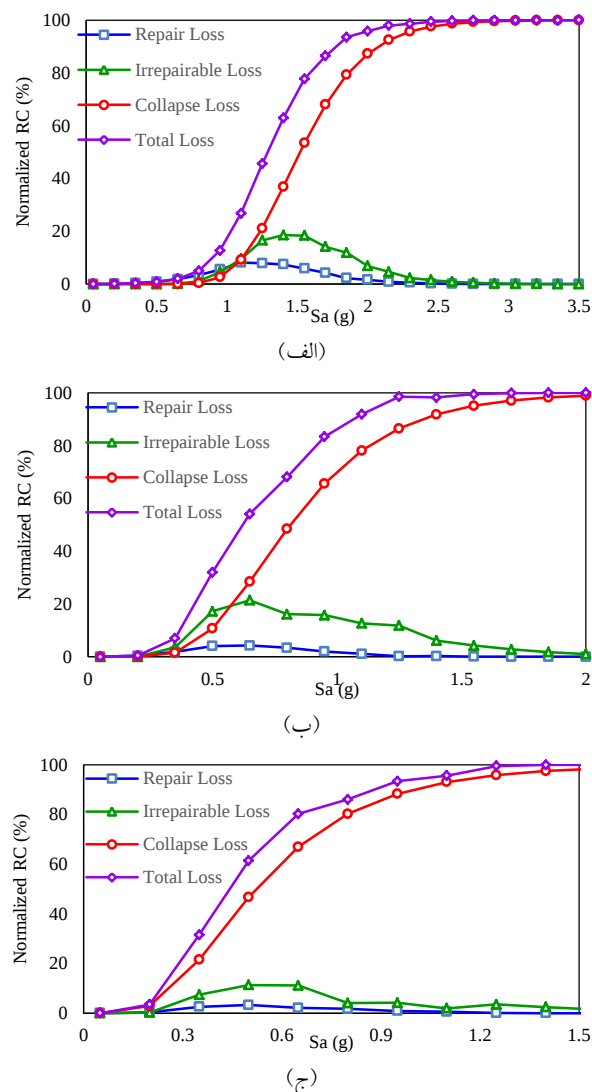
۵-۲- مقایسه نتایج محاسبه هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد

مطالعه

بدین ترتیب، هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی تعیین می‌شود که نتایج آن در هر شدت در شکل (۱۳) نشان داده شده است. این نتایج، با اعمال خطر لرزه‌ای در ارزیابی عملکردی ارائه شده است. در این شکل‌ها، محور افقی شتاب (S_a) بر حسب g و محور قائم هزینه نرمال شده بر هزینه جایگزینی ساختمان بر حسب درصد، است. به منظور مقایسه نتایج، در شکل (۱۳) هزینه ناشی از آسیب در گروه‌های آسیب‌پذیر، هزینه ناشی از غیرقابل تعمیر شدن ساختمان، هزینه ناشی از فروریزش، و هزینه نهایی حاصل از جمع موارد مذکور در یک نمودار ارائه شده است که به ترتیب Repair Loss، Irrepairable Loss، Collapse Loss، و Total Loss نامیده شده‌اند و با رنگ آبی، سبز، قرمز، و بنفش (با علائم متفاوت) نشان داده شده‌اند.

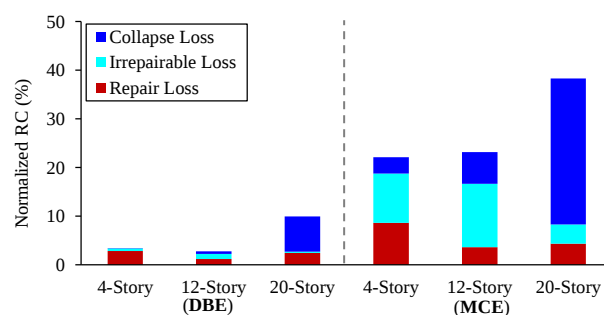
در نمودارهای شکل (۱۳) مشاهده می‌شود که به طور کلی در ارزیابی هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی، خسارت ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر کمترین سهم را در خسارت نهایی ساختمان داشته و عمده خسارت به ویژه در شدت‌های بالا، ناشی از فروریزش ساختمان است. البته، در ساختمان چهارطبقه و ساختمان ۱۲-طبقه تا شدت حدود دو برابر شدت طراحی، عمده خسارت ناشی از غیرقابل تعمیر شدن ساختمان است اما با افزایش شدت، سهم آن کاهش یافته و خسارت ناشی از فروریزش افزایش می‌یابد. اما در ساختمان ۲۰-طبقه، حتی در شدت‌های پایین، خسارت ناشی از فروریزش بیشتر از سایر موارد می‌باشد. همچنین، خسارت گروه‌های آسیب‌پذیر در شدت زلزله‌ی سطح طرح شروع می‌شود. به طور کلی، نتایج شکل (۱۳) نشان می‌دهد که خسارت در ساختمان‌ها ناشی از آسیب دائمی است.

به منظور بررسی بیشتر نتایج، در شکل (۱۴) هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی در شتاب زلزله سطح طرح (DBE) و بیشینه زلزله محتمل (MCE) نشان داده شده است. شایان ذکر است که در این شکل خطر لرزه‌ای اعمال نشده است. همچنین، به منظور مقایسه بهتر، در این شکل هزینه خسارت ساختمان در سطوح مورد بررسی به تفکیک هزینه ناشی از آسیب در گروه‌های آسیب‌پذیر، هزینه ناشی از غیرقابل تعمیر شدن ساختمان، و هزینه ناشی از فروریزش ارائه شده است که به ترتیب با رنگ قرمز، آبی



شکل ۱۳. هزینه تعمیر نرمال‌شده به ازای هر شدت برای ساختمان (الف) چهارطبقه، (ب) ۱۲-طبقه، و (ج) ۲۰-طبقه

Fig. 13. Normalized repair cost per intensity for (a) 4-story, (b) 12-story, and (c) 20-story building



شکل ۱۴. هزینه تعمیر نرمال‌شده برای ساختمان‌های مورد بررسی در شتاب (الف) سطح DBE، و (ب) سطح MCE

Fig. 14. Normalized repair cost for the investigated buildings at acceleration (a) DBE, and (b) MCE

محاسباتی، در این پژوهش از مدل ساده شده‌ی قاب جایگزین استفاده شده و به ازای هر مدل، تحلیل دینامیکی فزاینده، تحت ۳۰ رکورد زلزله، و در کل بیش از ۳۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس انجام شده است. در نهایت هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی در شدت‌های مشخص بررسی شده و در این بخش نتایج به صورت خلاصه ارائه شده است.

- در زلزله سطح DBE، هزینه‌ی تعمیر ساختمان‌های ۴-، ۱۲-، و ۲۰-طبقه به ترتیب ۳٪، ۵٪/۲، و ۱۰٪ هزینه‌ی جایگزینی ساختمان و در زلزله سطح MCE، به ترتیب ۲۲٪، ۲۳٪، و ۳۸٪ هزینه‌ی جایگزینی ساختمان محاسبه شد.
- به طور کلی در سطح DBE عمده‌ی خسارت ساختمان‌های مورد بررسی ناشی از هزینه‌ی تعمیر اعضا می‌باشد، اما در سطح MCE، خسارت ناشی از هزینه‌ی جایگزین کردن ساختمان به دلیل فروریزش یا تغییرشکل پسماند زیاد، است.
- در هر دو سطح DBE و MCE، عمده‌ی خسارت ساختمان ۴- و ۱۲-طبقه ناشی از تغییرشکل پسماند، و در ساختمان ۲۰-طبقه ناشی از فروریزش است.
- در ساختمان‌های کوتاه، عمده هزینه ناشی از تعمیر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای و در ساختمان‌های بلند، عمده هزینه ناشی از جایگزین کردن سازه‌های فروریخته و یا به شدت آسیب‌دیده است.
- در ساختمان ۴- و ۱۲-طبقه تا شدت دو برابر شدت زلزله سطح طرح (DBE)، عمده خسارات ناشی از تغییرشکل‌های پسماند و در نتیجه غیرقابل تعمیر شدن ساختمان است. اما با افزایش شدت زلزله، خسارت ناشی از فروریزش ساختمان به شدت افزایش می‌یابد.
- در این پژوهش هزینه تعمیر فقط دو عضو غیر سازه‌ای شامل دیوار خارجی و پارتیشن محاسبه شد که معمولاً بیشترین هزینه‌ی تعمیر را به خود اختصاص می‌دهند. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای بیشتر از هزینه‌ی تعمیر اعضای غیرسازه‌ای است.

قدردانی نویسندگان

نویسندگان از حمایت‌های معنوی دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل قدردانی می‌کنند.

روشن، و آبی تیره نشان داده شده‌اند. همچنین، در این شکل، محور قائم بیانگر هزینه‌ی نرمال شده بر هزینه‌ی جایگزینی ساختمان بر حسب درصد، و محور افقی نشان‌دهنده هر ساختمان است.

ابتدا، نتایج شکل (۱۴) در سطح DBE بررسی می‌شود. در این شکل مشاهده می‌شود که به طور کلی در سطح DBE هزینه تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی کمتر از ۱۰٪ هزینه جایگزینی ساختمان است. در این سطح، عمده خسارت در ساختمان چهارطبقه ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر می‌باشد. در حالی که در ساختمان ۱۲ طبقه خسارت ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر و غیرقابل تعمیر شدن تقریباً برابرند و عمده خسارت نهایی ساختمان را تشکیل می‌دهند. اما، در ساختمان ۲۰ طبقه خسارت ناشی از فروریزش بیشترین نقش را در خسارت نهایی ساختمان دارد.

از طرف دیگر، نتایج شکل (۱۴) در سطح MCE نشان می‌دهد که به طور کلی در این سطح هزینه‌ی تعمیر ساختمان‌های مورد بررسی کمتر از ۴۰٪ هزینه‌ی جایگزینی ساختمان است. در این سطح در ساختمان چهارطبقه هزینه‌ی ناشی از گروه‌های آسیب‌پذیر و غیرقابل تعمیر شدن ساختمان تقریباً برابر هستند. علاوه بر این، در ساختمان ۱۲ طبقه عمده خسارت ناشی از غیرقابل تعمیر شدن ساختمان است. علاوه بر این، در ساختمان ۲۰ طبقه، مشابه سطح DBE، عمده‌ی خسارت ناشی از فروریزش ساختمان است. بنابراین، به طور کلی می‌توان بیان نمود که در هر دو سطح DBE و MCE خسارت وارد به ساختمان چهار-، ۱۲-، و ۲۰-طبقه به ترتیب ناشی از خسارت گروه‌های آسیب‌پذیر، غیرقابل تعمیر شدن ساختمان، و فروریزش می‌باشد.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای سه ساختمان قاب خمشی بتنی ویژه‌ی ۴-، ۱۲-، و ۲۰-طبقه بر اساس متغیر هزینه تعمیر، با در نظر گرفتن اثر فروریزش و تغییرشکل پسماند، بررسی شده است. ساختمان‌های مذکور برای منطقه‌ای با خطر لرزه‌ای بالا طراحی شده‌اند و دارای سیستم مقاوم جانبی از نوع space frame می‌باشند. در این ساختمان‌ها، المان‌های سازه، پارتیشن، و دیوار خارجی به عنوان اعضای آسیب‌پذیر در نظر گرفته شدند. با توجه به حجم زیاد تحلیل‌های مورد نیاز، به منظور کاهش هزینه‌های

تعارض منافع

برای نویسندگان هیچ‌گونه تعارض منافع وجود ندارد.

منابع مالی

در انجام این پژوهش از منابع مالی بخش‌های دولتی، تجاری یا غیرانتفاعی استفاده نشده است.

سهم نویسندگان

تمامی نویسندگان به یک اندازه در این تحقیق مشارکت داشتند.

References

- Moehle, J. & Deierlein, G.G. 2004. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In: *13th world conference on earthquake engineering* (Vol. 679, p. 12). WCEE Vancouver.
- Mitrani-Reiser, J. et al. 2006. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building-Part II: Loss estimation. In: *8th National Conference on Earthquake Engineering (100th Anniversary Earthquake Conference)* (pp. 18-22).
- Fischinger, M. ed. 2014. *Performance-based seismic engineering: Vision for an earthquake resilient society* (Vol. 32). Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Mitrani-Resier, J., Wu, S. & Beck, J.L. 2016. Virtual Inspector and its application to immediate pre-event and post-event earthquake loss and safety assessment of buildings. *Natural Hazards*, 81, pp. 1861-1878. doi: 10.1007/s11069-016-2159-6.
- Habibi, M., Kermanshachi, S. & Safapour, E. 2018. Engineering, procurement, and construction cost and schedule performance leading indicators: State-of-the-art review. In: *Construction Research Congress 2018* (pp. 378-388). doi: 10.1061/9780784481271.037.
- Miranda, E. & Aslani, H. 2003. *Probabilistic response assessment for building-specific loss estimation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Ramirez, C.M. et al. 2012. Expected earthquake damage and repair costs in reinforced concrete frame buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), pp. 1455-1475. doi: 10.1002/eqe.2216.
- Ramirez, C.M. & Miranda, E. 2012. Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), pp. 1477-1493. doi: 10.1002/eqe.2217.
- Harle, S.M. et al. 2024. Advancing seismic resilience: Focus on building design techniques. In: *Structures* (Vol. 66, p. 106432).
- FEMA P-58. 2018. *Seismic performance assessment of buildings, volume 1 - methodology*. p. 340.
- Hwang, S.H. & Lignos, D.G. 2017. Earthquake-induced loss assessment of steel frame buildings with special moment frames designed in highly seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(13), pp. 2141-2162. doi: 10.1002/eqe.2898.
- Joyner, M.D. & Sasani, M. 2020. Building performance for earthquake resilience. *Engineering Structures*, 210, p. 110371. doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110371.
- Soleimani, R., Khosravi, H. & Hamidi, H. 2019. Substitute Frame and adapted Fish-Bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames. *Engineering Structures*, 185, pp. 68-89. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.01.127.
- Soleimani, R., Hamidi, H. & Khosravi, H. 2022. On advantages of the "Substitute Frame" model for incremental dynamic analysis: Integration of speed and accuracy. In: *Structures* (Vol. 39, pp. 266-277).
- Li, Z., Lu, J. & Teng, J. 2024. Seismic performance loss evaluation of reinforced concrete frame structure based on updatable damage model. *Earthquake Engineering and Resilience*, 3(1), pp. 152-173.
- Fema. 2021. *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 2 – Implementation Guide*. FEMA P-58-2, 11(10), p. 440. doi: 10.3390/buildings11100440.
- FEMA. 2018. *Seismic performance assessment of buildings Volume 3 – Supporting Electronic Materials*. FEMA P-58-3, 1, p. 3.
- Haselton, C.B. 2008. *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*.
- Haselton, C.B. et al. 2008. Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings.
- Mazzoni, S. et al. 2006. *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. Pacific Earthq. Eng. Res. Cent., p. 465.
- Ibarra, L.F., Medina, R.A. & Krawinkler, H. 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), pp. 1489-1511. doi: 10.1002/eqe.495.
- Harris, J.R. et al. 2009. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. FEMA P695, p. 421.
- Gokkaya, B.U., Baker, J.W. & Deierlein, G.G. 2016. Quantifying the impacts of modeling uncertainties on the seismic drift demands and collapse risk of buildings with implications on seismic design checks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*,

- 45(10), pp. 1661-1683. doi: 10.1002/eqe.2740. 10.1193/021113EQS025M.
24. Baker, J.W. 2015. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), pp. 579-599. doi:
25. Petersen, M.D. et al. 2010. Documentation for the 2008 update of the united states national seismic hazard maps. *Earthq. Res. Backgr. Sel. Reports*, pp. 107-234.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Abbasgholinia, S., Khosravi, H., Vaseghiamiri, S. 2026. Probabilistic estimation of repair cost for Performance assessment of concrete special moment frames, *Modares Civil Engineering journal*, 25(6), pp. 37-51.

DOI: 10.48311/mcej.2026.12721



application of magnetorheological dampers in improving the seismic performance of irregular structures against the effects of wind load variation due to climate change

Marzieh Norouzi¹, Pedram Ghaderi^{2*} 

1. M.Sc., School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology.
2. Assistant Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology.

Abstract

Climate change has become one of humanity's greatest challenges. Rising temperatures, weather fluctuations, and especially changes in precipitation and wind patterns have profound impacts on infrastructure and urban structures. These changes not only increase the risk of natural disasters but also affect the design and construction of buildings. Therefore, the development of innovative solutions to enhance the seismic performance and resilience of these buildings, especially in regions susceptible to climate change, is crucial. This study examines the performance of an 8-story steel structure with geometric irregularity in its plan against the effects of climate change, focusing on wind loading under three different wind speed increase scenarios including: 1-low 2-moderate, and 3-severe. To mitigate the negative effects of these changes on the seismic performance of the structure, magnetorheological damper was employed. The entire floor slabs of the structure were considered rigid. The modified Bouc-Wen method was used to indicate damper behavior in dynamic equations of the structure and two control scenarios including passive control and active control were considered. NatHaz online wind simulator data base was used for modeling wind loading on structure and the Simulink environment of MATLAB was used to model the structure equipped with a magnetorheological damper under wind loading.

The results indicated that a slight increase in wind speed led to an average increase of 35%, while a moderate increase resulted in over 60%, and a severe increase in wind speed caused more than a 100% rise in maximum displacement, drift, and base shear responses of structure. By adding magnetorheological damper to improve the negative effects of increased wind speed on the seismic performance of the structure, the damper was able to reduce the maximum displacement, drift, and base shear of the floor where it was installed by 14%, 32%, and 38% respectively in scenario (1), by 16%, 40%, and 32% respectively in scenario (2), and by 8%, 28%, and 29% respectively in scenario (3). This indicates that the damper effectively controlled the response of the floor it is installed on and was able to mitigate the negative effects of climate change. Furthermore, this damper not only positively affected the floor it was installed on but also improved the seismic response of the roof level, maintaining its effectiveness across all three climate change scenarios. Additionally, the results indicated that the damper performs better in active control mode compared to passive mode. However, the parameters related to maximum acceleration of the floor indicates a significant increase in the active control scenario, while in the passive control scenario, no significant changes were observed. The best results were achieved in the low and moderate wind speed increase scenarios. Although in the severe wind speed increase scenario, the damper maintained its effective performance. In conclusion, it can be said that the force generated by the magnetorheological damper has intelligent adjustability, which can change based on environmental conditions and loading. This feature allows structures to respond more quickly to sudden environmental changes and provides greater safety against damage caused by climatic conditions as well as enhancing the resilience of structures against adverse weather conditions.

Review History

Received: Oct 31, 2024

Revised: Jan 25, 2025

Accepted: Mar 11, 2025

Keywords

climate change conditions
structural control
irregular structures
magnetorheological
dampers

* Corresponding Author Email: P_ghaderi@iust.ac.ir - ORCID: 0000-0002-2792-6618



بررسی کاربرد میراگرهای سیال مغناطیسی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامنظم در برابر آثار تغییر بارگذاری باد ناشی از تغییر اقلیم

مرضیه نوروزی^۱ و پدرام قادری^{۲*} 

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.

۲. استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

در این مطالعه، به بررسی عملکرد یک سازه‌ی فولادی دارای نامنظمی هندسی در پلان در برابر آثار تغییر اقلیم با تمرکز بر بارگذاری باد با سه شرایط مختلف افزایش سرعت باد شامل: ۱- کم، ۲- متوسط و ۳- شدید پرداخته شده است. به منظور بهبود آثار منفی این تغییرات بر عملکرد لرزه‌ای سازه، از میراگر سیال مغناطیسی استفاده شده است. به منظور مدل‌سازی سازه، تمامی دال‌های کف سازه صلب در نظر گرفته شدند. مدل اصلاح‌شده بوک-ون برای نشان دادن رفتار میراگر در معادلات دینامیکی سازه و دو سناریوی کنترلی شامل کنترل غیرفعال و کنترل فعال مدنظر قرار گرفت. از پایگاه داده شبیه‌ساز باد آنالین "NatHaz" برای مدل‌سازی بارگذاری باد استفاده شد و از نرم افزار سیمولینک برای مدل‌سازی سازه مجهز به میراگر سیال مغناطیسی تحت بارگذاری باد استفاده شد.

کلمات کلیدی

تغییر شرایط اقلیمی

کنترل سازه‌ها

میراگرهای سیال مغناطیسی

سازه‌های نامنظم

نتایج نشان می‌دهند که افزایش کم در سرعت باد به‌طور میانگین منجر به افزایش ۳۵ درصدی، افزایش متوسط منجر به افزایش بیش از ۶۰ درصدی و افزایش شدید در سرعت باد نیز منجر به افزایش بیش از ۱۰۰ درصدی در بیشترین پاسخ جابه‌جایی، جابه‌جایی نسبی و برش پایه می‌شود. با افزودن میراگر سیال مغناطیسی به‌منظور بهبود آثار منفی افزایش سرعت باد بر پاسخ سازه، میزان حداکثر پاسخ جابه‌جایی، جابه‌جایی نسبی و برش پایه طبقه سازه به‌ترتیب تا ۱۶، ۴۰ و ۳۸ درصد کاهش داشت. به‌علاوه، این میراگر علاوه بر طبقه‌ای که در آن قرار داشت، تأثیر مثبتی نیز روی پاسخ لرزه‌ای طبقه بام داشت و در هر سه سناریو تغییر اقلیم توانست عملکرد مؤثر خود را حفظ کند. در نهایت، می‌توان گفت استفاده از میراگر سیال مغناطیسی می‌تواند تأثیر زیادی بر تاب‌آوری سازه‌ها در برابر شرایط نامساعد آب‌وهوایی داشته باشد.

۱- مقدمه

افزایش خطر بروز بلایای طبیعی می‌شود، بلکه طراحی و ساخت سازه‌ها را نیز تحت تأثیر قرار می‌دهد. به ویژه، سازه‌های نامنظم که به دلیل طراحی خاص خود در برابر بارهای دینامیکی آسیب‌پذیرتر هستند، نیازمند توجه ویژه‌ای در زمینه مهندسی زلزله و مهندسی سازه هستند.

در دنیای امروز، تغییرات اقلیمی به یکی از بزرگ‌ترین چالش‌های بشر تبدیل شده است. افزایش دما، نوسانات جوی و به‌ویژه تغییر الگوهای بارش و وزش باد، تأثیر عمیقی روی زیرساخت‌ها و سازه‌های شهری دارند. این تغییرات نه تنها منجر به

* رایانامه نویسنده مسئول: P_ghadery@iust.ac.ir - ORCID: 0000-0002-2792-6618

کپی‌رایت © ۲۰۲۵، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به‌صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



به منظور جذب ارتعاشات استفاده می کنند، برای اولین بار در اوایل دهه ۱۹۵۰ توسط شرکت لرد^۲ توسعه داده شدند [9]. اسپنسر و دایک جزو اولین کسانی بودند که از این دستگاه در زمینه کنترل سازه های عمرانی در اواخر قرن بیستم استفاده کردند [10]. پس از آن، استفاده از این میراگر در سازه های عمرانی، همچون در موزه ملی علوم و نوآوری های نوظهور توکیو^۳، به منظور کنترل ارتعاشات رونق گرفت [11].

از دیگر کاربردهای مهم این نوع میراگر می توان به کنترل پاسخ لرزه ای سازه های نامنظم پیچشی اشاره کرد. در سال ۲۰۰۵، یوشیداو دایک تأثیر افزودن میراگر MR را در دو مدل ساختمان در مقیاس کامل، که دارای حرکات جانبی و پیچشی هستند، مطالعه کردند. تایج این مطالعه نشان داد که این میراگر به خوبی می تواند مقدار اثر جابه جایی نسبی و پیچش طبقات را کاهش دهد [12]. در سال ۲۰۰۹، لی و لینگ کاهش پاسخ انتقالی-پیچشی یک سازه نامتقارن را با افزودن دمپرهای MR بررسی کردند و مشاهده کردند که استفاده از دمپرهای MR در سازه، آثار مطلوبی در کاهش پاسخ لرزه ای پیچشی سازه های نامنظم دارد [13]. بهرتهی و دیگر پژوهشگران نیز، نشان دادند که سیستم های MRD در کاهش پاسخ لرزه ای سازه نامتقارن پیچشی، موثرند اگرچه مقدار این اثر با توجه به ویژگی تحریکات لرزه ای متفاوت است. همچنین افزایش نانظمی باعث می شود که دمپر به نیروی کنترل بیشتری احتیاج داشته باشد [14].

در مطالعه دیگری، یانگ و گیو تأثیر افزودن میراگر MR را در یک مدل سیستم سازه ای دارای نامنظمی در پلان و نامنظمی جانبی بررسی کردند و پس از اجرای دمپرهای MR متعدد، پاسخ های تاریخیچه زمانی شتاب و جابه جایی به طور قابل توجهی کاهش یافت و زوایای پیچش بین طبقات به ۲ درصد محدود شدند [15]. مدلسازی میراگرهای MR به دلیل رفتار غیرخطی و هیستریک سیال این میراگر، به یکی از چالش های پژوهشگران تبدیل شده است.

در سال ۱۹۹۷، اسپنسر و دیگر همکاران برای اولین بار مدلسازی میراگر MR را بر اساس مدلسازی سیستم های غیرخطی بوک-ون^۴ را پیشنهاد دادند که می تواند به خوبی دامنه گسترده ای از رفتارهای غیرخطی و هیستریک سیستم را مدلسازی کند. همچنین

یکی از مهم ترین آثار آب و هوایی، تغییر در بارگذاری باد است که عملاً بر همه انواع سازه ها در سراسر جهان بار وارد می کند. مقدار بار باد وابسته به آمار باد، سرعت میانگین باد، شکل و ابعاد سازه و ویژگی های سازه ای می باشد. از بین این پارامترها، فقط پارامتر سرعت باد تحت تأثیر تغییرات اقلیم دچار تغییر خواهد شد و سایر پارامترها تغییر چندانی نخواهند داشت [1].

در مطالعه ای که توسط آیکلبرگر و دیگر پژوهشگران در سال ۲۰۰۸ صورت گرفته است، نشان داده شد که بیشتر مدل های تغییر اقلیم، افزایش سرعت باد میانگین در بیشتر نواحی شمالی کره زمین را پیش بینی می کنند [2].

مطالعات گسترده ای، با مدل سازی سناریوهای مختلف از تغییرات اقلیم در سراسر شمال اروپا، افزایش شدت سرعت بادهای شدید را پیش بینی کردند [3-5]. همچنین، افزایش سرعت بادهای شدید ناشی از تغییرات اقلیم در مرکز اروپا نیز مشاهده خواهد شد [5].

مطالعه ای که توسط کولکاری و دیگر همکاران ارائه شده، حاکی از افزایش ۱۱ تا ۱۵ درصد در مقدار سرعت باد روزانه با دوره بازگشت ۱۰ و ۱۰۰ سال در سواحل غربی کشور هند می باشد [6].

در نهایت، هیتتر و لین مطالعه ای جامع در سال ۲۰۲۴ در زمینه افزایش سرعت باد میانگین طراحی برای کشور آمریکا انجام دادند. آن ها با در نظر گرفتن سه مدت زمان سرویس دهی متفاوت (۵۰، ۷۰ و ۱۰۰ سال) برای سازه ها، نشان دادند که با توجه به گروه خطر سازه، طول عمر و سال ساخت سازه، سرعت باد طراحی به طور متوسط ۳ تا ۶ درصد برای شهرستان های مورد مطالعه و ۶ تا ۱۵ درصد برای شهرستان های ساحلی کشور آمریکا افزایش خواهد یافت. این درصدها بر اساس میانگین کلی برای همه حالت های سناریوها بوده و در برخی از سناریوها، به ویژه در امتداد ساحلی خلیج، تا ۴۰ درصد افزایش در سرعت طراحی باد مشاهده شد [7]. یکی از راهکارهای مؤثر برای مقابله با آثار منفی تغییر اقلیم بر بارگذاری باد در سازه ها، استفاده از سیستم های کنترل سازه مانند میراگرهای سیال مغناطیسی یا به اختصار MRD^۱ ها است. این میراگرها به دلیل قابلیت تنظیم و پاسخ سریع به تغییرات بار، توانایی کنترل و کاهش آثار ناشی از بارهای دینامیکی را دارند.

مایع مغناطیسی MR برای اولین بار توسط جیکوب رینبو در اوایل دهه ۱۹۵۰ توسعه یافت [8]. میراگرهای MR که از این سیال

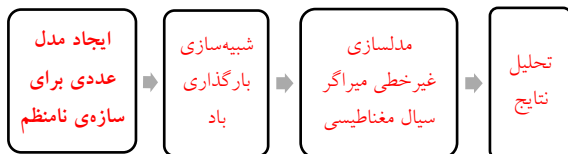
² Lord Corporation

³ Tokyo national museum of emerging science and innovation

⁴ Bouc-Wen

¹ Magnetorheological Dampers

به میراگر MR که در معرض وزش بار باد در جهت طولی قرار دارد، توضیح داده شده است. سپس ارزیابی عملکرد این سیستم برای کنترل سازه‌های دارای نامنظمی پیچشی در برابر افزایش سرعت باد تحت اثر تغییر شرایط اقلیمی در سه سناریو افزایش کم، افزایش متوسط و افزایش شدید در سرعت باد میانگین طراحی سازه‌ها، مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در شکل (۱) روند تحقیق این مطالعه قابل مشاهده می‌باشد.



شکل ۱. نمودار روند تحقیق

Fig. 1. Research process flowchart

۲- تئوری میراگرهای MR در کنترل ارتعاشات سازه‌ها

۲-۱- معادله دینامیکی حاکم بر سازه مجهز به میراگر MR

به طور کلی، روابط حرکت برای سازه چند درجه آزادی، با در نظر گرفتن دستگاه کنترلی، زمانی که تحت بارگذاری باد قرار دارد، به صورت رابطه (۱) نوشته می‌شود [21]:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = \Gamma F_w(z, t) + \Lambda f_{MR}(t) \quad (1)$$

که در آن $x=[X, Y, \Theta]^T$ پارامترهای X, Y, Θ به ترتیب بردارهای جابه‌جایی طبقات در راستای محور x ، جابه‌جایی طبقات در راستای محور y و دوران طبقات می‌باشند. Γ بردار توزیع بار باد در درجات آزادی طبقات است. F_w تاریخچه زمانی بار آیرودینامیکی باد در طول طبقات سازه است. f_{MR} بردار رکورد نیروی کنترلی در طبقات است که ماتریس ضریب آن، Λ ، ماتریس مشخصه چگونگی قرارگرفتن دستگاه کنترلی در طبقات سازه می‌باشد. M ماتریس جرم سازه، K ماتریس سختی سازه و C ماتریس میرایی سازه می‌باشند [21].

۲-۲- مدل‌سازی رفتار میراگر MR

یکی از مدل‌های پرکاربرد و دقیق، مدل بوک-ون اصلاح شده است. این روش بر اساس مفهوم عملگر هیستریزس بوک-ون است که نشان‌دهنده ویژگی‌های غیرخطی و وابسته به سرعت سیال MR است و پارامترهای آن تعیین‌کننده شکل و اندازه نمودار هیستریزس سیال MR می‌باشد (شکل ۲).

آن‌ها برای پیش‌بینی نیرو در مناطقی که سرعت و شتاب میراگر علامت مخالف دارند و مقدار سرعت کم است، مدل اصلاح شده بوک-ون^۱ را ارائه دادند [16]. به منظور نشان دادن برتری مدل ارائه شده، در سال ۲۰۰۳، جانگ و دیگر پژوهشگران موفق شدند یک میراگر MR بزرگ مقیاس ۱۰۰۰ کیلو نیوتنی برای یک پل را به سه روش بینگهام^۲، بوک-ون و بوک-ون اصلاح شده مدلسازی کنند. در نهایت، با مقایسه این سه روش، به این نتیجه رسیدند که مدل‌های بوک-ون و بوک-ون اصلاح شده نسبت به مدل بینگهام، محاسباتی‌تر و دقیق‌تر هستند [17].

دیگر چالش تحلیل و بررسی دینامیکی سازه‌ها، چگونگی مدلسازی بار باد وارد بر سازه است. روش‌های متعددی برای شبیه‌سازی تأثیر بار باد روی سازه‌های ساختمانی توسط پژوهشگران و آیین‌نامه‌ها ارائه شده است که از رایج‌ترین این روش‌ها می‌توان به روش‌های آزمایش تونل باد، تحلیل دینامیک سیالات محاسباتی (CFD)^۳ و اندازه‌گیری‌های میدانی اشاره کرد.

در سال ۲۰۰۰، والن و دیگر همکاران جزو اولین کسانی بودند که مفهوم طراحی به کمک پایگاه داده برای ساختمان‌های کم‌ارتفاع تحت رکورد بارگذاری باد را ارائه دادند [18]. سال‌ها بعد، کوآن و دیگر همکاران، روش جدیدی مبتنی بر یک چارچوب سایبری برای تجزیه و تحلیل و شبیه‌سازی آثار بار باد بر اساس یک سازمان مجازی برای کاهش خطرات بادهای شدید پیشنهاد دادند [19].

در سال ۲۰۲۳، ایوانکوویچی و نیکا تحقیقاتی راجع به یک رویکرد دامنه زمانی یکپارچه برای تحلیل و طراحی مبتنی بر عملکرد برای باد ارائه دادند. آن‌ها استفاده از پایگاه داده شبیه‌ساز برخط باد "NatHaz" یا به اختصار Nows^۴ را برای شبیه‌سازی رکورد باد بر یک ساختمان بلند پیشنهاد کردند [20].

هدف این مطالعه، بررسی تأثیر تغییرات اقلیم بر افزایش سرعت باد طراحی در سازه‌های نامنظم ساختمانی است. علاوه بر این، این تحقیق به بررسی قابلیت میراگرهای سیال مغناطیسی در حفظ عملکرد مؤثر در شرایط آب‌وهوایی متغیر و نامساعد و تأثیر آن بر تاب‌آوری سازه‌ها می‌پردازد.

در این مطالعه، ابتدا چگونگی مدلسازی سیستم سازه‌ای مجهز

¹ Modified Bouc-Wen

² Bingham

³ Computational Fluid Dynamics

⁴ Natural Hazard online wind simulator

$$\alpha(i) = 16566i^3 - 87071i^2 + 16836i + 15114 \quad (5)$$

$$c_0(i) = 437097i^3 - 1545407i^2 + 1641376i + 457741 \quad (6)$$

$$c_1(i) = -9363108i^3 + 5334183i^2 + 48788640i + 2791630 \quad (7)$$

$$H(s) = \frac{31.4}{31.4 + s} \quad (8)$$

جدول ۱. پارامترهای مدل بوک-ون اصلاح شده برای میراگر MR با ظرفیت

200 کیلو نیوتن [۲۲]

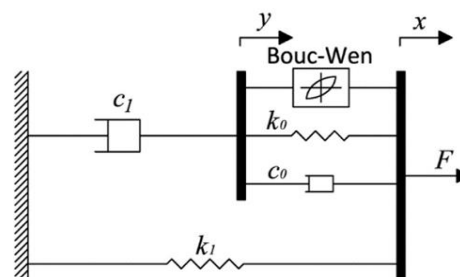
Table 1. Bouc-wen parameters for the 200 KN MRD

617.31 N/m	k_1
137810 N/m	k_0
2679 m ⁻¹	A
647.46 m ⁻¹	β
647.46 m ⁻¹	γ
10	n
2 A	$i_{\max}$
0.18 m	x_0

۲-۳- محاسبه نیروی آیرودینامیکی باد در تحلیل سازه

شبیه‌سازی بر خط بار باد "NatHaz" از روش‌های پایگاه داده فعال شبیه‌سازی است [23, 24]. وظیفه این شبیه‌ساز، شبیه‌سازی آنالین میدان‌های باد چند متغیره گاوسی^۱ به صورت آنالین است. این شبیه‌ساز قابلیت ارائه داده هم بر حسب واحد متریک و هم واحدهای انگلیسی، دریافت داده‌های مکان با مختصات عمودی، افقی یا هر مختصات دو بعدی دلخواه، محاسبه میانگین باد بر اساس آیین نامه ASCE-7-10 [25] با در نظر گرفتن ناهمواری زمین برای به حداقل رساندن ورودی کاربر و در دسترس قراردادن نتایج تاریخچه زمانی سرعت باد به کاربر برای محاسبه بار باد وارد بر سازه در ارتفاع‌های مختلف را فراهم می‌کند. یکی دیگر از مزیت‌های این شبیه‌ساز، ارائه چهار طرح مختلف شبیه‌سازی، از جمله روش تابع فرکانس گسسته با استفاده از FFT^۲ [26]، روش تجزیه شوور با خود رگرسیون^۳ [27]، روش نمایش طیفی ارگودیک^۴ [28] و روش نمایش طیفی مرسوم^۵ [29]، است.

در شکل (۳) چگونگی مدلسازی تاریخچه زمانی سرعت باد با استفاده از این پایگاه داده توضیح داده شده‌است که ابتدا در کادر



شکل ۲. مدل بوک-ون اصلاح شده میراگر MR [۲۲]

Fig. 2. MR damper modified bouc-wen model [22]

در این روش معادله محاسبه نیروی تولید شده توسط این

میراگر توسط معادله (۲) انجام می‌شود [22].

$$f_{MR}(t) = \alpha z + c_0(\dot{x} - \dot{y}) + k_0(x - y) + k_1(x - x_0) \quad (2)$$

$$= c_1\dot{y} + k_1(x - x_0)$$

معادله فوق، از داده‌های تجربی مشتق شده است و رفتار حلقه

پسماند دمپر MR را نشان می‌دهد. در این راستا، روابط (۳ و ۴)

برقرارند [22]:

$$\dot{z} = -\gamma|\dot{x} - \dot{y}|z|z|^{n-1} - \beta(\dot{x} - \dot{y})|z|^n + A(\dot{x} - \dot{y}) \quad (3)$$

$$\dot{y} = \frac{1}{c_0 + c_1} \{ \alpha z + c_0\dot{x} + k_0(x - y) \} \quad (4)$$

در این معادلات z نشان‌دهنده متغیر تکاملی، k_1 سختی اضافه

شده به سیستم توسط آکومولاتور، c_0 میرایی ویسکوز در

سرعت‌های بالا، c_1 میرایی موردنیاز برای مدل‌سازی غیرخطی رول

آف، که در آزمایش‌های تجربی در سرعت‌های پایین مشاهده شده

است، α تنش تسلیم سیال، k_0 سختی در سرعت‌های بالا، x_0

جابه‌جایی ابتدایی فنر k_0 ، x جابه‌جایی دمپر و y جابه‌جایی دمپر

داخلی می‌باشند. پارامترهای c_0 ، c_1 و α به جریان ورودی میراگر

وابسته‌اند و برای محاسبه آن‌ها برای میراگر ۲۰۰ کیلونیوتنی، یانگ

و دیگر همکاران، استفاده از معادلات چندجمله‌ای درجه سه (۵) تا

(۷) را پیشنهاد داده‌اند [22]. i نشان‌دهنده جریان ورودی به میراگر

است. دیگر پارامترهای A ، β ، γ و n پارامترهای ثابت این معادله

می‌باشند که از نتایج آزمایشگاهی قابل برآوردند. در جدول (۱)

مقادیر پارامترهای مشخصه این معادلات برای میراگر MR با

ظرفیت ۲۰۰ کیلونیوتن آورده شده‌اند. علاوه بر این، از فیلتر مرتبه

اول معادله (۸) نیز برای سازگاری با دینامیک‌های مربوط به رسیدن

سیال MR، به تعادل رئولوژیکی استفاده می‌شود [22].

¹ Gaussian multivariate fields

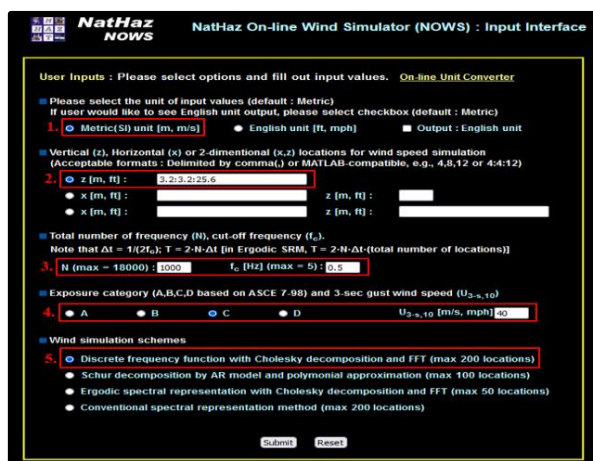
² Fast Fourier Transform

³ Schur decomposition approach with autoregressive

⁴ Ergodic spectral representation method

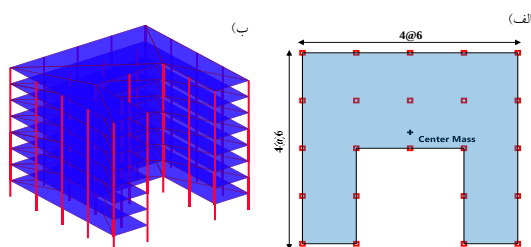
⁵ Conventional spectral representation method

ابعاد ستون‌های طبقات در جدول (۲) آورده شده است. مشخصات بارگذاری سازه‌ها نیز در جدول (۳) خلاصه شده است. مقادیر طراحی در نظر گرفته شده برای بارگذاری سازه بر اساس آیین‌نامه ASCE-7-16 [25] می‌باشند. با توجه به مقاله مرجع [20] نوع میرایی سازه، میرایی مودال بوده و نرخ میرایی مودال همه مودهای سازه نیز برابر ۰,۰۲ است.



شکل ۳. پایگاه داده NOWS [۲۴]

Fig. 3. NOWS database [24]



شکل ۴. الف) پلان طبقات سازه ب) نمای سه بعدی سازه [۳۰]

Fig. 4. Building: a) Stories plan b) 3D view [30]

جدول ۲. مشخصات مقاطع ستون‌های سازه [۳۰]

Table 2. Sectional properties of columns of structure [30]

column	floor
Box 450×25	1-3
Box 340×20	4-6
Box 280×15	7,8

جدول ۳. مشخصات بارگذاری ثقلی سازه مدل شده [۳۰]

Table 3. gravity loads properties of the structure [30]

Dead load (kg/m ²)	live load (kg/m ²)	Load combination	Total load (kg/m ²)
۵۰۰	۲۰۰	Dead load+20% Live load	۵۴۰

اول باید واحد داده‌ها انتخاب می‌کنیم. در کادر دوم باید مختصات ارتفاع نقاطی که می‌خواهیم سرعت باد را در آن‌ها حساب کنیم وارد کنیم. در بخش سوم تعداد فرکانس‌هایی که می‌خواهیم سرعت باد در آن محاسبه شود و فاصله فرکانسی نقاط و در بخش چهارم باید گروه محیطی که سازه در آن قرار دارد و مقدار سرعت باد وزشی ۳ ثانیه بر حسب آیین‌نامه ASCE-7-10 [25] وارد کنیم. در نهایت با انتخاب چگونگی مدلسازی در کادر پنجم و زدن گزینه submit، رکورد سرعت باد و مقدار سرعت میانگین در ارتفاعات مورد نظر، در قالب فایل متلب قابل استفاده است.

پس از دریافت تاریخچه زمانی سرعت باد، می‌توان برای تبدیل آن به تاریخچه زمانی فشار باد متناوب در ارتفاع z از رابطه (۹) استفاده کرد [20]:

$$P(z, t) = \rho_{air} C_d \bar{V}(z) V(z, t) \quad (9)$$

در این معادله، ρ_{air} چگالی هوا، C_d ضریب درگ، $\bar{V}(z)$ سرعت میانگین باد در ارتفاع z و $V(z, t)$ رکورد سرعت باد در ارتفاع z می‌باشد. در نهایت، با استفاده از معادله (۱۰) تاریخچه نیروی باد در طول زمان را به دست می‌آید [20].

$$F(z, t) = P(z, t) \times A(z) \quad (10)$$

در معادله (۱۰)، پارامتر $A(z)$ مساحت سطح بارگیر طبقه سازه در معرض باد در ارتفاع z می‌باشد.

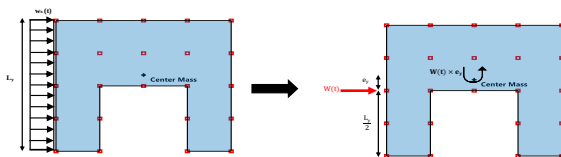
۳- مثال عددی

۳-۱- فرضیات مسئله

در این مطالعه، از سازه نامنظم مرجع مقاله [30] که یک سازه نامنظم پیچشی با پلان U شکل فولادی قاب خمشی ۸ طبقه می‌باشد، استفاده شده است. پلان طبقات و نمای سه بعدی سازه در شکل (۴) قابل مشاهده می‌باشند. عبارت "Center Mass" در شکل (۴) نشان‌دهنده مرکز جرم طبقات است که منطبق بر هم‌اند. دال طبقات این سازه صلب در نظر گرفته شده و سازه فاقد نامنظمی جانبی و جرمی می‌باشد. در نتیجه، ارتفاع و توزیع جرم تمام طبقات آن با هم برابر بوده و مقدار آن‌ها به ترتیب برابر با ۳,۲ متر و ۳۱۱۰۴۰ کیلوگرم می‌باشد. مقاطع ستون طبقات همگی مقاطع مربع توخالی از جنس فولاد ST37، با مدول الاستیسیته ۲۰۴ گیگاپاسکال و تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال می‌باشند. مشخصات

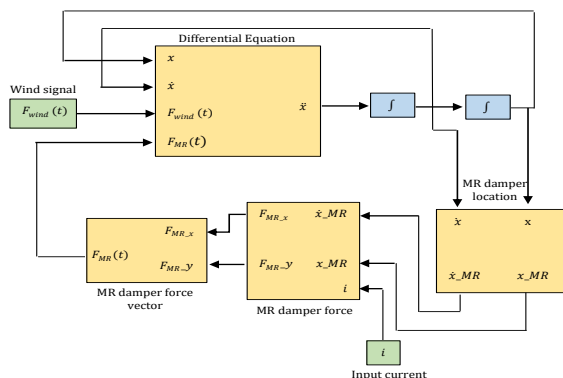
خواهند کرد. به منظور بررسی آثار این تغییرات بر سازه مورد مطالعه، سه سناریو افزایش سرعت باد میانگین طراحی شامل افزایش ملایم (سناریو ۱)، متوسط (سناریو ۲) و شدید (سناریو ۳) مورد بررسی قرار گرفته. در شکل (۸)، نمودار تاریخچه زمانی در هر چهار حالت برای طبقه هفتم و بام سازه آورده شده است که میزان تغییر در بیشینه نیروی باد طبقات پس از رخداد تغییر اقلیم، به وضوح دیده می شود. همچنین درصد افزایش در بیشینه پاسخ ساز در هر سه سناریو در جدول (۴) آورده شده است.

برای بررسی تاثیرات تغییر اقلیم بر پاسخ سازه، تعدادی شاخص شامل I_1 تا I_7 که نماینده تغییرات در حداکثر پاسخ سازه می باشند، تعریف شده اند. فرمول این شاخص ها در ادامه آورده شده اند:



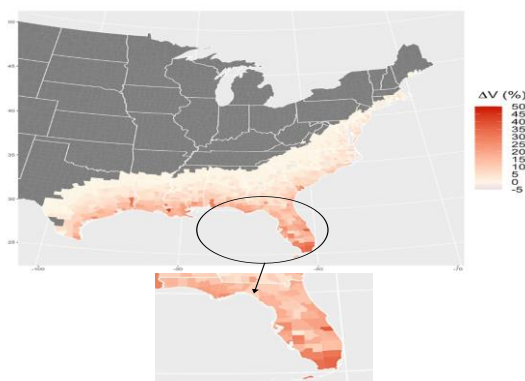
شکل ۵. چگونگی اثر بارگذاری باد بر پلان سازه

Fig. 5. Wind load effects on building plan



شکل ۶. مدل سیمولینک سازه مجهز به سیستم سیال مغناطیسی

Fig. 6. Simulink model of structure equipped by MR damper



شکل ۷. درصد افزایش در سرعت باد با دوره بازگشت ۵۰ سال تا سال ۲۰۵۰ [۷]

Fig. 7. 50-year wind speeds percent increase by 2050 [7]

تاریخچه زمانی آزمایش سرعت باد متناوب در طول ۲۰۰ ثانیه از سایت NOWS با فرض قرار گرفتن سازه در ایالت فلوریدای کشور آمریکا برای گروه خطر نوع C، با توجه به آیین نامه ASCE 7-10 [25] و سرعت باد طوفانی ۳ ثانیه ای ۶۵ متر بر ثانیه، با استفاده از روش شبیه سازی FFT، در طول طبقات سازه به دست آمد.

سپس، به منظور محاسبه تاریخچه زمانی فشار باد و نیروی باد، از معادلات (۹ و ۱۰) و مقدار چگالی هوا برابر با ۱٫۲۳ کیلوگرم بر متر مکعب و ضریب درگ برابر با ۱٫۵ بدست آمد.

چگونگی اثر بار باد بر سازه به صورت تک جهته و تنها در راستای محور X به صورت بارگسترده مستطیلی بر ضلع نمای پلان سازه و نقطه اثر آن در وسط ضلع در نظر گرفته شد و نیروی بار باد و لنگر به وجود آمده ناشی از عدم قرارگیری مرکز جرم بر وسط ضلع نمای سازه محاسبه شد (شکل ۵).

در ادامه با حل معادله دینامیکی سازه در نرم افزار سیمولینک متلب تحت رکورد های بار باد در راستای محور X و همچنین محاسبه لنگر ناشی از این نیرو که بر طبقات وارد می شوند، پاسخ سازه محاسبه شد (شکل ۶).

درستی آزمایشی مدل سازه بدون میراگر در نرم افزار "SAP2000" مورد بررسی قرار گرفت و نتایج نشان دادند که محدوده خطای پاسخ سازه در مدل سیمولینک بین ۲ تا ۵ درصد است، که این میزان خطا حاکی از دقت و درستی مدل مورد استفاده می باشد.

۳-۲- اثر تغییر اقلیم بر سرعت باد

با توجه به مطالعات اخیر صورت گرفته برای کشور ایالت متحده آمریکا، تا سال ۲۰۵۰ سرعت باد طراحی با دوره بازگشت ۵۰ سال، که سرعت باد برای طراحی سازه ها طبق آیین نامه ASCE-7-10 [25] است، می تواند دست خوش تغییرات ناشی از تغییر اقلیم شود و افزایش یابد. شدیدترین این تغییرات متعلق به ایالت فلوریدا در این کشور است که پیش بینی شده است سرعت طراحی می تواند تا ۹۰ متر بر ثانیه در این ایالت افزایش یابد (شکل ۷) [7].

همانطور که در شکل (۷) مشاهده می شود بخش های ساحلی ایالت به طور متوسط افزایش ۴۰ درصدی (افزایش شدید)، بخش های میانی ایالت به طور متوسط افزایش ۲۰ درصدی (افزایش متوسط) و بخش های شمالی به طور متوسط افزایش ۱۰ درصدی (افزایش ملایم) در سرعت باد میانگین طراحی تجربه

$$I_1 = \max\left(\frac{|x_{i,CE}(t)|}{|x_i(t)|}\right) \quad (11)$$

$$I_3 = \max\left(\frac{|\ddot{x}_{i,CE}(t)|}{|\ddot{x}_i(t)|}\right) \quad (13)$$

$$I_5 = \max\left(\frac{|\Delta x_{i,CE}(t)|}{|\Delta x_i(t)|}\right) \quad (15)$$

$$I_7 = \max\left(\frac{|V_{i,CE}(t)|}{|V_i(t)|}\right) \quad (15)$$

$$I_2 = \max\left(\frac{|\theta_{i,CE}(t)|}{|\theta_i(t)|}\right) \quad (12)$$

$$I_4 = \max\left(\frac{|\ddot{\theta}_{i,CE}(t)|}{|\ddot{\theta}_i(t)|}\right) \quad (14)$$

$$I_6 = \max\left(\frac{|\Delta \theta_{i,CE}(t)|}{|\Delta \theta_i(t)|}\right) \quad (16)$$

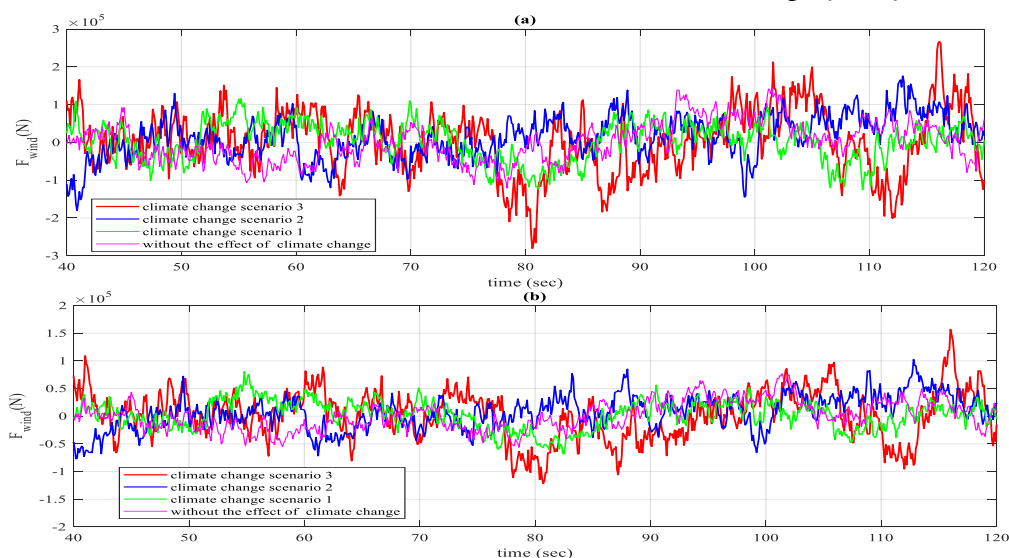
حداکثر جابه‌جایی، ۳۲٫۵ درصد در حداکثر دوران، تا ۳۲٫۷۵ درصد در حداکثر شتاب، ۳۴ درصد در حداکثر جابه‌جایی نسبی و ۴۲٫۵ درصد در حداکثر برش پایه سازه مشاهده خواهد شد. در سناریو (۲)، این مقادیر به ترتیب تا ۵۳٫۵، ۵۶٫۵، ۶۸ و ۶۴٫۵ درصد افزایش خواهند داشت. در سناریو (۳) نیز تمام این مقادیر بالای ۱۰۰ درصد افزایش را تجربه خواهند کرد. از تحلیل نمودارهای شکل (۹)، به این امر دست می‌یابیم که در سناریو (۱) شاخص‌های I_3 و I_7 مقادیر بحرانی‌تر در طبقه بام نسبت به طبقه هفتم سازه تجربه خواهند کرد اما در شاخص I_5 طبقه هفتم سازه حساسیت بیشتری نسبت به بام از خود نشان خواهد داد.

دیگر شاخص‌ها تقریباً به یک اندازه برای طبقه بام و طبقه هفتم بحرانی خواهند بود. از میان تمام شاخص‌ها، شاخص I_7 در طبقه بام بیشترین مقدار را خواهد داشت.

که در این معادلات x جابه‌جایی سازه در راستای محور x ، θ دوران سازه، $\ddot{x}$ شتاب سازه در راستای محور x ، $\ddot{\theta}$ شتاب دورانی، Δx جابه‌جایی نسبی سازه در راستای محور x ، $\Delta \theta$ دوران نسبی و V برش پایه در راستای محور x می‌باشند. اندیس i شماره طبقه سازه و اندیس CE نشان دهنده‌ی مقادیر پاسخ سازه پس از تغییر اقلیم می‌باشد.

سپس به منظور بررسی اثر تغییر اقلیم بر هر یک از شاخص‌های طبقات هفتم و بام سازه از نمودارهای شکل (۹) برای هر سه سناریو تغییر اقلیم استفاده شد. این سازه به دلیل نامنظم بودن دچار پیچش در طبقات می‌شود که همین امر سبب می‌شود که علاوه بر پیچش، مقادیر برش پایه موجود در ستون‌های سازه نسبت به سازه‌ی منظم، مقدار قابل توجهی داشته باشند.

باتوجه به نتایج بدست آمده از جدول (۴)، در سناریو (۱) تغییر اقلیم به طور متوسط میزان افزایش ۳۶٫۵ درصد در مقدار



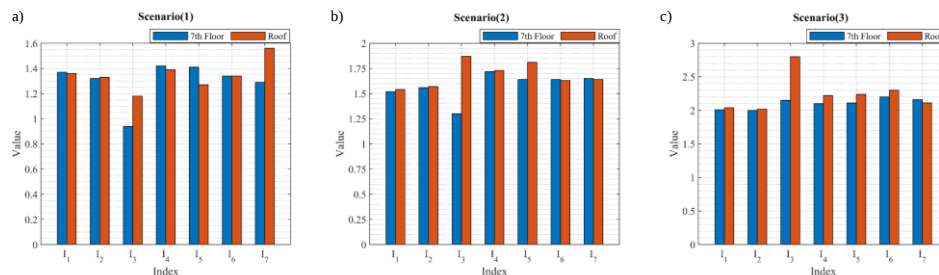
شکل ۸. تاریخچه زمانی نیروی باد در ۴ سناریو تغییر اقلیم در (a) طبقه هفتم سازه (b) طبقه بام سازه (نمودار صورتی نماینده سناریو بدون اثر تغییر اقلیم، نمودار سبز نماینده تغییر اقلیم سناریو ۱، نمودار آبی نماینده تغییر اقلیم سناریو ۲ و نمودار قرمز نماینده تغییر اقلیم سناریو ۳ می‌باشند).

Fig. 8. Wind load time history in four climate change scenarios: a) on the 7th floor of the structure model b) on the roof of the structure model (pink plot presents without the effect of climate change scenario, green plot presents climate change scenario 1, blue plot presents climate change scenario 2 and red plot presents climate change scenario 3)

جدول ۴. حداکثر پاسخ سازه در حالت بدون اثر تغییر اقلیم و پس از اثر سه سناریوی تغییر اقلیم و درصد افزایش در حداکثر پاسخ سازه

Table 4. Peak response of structure before the effect of climate change and after the effects of climate change in 3 scenarios and percent of increase in peak response of structure

پاسخ	طبقه	سناریو (۱)		سناریو (۲)		سناریو (۳)	
		بدون اثر تغییر اقلیم	تحت اثر تغییر اقلیم	درصد افزایش	تحت اثر تغییر اقلیم	درصد افزایش	تحت اثر تغییر اقلیم
x	7	0.0045	0.0062	37%	0.0068	52%	0.0090
(m)	8	0.0049	0.0066	36%	0.0075	54%	0.0099
θ	7	9.81E-05	1.30E-04	32%	0.0002	56%	0.0002
(rad)	8	1.11E-04	1.48E-04	33%	1.74E-04	57%	2.23E-04
$\ddot{x}$	7	0.5006	0.6609	32%	0.6525	30%	1.0787
(m/s ²)	8	0.4962	0.5848	18%	0.9263	87%	1.3888
$\ddot{\theta}$	7	0.0191	0.0271	42%	0.0329	72%	0.0402
(rad/s ²)	8	0.0232	0.0321	39%	0.0401	73%	0.0515
Δx	7	0.0010	0.0014	41%	0.0016	64%	0.0020
(m)	8	4.60E-04	5.82E-04	27%	8.34E-04	81%	1.03E-03
$\Delta \theta$	7	2.51E-05	3.37E-05	34%	4.11E-05	64%	5.54E-05
(rad)	8	1.37E-05	1.85E-05	34%	2.24E-05	63%	3.16E-05
V	7	1.35E+05	1.73E+05	29%	2.23E+05	65%	2.90E+05
(N)	8	1.70E+05	2.65E+05	56%	2.80E+05	64%	3.62E+05



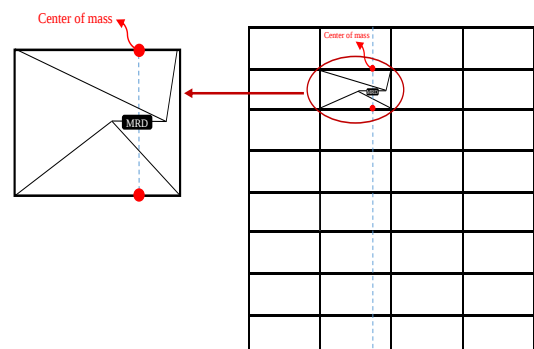
شکل ۹. نمودارهای شاخص های ارزیابی سازه در سه سناریو تغییر اقلیم: (a) سناریو ۱، (b) سناریو ۲ و (c) سناریو ۳

Fig. 9. Structure criteria indicators charts in 3 scenario of climate change: a) scenario 1, b) scenario 2 and c) scenario 3

در سناریو (۳) نیز تمام شاخص ها به غیر از شاخص I7، در بام بحرانی تر خواهند بود. که این بدان معنی است که با افزایش شدید باد، بام سازه در معرض خطر بیشتری خواهد بود.

۳-۳- کنترل سازه در برابر آثار تغییر اقلیم با میراگر سیال مغناطیسی

برای کنترل سازه مرجع و بهبود آثار منفی تغییر اقلیم بر پاسخ جابه جایی و جابه جایی نسبی سازه، با توجه به بارهای طراحی وارد بر سازه و جرم لرزه ای سازه از یک میراگر MR با قابلیت تولید نیروی کنترل حداکثر ۲۰۰ کیلو نیوتن استفاده شده است. این میراگر در راستای محور x مرکز جرم طبقات هفتم و هشتم سازه، یعنی طبقات دارای بیشترین جابه جایی نسبی، نصب شد تا بتواند دو پارامتر جابه جایی و جابه جایی نسبی در طبقه را کاهش دهد (شکل ۱۰). با توجه به تحقیقات صورت گرفته توسط یانگ و دیگر پژوهشگران در مرجع [22] حالت کنترل غیرفعال به حالتی



شکل ۱۰. محل نصب میراگر سیال در سازه

Fig. 10. MR damper location in structure

در سناریو (۲) که شاخص های I3 و I5 مقادیر بحرانی تری در طبقه بام نسبت به طبقه هفتم سازه تجربه خواهند کرد. دیگر شاخص ها تقریباً به یک اندازه برای طبقه بام و طبقه هفتم بحرانی خواهند بود. از میان تمام شاخص ها، شاخص I3 و I5 در طبقه بام بیشترین مقدار را خواهند داشت.

گرفت. این مقایسه نشان‌دهنده هماهنگی خوب رفتار مدل با نتایج منتشرشده بود و به تأیید درستی مدل میراگر کمک کرد. مقدار حداکثر پاسخ سازه بعد از افزودن میراگر و در دو حالت کنترل در نمودارهای شکل (۱۲) قابل مشاهده می‌باشد. هم‌چنین با استفاده از شاخص‌های ارزیابی J_1 تا J_7 تعریف شده در فرمول‌های (16 تا 21)، چگونگی عملکرد این میراگر، در دو حالت فعال و غیرفعال، در کنترل پاسخ سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت (شکل ۱۱).

$$J_1 = \max\left(\frac{|x_{i,c}(t)|}{|x_{i,unc}(t)|}\right) \quad (16)$$

$$J_3 = \max\left(\frac{|\dot{x}_{i,c}(t)|}{|\dot{x}_{i,unc}(t)|}\right) \quad (18)$$

$$J_5 = \max\left(\frac{|\Delta x_{i,c}(t)|}{|\Delta x_{i,unc}(t)|}\right) \quad (19)$$

$$J_7 = \max\left(\frac{|V_{i,c}(t)|}{|V_{i,unc}(t)|}\right) \quad (21)$$

دارند. این بدین معنی است که میراگر پاسخ طبقه بام را هم به خوبی کنترل کرده‌است. نکته قابل توجه، تأثیر مثبت بیشتر میراگر در حالت کنترل فعال نسبت به غیر فعال است.

در مقابل، شاخص‌های J_3 و J_4 طبقه هفتم سازه، مقدار بیش از یک را در حالت کنترل فعال میراگر دارند که این بدان معنی است پارامترهای این شاخص‌ها که شتاب و شتاب دوران می باشد، افزایش پیدا کرده‌اند. در حالت کنترل غیر فعال این پارامترها تغییر چشمگیر نداشته‌اند. در بام نیز J_4 رفتار مشابه داشت اما J_3 به غیر از

گفته می‌شود که جریان ورودی به میراگر برابر با صفر و اصطلاحاً خاموش باشد و حالت کنترل فعال به حالتی گفته می‌شود که به میراگر جریان وارد شود. بدین منظور، عملکرد این میراگر در دو حالت کنترل غیرفعال (جریان ثابت ورودی برابر با صفر) و کنترل فعال (جریان ثابت حداکثر)، بررسی شد.

به منظور درستی آزمایی، رفتار مدل میراگر سیال مغناطیسی تنها که تحت بارگذاری سینوسی قرار داشت با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در مقاله یانگ و دیگر همکاران [22] مورد مقایسه قرار

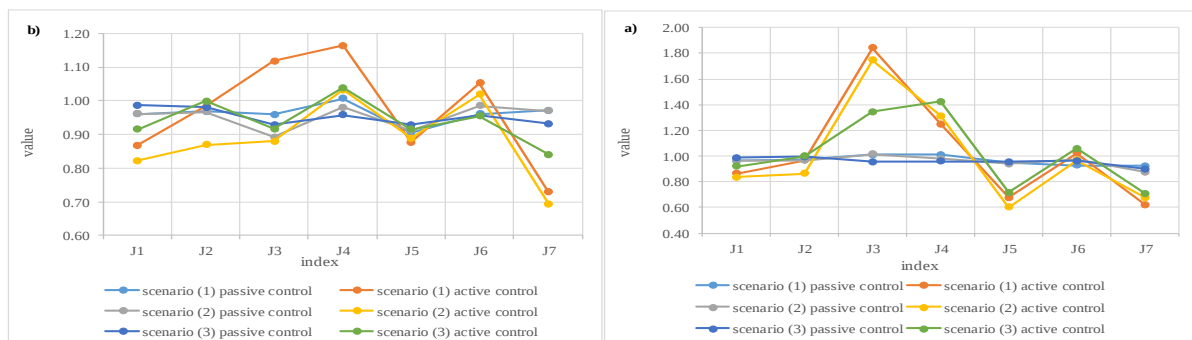
$$J_2 = \max\left(\frac{|\theta_{i,c}(t)|}{|\theta_{i,unc}(t)|}\right) \quad (17)$$

$$J_4 = \max\left(\frac{|\ddot{\theta}_{i,c}(t)|}{|\ddot{\theta}_{i,unc}(t)|}\right) \quad (19)$$

$$J_6 = \max\left(\frac{|\Delta \theta_{i,c}(t)|}{|\Delta \theta_{i,unc}(t)|}\right) \quad (20)$$

که در معادلات بالا اندیس unc نشان دهنده مقادیر پاسخ سازه قبل از کنترل توسط میراگر و اندیس c نشان دهنده مقادیر پاسخ سازه بعد از کنترل توسط میراگر می‌باشد.

با تحلیل نمودارهای شکل (۱۱)، به این امر دست می‌یابیم که، میراگر در کنترل پارامترهای مربوط به شاخص J_1 ، J_2 ، J_5 و J_7 عملکرد خوبی داشته است چراکه مقادیر این شاخص‌ها کمتر از یک می‌باشد. این شاخص‌ها به غیر از شاخص J_5 مقدار تقریباً برابر با مقادیر شاخص‌ها در طبقه‌ای که میراگر در آن قرار گرفته

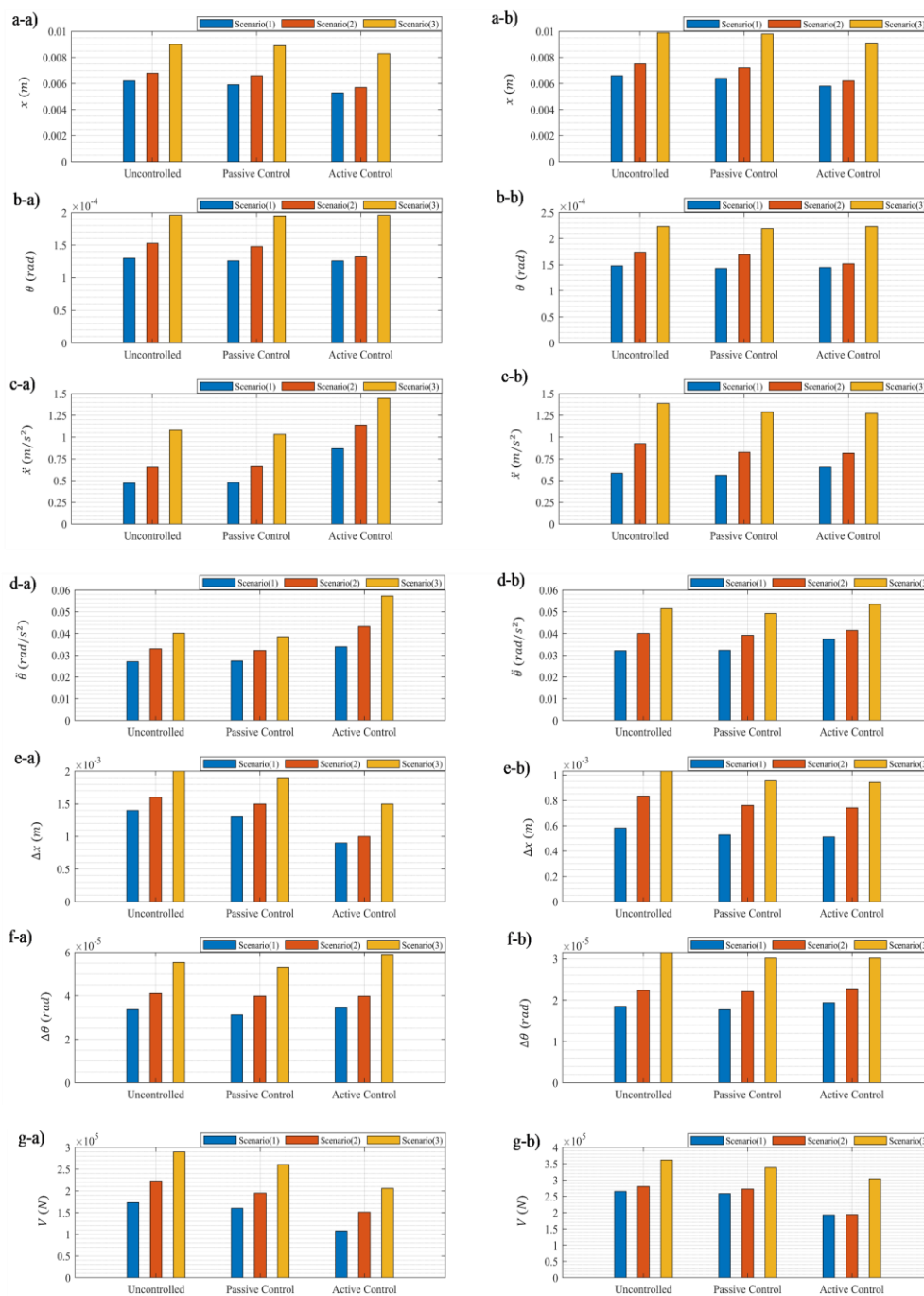


شکل ۱۱. نمودار شاخص‌های ارزیابی برای سناریوهای تغییر اقلیم در: (a) طبقه هفتم (b) بام. نمودار آبی روشن نشان دهنده مقادیر شاخص‌ها در سناریو ۱ تغییر اقلیم حالت کنترل غیر فعال، نمودار نارنجی سناریو ۱ تغییر اقلیم حالت کنترل فعال، نمودار طوسی سناریو ۲ تغییر اقلیم حالت کنترل غیر فعال، نمودار زرد سناریو ۲ تغییر اقلیم حالت کنترل فعال، نمودار آبی تیره سناریو ۳ تغییر اقلیم حالت کنترل غیر فعال و نمودار سبز سناریو ۳ تغییر اقلیم حالت کنترل فعال می‌باشند.

Fig. 11. Criteria indicators diagram for climate change scenarios on the: a) 7th floor b) roof of the building. (light blue plot indicates value of the indicators in climate change scenario 1 passive control state, orange plot presents climate change scenario 1 active control state, gray plot presents climate change scenario 2 passive control state, yellow plot presents climate change scenario 2 active control state, dark blue plot presents climate change scenario 3 passive control state and green plot presents climate change scenario 3 active control state.)

شتاب بام نمی‌شود. با توجه به نمودارهای شکل (۱۲)، میراگر در حالت کنترل فعال می‌تواند در بهترین حالت تا ۱۶ درصد حداکثر

کنترل فعال سناریو (۱)، در دیگر حالت‌ها مقدار کمتر از یک را دارد که این نشان دهنده آن است که نیروی میراگر باعث افزایش



شکل ۱۲. نمودار مقادیر پاسخ‌های طبقه هفتم و بام سازه در سه حالت کنترل نشده، کنترل غیرفعال و کنترل فعال در سه سناریو تغییر اقلیم: (a-a) جابه‌جایی در راستای x طبقه هفتم، (a-b) جابه‌جایی در راستای x طبقه بام، (b-a) دوران طبقه هفتم، (b-b) دوران طبقه بام، (c-a) شتاب در راستای x طبقه هفتم، (c-b) شتاب در راستای x طبقه بام، (d-a) شتاب دورانی طبقه هفتم، (d-b) شتاب دورانی طبقه بام، (e-a) جابه‌جایی نسبی در راستای x طبقه هفتم، (e-b) جابه‌جایی نسبی در راستای x طبقه بام، (f-a) دوران نسبی طبقه هفتم، (f-b) دوران نسبی طبقه بام، (g-a) برش پایه طبقه هفتم و (g-b) برش پایه طبقه بام

Fig. 12. Response values charts for the seventh floor and the roof of the structure in three states: 1- uncontrolled, 2- passive control, and 3- active control under three climate change scenarios: a-a) Seventh floor displacement in the x direction, a-b) Roof displacement in the x direction, b-a) Seventh floor rotation, b-b) Roof rotation, c-a) Seventh floor acceleration in the x direction, c-b) Roof acceleration in the x direction, d-a) Seventh floor rotational acceleration, d-b) Roof rotational acceleration, e-a) Seventh floor drift in the x direction, e-b) Roof drift in the x direction, f-a) Seventh floor rotational drift, f-b) Roof rotational drift, g-a) Seventh floor base shear, and g-b) Roof base shear

جدول ۵. مقادیر مجذور مجموع مربعات پاسخ‌های سازه در سه سناریو تغییر اقلیم و در سه حالت: کنترل نشده، کنترل غیرفعال، و کنترل فعال

Table 5. RMS of the structure's responses in three climate change scenarios and three states of: uncontrolled, passive control, and active control.

RMS	طبقه	سناریو (1)			سناریو (2)			سناریو (3)		
		کنترل نشده	کنترل غیرفعال	کنترل فعال	کنترل نشده	کنترل غیرفعال	کنترل فعال	کنترل نشده	کنترل غیرفعال	کنترل فعال
x (m)	7	1.68E-03	1.64E-03	1.54E-03	1.85E-03	1.79E-03	1.62E-03	2.70E-03	2.61E-03	2.39E-03
	8	1.82E-03	1.78E-03	1.66E-03	2.02E-03	1.95E-03	1.76E-03	2.96E-03	2.86E-03	2.60E-03
θ (rad)	7	3.37E-05	3.27E-05	3.17E-05	4.42E-05	4.27E-05	4.02E-05	6.38E-05	6.17E-05	5.80E-05
	8	3.82E-05	3.70E-05	3.59E-05	5.02E-05	4.84E-05	4.57E-05	7.24E-05	7.00E-05	6.59E-05
$\ddot{x}$ (m/s ²)	7	0.152	0.142	0.134	0.190	0.176	0.158	0.291	0.273	0.257
	8	0.179	0.166	0.146	0.225	0.206	0.170	0.343	0.318	0.276
$\ddot{\theta}$ (rad/s ²)	7	6.87E-03	6.78E-03	7.24E-03	9.19E-03	9.03E-03	9.35E-03	1.28E-02	1.26E-02	1.32E-02
	8	8.07E-03	7.92E-03	8.36E-03	1.07E-02	1.05E-02	1.08E-02	1.50E-02	1.47E-02	1.51E-02
Δx (m)	7	3.59E-04	3.42E-04	2.85E-04	4.13E-04	3.89E-04	3.10E-04	6.06E-04	5.73E-04	4.60E-04
	8	1.61E-04	1.53E-04	1.40E-04	1.95E-04	1.83E-04	1.61E-04	2.90E-04	2.74E-04	2.47E-04
$\Delta \theta$ (rad)	7	8.69E-06	8.39E-06	8.19E-06	1.14E-05	1.10E-05	1.05E-05	1.65E-05	1.59E-05	1.50E-05
	8	4.70E-06	4.54E-06	4.60E-06	6.19E-06	5.95E-06	5.86E-06	8.90E-06	8.58E-06	8.49E-06
V (N)	7	6.75E+04	6.52E+04	5.82E+04	7.46E+04	7.12E+04	6.16E+04	1.08E+05	1.03E+05	8.92E+04
	8	5.09E+04	4.84E+04	4.45E+04	6.14E+04	5.77E+04	5.09E+04	9.11E+04	1.03E+05	7.78E+04

در کنترل و مدیریت ارتعاشات و بهبود عملکرد سازه است.

۴- خلاصه و جمع بندی

این مطالعه به بررسی عملکرد لرزه‌ای یک سازه نامنظم پیش‌پیشی با ۸ طبقه در شرایط متغیر تغییر اقلیم و بارگذاری باد می‌پردازد. هدف اصلی این تحقیق، تحلیل تأثیر میراگرهای سیال مغناطیسی بر بهبود پاسخ لرزه‌ای سازه در برابر نیروهای باد است که با توجه به اهمیت روزافزون تغییرات اقلیمی، بررسی این موضوع از منظر مهندسی سازه بسیار ضروری است.

تحلیل‌های انجام‌شده روی سازه تحت سه سناریو مختلف سرعت باد (کم، متوسط و شدید) نشان می‌دهد که افزایش سرعت باد تأثیر قابل توجهی بر رفتار دینامیکی سازه دارد. در سناریوی اول، که سرعت باد کم است، بیشترین پاسخ‌های جابه‌جایی و شتاب تنها ۳۵ درصد افزایش می‌یابد. این میزان افزایش نسبتاً قابل قبول است و نشان‌دهنده این است که در شرایط باد ملایم، سازه هنوز هم می‌تواند به طور مؤثری عمل کند.

اما در سناریوی دوم، با افزایش سرعت باد به سطح متوسط، این افزایش به ۶۰ درصد می‌رسد. این تغییر حاکی از آن است که سازه در برابر نیروهای باد متوسط به مراتب آسیب‌پذیرتر می‌شود و

جابه‌جایی، تا ۱۴ درصد دوران، تا ۴۰ درصد جابه‌جایی نسبی و تا ۳۸ درصد برش پایه طبقه‌ای که در آن قرار می‌گیرد را کاهش دهد. در حالت کنترل غیرفعال هم میراگر موفق به کاهش ۶ درصدی جابه‌جایی نسبی و ۱۲ درصدی برش پایه شد. در بام نیز میراگر توانست در حالت فعال، تا ۱۸ درصد حداکثر جابه‌جایی، تا ۱۲ درصد جابه‌جایی نسبی و تا ۳۱ درصد برش پایه را کاهش دهد. در حالت کنترل غیرفعال هم میراگر موفق به کاهش ۹ درصدی جابه‌جایی نسبی و ۷ درصدی برش پایه شد.

در جدول (۵)، مقادیر مجذور مجموع مربعات پاسخ‌های سازه یا به اختصار "RMS" آورده شده‌اند. مشاهده می‌شود که مقادیر RMS برای تمامی پارامترهای پاسخ سازه در سناریو (۳) تغییر اقلیم بیشترین مقدار و در سناریو (۱) کمترین مقدار را دارد که این نشان‌دهنده رخداد بارهای دینامیکی و تنش‌های بیشتر بر ساز در سناریو (۳) می‌باشد.

اما مقادیر RMS پس از کنترل چه در حالت غیرفعال و چه در حالت فعال در تمامی سناریوها و در تمامی پارامترهای پاسخ سازه کاهش پیدا کرده است که مقدار این کاهش در حالت کنترل فعال قابل ملاحظه‌تر می‌باشد. این امر نشان‌دهنده کارایی بالای میراگر

¹ Root Mean Square

اهمیت خاصی دارد و می‌تواند به افزایش ایمنی و پایداری کلی سازه کمک کند.

علاوه بر این، نتایج نشان دادند که میراگر در حالت کنترل فعال نسبت به حالت غیرفعال عملکرد بهتری دارد. اگرچه در مقابل، پارامترهای مربوط به حداکثر شتاب در حالت کنترل فعال میراگر افزایش قابل ملاحظه‌ای داشتند که این نشان دهنده این است که میراگر زمانی که جریان ورودی به آن ثابت باشد، تنها در کاهش شاخص‌های از جنس جابه‌جایی و برش موفق خواهد بود و در شاخص‌هایی از جنس شتاب موفق نخواهد بود. بهترین نتایج در کاهش شاخص‌های جابه‌جایی و برش در سناریوهای افزایش کم و متوسط سرعت باد به دست آمده است. در سناریو افزایش شدید سرعت باد نیز میراگر عملکرد قابل قبولی داشت.

در نهایت می‌توان گفت نیروی تولیدشده توسط میراگر سیال مغناطیسی قابلیت تنظیم هوشمند دارد که می‌تواند بر اساس شرایط محیطی و بارگذاری تغییر کند. این ویژگی به سازه‌ها اجازه می‌دهد تا در برابر تغییرات ناگهانی محیطی واکنش سریع‌تری نشان دهند و ایمنی بیشتری را در مواجهه با آسیب‌های ناشی از شرایط اقلیمی فراهم کنند.

با این حال، لازم به ذکر است که تعمیم این نتایج به سایر حالات و انواع سازه‌ها با محدودیت‌هایی مواجه است. عوامل متعددی از جمله ویژگی‌های هندسی، نوع مصالح، شرایط محیطی و بارهای وارد بر سازه می‌توانند تأثیر قابل توجهی بر عملکرد میراگرها داشته باشند. بنابراین، برای هر نوع سازه و شرایط خاص، نیاز به بررسی و تحلیل مجدد وجود دارد تا بتوان از نتایج این مطالعه به‌طور مؤثر استفاده کرد.

قدردانی نویسندگان

نویسندگان این مقاله از حمایت‌های معنوی دانشگاه علم و صنعت ایران قدردانی می‌نمایند.

تعارض منافع

نویسندگان مقاله تأیید می‌نمایند که تعارض منافعی جهت گزارش وجود ندارد.

نیاز به تدابیر کنترلی بیشتری احساس می‌شود. این مسئله به ویژه در طبقات بالایی سازه مشهود است، جایی که آثار باد بیشتر محسوس است.

در نهایت، در سناریوی شدید، حداکثر پاسخ‌ها بیش از ۱۰۰ درصد افزایش نشان می‌دهند. این نتیجه زنگ خطری برای مهندسان و طراحان سازه‌هاست، زیرا نشان‌دهنده این واقعیت است که با افزایش شدت تغییرات اقلیمی، سازه‌ها باید قادر به تحمل بارهای بیشتری باشند. در این شرایط، استفاده از میراگرهای سیال مغناطیسی می‌تواند به عنوان یک راهکار مؤثر برای کاهش آثار منفی باد روی سازه‌ها مورد توجه قرار گیرد.

با توجه به تغییر شرایط اقلیمی و آثار منفی آن بر پاسخ‌های جابه‌جایی و جابه‌جایی نسبی طبقات، افزودن میراگر سیال مغناطیسی به سازه به عنوان یک راهکار مؤثر مطرح می‌شود.

در این مطالعه، دو حالت کنترل میراگر بررسی شد: کنترل غیرفعال و کنترل فعال. در حالت غیرفعال، جریان ورودی میراگر ثابت و برابر با صفر بود، در حالی که در حالت فعال، جریان ورودی به حداکثر میزان خود رسید. این دو حالت به ما این امکان را می‌دهد که تأثیر مختلف کنترل را بر عملکرد سازه تحلیل کنیم.

نتایج تحلیل‌ها نشان‌دهنده عملکرد بسیار خوب میراگر در کنترل پارامترهای حداکثر پاسخ جابه‌جایی، جابه‌جایی نسبی و برش پایه در سه سناریو مختلف تغییر اقلیم است. به طور خاص، در حالت فعال، میراگر توانست حداکثر پاسخ جابه‌جایی، جابه‌جایی نسبی و برش پایه طبقه‌ای که در آن نصب شده است را به ترتیب تا ۱۴، ۳۲ و ۳۸ درصد در سناریو اول کاهش دهد. این کاهش قابل توجه نشان‌دهنده تأثیر مثبت میراگر بر کاهش پاسخ‌های لرزه‌ای سازه است.

علاوه بر این، در سناریوهای دوم و سوم نیز، میراگر نتایج مشابهی را نشان داد و توانست حداکثر پاسخ جابه‌جایی و جابه‌جایی نسبی و برش پایه را در سناریوی دوم به ترتیب تا ۱۶، ۴۰ و ۳۲ درصد و در سناریو سوم تا ۸، ۲۸ و ۲۹ درصد کاهش دهد. همچنین نتایج حاکی از آن بود که میراگر نه تنها روی طبقات پایین‌تر بلکه به ویژه روی طبقه بام نیز تأثیر مثبت دارد. در واقع، کاهش پاسخ لرزه‌ای بام به عنوان یکی از نقاط حساس سازه،

سهم نویسندگان

در انجام این پژوهش سهم نویسندگان یکسان است.

منابع مالی

این پژوهش بدون استفاده از منبع و حمایت مالی صورت پذیرفته است.

References

1. Kuba, M. 2017. *Impact of climate changes on civil engineering structures*. University of Zagreb.
2. Eichelberger, S. et al. 2008. Climate change effects on wind speed. *North American Windpower*, 7, pp. 68-72.
3. Leckebusch, G.C. et al. 2008. Extreme wind storms over Europe in present and future climate: a cluster analysis approach. *Meteorologische Zeitschrift*, 17(1), pp. 67-82.
4. Haugen, J.E. & Iversen, T. 2008. Response in extremes of daily precipitation and wind from a downscaled multi-model ensemble of anthropogenic global climate change scenarios. *Tellus A: Dynamic Meteorology and Oceanography*, 60(3), pp. 411-426.
5. Makkonen, L. et al. 2007. Regional climate model estimates for changes in Nordic extreme events. *Geophysica*, 43(1-2), pp. 19-42.
6. Kulkarni, S., Deo, M. & Ghosh, S. 2013. Impact of climate change on local wind conditions. In: *International Conference on Hydraulics and Water Resources (HYDRO)*. Chennai, India.
7. Hintermaier, A. & Lin, N. 2024. An Investigation of Climate Change Effects on Design Wind Speeds along the US East and Gulf Coasts. *Journal of Structural Engineering*, 150(9), p. 04024123.
8. Rabinow, J. 1948. The magnetic fluid clutch. *Electrical Engineering*, 67(12), p. 1167-.
9. Schurter, K.C. & Roschke, P.N. 2000. Fuzzy modeling of a magnetorheological damper using ANFIS. In: *Ninth IEEE International Conference on Fuzzy Systems FUZZ-IEEE 2000 (Cat No 00CH37063)*. IEEE.
10. Spencer, B., Dyke, S. & Sain, M.K. 1996. Magnetorheological dampers: a new approach to seismic protection of structures. In: *Proceedings of 35th IEEE Conference on Decision and Control*. IEEE.
11. Jung, H.-J., Lee, I.W. & Spencer, J.B. 2002. State of the Art of MR Damper Based Control Systems in Civil Engineering Applications. *Smart Infra Structural System*.
12. Yoshida, O. & Dyke, S.J. 2005. Response control of full-scale irregular buildings using magnetorheological dampers. *Journal of Structural Engineering*, 131(5), pp. 734-742.
13. Li, H.-N. & Li, X.-L. 2009. Experiment and analysis of torsional seismic responses for asymmetric structures with semi-active control by MR dampers. *Smart Materials and Structures*, 18(7), p. 075007.
14. Bharti, S., Dumne, S. & Shrimali, M. 2014. Earthquake response of asymmetric building with MR damper. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13, pp. 305-316.
15. Yang, Y. & Guo, Y.-Q. 2022. Numerical simulation and torsional vibration mitigation of spatial eccentric structures with multiple magnetorheological dampers. *Actuators*. MDPI.
16. Spencer Jr, B. et al. 1997. Phenomenological model for magnetorheological dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(3), pp. 230-238.
17. Jung, H.-J., Spencer Jr, B.F. & Lee, I.-W. 2003. Control of seismically excited cable-stayed bridge employing magnetorheological fluid dampers. *Journal of Structural Engineering*, 129(7), pp. 873-883.
18. Whalen, T.M. et al. 2000. *A Pilot Project for Computer-based Design of Low-rise Buildings for Wind Loads: The WILDE-LRS User's Manual*. Citeseer.
19. Kwon, D.-K., Kijewski-Correa, T. & Kareem, A. 2008. E-analysis of high-rise buildings subjected to wind loads. *Journal of Structural Engineering*, 134(7), pp. 1139-1153.
20. Iancovici, M. & Nica, G.B. 2023. Time-Domain Structural Damage and Loss Estimates for Wind Loads: Road to Resilience-Targeted and Smart Buildings Design. *Buildings*, 13(3), p. 734.
21. Chopra. 1981. *Dynamics of Structures*.
22. Yang, G. et al. 2002. Phenomenological model of large-scale MR damper systems. In: *Advances in Building Technology*. Elsevier, pp. 545-552.
23. Kareem, A. & Kwon, D.K. 2017. A cyber-based data-enabled virtual organization for wind load effects on civil infrastructures: VORTEX-Winds. *Frontiers in Built Environment*, 3, p. 48.
24. Nathaz wind simulator. [Available from: http://windsim.ce.nd.edu/gew_init2.html].
25. Simiu, E. 2011. *Design of buildings for wind: A guide for ASCE 7-10 standard users and designers of special structures*. John Wiley & Sons.
26. Wittig, L.E. & Sinha, A.K. 1975. Simulation of multicorrelated random processes using the FFT algorithm. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 58(3), pp. 630-634.
27. Chen, X. & Kareem, A. 2005. Proper orthogonal decomposition-based modeling, analysis, and simulation of dynamic wind load effects on structures.

- Journal of Engineering Mechanics*, 131(4), pp. 325-339.
28. Hu, L., Li, L. & Gu, M. 2010. Error assessment for spectral representation method in wind velocity field simulation. *Journal of Engineering Mechanics*, 136(9), pp. 1090-1104.
29. Deodatis, G. et al. 1991. Analysis of two-dimensional stochastic systems by the weighted integral method. In: *Computational stochastic mechanics*, pp. 395-406.
30. Aliakbari, F., Garivani, S. & Shahmari, A. 2020. Determination of torsional irregularity in response spectrum analysis of building structures. *Structural Engineering and Mechanics*, 74(5), pp. 699-709.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Norouzi, M., Ghaderi, P. 2026. 'application of magnetorheological dampers in improving the seismic performance of irregular structures against the effects of wind load variation due to climate change', *Modares Civil Engineering journal*, 25(6), pp 53-67.

DOI: 10.48311/mcej.2026.12722



Evaluation of retrofit Methods for Concrete Slabs Against Blast Loads to Avoid Brittle damage

Seyed Ahmad Hosseini^{1*} , Alireza Gandomkar Jooshghani², Taraneh Amin Taheri³

1. Assistant Professor, Passive Defense Complex, Malek Ashtar University of Technology.
2. Master's Students, Passive Defense Complex, Malek Ashtar University of Technology.

Abstract

Concrete slabs subjected to near-field explosion loading often fail in a brittle manner. Common failure types include spalling and scabbing. Brittle failure leads to an inflexible and brittle structural response, producing small and large fragments that can be extremely dangerous due to their high velocities. Therefore, designing concrete slabs for explosive loading requires methods that either prevent or mitigate brittle failures or transform them into ductile failures. This study validates numerical models using LS-DYNA finite element software and compares them with reputable research. Simulations of concrete slabs were conducted using conventional methods, reinforced concrete slabs with steel plates, reinforced concrete slabs with wire mesh, and ultra-high-performance concrete (UHPC) slabs. The analysis of five slab types under similar explosion loading reveals that UHPC slabs exhibit less deflection and damage compared to other types, while conventional concrete slabs experience greater deflection and damage. The optimal reduction in damage for reinforced concrete slabs occurs when a steel plate measuring 2 by 4.2 meters and 0.5 centimeters thick is applied to the backside. Additionally, using wire mesh dimensions 25% larger than the initial slab damage yields the best performance. A comparative analysis of explosion-induced damage across different slab types indicates that reinforced concrete slabs with a 0.5-centimeter thick steel plate exhibit the largest damage area (8m²); whereas UHPC slabs show no damage, resulting in the smallest damage area. Further investigations into the dynamic response of these slabs demonstrate that advanced materials and reinforcement techniques significantly enhance their resilience against explosive forces. This study emphasizes the importance of innovative design strategies in civil engineering, highlighting that the adoption of UHPC slab minimizes structural damage and improves safety in high-risk environments. These findings underscore the necessity of incorporating modern materials and methodologies in protective structure design, ensuring better performance and longevity under extreme loading conditions. A comparative analysis of various methods for strengthening concrete slabs using identical materials shows that UHPC slabs outperform others in reducing deflection and failure. This illustrates their exceptional ability to withstand explosive dynamic loads. However, the primary limitation of UHPC slabs is their high cost and complexity of implementation. Reinforcement with steel sheets has proven more effective than wire mesh in minimizing deflection. In models reinforced with 0.5 cm steel sheets, deflection was reduced by 50% compared to conventional concrete slabs. The slabs reinforced with wire mesh demonstrated a significant decrease in failure rates compared to conventional slabs, with reductions ranging from 75% to 80% across various reinforcement methods using the same materials. Conversely, some models reinforced with steel sheets exhibited increased failure rates. The findings indicate that, in most cases, slabs with greater flexibility, such as those reinforced with wire mesh, sustained less damage. This can be attributed to the enhanced flexibility and ductility of wire mesh-reinforced slabs compared to those reinforced with steel sheets.

Review History

Received: Oct 26, 2024

Revised: Jan 1, 2025

Accepted: Mar 11, 2025

Keywords

concrete slab
brittle failure
near field explosion
LS- DYNA

* Corresponding Author Email: hoseini@mut.ac.ir - ORCID: 0000-0001-9268-9295



ارزیابی روش‌های مقاوم‌سازی دال بتنی در برابر بار انفجار برای اجتناب از شکست ترد

سید احمد حسینی^{۱*} , علیرضا گندمکار جوشقانی^۲، ترانه امین طاهری^۲

۱. استادیار، مجتمع پدافند غیر عامل، دانشگاه صنعتی مالک اشتر، تهران، ایران.

۲. کارشناسی ارشد، مجتمع پدافند غیر عامل، دانشگاه صنعتی مالک اشتر، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

دال‌های بتنی که تحت تأثیر انفجارهای حوزه نزدیک قرار می‌گیرند، معمولاً متحمل شکست ترد می‌شوند. از جمله خرابی‌های ترد رایج می‌توان به شکست‌هایی مانند scabbing و spalling اشاره کرد. شکست ترد علاوه بر اینکه موجب پاسخ غیرقابل انعطاف و شکننده سازه و سبب آسیب‌های بیشتر به سازه می‌شود، می‌تواند تولید ترکش‌های کوچک و بزرگ و با سرعت‌های بالا کند؛ بنابراین برای طراحی دال بتنی تحت بار انفجار، استفاده از روش‌هایی که منجر به جلوگیری یا کاهش شکست‌های ترد و یا تبدیل آن‌ها به شکست‌های انعطاف‌پذیر می‌شوند، ضروری است. پس در این مطالعه، با استفاده از نرم‌افزار المان محدود LS-DYNA و پس از اطمینان از درستی مدل‌های عددی با مقایسه با تحقیقات معتبر، به مقاوم‌سازی دال‌های بتنی متعارف با استفاده از میلگردگذاری Lacing، تعبیه ورق فولادی، استفاده از شبکه سیمی فولادی و به کارگیری دال بتنی فوق توانمند پرداخته شده است. طبق تجزیه و تحلیل نتایج مربوط به رفتار ۵ نوع دال تحت بارگذاری انفجاری مشابه، دال‌های بتن فوق توانمند نسبت به سایر دال‌های بتنی خیز و خرابی کمتری داشته و دال‌های بتنی متعارف در مقایسه با سایر دال‌های بتنی متحمل خیز و خرابی بیشتری می‌شوند. بهترین ابعاد در کاهش خرابی دال‌های بتن مسلح تقویت‌شده با ورق فولادی و شبکه سیمی، زمانی است که سطح ورق فولادی و شبکه سیمی از ابعاد سطح خرابی دال مسلح اولیه بزرگ‌تر باشد. وجود شبکه سیمی فولادی باعث کاهش محسوس خرابی دال نسبت به دال متعارف شد. این کاهش خرابی بین ۷۸٪ الی ۸۹٪ مشاهده شد. میزان اثرگذاری شبکه سیمی فولادی در کاهش خرابی، زمانی قابل ملاحظه‌تر بود که ابعاد شبکه بزرگ‌تر از ابعاد خرابی دال متعارف باشد. در این حالت، میزان کاهش خرابی بین ۸۲٪ الی ۸۹٪ به دست آمد. وجود ورق فولادی با ابعادی بزرگ‌تر از ابعاد خرابی اولیه و در وجه پشتی دال، می‌تواند باعث کاهش محسوس خرابی دال نسبت به دال متعارف، بین ۵۸٪ الی ۸۳٪ شود.

کلمات کلیدی

دال بتنی
شکست ترد
انفجار حوزه نزدیک
LS_DYNA

۱- مقدمه

خرابی‌ها مانند spalling و scabbing ممکن است رخ دهد. این خرابی‌ها می‌توانند برای کارکنان و تجهیزات خطرناک باشند، بنابراین بررسی روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی در برابر بارهای انفجاری ضروری است. در سال ۲۰۲۲ رفتار دال‌های بتنی با عملکرد خیلی بالا مبتنی بر ژئوپلیمر در برابر انفجارهای تماسی

با پیشرفت تسلیحات و تنوع حملات تروریستی، خطرات ناشی از این حملات افزایش یافته است؛ بنابراین، طراحی سازه‌ها باید ایمنی لازم را در برابر بارهای انفجاری فراهم کند. سازه‌های بتنی ممکن است رفتارهای ترد یا شکل‌پذیری نشان دهند و انواع

* رایانامه نویسنده مسئول: hoseini@mut.ac.ir - ORCID: 0000-0001-9268-9295

کپی‌رایت © ۲۰۲۵، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، باز نشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



وقوع پیوند. مود رفتاری شکل‌پذیر و مود رفتاری ترد. در مودهای رفتاری شکل‌پذیر یک المان ممکن است تغییر شکل‌های غیرارتجاعی بزرگ را بدون آنکه به طور کامل فروپاشد، تجربه کند. درحالی‌که در مودهای رفتاری ترد، زوال جزئی یا فروپاشی کامل آن المان رخ می‌دهد [16].

۲-۱-۱- مود رفتاری شکل‌پذیر در محدوده نزدیک به انفجار

انفجار در فواصل نزدیک، بار انفجاری شدید و یکنواختی ایجاد می‌کند که می‌تواند منجر به نابودی موضعی شود. برای حفظ یکپارچگی سازه و فراهم کردن تغییر شکل‌های لازم، استفاده از میلگردهای lacing توصیه می‌شود [17].

۲-۱-۲- مود رفتاری ترد

رفتار ترد بتن به شکست ناگهانی و بدون هشدار قبلی اشاره دارد که معمولاً در اثر تنش‌های بالا رخ می‌دهد. بتن، به دلیل مقاومت کششی پایین، تمایل به نشان دادن چنین رفتاری دارد. این مسئله به ویژه در بتن‌های با مقاومت بالا (بیش از ۵۰ مگاپاسکال) مشاهده می‌شود. رفتار ترد بتن مسلح در برابر انفجار در حوزه نزدیک به سه نوع scabbing, spalling و خردشدگی پس از گسیختگی تقسیم می‌شود [17].

۳- تعریف مساله و شبیه سازی

در این تحقیق، عوامل مختلفی که می‌تواند بر میزان خرابی و شکست دال‌های بتنی مؤثر باشد، به صورت عددی شبیه‌سازی شده و در ادامه نتایج آن به صورت تصاویر و یا نمودار نشان داده شده است. پارامترهایی که در شبیه‌سازی‌های انجام شده مورد بررسی قرار گرفته است، در جدول (۱) نشان داده شده است. از آنجایی که این تحقیق به بررسی خرابی‌های دال‌های بتنی تحت انفجار حوزه نزدیک می‌پردازد، $z = 0.595 \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$ به عنوان فاصله مقیاس شده برای شبیه‌سازی‌ها انتخاب شده است. طراحی اولیه‌ای برای دال بتنی متعارف و دال بتنی lacing بر اساس آیین‌نامه UFC-3-340-02 انجام شده است. مشخصات دال بتنی که در تمام شبیه‌سازی‌ها ثابت است، در جدول (۱) آمده است.

مورد بررسی قرار گرفت [1]. در تحقیق دیگری که در سال ۲۰۲۴، توسط ژو و همکاران به منظور بررسی فرایند آسیب دال‌های پل کامپوزیتی فولاد - بتن ناشی از انفجار تماسی انجام گرفت، سه نمونه از این دال‌ها در مقیاس کوچک تحت آزمایش‌های انفجاری قرار گرفتند. در این تحقیق، تأثیر متفاوت اتصال دهنده‌های برشی و ضخامت ورق فولادی مورد ارزیابی قرار گرفت [2]. ارزیابی اثر ورقه‌های الیافی تقویتی بر عملکرد انفجاری دال‌های بتنی توسط تران و همکاران به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق، پاسخ ضربه‌ای تیرهای پیش‌ساخته ساخته شده از بتن ژئوپلیمری با تسمه‌های FRP و میلگرد ارزیابی شدند [3]. در تحقیقات تجربی و مدل‌سازی عددی با مقیاس مزر که در مورد ویژگی‌های آسیب دال‌های بتنی تقویت شده با الیاف فولادی و دال‌های بتنی تقویت شده با الیاف فولادی مخلوط با خاکستر و خاکستر بادی در برابر انفجار تماسی انجام شد نتایج نشان داد که مدل‌سازی عددی با مقیاس مزر می‌تواند به طور مؤثر آسیب سازه‌ای و رفتار شکست را تحت بارهای فوق دینامیک انفجاری شبیه‌سازی نماید [4]. در آزمایش سه دال کامپوزیتی فولاد - بتن در مقیاس کوچک تحت انفجار تماسی، دوفاز پاسخ دینامیکی، شامل فاز ترکیبی و فاز جداشده، مشاهده و تجزیه و تحلیل شد [5]. همچنین تحقیقات دیگری نیز در زمینه دیوار تحت انفجار نزدیک [6]، رفتار تیرها و ستون‌های بتنی مسلح تحت بارگذاری انفجاری [7_10]، بررسی‌های تجربی و عددی در حوزه انفجار حوزه نزدیک (شکل خرج انفجاری [11]، پانل بتن مسلح معمولی تقویت شده [12]، پانل‌های کامپوزیت سیمانی با فیبر هیبریدی [13] دال بتنی دابل فولادی C شکل با اتصالات L شکل [14] و ستون‌های RC [15]) انجام شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود راجع به روش‌های مختلف مقاوم‌سازی، تحقیقات متنوعی صورت گرفته است که در این تحقیق به مقایسه هر کدام و مزیت هر کدام از این روش‌ها می‌پردازیم.

۲- مبانی علمی تحقیق

۲-۱- مودهای رفتار سازه‌ای بتن

پاسخ اجزای سازه‌ای می‌تواند در دو مود رفتاری سازه‌ای به

جدول ۱. مشخصات دال و ماده منفجره

Table 1: Specifications of slab and explosive material

length	width	Support conditions	Z	The weight of the explosive	The distance of the explosive material to the surface of the slab
6m	4m	4 sides	1.5	304kg	4m

جدول ۲: مقایسه خرابی مدل تجربی و مدل عددی پیشنهادی

Table 2: Compare of experimental and proposed numerical model damage

	Simulation failure	Laboratory failure
upper face	20	22
lower face	35	33



شکل ۱. مقایسه خرابی وجه تحتانی در مدل تجربی [۱۸] و مدل عددی

پیشنهادی

Fig. 1. Comparison of the failure of lower face in the experimental model [18] and the proposed numerical model

۱-۳- شبیه‌سازی در نرم افزار

در این تحقیق از نرم‌افزار LS-DYNA برای شبیه‌سازی انفجار استفاده شده است. روش CONWEP به دلیل دقت و سهولت، برای بارگذاری انفجاری انتخاب شده است. مدل‌سازی بتن و ورقه فولادی با حالت solid و میلگردها با گزینه beam انجام شده است. مدل‌های با تقارن دو راستا به صورت یک‌چهارم مدل شده و شرایط تقارن بر آن‌ها اعمال شده است. برای شبیه‌سازی انفجار، از روش CONWEP و گزینه Load_Blast_Enhanced استفاده شده است. مدل CSCM_Concrete برای بتن معمولی با مقاومت ۲۷٫۶ مگاپاسکال و مدل الاستیک - پلاستیک - هیدرو برای بتن فوق توانمند با مقاومت ۱۷۵ مگاپاسکال به کار رفته‌اند. این مدل‌ها به دلیل در نظر گرفتن خرابی مصالح و فرسایش اجزا، گزینه‌های مناسبی برای مدل‌سازی بتن هستند.

۲-۳- درستی آزمایشی مدل‌های عددی

به منظور ارزیابی درستی شبیه‌سازی پیشنهادی دال بتنی با انواع روش‌های تقویتی در برابر بار انفجار، سه نمونه از این روش‌ها، استفاده از ورق فولادی در وجه خارجی دال، شبکه سیمی فولادی در هسته بتن و استفاده از بتن فوق توانمند، مورد بررسی و

درستی‌آزمایی قرار گرفته است.

۳-۲-۱- درستی آزمایشی دال بتنی مسلح تقویت شده با ورقه

فولادی

کاستدو و همکاران در مطالعه‌ای ۸ نوع دال بتنی را به صورت آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی در برابر بار انفجار بررسی کردند. نمونه S6 با ابعاد $4.4 \times 1.46 \times 0.15$ متر به عنوان نمونه مرجع انتخاب شد. میلگردها دارای قطر ۱۲ میلی‌متر و فاصله‌گذاری ۱۵۰ میلی‌متر هستند. یک ورقه فولادی $1.5 \times 1.46 \times 0.01$ متر در مرکز دال قرار دارد و با رزین اپوکسی متصل شده است. ۱۵ کیلوگرم TNT در فاصله ۰٫۵ متری از سطح دال قرار گرفته است [18]. در شکل (۱)، شبیه‌سازی با مدل CSCM و روش کانوپ انجام شده و مش‌بندی بتن و ورق‌های فولادی با المان‌های مناسب صورت گرفته است. مقایسه نتایج نشان می‌دهند که روش شبیه‌سازی پیشنهادی با دقت قابل قبولی خرابی را مدل‌سازی کرده است.

۳-۲-۲- درستی آزمایشی دال بتن مسلح تقویت شده با شبکه

سیمی فولادی

جان لی و همکاران تأثیر ۱۰، ۲۰ و ۳۰ لایه شبکه سیمی فولادی را در بتن مسلح برای مقاومت در برابر بار انفجار به صورت آزمایشگاهی و عددی بررسی کردند. دال بتنی با ابعاد $0.8 \times 0.12 \times 0.1$ متر و میلگردهای طولی ۱۲ میلی‌متری و خاموت‌های ۱۰ میلی‌متری استفاده شده است. دال دارای ۲۰ میلی‌متر پوشش و مقاومت فشاری ۸۵ مگاپاسکال است. شبکه‌ی سیمی فولادی در ناحیه‌ای به طول ۰٫۶ متر و عرض ۰٫۵ متر در وسط دال قرار دارد [19].

نمونه دال تحت انفجار ۱ کیلوگرم TNT قرار گرفت. فاصله خطوط شبکه سیمی 6.35×6.35 میلی‌متر و قطر سیم ۱ میلی‌متر است. دال بتنی با ۱۰ لایه شبکه سیمی فولادی برای درستی‌آزمایی شبیه‌سازی شد. نتایج خرابی وجه رو و پشت دال به ترتیب در شکل‌های (۲ و ۳) آمده است. این نتایج نشان‌دهنده هماهنگی خوب مدل درستی‌آزمایی با مدل مقاله [19] می‌باشد.

۳-۲-۳- درستی آزمایشی مدل دال بتن فوق توانمند

جان لی و همکاران در تحقیقی به مطالعه آزمایشگاهی و عددی دال بتنی متعارف و دال بتنی فوق توانمند تحت بار انفجار تماسی پرداختند. ابعاد دال بتنی فوق توانمند این تحقیق، $100 \times 100 \times 2000$ میلی متر است و از هیچ گونه میلگردی برای تقویتی استفاده نشده است. ۱ کیلوگرم ماده منفجره روی سطح دال قرار گرفته است، برای شبیه سازی بتن UHPC از مدل Elastic-Plastic-Hydro استفاده شده است [20].

خرابی وجه فوقانی و تحتانی دال بتنی فوق توانمند تحت بار انفجار در شکل (۵) قابل مشاهده است. همانطور که از شکل (۲) مشخص است نتایج شبیه سازی عددی پیشنهادی با نتایج آزمایش و مدل عددی مقاله هماهنگی قابل قبولی دارد.

۳-۳- شبیه سازی دال های بتنی با استفاده از روش های مختلف مسلح سازی

۳-۳-۱- معرفی انواع روش ها برای افزایش مقاومت دال های بتنی در برابر انفجار

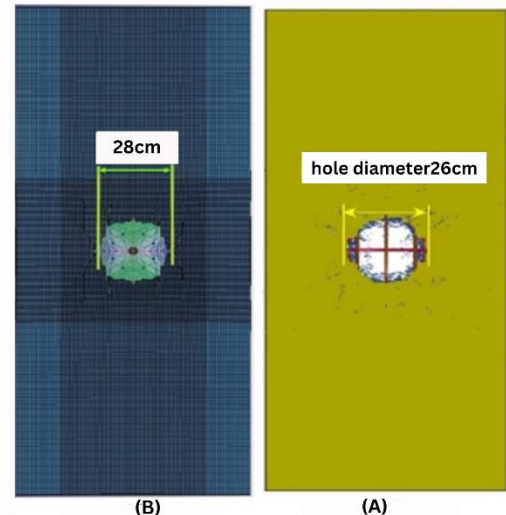
در این بخش به شبیه سازی دال های بتنی مسلح متعارف تقویت شده با شبکه سیمی و ورق فولادی، دال بتنی مسلح با میلگردگذاری lacing و دال بتنی فوق توانمند در برابر انفجار پرداخته می شود. ابعاد همه این دال ها یکسان و برابر ۴ در ۶ متر و به صورت چهار طرف گیردار در نظر گرفته شدند و تحت انفجار هوایی با ۳۰۰ کیلوگرم TNT و فاصله ۴ متری قرار گرفتند.

۳-۳-۲- دال بتن مسلح متعارف

طراحی دال بتن مسلح متعارف تحت بارگذاری و شرایط مرزی بیان شده با استفاده از دستورالعمل UFC 3-340-02 انجام شد. پس از طراحی دال و تعیین مشخصات دال مینا، در ادامه تاثیر ورق فولادی و شبکه سیمی در افزایش مقاومت دال مینا مورد بررسی قرار می گیرد.

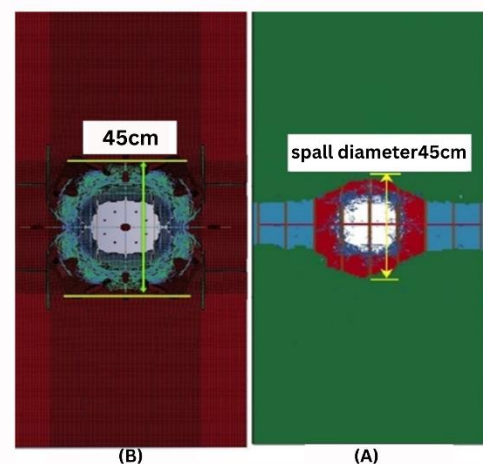
۳،۳،۲،۱ دال بتنی مسلح متعارف تقویت شده با ورق فولادی

به منظور بررسی اثر ابعاد ورق فولادی، ورق با طول ۳/۳ متر و عرض ۱/۶ متر که به طور تقریبی خرابی دال بتنی مسلح متعارف را پوشش می داد، مورد استفاده قرار گرفت. تاثیر ورق های بزرگتر و کوچکتر از ورق مینا نیز بررسی شد.



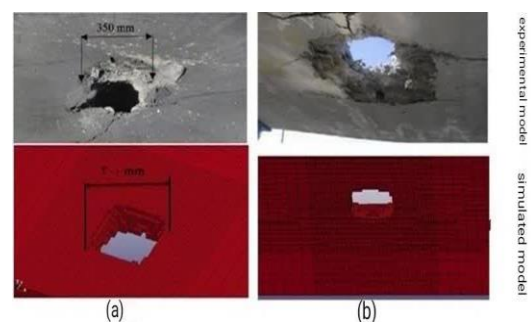
شکل ۳. خرابی وجه فوقانی نمونه. (الف): شبیه سازی مقاله [۱۹]، (ب): مدل پیشنهادی این تحقیق

Fig. 3. Failure of the upper surface of the specimen. (a): Simulation from reference [19], (b): Proposed model of this study.



شکل ۴. خرابی وجه تحتانی نمونه. (الف): شبیه سازی مقاله، (ب): مدل پیشنهادی این تحقیق

Fig. 4. Failure of the bottom surface of the specimen. (a): Simulation from reference [19], (b): Proposed model of this research.



شکل ۵. مقایسه خرابی دال بتنی UHPC در مدل تجربی [20] و شبیه سازی عددی پیشنهادی در (الف) وجه فوقانی (ب) وجه تحتانی

Fig. 5. Comparison of failure of UHPC concrete slab in experimental model [20] and proposed numerical simulation in (a) upper face (b) lower face.

جدول ۳. مشخصات دال بتن مسلح متعارف

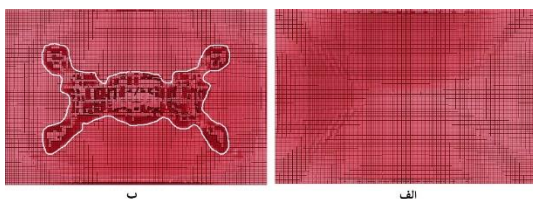
Table 3. Specifications conventional reinforced concrete slab

Shear bar	Transverse bending bar	Longitudinal bending bar	f_u	f_y	f'_c	slab thickness	concrete cover
$\Phi 13$	$\Phi 13@310\text{mm}$	$\Phi 13@101\text{mm}$	620 mpa	455 mpa	27.6 mpa	230 mm	38 mm

جدول ۴. مشخصات دال بتن مسلح Lacing

Table 4. Specifications of lacing reinforced concrete slab

Transverse bending bar	Longitudinal bending bar	f_u	f_y	f'_c	slab thickness	concrete cover
$\Phi 3@102\text{mm}$	$\Phi 3@303\text{mm}$	650 mpa	455 mpa	27.6 mpa	381 mm	38 mm



شکل ۶. وضعیت (الف) وجه فوقانی و

(ب) وجه تحتانی دال متعارف پس از انفجار

Fig. 6. The state of (a) the upper face and (b) the lower face of the ordinary slab after the explosion

۴- تجزیه و تحلیل نتایج

۴-۱- چگونگی خرابی ایجاد شده در دال بتنی مسلح متعارف

تقویت شده با ورق فولادی و شبکه سیمی فولادی

۴-۱-۱- چگونگی خرابی ایجاد شده در دال بتنی مسلح متعارف

در طراحی دال بتن مسلح متعارف طبق دستورالعمل UFC، محل تلاقی خطوط تسلیم مورب و افقی دهانه دال، به فاصله ۱۷۸ سانتی متر، از لبه مجاور می‌باشد. در شبیه‌سازی عددی طبق روش پیشنهادی در بخش قبل با نرم‌افزار LS-DYNA این مقدار برابر با ۱۸۵ سانتی متر بوده است که هماهنگی خوبی بین نتایج طراحی به روش دستورالعمل UFC و نتایج شبیه‌سازی کانتور تغییر شکل و خرابی دال بتنی متعارف (در وجوه فوقانی و تحتانی) نشان داده شده است. وضعیت دال متعارف پس از اعمال بار انفجار در شکل (۳) نمایش داده شده است. طبق شکل (۶)، ابعاد خرابی برای استفاده در روش‌های مختلف تقویتی برابر $۱,۶ \times ۳,۳$ متر لحاظ می‌شود.

۴-۱-۲- چگونگی خرابی در دال بتن مسلح متعارف تقویت

شده با ورق فولادی

تأثیر ابعاد (کوچک‌تر، مساوی و بزرگ‌تر از سطح خرابی دال)،

علاوه بر تأثیر ابعاد، اثر وجه دال بتنی برای نصب ورق فولادی و همچنین اثر ضخامت ورق مطالعه شد.

۳,۳,۲,۲ دال بتنی مسلح متعارف تقویت شده با شبکه سیمی

فولادی

برای بررسی تأثیر شبکه سیمی فولادی در کاهش خرابی دال بتنی ۳ پارامتر تعداد لایه‌های شبکه سیمی، ابعاد شبکه سیمی فولادی و همچنین قطر الیاف شبکه‌های سیمی فولادی به‌عنوان متغیر انتخاب شد. فاصله بین خطوط شبکه سیمی ۱۵ در ۱۵ میلی‌متر انتخاب شد. ابعادی که برای شبیه‌سازی شبکه سیمی تعیین شد با ابعاد انتخاب شده برای ورقه‌های فولادی یکسان بود. همچنین شبکه سیمی در تعداد ۱۰، ۱۵ و ۲۰ لایه مورد بررسی قرار گرفت تا میزان تأثیر تعداد لایه‌ها نیز مشخص شود. آخرین متغیر نیز قطر شبکه سیمی بود که سه حالت ۰,۵، ۱ و ۱,۵ میلی‌متر برای سیم‌ها در نظر گرفته شد.

۳-۳-۳ دال بتن مسلح Lacing

دال بتن مسلح Lacing نیز مشابه دال بتن مسلح متعارف تحت انفجار مبنا و با ابعاد و شرایط مرزی ثابت قرار گرفت. نتایج طراحی دال مذکور با استفاده از دستورالعمل UFC 3-340-02، در جدول (۴) ارائه شده است.

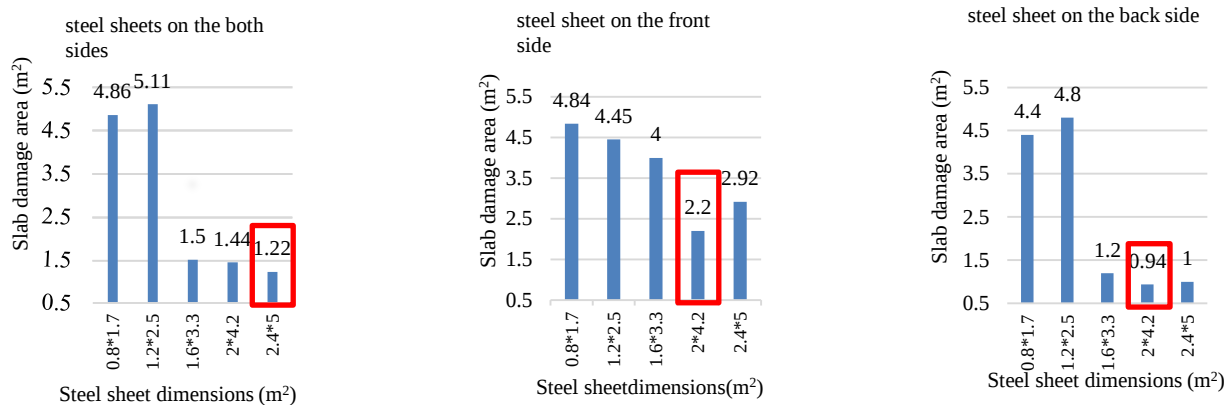
۴-۳-۳ دال بتن فوق توانمند

در شبیه‌سازی دال بتنی فوق توانمند، ضخامت دال به عنوان متغیر در نظر گرفته شد. ضخامت ۲۳ سانتی‌متر که برابر با ضخامت دال متعارف است انتخاب شد؛ دیگر ضخامت‌ها با ۲۵ و ۵۰ درصد کاهش و ۲۵ درصد افزایش نسبت به ضخامت مبنا تعیین شد. مشخصات بتن فوق توانمند، از مرجع [20] انتخاب شده است.

ابعاد اولیه خرابی دال مبنا بدست آید و سپس ورق فولادی با ابعاد بزرگتر از ابعاد اولیه خرابی برای افزایش مقاومت و کاهش خرابی استفاده شود. در شکل (۸)، تاثیر محل تعبیه ورق فولادی (با ابعاد بهینه ۲ در ۴٫۲ متر) در کاهش میزان خرابی نشان داده شده است. همان طور که از این شکل مشخص است استفاده از ورق فولادی در وجه پشتی میزان خرابی ها را به شدت نسبت به ورق جلویی کاهش داده است؛ به نحوی که، در ورق فولادی با ضخامت ۰٫۵ سانت، میزان خرابی در حالت تعبیه ورق در وجه جلویی و پشتی، به ترتیب برابر ۸ و ۰٫۹۲ متر مربع بوده است که حدود ۸ برابر اختلاف دارند.

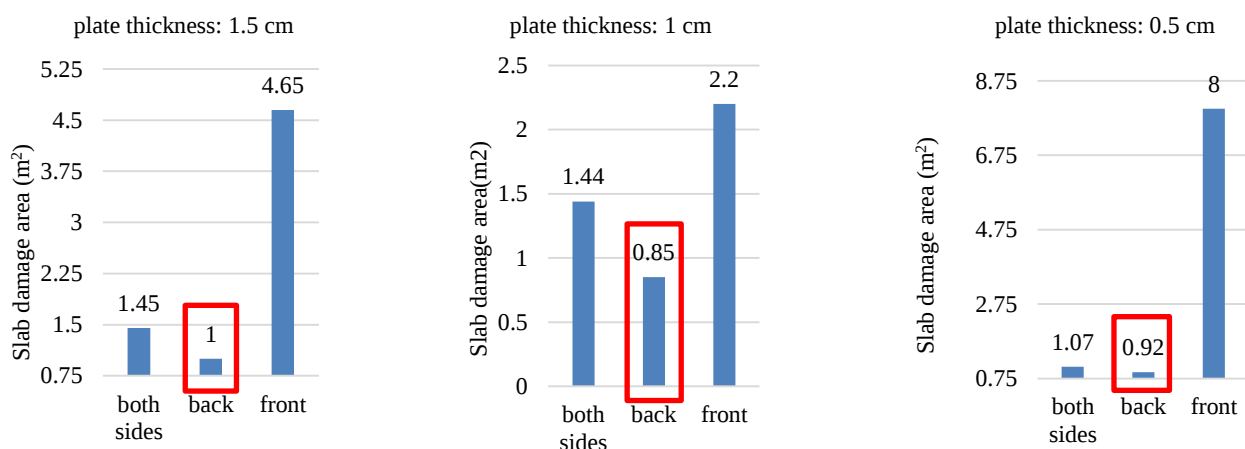
تأثیر ضخامت ورق فولادی در کاهش خرابی دال بتن مسلح متعارف، در شکل (۹) ارائه شده است (تعبیه در وجه پشتی و با ابعاد ورق بهینه ۲ در ۴٫۲).

ضخامت (۰٫۵، ۱ و ۱٫۵ سانتی متر) و محل قرارگیری ورق فولادی (وجه فوقانی، تحتانی و هر دو وجه دال) در کاهش میزان خرابی دال بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفت. در شکل (۷)، تاثیر ابعاد ورق فولادی در افزایش مقاومت و کاهش خرابی دال بتن مسلح متعارف، در ضخامت ثابت ورق ۱ سانتی متر، نشان داده شده است. همان طور که از این شکل مشخص است، با افزایش اندازه ورق فولادی میزان خرابی ها کاهش می یابد، منتهی بهترین نتیجه برای ورق با ابعاد ۲ در ۴٫۲ متر تعبیه شده در وجه پشت دال بدست آمده است. با مقایسه ابعاد ورق تقویتی با ابعاد خرابی دال مشخص می شود استفاده از ورق های تقویتی کوچکتر از ابعاد محل خرابی، نه تنها منجر به کاهش خرابی نمی شود بلکه خرابی را افزایش هم خواهد داد. پس به عنوان یک نتیجه کاربردی برای کاهش خرابی دال بتن مسلح متعارف با استفاده از ورق فولادی، ابتدا لازم است



شکل ۷. میزان تاثیر ابعاد ورق فولادی (با ضخامت ۱ سانتی متر) در کاهش خرابی دال های بتن مسلح متعارف

Fig. 7. The effectiveness of steel sheets (with a thickness of 1 cm) in reducing the damage of conventional reinforced concrete slabs



شکل ۸. میزان خرابی دال های بتن مسلح با ورقه فولادی با متغیر گرفتن وجه انتخابی در نصب ورق فولادی

Fig. 8. Damage levels of reinforced concrete slabs with steel plates by varying the selected face in the installation of the steel plate.

حالت، میزان کاهش خرابی بین ۸۲٪ الی ۸۹٪ می‌باشد. شبکه سیمی فولادی در بدترین حالت، میزان خرابی را حدود ۸۰٪ کاهش می‌دهد؛ دلیل این امر، این است که شبکه سیمی فولادی، دال را در هر دو جهت صفحات خمشی اصلی و فرعی تقویت می‌کند و مقاومت برشی دال را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد [21]. همان‌طور که از شکل (۱۰ و ۱۱) مشخص شده است با افزایش قطر سیم شبکه سیمی و همچنین افزایش تعداد لایه‌های شبکه سیمی، میزان خرابی‌ها کاهش می‌یابد.

۴-۲- چگونگی خرابی در دال lacing

استفاده از هر ۴ نوع میلگرد گذاری lacing در دال باعث کاهش خرابی‌ها نسبت به دال متعارف می‌شود (حدود ۳۰٪ کاهش خرابی). خطوط تسلیم در دال‌های lacing نیز قابل مشاهده هستند و خرابی‌های رخ داده پیرامون این خطوط تسلیم است.

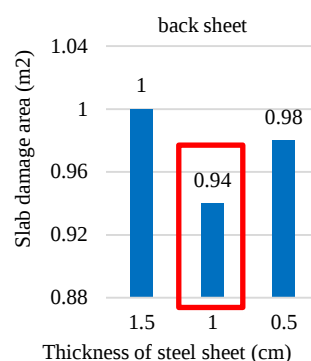
۴-۳- چگونگی خرابی در دال بتنی فوق توانمند

طبق تحلیل‌های انجام شده دال‌های بتن فوق توانمند در ضخامت‌های مختلف، پاسخ بسیار مناسبی در برابر انفجار داشته است. و هیچگونه خرابی در آن‌ها مشاهده نشده است.

۴-۴- مقایسه انواع روش‌های تقویت دال

۴-۴-۱- مقایسه کم‌ترین خرابی حاصل از هر روش

جدول (۶) شامل پنج نوع دال مختلف است: برای هر نوع دال، آسیب‌ها در دو سمت (پشت و جلو) و همچنین در نواحی مختلف دال ثبت شده است. همان‌طور که از این جدول قابل مشاهده است دال بتن مسلح متعارف با میزان خرابی به مساحت ۳٫۸۷ متر مربع دارای بیشترین میزان خرابی و دال بتنی فوق توانمند با نداشتن هیچ قسمت خرابی، دارای کمترین میزان خرابی است. همچنین نتایج نشان می‌دهد استفاده از روش‌های تقویتی با شبکه سیمی فولادی و ورق فولادی در دال بتنی متعارف، به ترتیب میزان خرابی را ۸۹٪ و ۷۸٪ کاهش داده است. استفاده از دال بتن فوق توانمند و دال lacing نیز در کاهش خرابی موثر بوده است منتها به علت هزینه بسیار بالای دال بتن فوق توانمند و همچنین روش اجرای دشوار دال lacing، لازم است در بکارگیری این دال‌ها در کاهش میزان خرابی، مقوله اقتصادی و سهولت اجرا مورد بررسی جدی قرار گیرد.



شکل ۹. میزان تاثیر ضخامت ورق فولادی در کاهش میزان خرابی

Fig. 9. The effect of the thickness of the steel sheet in reducing the damage amount

همان‌طور که از شکل (۹) مشخص است استفاده از ورق تقویتی با ضخامت ۰٫۵ سانتی‌متر در وجه پشتی بهترین نتیجه را ارائه می‌دهد. هرچند عملکرد این ورق نسبت به سایر ورق‌ها تنها کمی بهتر است، اما نشان می‌دهد که ضخامت بیشتر لزوماً منجر به افزایش مقاومت و کاهش خرابی دال نمی‌شود.

۴-۱-۳- چگونگی خرابی در دال بتن مسلح متعارف همراه با

شبکه سیمی فولادی

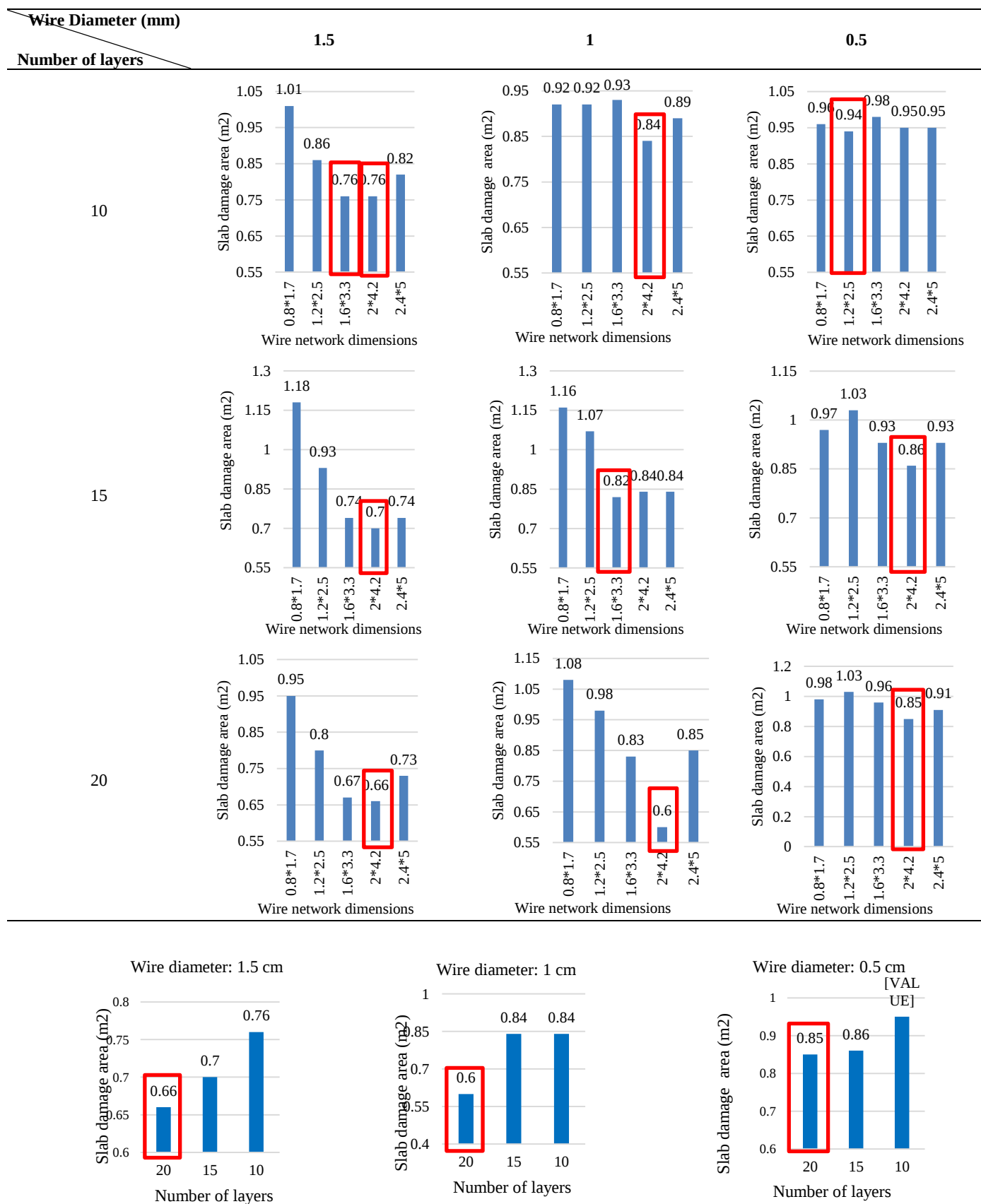
در جدول (۷)، میزان خرابی دال‌های بتن مسلح مقاوم شده با شبکه سیمی در حالت‌های مختلف شبکه سیمی ارائه شده است. با توجه به جدول (۵) می‌توان گفت که بهینه‌ترین حالت برای انتخاب ابعاد شبکه سیمی حالتی است که ابعاد شبکه ۲۵ درصد بزرگ‌تر از طول و عرض خرابی دال اولیه (متعارف) در نظر گرفته شود (۴٫۲×۲ متر). همچنین مشاهده می‌شود که انتخاب ابعادی کوچک‌تر از خرابی اولیه دال متعارف، خرابی بیشتری نسبت به سایر ابعاد می‌دهد.

با استفاده از جدول (۵) و مشخص شدن ابعاد بهینه شبکه سیمی (۴٫۲×۲ متر)، تاثیر تعداد لایه‌ها در این ابعاد بهینه، در شکل (۱۰ و ۱۱) بررسی شده است.

مطابق جدول (۵)، وجود شبکه سیمی فولادی (در حالت‌هایی که ابعاد شبکه از میزان خرابی دال متعارف (۳٫۳×۱٫۶ متر) کوچک‌تر و یا بزرگ‌تر است)، باعث کاهش خرابی می‌شود. این کاهش خرابی بین ۷۸٪ الی ۸۹٪ متغیر می‌باشد. میزان اثرگذاری شبکه سیمی فولادی در کاهش خرابی، زمانی قابل ملاحظه‌تر است که ابعاد شبکه بزرگ‌تر از ابعاد خرابی دال متعارف باشد. در این

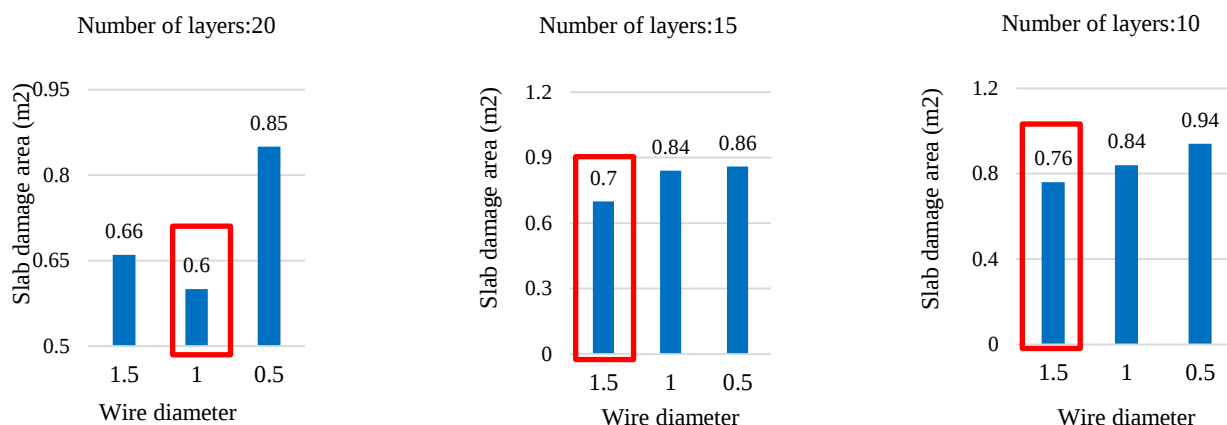
جدول ۵. میزان خرابی دال‌های بتن مسلح با شبکه سیمی فولادی

Table 5. The damage amount of reinforced concrete slabs with steel wire mesh



شکل ۱۰. میزان خرابی دال‌های بتن مسلح با شبکه سیمی فولادی با متغیر گرفتن قطر شبکه سیمی

Fig. 10. The damage amount of reinforced concrete slabs with steel wire mesh with varying dimensions of the wire diameter



شکل ۱۱. میزان خرابی دال‌های بتن مسلح با شبکه سیمی فولادی با متغیر گرفتن تعداد لایه‌ها

Fig. 11. The damage amount of reinforced concrete slabs with steel wire mesh with the variable number of layers

جدول ۶. مقایسه کمترین خرابی حاصل از هر روش

Table 6. Comparison of the lowest damage of each method

slab type	Damage area (m ²)		Figure	
	front side	back side	Front side	Back side
conventional slab	0.07	3.8		
Lacing slab	0.8	2.1		
Use of steel sheet	0.09	0.85		
Use of steel wire mesh	0	0.6		
High performance concrete	0	0		

خیز و خرابی در جدول (۷) مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

همان‌طور که از جدول (۷) مشخص است. در مقایسه بین انواع روش‌های تقویت دال متعارف با ورق فولادی و شبکه سیمی (با میزان مصالح تقریباً یکسان)، تاثیر تقویت با ورق فولادی در کاهش خیز بیشتر از شبکه سیمی می‌باشد؛ به گونه‌ای که در نمونه با ورق

۴-۴-۲- مقایسه مقدار خیز و خرابی مدل‌های دارای مصالح

یکسان

از آنجایی که هدف، مقایسه پاسخ دال بتن مسلح متعارف با سایر دال‌های تقویت شده می‌باشد، در این بخش، مدل‌هایی که دارای میزان مصالح حدوداً یکسان با دال متعارف می‌باشند، از نظر میزان

۰,۵ سانتی و در وجه پشتی، میزان خیز نسبت به دال بتنی متعارف ۵۰٪ کاهش داشته است. با این وجود، در مقایسه میزان اثرگذاری این دو روش مذکور در کاهش خرابی، نتیجه‌ای متفاوت حاصل شده است و دال تقویت شده با شبکه سیمی توانسته است میزان خرابی را نسبت به دال متعارف به میزان ۷۵٪ - ۸۰٪ کاهش دهد؛ در بیشتر نمونه‌هایی که دارای خیز بالا بوده‌اند میزان خرابی کمتری ثبت شده است و برعکس. علت این پدیده، انعطاف پذیری و شکل پذیری زیاد دال با شبکه سیمی نسبت به دال با ورق فولادی و استهلاک انرژی انفجاری با استفاده از تغییر شکل به جای خرابی و گسیختگی می‌باشد. پس به عنوان یک نتیجه‌گیری می‌توان گفت که دال با شبکه سیمی در اغلب موارد رفتاری شکل‌پذیرتر از دال با ورق فولادی دارد و بنابراین، در کاهش میزان خرابی مؤثرتر است.

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق تأثیر انواع روش‌های مقاوم‌سازی دال‌های بتنی برای مقابله با شکست ترد ناشی از انفجار مورد بررسی قرار گرفت. روش‌های مذکور شامل استفاده از میلگردگذاری lacing، استفاده از ورق فولادی، استفاده از شبکه سیمی فولادی و بتن فوق توانمند می‌باشد. برای انجام این تحقیق از نرم‌افزار اجزای محدود LS-DYNA (پس از اطمینان از درستی مدل‌سازی) استفاده شد. نتایج به‌دست‌آمده شامل موارد ذیل می‌باشد:

- استفاده از دال lacing نسبت به دال متعارف در انفجار حوزه نزدیک، باعث بروز خرابی و خیز کمتری در وجه پشتی دال می‌شود. دال lacing در هر ۴ آرایش میلگردگذاری توانسته

است خرابی را به میزان ۲۵٪ کاهش دهد.

- بهترین ابعاد در کاهش خرابی دال‌های بتن مسلح تقویت‌شده با ورق فولادی و شبکه سیمی، زمانی است که سطح ورق فولادی و شبکه سیمی از ابعاد سطح خرابی دال مسلح اولیه (۲,۸×۱,۴) بزرگتر باشد؛ این سطح بهینه برای هر دو روش تقویتی، به میزان ۴,۲×۲ متر به دست آمده است.
- در مورد ورق فولادی:

۱- بهترین وجه برای استفاده از ورق فولادی، وجه پشتی دال می‌باشد؛ استفاده از ورق در وجه پشتی توانسته است میزان خرابی را بین ۶۹٪ الی ۷۸٪ نسبت به خرابی دال متعارف کاهش دهد. علت این امر به دلیل تأثیر مثبت ورق فولادی در جلوگیری از ایجاد ترک و تغییر شکل‌های زیاد و ممانعت از خرابی spalling می‌باشد.

۲- استفاده از ورق فولادی در وجه جلویی باتوجه‌به ابعاد و ضخامت ورق، نتایج متفاوتی داشته است و در چند حالت منجر به کاهش خرابی تا ۴۳٪ و در چند نمونه دیگر افزایش خرابی تا ۱۰۶٪ گزارش شده است. بنابراین، استفاده از تقویت صرفاً در وجه جلویی توصیه نمی‌شود.

۳- استفاده از ورق‌های تقویتی کوچک‌تر از ابعاد خرابی اولیه دال متعارف، نه‌تنها منجر به کاهش خرابی نمی‌شود؛ بلکه خرابی را افزایش هم خواهد داد؛ خرابی به‌دست‌آمده در این حالت نسبت به دال بتنی بدون تقویتی، بین ۱۳٪ الی ۳۲٪ افزایش داشته است.

جدول ۷. مقایسه میزان خیز و خرابی در انواع مدل‌های تقویت دال با مصالح یکسان

Table 7. Comparison of the deflection and damage amount of various strengthened slab models with the same materials

Strengthened method	Description	Volume of materials (m ³)		Deflection (cm)	Damage area (m ²)
		Steel	Concrete		
Conventional slab	Without use of additional strength method	0.1	5.41	18.6	3.87
Use of steel sheet	Sheet 1 cm - front side - dimensions 1.6 x 3.3 (m ²)	0.11	5.41	19	4
Use of steel sheet	Sheet 1 cm - back side - dimensions 1.6 x 3.3 (m ²)	0.11	5.41	16.6	1.2
Use of steel sheet	Sheet 1 cm - both sides - dimensions 1.2 x 2.5 (m ²)	0.12	5.41	17.5	5.11
Use of steel sheet	Sheet 0.5 cm - front side - dimensions 2 x 4.2 (m ²)	0.1	5.41	10	8
Use of steel sheet	Sheet 0.5 cm - back side - dimensions 2 x 4.2 (m ²)	0.1	5.41	9.3	0.93
Use of seel wire mesh	Wire 0.5 mm - 10 layers - dimensions 0.8 x 1.7 (m ²)	0.1	5.41	24.9	0.96
Use of seel wire mesh	Wire 0.5 mm - 10 layers - dimensions 1.2 x 2.5 (m ²)	0.1	5.41	24.8	0.94
Use of seel wire mesh	Wire 1.5 mm - 15 layers - dimensions 2.4 x 5 (m ²)	0.11	5.41	20	0.74
Use of seel wire mesh	Wire 1.5 mm - 20 layers - dimensions 2.4 x 5 (m ²)	0.12	5.42	19	0.73
High performance slab	The thickness of the slab is 23 cm	0	5.52	4.7	0

ورق فولادی در برخی نمونه‌ها افزایش خرابی را نشان داده‌اند.

۳- نتایج نشان می‌دهد که در اغلب موارد، دال‌هایی که خیز بیشتری دارند (مثل دال‌های تقویت شده با شبکه سیمی)، خرابی کمتری را تجربه کرده‌اند. این پدیده به علت انعطاف‌پذیری و شکل‌پذیری بالای دال‌های تقویت شده با شبکه سیمی نسبت به دال‌های تقویت شده با ورق فولادی است.

قدردانی نویسندگان

برای انجام این تحقیق، حمایت مادی یا معنوی از سوی دانشگاه و مراکز دیگر انجام نشده است.

تعارض منافع

نویسندگان این مقاله اعلام می‌کنند که هیچ تعارض منافع مالی یا غیرمالی که بر نتایج تحقیق تأثیر بگذارد، وجود ندارد.

سهم نویسندگان

سهم هر یک از نویسندگان در مقاله به میزان یکسان می‌باشد.

منابع مالی

برای انجام این تحقیق، از منابع مالی خاصی استفاده نشده است.

References

1. Liu, J., Peng, Y., Xu, S., Yuan, P., Qu, K., Yu, X., Li, J. & Su, Y. 2022. Investigation of geopolymers-based ultra-high performance concrete slabs against contact explosions. *Construction and Building Materials*, 315, 125727.
2. Zhu, W., Xiao, Y., Yu, J., Jia, J. & Li, Z. 2024. Damage modes and mechanism of steel-concrete composite bridge slabs under contact explosion. *Journal of Constructional Steel Research*, 212, 108223.
3. Tran, D.T., Pham, T.M., Hao, H., San Ha, N., Vo, N.H. & Chen, W. 2023. Precast segmental beams made of fibre-reinforced geopolymer concrete and FRP tendons against impact loads. *Engineering Structures*, 295, 116862.
4. Zhao, X., Sun, J., Zhao, H., Jia, Y., Fang, H., Wang, J., Feng, S. & Wei, D. 2024. Experimental and

۴- بهترین حالت استفاده از ورق فولادی، تعبیه در وجه پشتی و با ابعادی بزرگ‌تر از ابعاد خرابی دال متعارف می‌باشد؛ این کاهش خرابی بین ۷۵٪ الی ۷۹٪ مشاهده شده است.

■ در مورد شبکه سیمی فولادی:

۱- وجود شبکه سیمی فولادی باعث کاهش خرابی بین ۷۸٪ الی ۸۹٪ می‌شود. میزان اثرگذاری شبکه سیمی فولادی در کاهش خرابی، زمانی قابل ملاحظه تر بود که ابعاد شبکه بزرگتر از ابعاد خرابی دال متعارف باشد. در این حالت، میزان کاهش خرابی بین ۸۲٪ الی ۸۹٪ بدست آمد.

■ مقایسه بین انواع روش‌های تقویت دال بتنی دارای مصالح یکسان، نشان داد که:

۱- دال بتن فوق توانمند به وضوح در کاهش خیز و خرابی نسبت به سایر روش‌های تقویت دال عملکرد بهتری دارد که نشان‌دهنده توانایی بالای این نوع دال‌ها در مواجهه با بارهای دینامیکی شدید انفجاری است. البته بزرگ‌ترین ضعف دال بتن فوق توانمند، قیمت بسیار بالای این بتن‌ها و روش اجرای دشوار آنها است.

۲- دال تقویت شده با شبکه سیمی در مقایسه با انواع روش‌های تقویتی با مصالح یکسان به طور قابل توجهی میزان خرابی را نسبت به دال متعارف (۷۵٪ - ۸۰٪) کاهش داده است، در حالی که دال‌های تقویت شده با

mesoscopic modeling numerical researches on steel fiber reinforced concrete slabs under contact explosion. In: *Structures* (Vol. 61), 106114. Elsevier.

5. Zhu, W., Xiao, Y., Yu, J., Jia, J. & Li, Z. 2024. Damage modes and mechanism of steel-concrete composite bridge slabs under contact explosion. *Journal of Constructional Steel Research*, 212, 108223.
6. Gao, Z., Chen, Y., Wang, Z., Li, S., Wei, W. & Huang, C. 2024. Study on the failure effect of aramid reinforced concrete slab under localized blast loading. In: *Structures* (Vol. 63), 106292. Elsevier.
7. Chen, D., Wu, H. & Cheng, Y. 2024. Dynamic behaviors of unreinforced and spray polyurea retrofitted brick masonry infill walls under blast loads: Shock tube test and analyses. *International Journal of Impact Engineering*, 190, 104975.
8. Li, C. & Aoude, H. 2024. Effects of UHPFRC

- jacketing and axial loading on the blast behaviour of reinforced concrete beams and columns. *Journal of Building Engineering*, 84, 108416.
9. Gangolu, J., Kishore, K.B. & Sharma, H. 2023. Probabilistic demand models and reliability based code calibration for reinforced concrete column and beam subjected to blast loading. *Reliability Engineering & System Safety*, 240, 109577.
 10. Ma, L.L., Wu, H. & Fang, Q. 2023. A unified performance-based blast-resistant design approach for RC beams/columns. *International Journal of Impact Engineering*, 173, 104459.
 11. Kishore, K.B., Gangolu, J., Ramancha, M.K., Bhuyan, K. & Sharma, H. 2022. Performance-based probabilistic deflection capacity models and fragility estimation for reinforced concrete column and beam subjected to blast loading. *Reliability Engineering & System Safety*, 227, 108729.
 12. Shi, Y., Wang, N., Cui, J., Li, C. & Zhang, X. 2022. Experimental and numerical investigation of charge shape effect on blast load induced by near-field explosions. *Process Safety and Environmental Protection*, 165, 266-277.
 13. Wu, J., Liu, Z., Yu, J. & Xu, S. 2022. Experimental and numerical investigation of normal reinforced concrete panel strengthened with polyurea under near-field explosion. *Journal of Building Engineering*, 46, 103763.
 14. Zhang, Y.X., Chilvers, J., Yang, L. & Lin, X. 2022. Experimental and Numerical Investigations of Hybrid-Fibre Engineered Cementitious Composite Panels Under Contact Explosions.
 15. Zhao, C., Zhang, L., He, K., Chen, Y. & Li, X. 2023. Experimental and numerical study on the blast resistance of C-shaped doubled steel concrete slab (C-DSCS) with L-shaped connectors. *Engineering Structures*, 295, 116900.
 16. Mejía, N., Peralta, R., Tapia, R., Durán, R. & Sarango, A. 2022. Damage assessment of RC columns under the combined effects of contact explosion and axial loads by experimental and numerical investigations. *Engineering Structures*, 254, 113776.
 17. U.S. Department of Defense. 2008. *UFC 3-340-02: Structures to resist the effects of accidental explosions*. U.S. Department of Defense.
 18. Castedo, R., Segarra, P., Alañon, A., Lopez, L.M., Santos, A.P. & Sanchidrian, J.A. 2015. Air blast resistance of full-scale slabs with different compositions: Numerical modeling and field validation. *International Journal of Impact Engineering*, 86, 145-156.
 19. Li, J., Wu, C., Hao, H. & Su, Y. 2017. Experimental and numerical study on steel wire mesh reinforced concrete slab under contact explosion. *Materials & Design*, 116, 77-91.
 20. Li, J., Wu, C. & Hao, H. 2015. Investigation of ultra-high performance concrete slab and normal strength concrete slab under contact explosion. *Engineering Structures*, 102, 395-408.
 21. Tejehman, J. & Bobiński, J. 2013. Continuous and Discontinuous Modelling of Fracture in Concrete Using FEM.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Hosseini, S. A., Gandomkar Josheghani, A., Amin Taheri, T. 2026. Evaluation of retrofit Methods for Concrete Slabs Against Blast Loads to Avoid Brittle damage, *Modares Civil Engineering journal*, 25(6), pp. 69-81.

DOI: [10.48311/mcej.2026.12723](https://doi.org/10.48311/mcej.2026.12723)



Dynamic analysis of a heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid and with depth-varying permeability under vertical loading

Nima Saraee¹, Kiyumars Sahebkar^{2*} 

1. M. Sc. Graduate Student of Civil Eng., Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.
2. Assistant Prof., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

Abstract

The behavior of a saturated porous media depends on the interaction of its various components, primarily the solid and liquid phases. This interaction is effectively described by Poroelastic theory, which integrates the mechanics of solid deformation with fluid flow within the porous structure. In the current study, the governing equations are derived from a simplified version of Biot's theory, as introduced by Zienkiewicz. This formulation employs two primary variables: the displacement of the solid phase and the pore fluid pressure. The medium under investigation is modeled as a heterogeneous porous half-space saturated with an inviscid fluid, with its permeability varying exponentially with depth. Such a configuration is subjected to axisymmetric loading conditions, making it a suitable case for analyzing the dynamic responses of porous media with spatially varying material properties. The heterogeneity of the medium with depth leads to the addition of new terms to the governing equations. These equations are derived for a heterogeneous isotropic medium with depth-dependent permeability in cylindrical coordinates, under axisymmetric conditions. The obtained mathematical equations involve coupled differential equations that are not easily solvable. In this study, a scalar potential function is introduced to solve these equations, and by applying it to the complex and coupled governing equations, a decoupled partial differential equation is obtained. Solving this equation allows for the determination of the unknowns in the problem. This partial differential equation can be solved in the frequency domain using the Hankel transform under axisymmetric conditions. The transformed equations in the Hankel-frequency domain, after being solved using the potential function, are returned to the real domain through the inverse Hankel transform. In this way, the harmonic response of the system can be computed. Due to the necessity of using the inverse Hankel transform, the responses are presented as complex, semi-infinite integrals, which require numerical methods for evaluation due to the presence of poles and branch points along the integration path. These integrals have been computed using the Method of Residues. Three distinct permeability variation indices are utilized to quantify the heterogeneity of the medium. These indices provide insights into how changes in permeability influence the mechanical and hydraulic responses of the porous medium. The results show that as permeability decreases with depth, the range of displacements in the medium becomes limited. At the excitation frequency of $\omega_0 = 0.5$, the damping of responses relative to a homogeneous medium increases with distance from the loading location. At $\omega_0 = 2$, the vertical displacement of both homogeneous and heterogeneous media converges approximately for $z/a \geq 4$. Additionally, the results indicate that the location of the maximum pore fluid pressure shifts closer to the half-space surface in a heterogeneous medium compared to a homogeneous one. For instance, in a homogeneous medium, the maximum pore fluid pressure occurs at a depth of $z/a = 1.7$, while in a medium with a permeability parameter of $\delta_k = -0.5$, it occurs at $z/a = 0.8$. This shift indicates that heterogeneity influences the depth distribution of fluid pressure, potentially affecting the medium's overall stability and fluid flow patterns. The implications of these findings extend to various engineering and geophysical applications, including reservoir engineering, groundwater hydrology, and the design of foundations in porous media. Understanding how permeability variations affect the mechanical and hydraulic behavior of saturated porous media is crucial for predicting and mitigating risks associated with dynamic loading conditions. This study contributes to the broader understanding of poroelastic phenomena in heterogeneous systems and provides a foundation for future investigations into more complex geometries and material behaviors.

Review History

Received: Dec 28, 2024

Revised: Jan 22, 2025

Accepted: Jul 19, 2025

Keywords

Saturated Porous Media
Isotropic Heterogeneous
Poroelastodynamics
Potential Function
Biot's Equations

* Corresponding Author Email: k.sahebkar@modares.ac.ir - ORCID: 0009-0008-2996-7801



تحلیل دینامیکی محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج با نفوذپذیری متغیر در عمق تحت بارگذاری قائم یکنواخت

نیما سارائی^۱ و کیومرث صاحبکار^{۲*} 

۱. دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

۲. استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

چکیده

تاریخچه داوری

رفتار محیط متخلخل اشباع تابعی از اندرکنش بخش‌های مختلف این محیط‌ها (فاز جامد و مایع) است که نظریه‌ی پوروالاستیک بر آن حاکم می‌باشد. معادلات حاکم استفاده شده در این پژوهش، حالت ساده‌سازی شده تئوری بیو بوده که توسط زینکوویچ ارائه شده‌است و متغیرهای آن تغییر مکان بخش جامد و فشار منفذی سیال می‌باشد. محیط مسئله به صورت نیم‌فضای متخلخل ناهمگن فرض شده‌است. این محیط، با سیال منفذی غیرلزج اشباع شده و تحت بارگذاری متقارن محوری قرار دارد که نفوذپذیری آن در عمق به صورت نمایی تغییر می‌کند. باتوجه به تغییرات پیوسته‌ی نفوذپذیری در عمق، معادلاتی برای محیط ناهمگن همسانگرد با نفوذپذیری متغیر در عمق در مختصات استوانه‌ای و در حالت متقارن محوری به دست آمده‌است. معادلات دیفرانسیلی درگیر با معرفی تابع پتانسیل مناسب به معادلات ساده‌تری تبدیل شده که با اعمال تبدیل هنکل، پاسخ‌ها در دامنه‌ی هنکل - فرکانس تعیین شدند. در نهایت، با استفاده از تبدیل وارون هنکل، پاسخ‌های هارمونیک به دست آمدند. سه مقدار مختلف از شاخص تغییرات نفوذپذیری، برای بیان ناهمگنی محیط در نظر گرفته شده‌است. نتایج نشان می‌دهند که با کاهش نفوذپذیری در عمق، دامنه تغییر مکان‌های محیط محدود می‌شود. در فرکانس تحریک $\omega_0 = 0.5$ ، با دور شدن از محل بارگذاری، میرایی پاسخ نسبت به محیط همگن افزایش می‌یابد. در فرکانس تحریک $\omega_0 = 2$ ، تغییر مکان قائم محیط همگن و ناهمگن در اعماق $z/a \geq 4$ تا حدودی منطبق هستند. همچنین، نتایج نشان می‌دهند محل بیشینه فشار منفذی سیال، در محیط ناهمگن نسبت به محیط همگن، به سطح نیم‌فضا نزدیک می‌شود؛ به این صورت که در محیط همگن، محل بیشینه‌ی فشار منفذی سیال در عمق $z/a = 1/7$ است. این مقدار، برای محیط با پارامتر نفوذپذیری $\delta_K = -0.5$ در عمق $z/a = 0.8$ رخ می‌دهد.

کلمات کلیدی

محیط متخلخل اشباع

ناهمگن همسانگرد

پوروالاستودینامیک

تابع پتانسیل

معادلات بیو

۱- مقدمه

سازه‌های واقع بر بسترهای متخلخل اشباع چون سدها و سکوهای دریایی و همچنین در علوم زمین‌شناسی و هیدرولوژی کاربردهای فراوانی دارد. امروزه از روابط الاستیک تک‌فاز برای مدل‌سازی این محیط‌ها استفاده می‌شود؛ درحالی‌که وجود سیال و حرکت آن در

پاسخ دینامیکی محیط‌های متخلخل اشباع، به دلیل اندرکنش فازهای سیال و جامد و اثر این اندرکنش بر پاسخ مسئله انتشار امواج، مورد توجه ویژه‌ی قرار دارد. این موضوع در مهندسی

* رایانامه نویسنده مسئول: k.sahebkar@modares.ac.ir - ORCID: 0009-0008-2996-7801

کپی‌رایت © ۲۰۲۵، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، باز نشر و باز آفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



میان خلل و فرج محیط، می تواند بر پاسخ سیستم تأثیرگذار باشد. تحلیل این محیط ها به روش های عددی و تحلیلی میسر است. از آنجاکه پاسخ های تحلیلی، مراجع قابل اعتمادی برای برآورد پاسخ سیستم، هرچند برای هندسه های منظم بارگذاری و شرایط مرزی ساده هستند، اهمیت ویژه ای دارند. پس در این پژوهش، حل تحلیلی معادلات دینامیکی حاکم بر نیم فضای متخلخل اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج و با نفوذپذیری متغیر در عمق مدنظر قرار گرفته است.

در مطالعات محیط های نیمه بی نهایت، لمب^۱ را می توان از پیشگامان پژوهش انتشار امواج دینامیکی در محیط الاستیک شناخت که معادلات حاکم آن از تئوری مکانیک محیط های پیوسته استخراج شده است [1]. نظریه مکانیک محیط های پیوسته برای اولین بار در قرن هجدهم توسط لئونارد اویلر^۲ ارائه شد و برای محیط های بیش از یک فاز به نظریه محیط مخلوط^۳ گسترش یافت [2، 3]. ترزاچی^۴ و فیلانگر^۵ در این زمینه مطالعاتی انجام دادند که بپو^۶، بر اساس مطالعات ترزاچی معادلات حاکم شبه استاتیکی و دینامیکی را برای محیط متخلخل اشباع شده با سیال لزج ارائه داد [4-6].

اسکندری و محمدی شجاع پاسخ محیط الاستیک ناهمگن تک فاز را تحت بارگذاری مدفون در محیط نیمه بی نهایت به دست آوردند [7]. در این پژوهش پاسخ نیمه تحلیلی محیط تک فاز الاستیک با فرض توزیع نمایی ضرایب الاستیسیته در نظر گرفته شده است. پاسخ استاتیک محیط نیمه بی نهایت، با فرض توزیع نمایی ضرایب الاستیسیته در مرجع [8] ارائه شده است. با فرض توزیع نمایی ضرایب الاستیسیته و توزیع نمایی چگالی در عمق، اسکندری قادی و هزاوه پاسخ این مسئله را با فرض بارگذاری در عمق برای محیط همسانگرد جانبی به دست آوردند [9]. نیم فضای تشکیل شده از مواد طبقه بندی شده ی تابعی توسط چشمه کانی و اسکندری قادی بررسی شد [10]. در این پژوهش محیط الاستیک، تک فاز در نظر گرفته شد که مدول الاستیسیته آن در عمق متغیر است.

در مطالعه محیط های متخلخل اشباع، پائول^۷ را می توان کسی دانست که به بررسی نیم فضای دوبعدی تحت شرایط مرزی بارگذاری در سطح پرداخت. شرایط مرزی به صورت بارگذاری دایره ای در سطح نیم فضا در نظر گرفته شد که معادلات حاکم، توسط چهار تابع پتانسیل اسکالر حل شده و جابه جایی های اسکلت جامد و سیال منفذی در دوبعد به دست آمدند [11]. انتشار موج در محیط متخلخل خشک و اشباع لایه ای در دامنه فرکانس توسط دگرند^۸ و همکاران بررسی شد. آن ها برای جداسازی معادلات درگیر از شش تابع پتانسیل (که پیش از این برای حل محیط الاستیک معرفی شده بودند) استفاده کردند [12]. پن^۹ توابع گرین نیم فضای چندلایه را با کمک تبدیل لاپلاس برای انواع مختلف بارگذاری ها (بارگذاری وارد بر اسکلت جامد، بارگذاری وارد بر سیال، تغییر مکان جامد و تغییر حجم سیال) به دست آورد. وی با معرفی سه تابع پتانسیل برداری و یک تابع پتانسیل اسکالر، معادلات را جداسازی کرد و سپس توابع گرین انواع بارگذاری ها را در مختصات استوانه ای ارائه داد [13]. لین^{۱۰} و همکاران، با فرض سیال منفذی غیرلزج، جابه جایی های سطحی و تنش های محیط نیم فضا را تحت امواج فشاری صفحه ای منتشر کردند [14] که رجوب^{۱۱} تحت بارگذاری مشابه، مسئله را با سیال منفذی لزج حل کرد [15].

صاحبکار و اسکندری قادی پاسخ هارمونیک مسئله را برای نیم فضای متخلخل اشباع همسانگرد جانبی تحت بارگذاری در سطح به دست آوردند [16]. ایشان همچنین در پژوهشی مشابه، پاسخ محیط بی نهایت متخلخل اشباع همگن و همسانگرد جانبی را تحت بارگذاری وارد بر حلقه مدفون ارائه دادند [17]. در پژوهشی دیگر، پاسخ مسئله را برای محیط بی نهایت متخلخل و اشباع همگن و همسانگرد جانبی تحت جریان و فشار آب وارد به یک حلقه مدفون در دامنه بی نهایت به دست آوردند که فضای بی نهایت به صورت دو فضای نیمه بی نهایت مجاور هم در نظر گرفته شد [18]. تیموری و همکاران با استفاده از توابع پتانسیل موجود، مسئله را برای ارتعاش یک دیسک صلب مدفون در محیط نیمه

⁷ Paul

⁸ Degrande

⁹ Pan

¹⁰ Lin

¹¹ Rjoub

¹ Lamb

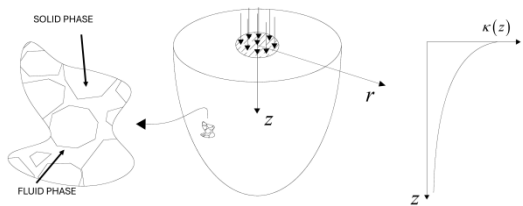
² L.Euler

³ Mixture theory

⁴ Terzaghi

⁵ Fillunger

⁶ Biot



شکل ۱. شکل شماتیک محیط متخلخل اشباع با نفوذپذیری ناهمگن

Fig. 1. The schematic representation of a saturated porous medium with heterogeneous permeability

زیروندهای i و j ، بیانگر جهت در مختصات استوانه‌ای هستند و باتوجه به تقارن محوری مسئله، مقدار آن‌ها می‌تواند r (شعاعی) و z (محوری) باشد.

مطابق با فرضیات رابطه ساده‌سازی شده‌ی بیو، معادلات تعادل دینامیکی و قانون دارسی به ترتیب، به صورت زیر به دست می‌آیند [21]:

$$\sigma_{ij,j} + F_i = \rho \ddot{u}_i, \quad (3)$$

$$\dot{w}_i = q_i = \frac{-\kappa}{\eta} (p_{,i} + \rho_f \ddot{u}_i - f_i), \quad (4)$$

در روابط (۳ و ۴)، F_i و f_i نیروی حجمی وارد بر محیط و سیال منفذی هستند. κ و η ، به ترتیب، نفوذپذیری محیط و لزجت سیال منفذی می‌باشند و p ، فشار منفذی سیال است. ρ چگالی محیط است که با رابطه $\rho = \rho_s(1 - \phi) + \phi\rho_f$ تعیین می‌شود. در این رابطه، ϕ ، ρ_f و ρ_s به ترتیب، نسبت تخلخل، چگالی سیال منفذی و چگالی اسکلت جامد می‌باشند.

لازم به ذکر است که در این متن، مشتق‌های مکانی، به شکل اندیسی نوشته شده‌اند؛ به این صورت که برای بردار دلخواه $\mathbf{f}$ ، $f_{i,j} = \partial f_i / \partial x_j$ بوده و مشتق کمیت اسکالر f ، به شکل $f_{,i} = \partial f / \partial x_i$ نوشته شده‌است. همچنین، نقاط روی پارامترها بیانگر مشتق آن‌ها نسبت به زمان است که تعداد نقاط، مرتبه مشتق را نشان می‌دهند. u_i و w_i تغییر مکان‌های اسکلت جامد و تغییر مکان نسبی سیال هستند که w_i به صورت زیر تعریف می‌شود [22]:

$$w_i = \phi(u_i^f - u_i), \quad (i = 1, 2, 3) \quad (5)$$

در رابطه (۵)، u_i^f تغییر مکان سیال منفذی است. بدین ترتیب، بیو معادله پیوستگی سیال را مطابق با رابطه (۶) بیان کرد [22]:

$$\dot{\zeta} + q_{i,i} = 0, \quad (6)$$

$\dot{\zeta}$ تغییرات حجم سیال در واحد حجم است که به صورت زیر

بی‌نهایت، که تمام محیط زیر یک لایه سیال با عمق مشخص قرار گرفته‌است حل کردند [19]. لازم به ذکر است که محیط متخلخل، لایه‌ای در نظر گرفته شد (مانند خاک‌های رسوبی) و جابه‌جایی دانه‌های خاک در دوبعد و فشار سیال منفذی به دست آمد. انتشار موج در محیط همسانگرد جانبی قرار گرفته زیر یک لایه سیال با عمق مشخص توسط تیموری و همکاران مطالعه شد [20].

بررسی مطالعات انجام‌شده در این زمینه، نشان می‌دهد که پژوهشگران به بررسی رفتار ناهمگن محیط متخلخل اشباع کمتر پرداخته‌اند. در این تحقیق، انتشار امواج در بستر متخلخل اشباع با نفوذپذیری ناهمگن مورد بررسی قرار گرفته‌است. منظور از ناهمگنی، تغییرات پیوسته نفوذپذیری در عمق بوده و محیط مورد نظر، نیم‌فضای متخلخل اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج است که نفوذپذیری آن در عمق، به صورت نمایی تغییر می‌کند شکل (۱). این محیط، تحت بارگذاری قائم یکنواخت واقع بر صفحه‌ی دایره‌ای قرار دارد و هدف، ارائه پاسخ گرین و تحلیل اثر این ناهمگنی بر پاسخ محیط است.

معادلات حاکم در نظر گرفته شده برای این محیط، حالت $u - p$ از معادلات بیو بوده که توسط زینکوویچ ارائه شده است [21]. در ادامه، نخست، معادلات حاکم بر این محیط، ارائه شده و سپس به حل آنها پرداخته خواهد شد.

۲- تئوری بیو و معادلات حاکم

بیو بر اساس مطالعات ترزاقی، معادلات دینامیکی حاکم بر محیط متخلخل اشباع را ارائه داد [5, 6]. این روابط که ریشه آزمایشگاهی دارند، با این فرض که با بارگذاری روی محیط متخلخل اشباع، بخشی از نیرو توسط سیال منفذی تحمل می‌شود، رفتار محیط متخلخل را مدل‌سازی می‌کنند. براین اساس، مفهوم تنش مؤثر به شکل زیر بیان می‌شود:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^s + \sigma^f \delta_{ij}, \quad (1)$$

در رابطه (۱)، σ_{ij}^s تنش است که به اسکلت جامد محیط منتقل می‌شود که بیانگر تنش مؤثر بوده و σ^f تنش است که توسط سیال منفذی تحمل می‌شود. δ_{ij} نشان‌دهنده‌ی دلتای کرونکر است که طبق رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{if } i = j \\ 0 & \text{if } i \neq j \end{cases} \quad (2)$$

تعریف می شود [22]:

$$\left(K + \frac{4}{3}G\right)\left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2}\right) + G\left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial u_z}{\partial r}\right) \quad (16)$$

$$+ \left(K + \frac{1}{3}G\right)\left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r \partial z} + \frac{1}{r}\frac{\partial u_r}{\partial z}\right) - \alpha \frac{\partial p}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} + \rho b_z = 0,$$

$$\kappa(z)\left(\frac{\partial^2 p}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial p}{\partial r} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}\right) \quad (17)$$

$$+ \left(\kappa(z)\rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2}\right)\left(\frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial u_z}{\partial z}\right)$$

$$+ \frac{\partial \kappa(z)}{\partial z}\left(\frac{\partial p}{\partial z} + \rho_f \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} - \rho_f b_z\right)$$

$$- \kappa(z)\rho_f \left(\frac{b_r}{r} + \frac{\partial b_r}{\partial r} + \frac{\partial b_z}{\partial z}\right) = 0,$$

در روابط (۱۵) الی (۱۷)، b_i نیروی حجمی محیط است. همچنین، نفوذپذیری محیط با تغییرات نمایی در عمق، $\kappa(z)$ به شکل زیر تعریف می شود:

$$\kappa(z) = \kappa_0 e^{\delta \kappa z}, \quad (18)$$

که κ_0 ، نفوذپذیری محیط در سطح نیم فضا بوده و $\delta \kappa$ ، شاخص ناهمگنی نفوذپذیری است که نرخ تغییرات نفوذپذیری محیط در عمق را نشان می دهد و علامت آن منفی است. رابطه (۱۷) با کمک رابطه (۱۸)، رابطه پیوستگی، برای محیط با نفوذپذیری متغیر در عمق، مطابق زیر به دست می آید:

$$\kappa_0 \left(\frac{\partial^2 p}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial p}{\partial r} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}\right) \quad (19)$$

$$+ \left(\kappa_0 \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2}\right)\left(\frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial u_z}{\partial z}\right)$$

$$+ \delta \kappa \kappa_0 \left(\frac{\partial p}{\partial z} + \rho_f \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2}\right)$$

$$- \kappa \rho_f \left(\frac{b_r}{r} + \frac{\partial b_r}{\partial r} + \frac{\partial b_z}{\partial z}\right) = 0,$$

روابط (۱۵)، (۱۶ و ۱۹)، معادلات حاکم بر محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج تحت بارگذاری متقارن محوری هستند. با حل این معادلات، پاسخ سیستم شامل تغییر مکان های اسکلت جامد در راستاهای شعاعی، r و عمق، z و فشار منفذی سیال تعیین می شوند که در ادامه به حل این دستگاه معادله دیفرانسیل درگیر با روش نیمه تحلیلی مبتنی بر معرفی توابع پتانسیل پرداخته می شود.

۳- تعیین توابع پتانسیل

روابط (۱۵)، (۱۶ و ۱۹) را در غیاب نیروی حجمی می توان به صورت زیر نوشت:

$$\zeta = \alpha \varepsilon_{kk}^s + \frac{1}{M} p, \quad (20)$$

در رابطه (۲۰)، α و M ، ضرایب بیو هستند که از روابط زیر به دست می آیند [22]:

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K^s}, \quad (21)$$

$$\frac{1}{M} = \left(\frac{1}{K^s}(\alpha - \varphi) + \frac{\varphi}{K^f}\right), \quad (22)$$

همچنین کرنش اسکلت جامد، ε_{ij}^s ، مطابق با رابطه (۲۰) می باشد [21]:

$$\varepsilon_{ij}^s = \frac{1}{2}(u_{i,j}^f - u_{j,i}), \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (23)$$

در روابط (۸ و ۹)، K ، K^s و K^f به ترتیب، مدول بالک توده، اسکلت جامد و سیال منفذی هستند. باتوجه به این که بارگذاری مسئله، قائم و یکنواخت است، مسئله به یک مسئله متقارن محوری تبدیل می شود. در این حالت، معادلات تنش - کرنش حاکم بر مسئله موردنظر در حالت متقارن محوری در مختصات استوانه ای (r - z) به شرح زیر خواهند بود:

$$\sigma_{rr} = \left(K + \frac{4}{3}G\right)\frac{\partial u_r}{\partial r} + \left(K - \frac{2}{3}G\right)\left(\frac{u_r}{r}\right) \quad (24)$$

$$+ \left(K - \frac{2}{3}G\right)\left(\frac{\partial u_z}{\partial z}\right) - \alpha p,$$

$$\sigma_{zz} = \left(K + \frac{4}{3}G\right)\left(\frac{\partial u_z}{\partial z}\right) + \left(K - \frac{2}{3}G\right)\left(\frac{\partial u_r}{\partial r}\right) \quad (25)$$

$$+ \left(K - \frac{2}{3}G\right)\left(\frac{u_r}{r}\right) - \alpha p,$$

$$\sigma_{rz} = (G)\left(\frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r}\right), \quad (26)$$

$$p = -\alpha M u_{i,i} + M \zeta, \quad (27)$$

در روابط (۱۱) الی (۱۴)، G مدول برشی توده مورد بررسی است. در غیاب نیروی لزجت، $\eta = 0$ ، به کمک روابط (۲۳)، (۲۴) و (۲۵) و در نظر گرفتن نفوذپذیری متغیر در عمق، $\kappa(z)$ ، با استفاده از روابط (۱۱) الی (۱۴)، معادلات تعادل دینامیکی حاکم بر محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال غیرلزج به صورت زیر به دست می آیند [23]:

$$\left(K + \frac{4}{3}G\right)\left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial u_r}{\partial r} - \frac{u_r}{r^2}\right) + G \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} \quad (28)$$

$$+ \left(K + \frac{1}{3}G\right)\left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial r \partial z}\right) - \alpha \frac{\partial p}{\partial r} - \rho \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} + \rho b_r = 0,$$

$$LU = 0, \quad (20)$$

شامل تغییر مکان در دو راستای شعاعی و عمقی و فشار سیال منفذی، ضرب می‌شود. شکل باز شده رابطه (۲۰) به صورت زیر است:

در رابطه (۲۰)، L ماتریس عملگر بوده که در بردار مجهولات، U

$$\begin{bmatrix} \nabla_{rz}^2 + \beta_1 \nabla_r^2 - \tilde{\rho} \frac{\partial^2}{\partial t^2} & \beta_1 \left(\frac{\partial^2}{\partial r \partial z} \right) & -\tilde{\alpha} \frac{\partial}{\partial r} \\ \beta_1 \left(\frac{\partial^2}{\partial r \partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial z} \right) & \beta_3 \left(\frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) + \nabla_r^2 - \tilde{\rho} \frac{\partial^2}{\partial t^2} & -\tilde{\alpha} \frac{\partial}{\partial z} \\ \left(\tilde{\kappa} \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right) \left(\frac{1}{r} + \frac{\partial}{\partial r} \right) & \left(\tilde{\kappa} \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right) \left(\frac{\partial}{\partial z} \right) + \delta_\kappa \tilde{\kappa} \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} & \tilde{\kappa} \nabla_{rz}^2 + \delta_\kappa \tilde{\kappa} \left(\frac{\partial}{\partial z} \right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_r \\ u_z \\ p \end{bmatrix} = 0, \quad (21)$$

$$\det(L)F = 0, \quad (27)$$

که در آن:

مطابق با رابطه (۲۳)، مجهولات مسئله به شکل زیر به دست

می‌آیند:

$$u_r = \left\{ \left(-\tilde{\kappa} \beta_1 \frac{\partial^2}{\partial r \partial z} \right) \left(\nabla_{rz}^2 + \frac{\tilde{\alpha}}{\beta_1} \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right) - \delta_\kappa \tilde{\kappa} \frac{\partial}{\partial r} \left(\beta_1 \frac{\partial^2}{\partial z^2} - \tilde{\alpha} \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right) \right\} F, \quad (28)$$

$$u_z = \left\{ \tilde{\kappa} \left[(\nabla_0^2 + \beta_1 \nabla_r^2) \nabla_{rz}^2 + \tilde{\alpha} \nabla_r^2 \left(\rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right) \right] + \delta_\kappa \tilde{\kappa} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2}{\partial z^2} - \tilde{\rho} \frac{\partial^2}{\partial t^2} + \nabla_r^2 (1 + \beta_1) \right) \right\} F, \quad (29)$$

$$p = - \left\{ \frac{\partial^2}{\partial z \partial t} \left(\tilde{\kappa} \rho_f \frac{\partial}{\partial t} \nabla_0^2 \right) + (\nabla_0^2 + \beta_1 \nabla_r^2) \left(\delta_\kappa \tilde{\kappa} \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right) \right\} F, \quad (30)$$

که در آن:

$$\begin{aligned} \nabla_0^2 &= \nabla_{rz}^2 - \tilde{\rho} \frac{\partial^2}{\partial t^2}, & \nabla_1^2 &= \nabla_{rz}^2 - \frac{\tilde{\rho}}{1 + \beta_1} \frac{\partial^2}{\partial t^2}, \\ \nabla_2^2 &= (1 + \beta_1) \left(\nabla_{rz}^2 - \frac{1}{(1 + \beta_1)} \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\tilde{\rho} - \tilde{\alpha} \rho_f) \right), \end{aligned} \quad (31)$$

همچنین معادله حاکم بر تابع F ، مطابق با رابطه (۲۷)، به صورت زیر است:

$$\begin{aligned} \det(L)F &= \{ \tilde{\kappa} (1 + \beta_1) \nabla_{rz}^2 \nabla_1^2 \nabla_0^2 \\ &+ \left[\tilde{\kappa} \tilde{\alpha} \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right] [\nabla_{rz}^2 \nabla_0^2] \\ &+ \delta_\kappa \tilde{\kappa} \frac{\partial}{\partial z} (\nabla_0^2 \nabla_2^2) \} F = 0, \end{aligned} \quad (32)$$

توجه شود که معادله‌ی (۳۲) یک معادله‌ی دیفرانسیل با مشتقات جزئی است که با حل آن، تابع پتانسیل F به دست می‌آید و پس از آن، مطابق رابطه (۲۸)، (۲۹) و (۳۰) مجهولات مسئله تعیین می‌شوند. با فرض تحریک هارمونیک با فرکانس ω ، می‌توان متغیرهای مسئله را مطابق با رابطه (۳۳)، هارمونیک در نظر گرفت:

$$\begin{aligned} \nabla_{rz}^2 &= \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right), \quad \tilde{\rho} = \frac{\rho}{G}, \quad \tilde{\alpha} = \frac{\alpha}{G}, \\ \nabla_r^2 &= \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right), \quad \tilde{\kappa} = \frac{\kappa_0}{G}, \quad \beta_1 = \frac{K + G/3}{G}, \\ \beta_2 &= G, \quad \beta_3 = \frac{K + (4/3)G}{G}, \end{aligned} \quad (22)$$

حال، یک بردار دلخواه مجهول F با سه مؤلفه، به گونه‌ای تعریف می‌شود که بردار مجهولات در رابطه (۲۱)، به صورت زیر برحسب بردار F بیان شود:

$$U = \text{adj}(L)F, \quad (23)$$

که $\text{adj}(L)$ ماتریس الحاقی L است و در رابطه (۳۳) صدق می‌کند:

$$\det(L)I = L \text{adj}(L), \quad (24)$$

در رابطه (۲۴)، I ماتریس یک 3×3 است. با جایگزینی (۲۳) در (۲۰) و به کمک رابطه (۲۴)، رابطه (۲۵) به شکل زیر به دست می‌آید:

$$\det(L)F_i = 0, \quad (i = 1, 2, 3) \quad (25)$$

ملاحظه می‌شود که معادله (۲۵) یک دستگاه معادله غیردرگیر برحسب مؤلفه‌های بردار F است که با حل این معادلات، بردار F معین شده و به کمک آن مجهولات به دست می‌آیند. به منظور ساده‌سازی روند حل، فرض می‌شود که بردار F تنها یک مؤلفه به صورت زیر دارد:

$$F = \begin{bmatrix} 0 \\ F \\ 0 \end{bmatrix}, \quad (26)$$

در این حالت، مجهولات تنها برحسب تابع اسکالر F به دست می‌آیند. همچنین، دستگاه معادلات (۲۵) به یک معادله دیفرانسیل جزئی مرتبه ۶ تبدیل خواهد شد.

$$\bar{u}_r^{m=1} = \left\{ \left(\bar{\kappa} \beta_1 \xi \frac{d}{dz} \right) \left(\nabla_{rz}^2 - \frac{\bar{\alpha}}{\beta_1} \rho_f \omega^2 \right) + \delta_\kappa \bar{\kappa} \left(\beta_1 \frac{d^2}{dz^2} - \bar{\alpha} \rho_f \omega^2 \right) \right\} \bar{F}^{m=0}, \quad (39)$$

$$\bar{u}_z^{m=0} = \left\{ \bar{\kappa} [(\bar{\alpha}_0^{2m} - \beta_1 \xi^2) \nabla_{rz}^2 + \bar{\alpha} \xi^2 \rho_f \omega^2] + \bar{\kappa} \delta_\kappa \frac{d}{dz} \left(\frac{d^2}{dz^2} + \bar{\rho} \omega^2 - \xi^2 (1 + \beta_1) \right) \right\} \bar{F}^{m=0}, \quad (40)$$

$$\bar{p}^{m=0} = - \left\{ i \omega \frac{d}{dz} (\bar{\kappa} \rho_f i \omega \bar{\alpha}_0^{2m}) - (\bar{\alpha}_0^{2m} - \beta_1 \xi^2) (\delta_\kappa \bar{\kappa} \rho_f \omega^2) \right\} \bar{F}^{m=0}, \quad (41)$$

$$\bar{\sigma}_{zz}^{m=0} = \left(K + \frac{4}{3} G \right) \left(\frac{d}{dz} \bar{u}_z^{m=0} \right) + \left(K - \frac{2}{3} G \right) (\xi \bar{u}_r^{m=0}), \quad (42)$$

$$\bar{\sigma}_{rz}^{m=1} = G \left(\frac{d}{dz} \bar{u}_r^{m=1} - \xi \bar{u}_z^{m=0} \right), \quad (43)$$

در نظر گرفته شود که معادله دیفرانسیل (۳۶) از نوع معمولی و وابسته به z است که به صورت تحلیلی قابل حل بوده و پاسخ آن به شکل زیر است:

$$\bar{F}^{m=0}(\xi, z, \omega) = A(\xi, \omega) e^{-\lambda_1 z} + B(\xi, \omega) e^{-\lambda_2 z} + C(\xi, \omega) e^{-\lambda_3 z} + D(\xi, \omega) e^{\lambda_4 z} + E(\xi, \omega) e^{\lambda_5 z} + G(\xi, \omega) e^{\lambda_6 z}, \quad (44)$$

که در آن $\lambda_i (i = 1 \sim 6) > 0$ قدرمطلق ریشه‌های معادله مشخصه معادله حاکم بر $\bar{F}^{m=0}$ بوده و شامل سه ریشه مثبت و سه ریشه منفی است که در رابطه (۴۴) مشخص شده‌اند. در اینجا رعایت شرط منظم بودن در مرزهای دوردست ضروری است. شرط نخست، شرط منظم بودن در مرزهای دوردست $r \rightarrow \infty$ است که این موضوع توسط تبدیل هنکل، رابطه (۳۴)، رعایت شده‌است. شرط دیگر، منظم بودن پاسخ در مرزهای دوردست $z \rightarrow \infty$ است که باید در رابطه (۴۴) رعایت شود. باتوجه به این که پاسخ مسئله در اعماق دوردست باید به سمت صفر میل کند، ضرایب ریشه‌های مثبت معادله دیفرانسیل در رابطه (۴۴)، صفر در نظر گرفته می‌شوند. در نتیجه پاسخ معادله دیفرانسیل به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$\bar{F}^{m=0}(\xi, z, \omega) = A(\xi, \omega) e^{-\lambda_1 z} + B(\xi, \omega) e^{-\lambda_2 z} + C(\xi, \omega) e^{-\lambda_3 z}, \quad (45)$$

با قرار دادن عبارت (۴۵) در رابطه (۳۶)، رابطه (۴۶) حاصل می‌شود:

$$I_6(\xi, \omega) \lambda_i^6 - I_5(\xi, \omega) \lambda_i^5 + I_4(\xi, \omega) \lambda_i^4 - I_3(\xi, \omega) \lambda_i^3 + I_2(\xi, \omega) \lambda_i^2 - I_1(\xi, \omega) \lambda_i + I_0(\xi, \omega) = 0, \quad (46)$$

$$[u_i, p, \sigma_{ij}, F](r, z, t) = e^{i\omega t} [\bar{u}_i, \bar{p}, \bar{\sigma}_{ij}, \bar{F}](r, z), \quad (i, j = r, z) \quad (33)$$

تبدیل انتگرالی هنکل، یک تبدیل بسیار کاربردی برای محیط‌های نامحدود است که می‌توان به کمک آن مسئله را از راستای شعاعی (r)، مستقل کرد. تبدیل انتگرالی مرتبه m تابع f و همچنین تبدیل معکوس آن به صورت زیر تعریف می‌شوند [24]:

$$f^m(\xi) = H_m[f(r)] = \int_0^\infty r f(r) J_m(\xi r) dr, \quad (34)$$

$$f(r) = H_m^{-1}[f^m(\xi)] = \int_0^\infty \xi f(\xi) J_m(\xi r) d\xi, \quad (35)$$

که در آن J_m تابع بسل نوع اول از مرتبه m و ξ پارامتر تبدیل است. با اعمال روابط (۳۳ و ۳۴) بر معادله (۳۲)، معادله دیفرانسیل معمولی حاکم بر تابع پتانسیل F به شکل زیر به دست می‌آید:

$$[I_6(\xi) \frac{d^6}{dz^6} + I_5(\xi) \frac{d^5}{dz^5} + I_4(\xi) \frac{d^4}{dz^4} + I_3(\xi) \frac{d^3}{dz^3} + I_2(\xi) \frac{d^2}{dz^2} + I_1(\xi) \frac{d}{dz} + I_0(\xi)] \bar{F}^{m=0} = 0, \quad (36)$$

که در آن

$$\begin{aligned} I_6(\xi) &= \bar{\kappa} (1 + \beta_1), \\ I_5(\xi) &= (1 + \beta_1) \delta_\kappa \bar{\kappa}, \\ I_4(\xi) &= -3\bar{\kappa} (1 + \beta_1) \xi^2 + \omega \left((2 + \beta_1) \bar{\kappa} \bar{\rho} \omega - \bar{\alpha} \rho_f \omega \bar{\kappa} \right), \\ I_3(\xi) &= \delta_\kappa \bar{\kappa} \left(\omega^2 \left((2 + \beta_1) \bar{\rho} - \bar{\alpha} \rho_f \right) - 2(1 + \beta_1) \xi^2 \right), \\ I_2(\xi) &= 3\bar{\kappa} (1 + \beta_1) \xi^4 + \phi_1 \xi^2 - i\omega^3 \bar{\rho} (i\bar{\kappa} \bar{\rho} \omega - i\bar{\alpha} \bar{\kappa} \rho_f \omega), \\ I_1(\xi) &= \delta_\kappa \bar{\kappa} (\bar{\rho} \omega^2 - \xi^2) (\omega^2 (\bar{\rho} - \bar{\alpha} \rho_f) - (1 + \beta_1) \xi^2), \\ I_0(\xi) &= -\bar{\kappa} (1 + \beta_1) \xi^6 + \phi_2 \xi^4 + \phi_3 \xi^2, \end{aligned} \quad (37)$$

در رابطه‌ی (۳۷)، ضرایب ϕ_1 ، ϕ_2 و ϕ_3 به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$\begin{aligned} \phi_1 &= 2\omega \left((2 + \beta_1) \bar{\kappa} \bar{\rho} \omega + \bar{\alpha} \bar{\kappa} \rho_f \omega \right), \\ \phi_2 &= \omega \left((2 + \beta_1) \bar{\kappa} \bar{\rho} \omega - \bar{\alpha} \bar{\kappa} \rho_f \omega \right), \\ \phi_3 &= \omega^3 \bar{\rho} (-\bar{\kappa} \bar{\rho} \omega + \bar{\alpha} \bar{\kappa} \rho_f \omega), \end{aligned} \quad (38)$$

با حل معادله دیفرانسیل (۳۶) و تعیین $\bar{F}^{m=0}$ ، تغییرمکان‌ها، فشار منفذی و تنش‌ها که به ترتیب در روابط (۲۸)، (۲۹)، (۳۰) و (۱۳) ارائه شدند، در فضای هنکل - فرکانس به شکل زیر به دست می‌آیند:

$$\begin{aligned} x_i(\xi, \omega) = & \lambda_i^3 [-\tilde{\kappa}(\rho_f \omega^2)] \\ & + \lambda_i^2 [\delta_{\kappa} \tilde{\kappa} \rho_f \omega^2] \\ & - \lambda_i [\omega (\tilde{\kappa} \rho_f \omega) (\tilde{\rho} \omega^2 - \xi^2)] \\ & + \delta_{\kappa} \tilde{\kappa} \omega^2 \rho_f (\tilde{\rho} \omega^2 - (1 + \beta_1) \xi^2), \end{aligned} \quad (51)$$

باتوجه به همسان بودن محیط، تنها دو ضریب الاستیک کافی است که در این راستا، ضرایب C_{1133} و C_{3333} در رابطه‌ی (۵۰)، به صورت زیر خواهند بود:

$$\begin{aligned} C_{3333} &= K + \frac{4}{3}G, \\ C_{1133} &= K - \frac{2}{3}G, \end{aligned} \quad (52)$$

با حل دستگاه معادلات (۴۸)، توابع مجهول A ، B و C به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$A(\xi, \omega) = \frac{1}{I(\xi, \omega)} \{Z^{m=0}(\xi) [w_2(\xi, \omega)x_3(\xi, \omega) - w_3(\xi, \omega)x_2(\xi, \omega)]\}, \quad (53)$$

$$B(\xi, \omega) = \frac{-1}{I(\xi, \omega)} \{Z^{m=0}(\xi) [w_1(\xi, \omega)x_3(\xi, \omega) - w_3(\xi, \omega)x_1(\xi, \omega)]\}, \quad (54)$$

$$C(\xi, \omega) = \frac{1}{I(\xi, \omega)} \{Z^{m=0}(\xi) [w_1(\xi, \omega)x_2(\xi, \omega) - w_2(\xi, \omega)x_1(\xi, \omega)]\}, \quad (55)$$

که در آن

$$I(\xi, \omega) = v_1(w_2x_3 - w_3x_2) + v_2(w_3x_1 - w_1x_3) + v_3(w_1x_2 - w_2x_1), \quad (56)$$

با یافتن ضرایب مجهول و با جای گذاری (۴۵) در (۳۹)، (۴۰)، (۴۱ و ۴۲)، تغییر مکان‌ها، فشار منفذی سیال و تنش‌ها در دامنه هنکل - فرکانس به دست می‌آیند:

$$\begin{aligned} \bar{u}_z^{m=0}(\xi, z, \omega) = & \{\tilde{\kappa}[\lambda_i^4 A e^{-\lambda_1 z} \\ & + \lambda_2^4 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^4 C e^{-\lambda_3 z}] \\ & + \delta_{\kappa} \tilde{\kappa} [-\lambda_1^3 A e^{-\lambda_1 z} - \lambda_1^3 B e^{-\lambda_2 z} - \lambda_1^3 C e^{-\lambda_3 z}] \\ & - \left[\tilde{\kappa}(\xi^2) + \tilde{\kappa}(1 + \beta_1) \left(\xi^2 - \frac{\tilde{\rho} \omega^2}{1 + \beta_1} \right) \right] \\ & [\lambda_1^2 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^2 C e^{-\lambda_3 z}] \\ & + \delta_{\kappa} \tilde{\kappa} (1 + \beta_1) \left(-\xi^2 + \frac{\tilde{\rho} \omega^2}{1 + \beta_1} \right) \\ & [-\lambda_1 A e^{-\lambda_1 z} - \lambda_2 B e^{-\lambda_2 z} - \lambda_3 C e^{-\lambda_3 z}] \\ & + [\tilde{\kappa}(1 + \beta_1) \left(\xi^2 - \frac{\tilde{\rho} \omega^2}{1 + \beta_1} \right) (\xi^2) \\ & + \tilde{\kappa} \tilde{\alpha} \xi^2 (\rho_f \omega^2)] \\ & \times [A e^{-\lambda_1 z} + B e^{-\lambda_2 z} + C e^{-\lambda_3 z}] \}, \end{aligned} \quad (57)$$

$$\bar{u}_r^{m=1}(\xi, z, \omega) = \{\tilde{\kappa} \beta_1 \xi [-\lambda_1^3 A e^{-\lambda_1 z} - \lambda_2^3 B e^{-\lambda_2 z} - \lambda_3^3 C e^{-\lambda_3 z}] \} \quad (58)$$

با حل معادله جبری (۴۶) و با تعریف (۴۵)، مقدار λ_i به دست می‌آید. در معادله (۴۵) ضرایب A ، B و C باتوجه به شرایط مرزی مسئله و بارگذاری به دست می‌آیند. شرط مرزی در $z = 0$ شامل تنش معلوم قائم به مقدار V روی سطح دایره‌ای به شعاع a و فشار منفذی سیال برابر صفر، است. در نتیجه شرایط مرزی مسئله را می‌توان مطابق رابطه (۴۷) نوشت:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{zz}(r, z=0, t) &= V(r) e^{i\omega t} \\ \sigma_{r\theta}(r, z=0, t) &= 0 \\ \sigma_{\theta z}(r, z=0, t) &= 0 \end{aligned} \right\} r \leq a, \quad (47)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{zz} = \sigma_{r\theta} = \sigma_{\theta z} &= 0, \quad r > a, \\ p(r, z=0, t) &= 0, \quad r \geq 0, \end{aligned}$$

با جای گذاری (۴۵) در (۴۱)، (۴۲ و ۴۳) و به کمک (۴۷) دستگاه معادلات جبری در فضای هنکل - فرکانس به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{rz}^{m=1}(\xi, z=0, \omega) &= A w_1(\xi, \omega) \\ &+ B w_2(\xi, \omega) + C w_3(\xi, \omega) = 0 \\ \bar{\sigma}_{zz}^{m=0}(\xi, z=0, \omega) &= A v_1(\xi, \omega) \\ &+ B v_2(\xi, \omega) + C v_3(\xi, \omega) = Z^{m=0}(\xi), \\ \bar{p}^{m=0}(\xi, z=0, \omega) &= A x_1(\xi, \omega) \\ &+ B x_2(\xi, \omega) + C x_3(\xi, \omega) = 0, \end{aligned} \quad (48)$$

که در آن $Z^{m=0}$ تبدیل یافته‌ی بارگذاری تنش معلوم قائم، V ، در فضای هنکل است. مقدار w_i ، v_i ، x_i برای $i = 1, 2, 3$ به شرح زیر است:

$$\begin{aligned} w_i(\xi, \omega) = & G \xi \{ \lambda_i^4 \tilde{\kappa} [\beta_1 - 1] \\ & - \lambda_i^3 [\delta_{\kappa} \tilde{\kappa} (\beta_1 - 1)] \\ & + \lambda_i^2 [-\omega (\tilde{\kappa} \tilde{\rho} \omega + \tilde{\kappa} \tilde{\alpha} \rho_f \omega) + 2 \tilde{\kappa} \xi^2] \\ & + \lambda_i [\delta_{\kappa} \kappa (\omega^2 (\tilde{\rho} + \tilde{\alpha} \rho_f) - (1 + \beta_1) \xi^2)] \\ & + [-i \omega (i \tilde{\kappa} \tilde{\rho} \omega - i \tilde{\alpha} \tilde{\kappa} \omega \rho_f) \xi^2 - (1 + \beta_1) \tilde{\kappa} \xi^4] \}, \end{aligned} \quad (49)$$

$$\begin{aligned} v_i(\xi, \omega) = & \lambda_i \{ \lambda_i^4 [-\tilde{\kappa} C_{3333}] \\ & + \lambda_i^3 [C_{3333} \delta_{\kappa} \tilde{\kappa}] \\ & + \lambda_i^2 [C_{3333} i \omega (i \omega \tilde{\kappa} \tilde{\rho}) + \\ & (-\beta_1 C_{1133} + (2 + \beta_1) C_{3333}) \xi^2 \tilde{\kappa}] \\ & + \lambda_i [\delta_{\kappa} \tilde{\kappa} \\ & (C_{3333} \tilde{\rho} \omega^2 - (1 + \beta_1) C_{3333} \xi^2 + C_{1133} \beta_1 \xi^2)] \\ & - C_{3333} \left(\tilde{\kappa} (1 + \beta_1) \left(\xi^2 - \frac{\tilde{\rho} \omega^2}{1 + \beta_1} \right) \right. \\ & \left. (\xi^2) + \tilde{\alpha} \tilde{\kappa} \xi^2 (\rho_f \omega^2) \right) \\ & + \xi^2 C_{1133} \left(\tilde{\kappa} \beta_1 (\xi^2) + \tilde{\alpha} \tilde{\kappa} (\rho_f \omega^2) \right) \\ & \left. - \frac{C_{1133} \tilde{\alpha} \rho_f}{\lambda_i} \xi^2 \omega^2 \delta_{\kappa} \tilde{\kappa} \right\}, \end{aligned} \quad (50)$$

رابطه، پاسخ‌ها به شکل انتگرال‌های نیمه بی‌نهایت با متغیر ξ به دست می‌آیند:

$$\bar{u}_r(r, z, \omega) = \int_0^\infty \xi J_1(\xi r) \bar{u}_r^{m=1} d\xi, \quad (62)$$

$$\bar{u}_z(r, z, \omega) = \int_0^\infty \xi J_0(\xi r) \bar{u}_z^{m=0} d\xi, \quad (63)$$

$$\bar{p}(r, z, \omega) = \int_0^\infty \xi J_0(\xi r) \bar{p}^{m=0} d\xi, \quad (64)$$

$$\bar{\sigma}_{zz}(r, z, \omega) = \int_0^\infty \xi J_0(\xi r) \bar{\sigma}_{zz}^{m=0} d\xi, \quad (65)$$

$$\bar{\sigma}_{rz}(r, z, \omega) = \int_0^\infty \xi J_1(\xi r) \bar{\sigma}_{rz}^{m=1} d\xi, \quad (66)$$

مطابق با روابط بالا، پاسخ هارمونیک قابل محاسبه است. لازم به ذکر است عبارت‌های داخل انتگرال در روابط (۶۲) الی (۶۶)، پیش‌تر در روابط (۵۷) الی (۶۱) تعریف شده‌اند.

نیروی یکنواخت قائم به مقدار R مؤثر بر سطح دایره‌ای به شعاع a را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$V(r) = \begin{cases} \frac{R}{\pi a^2}, & r \leq a, \\ 0, & r > a \end{cases} \quad (67)$$

باتوجه به رابطه‌ی (۴۸)، با اعمال تبدیل هنکل مرتبه صفر طبق رابطه‌ی (۳۴) بر رابطه (۶۷)، تابع بارگذاری قائم یکنواخت روی سطح دایره‌ای در دامنه هنکل به شکل زیر به دست می‌آید [25]:

$$Z^{m=0}(\xi) = \frac{R J_1(\xi a)}{\pi \xi a}, \quad (68)$$

که با قرار دادن $Z^{m=0}$ مطابق با رابطه‌ی (۶۸) در رابطه (۴۸)، پاسخ مسئله تحت بارگذاری قائم یکنواخت به مقدار R به دست می‌آید.

۴- نتایج عددی و تحلیل

با بررسی معادلات (۶۲) تا (۶۶)، مشخص می‌شود که پاسخ محیط به صورت انتگرال‌های نیمه بی‌نهایت با هسته پیچیده شامل توابع بسل ظاهر شده است. وجود توابع نمایی و بسل و پیچیدگی این انتگرال‌ها باعث می‌شود که حل تحلیلی آن‌ها امکان‌پذیر نباشد. در چنین شرایطی، باید از روش‌های عددی برای برآورد انتگرال استفاده کرد. همچنین، با دقت در عبارات زیر انتگرال می‌توان مشاهده کرد در برخی نقاط خاص، مقدار انتگرال به بی‌نهایت میل می‌کند. این نقاط که ریشه‌های منخرج عبارت‌های زیر انتگرال

$$\begin{aligned} & + \delta_\kappa \tilde{\kappa} \beta_1 \xi [\lambda_1^2 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^2 C e^{-\lambda_3 z}] \\ & + \xi [\tilde{\alpha} \omega (\tilde{\kappa} \rho_f \omega) \\ & + \beta_1 (\tilde{\kappa} \xi^2)] [\lambda_1 A e^{-\lambda_1 z} \\ & + \lambda_2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3 C e^{-\lambda_3 z}] \\ & - \delta_\kappa \tilde{\alpha} \tilde{\kappa} \rho_f \omega^2 \xi [A e^{-\lambda_1 z} + B e^{-\lambda_2 z} + C e^{-\lambda_3 z}] \}, \end{aligned}$$

$$\bar{p}^{m=0}(\xi, z, \omega) = \{-\tilde{\kappa} [\rho_f \omega^2] \quad (59)$$

$$\begin{aligned} & (\lambda_1^3 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^3 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^3 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & + [\delta_\kappa \tilde{\kappa} \rho_f \omega^2] \\ & (\lambda_1^2 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^2 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & - [\omega (\tilde{\kappa} \rho_f \omega) (\tilde{\rho} \omega^2 - \xi^2)] \\ & (\lambda_1 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & + [\delta_\kappa \tilde{\kappa} \omega^2 \rho_f (\tilde{\rho} \omega^2 - (1 + \beta_1) \xi^2)] \\ & (A e^{-\lambda_1 z} + B e^{-\lambda_2 z} + C e^{-\lambda_3 z}) \}, \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{rz}^{m=1}(\xi, z, \omega) = G \xi \{ \tilde{\kappa} [\beta_1 - 1] \quad (60)$$

$$\begin{aligned} & \times (\lambda_1^4 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^4 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^4 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & - [\delta_\kappa \tilde{\kappa} (\beta_1 - 1)] \times \\ & (\lambda_1^3 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^3 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^3 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & + [-\omega (\tilde{\kappa} \tilde{\rho} \omega + \tilde{\kappa} \tilde{\alpha} \rho_f \omega) + 2 \tilde{\kappa} \xi^2] \\ & \times (\lambda_1^2 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^2 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & + [\delta_\kappa \kappa (\omega^2 (\tilde{\rho} + \tilde{\alpha} \rho_f) - (1 + \beta_1) \xi^2)] \\ & \times (\lambda_1 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & - [-i \omega (\tilde{\kappa} \tilde{\rho} \omega - i \tilde{\alpha} \tilde{\kappa} \omega \rho_f) \xi^2 - (1 + \beta_1) \tilde{\kappa} \xi^4] \\ & \times (A e^{-\lambda_1 z} + B e^{-\lambda_2 z} + C e^{-\lambda_3 z}) \}, \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{zz}^{m=0}(\xi, z, \omega) = \{ [-\tilde{\kappa} C_{3333}] \quad (61)$$

$$\begin{aligned} & (\lambda_1^5 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^5 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^5 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & + [C_{3333} \delta \tilde{\kappa}] (\lambda_1^4 A e^{-\lambda_1 z} \\ & + \lambda_2^4 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^4 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & + [C_{3333} i \omega (\tilde{\kappa} \tilde{\rho}) + \\ & (-\beta_1 C_{1133} + (2 + \beta_1) C_{3333}) \xi^2 \tilde{\kappa}] \\ & \times (\lambda_1^3 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^3 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^3 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & + [\delta_\kappa \tilde{\kappa} \\ & (C_{3333} \tilde{\rho} \omega^2 - (1 + \beta_1) C_{3333} \xi^2 + C_{1133} \beta_1 \xi^2)] \\ & \times (\lambda_1^2 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^2 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & \left(-C_{3333} \left(\tilde{\kappa} (1 + \beta_1) \left(\xi^2 - \frac{\tilde{\rho} \omega^2}{1 + \beta_1} \right) \right. \right. \\ & \left. \left. (\xi^2) + \tilde{\alpha} \tilde{\kappa} \xi^2 (\rho_f \omega^2) \right) \right) \\ & + \xi^2 C_{1133} (\tilde{\kappa} \beta_1 (\xi^2) \\ & + \tilde{\alpha} \tilde{\kappa} (\rho_f \omega^2)) \left. \right) \\ & \times (\lambda_1 A e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2 B e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3 C e^{-\lambda_3 z}) \\ & - C_{1133} \tilde{\alpha} \rho_f \xi^2 \omega^2 \delta_\kappa \tilde{\kappa} \\ & (A e^{-\lambda_1 z} + B e^{-\lambda_2 z} + C e^{-\lambda_3 z}) \}, \end{aligned}$$

روابط (۵۷) الی (۶۱) پاسخ سیستم را در فضای تبدیل یافته هنکل نشان می‌دهند و به همین دلیل، متغیرهای مسئله به ξ وابسته شده‌اند. اکنون لازم است که این پاسخ‌ها از فضای هنکل به فضای واقعی انتقال یابند. برای انجام این کار، می‌توان از تبدیل معکوس هنکل استفاده کرد که در رابطه (۳۵) آمده است. براساس این

هستند، باعث ایجاد قطب‌ها و نقاط شاخه‌ای در مسیر انتگرال‌گیری می‌شوند؛ بنابراین، حل عددی این انتگرال‌ها نیز به سادگی امکان‌پذیر نبوده و باید با تمهیدات ویژه‌ای مقدار عددی آن‌ها را محاسبه کرد. روش متداول محاسبات این نوع انتگرال‌ها، انتگرال‌گیری به کمک قضیه مانده‌ها است که پیش‌تر در مرجع [26] استفاده شده است. در این روش، انتگرال به چند بخش تقسیم می‌شود: انتگرال‌گیری روی مسیر از صفر تا نقطه‌ای بلافاصله پیش از قطب، انتگرال‌گیری روی یک نیم‌دایره با شعاع کوچک، ε ، در محل قطب، و انتگرال‌گیری از نقطه‌ای بلافاصله پس از قطب تا یک مقدار بسیار بزرگ یا قطب بعدی. قابل ذکر است که انتگرال‌گیری روی نیم‌دایره که شعاع آن به اندازه‌ی کافی کوچک است، با استفاده از روش مانده‌ها و به صورت نصف مانده در محل قطب با علامت منفی محاسبه می‌شود برای محاسبه مقدار مانده در محل قطب از رابطه (۶۹) استفاده می‌شود.

$$\text{Res}(\xi_{pole}) = \lim_{\xi \rightarrow \xi_{pole}} \left[\frac{f(\xi)}{\frac{d}{d(\xi)} I(\xi)} \right], \quad (69)$$

در این رابطه، $f(\xi)$ و $I(\xi)$ به ترتیب، صورت و مخرج عبارت زیر انتگرال هستند. ξ_{pole} نقطه تکین یا قطب تابع است که برابر است با ریشه مخرج عبارت زیر انتگرال و $\text{Res}(\xi_{pole})$ مقدار مانده عبارت زیر انتگرال در نقطه تکین است.

در ابتدا برای درستی آزمایشی راه حل ارائه شده و روش‌های به کار رفته برای برآورد عددی انتگرال‌ها، پاسخ محیط الاستیک تک‌فاز تحت بارگذاری دینامیکی قائم یکنواخت محاسبه شده و با پاسخ موجود در مرجع [26] مقایسه می‌شود. در این پژوهش، پاسخ‌ها با استفاده از نرم‌افزار 14 Wolfram Mathematica محاسبه شده‌اند. همچنین، در ارائه نتایج عددی از پارامترهای بی‌بعد استفاده شده است؛ بدین ترتیب، تغییر مکان بی‌بعد $\hat{u}_i$ به صورت $\hat{u}_i = \bar{u}_i a \pi G / R$ و فشار منفذی بی‌بعد، $\hat{p}$ ، به صورت $\hat{p} = \bar{p} \pi a^2 / R$ و فرکانس بی‌بعد، ω_0 ، به صورت $\omega_0 = \omega a \sqrt{\rho / G}$ تعریف می‌شوند.

۴-۱- درستی آزمایشی

با توجه به تشابه معادلات حاکم محیط الاستیک و پوروالاستیک، می‌توان با تمهیداتی پاسخ موجود را به محیط الاستیک تک‌فاز تعمیم داد. این کار با از بین بردن پارامترهای

مربوط به فشار منفذی آب صورت می‌پذیرد. برای محاسبه پاسخ محیط الاستیک، باید به جای صفر قرار دادن همه پارامترهای مربوط به سیال منفذی، مقدار عددی مناسبی را برای آن‌ها در نظر گرفت تا از واگرایی پاسخ اجتناب کرد. در نتیجه، با قراردادن $\varphi, \rho_f, \delta_k = 0$ و همچنین $\eta, \alpha = 10^{-5}$ قراردادن $\kappa, M = 10^5$ می‌توان پاسخ محیط الاستیک را از معادلات پوروالاستیک موجود استخراج کرد. به منظور درستی آزمایشی روش حل ارائه شده، پاسخ دینامیکی نیم‌فضای الاستیک تک‌فاز تحت بارگذاری قائم یکنواخت بر سطح دایره‌ای به دست آمده در مرجع [26] انتخاب شده است. جدول (۲)، مشخصات مصالح محیط مورد نظر را نشان می‌دهد.

باتوجه به این که در روابط و فرمول‌بندی‌های محیط الاستیک تک‌فاز، ریشه مخرج جملات زیر انتگرال به صورت تحلیلی قابل محاسبه است، محل قطب مسیر انتگرال‌گیری برای مصالح همسانگرد و مسئله متقارن محوری، به سادگی به دست می‌آید. بدین ترتیب، با توجه به جدول (۲) در فرکانس تحریک $\omega_0 = 0/5$ ، قطب در محل $\xi_{pole} = 0/5438$ قرار دارد.

شکل (۲)، پاسخ محیط الاستیک تک‌فاز را تحت بار یکنواخت قائم با فرکانس $\omega_0 = 0/5$ نشان می‌دهد. باتوجه به شکل، پاسخ به دست آمده محیط الاستیک همگن از معادلات پوروالاستیک با نتایج به دست آمده در مرجع (۲) منطبق هستند.

برای اعتبارسنجی راه حل تحلیلی ارائه شده در شرایط اشباع، نتایج به دست آمده با پاسخ تحلیلی موجود در مرجع [16] مقایسه شده‌اند. در مرجع مذکور، تحلیل نیم‌فضای متخلخل اشباع، همگن و همسانگرد جانبی با در نظر گرفتن سیال منفذی لزج و اعمال بارگذاری سه‌بعدی ارائه شده است. با این حال، با اعمال شرایط خاص، معادلات حاکم در مرجع با معادلات این پژوهش قابل تطبیق خواهند بود. برای انجام این مقایسه، موارد زیر در مرجع [16] باید در نظر گرفته شود:

- محیط به صورت همسانگرد جانبی در نظر گرفته شده است. با فرض همسانگردی کامل، جملات وابسته به ناهمسانگردی به جملات همسان ساده شده و معادلات مشابه خواهند شد (مشخصات مکانیکی و هیدرولیکی محیط در تمامی راستاها یکسان باشد).

$$\begin{aligned}
 & -\eta \tilde{\alpha}_1^2 \frac{\partial}{\partial t} \left(\square_{s2}^2 \square_3^2 + \delta_2 \nabla_{r\theta}^2 \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \Big] F = -\frac{b_z}{C_{1212}}, \\
 & \bar{p} = \int_0^\infty \xi J_0(r\xi) \left\{ -\tilde{\kappa}_3 \beta_2 \left(\rho_f \omega^2 + \eta \frac{\tilde{\alpha}_3}{\tilde{\kappa}_3} i\omega \right) \right. \\
 & \times \left(\lambda_1^3 A_0 e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2^3 B_0 e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3^3 C_0 e^{-\lambda_3 z} \right) \\
 & + \left[\tilde{\kappa}_3 (1 + \beta_1) \left(\xi^2 - \frac{\tilde{\rho} \omega^2}{1 + \beta_1} \right) \right. \\
 & \left. \left(\rho_f \omega^2 + \eta \frac{\tilde{\alpha}_3}{\tilde{\kappa}_3} i\omega \right) \right. \\
 & \left. - \tilde{\kappa}_1 \beta_3 \xi^2 \left(\rho_f \omega^2 + \eta \frac{\tilde{\alpha}_1}{\tilde{\kappa}_1} i\omega \right) \right] \\
 & \times \left(\lambda_1 A_0 e^{-\lambda_1 z} + \lambda_2 B_0 e^{-\lambda_2 z} + \lambda_3 C_0 e^{-\lambda_3 z} \right) \Big\} d\xi,
 \end{aligned} \quad (V1)$$

شایان ذکر است که پارامترهای به کاررفته در این روابط، در شرایط بررسی شده‌ی این پژوهش، مطابق جدول (۱) با یکدیگر تطبیق می‌یابند. در جدول (۱)، معادل‌سازی پارامترهای مرجع [16] با پارامترهای مورد استفاده در این پژوهش، تحت شرایط مذکور، ارائه شده‌است. با اعمال این معادل‌سازی، روابط (۷۰ و ۷۱) که از مرجع [16] برداشت شده‌است، کاملاً مشابه روابط (۳۲، ۵۹ و ۶۴) این پژوهش خواهند بود.

جدول ۱. معادل پارامترهای مرجع [۱۶] در تحقیق حاضر تحت شرایط خاص

مورد بررسی

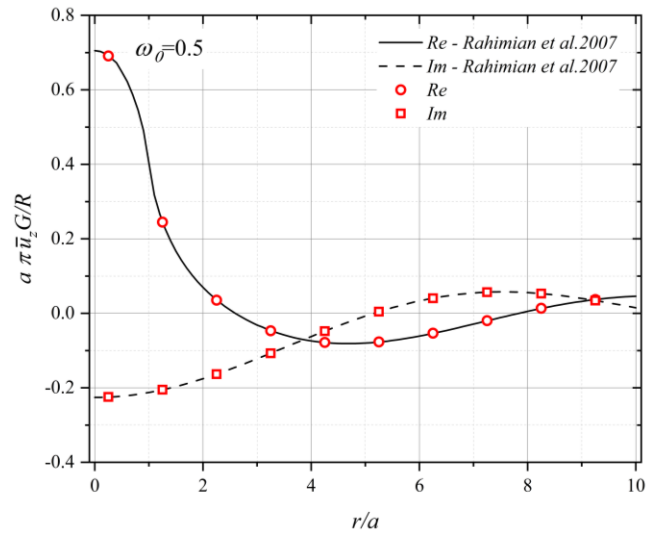
Table. 1 Equivalent Parameters from Reference [16] in the Present Study under Specific Conditions

Ref. [16]	Present study
$\beta_1 = \beta_3$	β_1
β_2	1
$\tilde{\kappa}_1 = \tilde{\kappa}_3$	$\tilde{\kappa}$
$\tilde{\alpha}_1 = \tilde{\alpha}_3$	$\tilde{\alpha}$
$\nabla_{r\theta}^2$	∇_r^2
$\square_p^2 = \square_{s1}^2 = \square_{s2}^2$	∇_{rz}^2
$\square_1^2$	$\square_1^2$
$\square_2^2 = \square_3^2$	$\square_0^2$
$b_z, \delta_1, \delta_2, \eta$	0
A_0, B_0, C_0	A, B, C
C_{1212}	G

جدول ۲. مشخصات مصالح الاستیک همسانگرد استفاده شده در مرجع [26]

Table.2. Properties of the isotropic elastic materials used in [26]

K (N/m^2)	G (N/m^2)	ρ (Kg / m^3)	$\frac{\xi_{pole} \sqrt{G}}{\sqrt{\rho \omega}}$
33.33×10^9	20×10^9	5000	1.08766



شکل ۲. تغییر مکان قائم محیط الاستیک تک‌فاز، $\tilde{u}_z(r, z=0)$ در راستای

محور r تحت بارگذاری قائم یکنواخت روی سطح دایره‌ای به شعاع a با

فرکانس تحریک $\omega_0 = 0.5$

Fig. 2. Vertical displacement of a single-phase elastic medium, $\tilde{u}_l(r, z=0)$, along the r -axis under uniform vertical loading on a circular surface with radius a at excitation frequency $\omega_0 = 0.5$

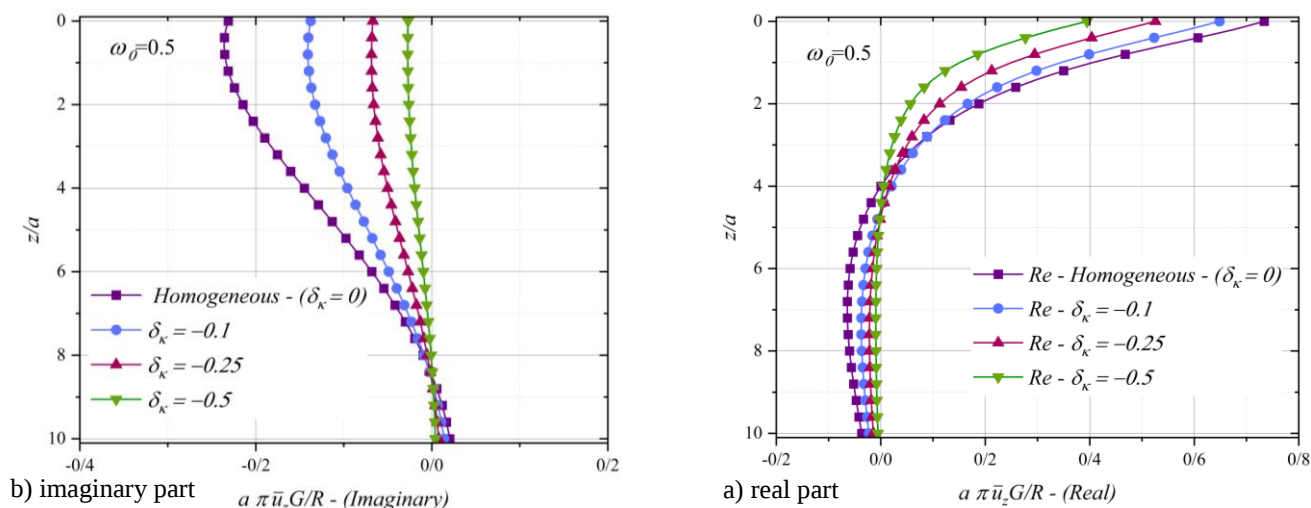
• سیال منفذی لزج است؛ بنابراین، با برابر صفر قرار دادن جملات وابسته به لزجت، معادلات دو پژوهش یکسان می‌شوند ($\eta =$ صفر).

• بارگذاری به صورت سه‌بعدی است؛ درحالی که در این پژوهش، بارگذاری به صورت متقارن محوری مدنظر قرار گرفته‌است. در همان مرجع اشاره شده‌است که پاسخ متقارن محوری نیز با شرایط خاص قابل استخراج است (با چشم‌پوشی از راستای زاویه‌ای θ).

با اعمال این مفروضات و با فرض $\delta_\kappa = 0$ در معادلات این پژوهش، معادله حاکم بر تابع پتانسیل F ، رابطه (۳۲)، با معادله (12a) در مرجع [16] متناظر بوده و ساختار ریاضی آن‌ها یکسان است. همچنین، پاسخ به‌دست آمده برای فشار منفذی سیال، p ، در این پژوهش، روابط (۵۹ و ۶۴)، با رابطه (39d) در مرجع [16] قابل مقایسه است.

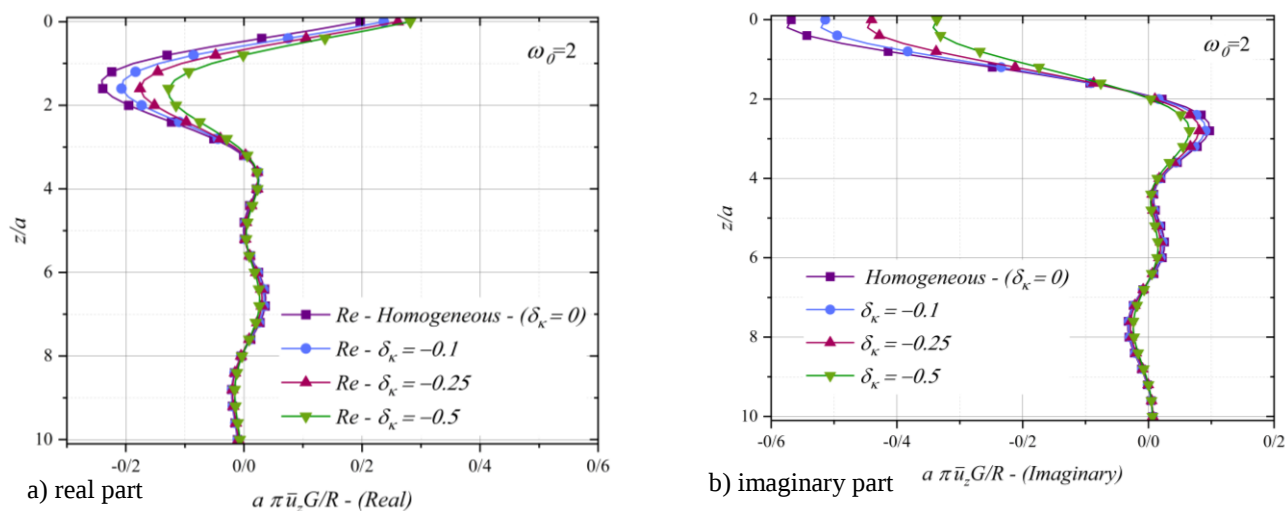
رابطه‌های ذکر شده (12a) و (39d) از مرجع مدنظر به ترتیب در روابط (۷۰ و ۷۱) ارائه شده‌اند.

$$\begin{aligned}
 & \beta_2 \left[\tilde{\kappa}_1 (1 + \beta_1) \square_p^2 \left(\square_1^2 \square_2^2 - \tilde{\rho} \frac{\partial^2}{\partial t^2} \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \right. \\
 & \left. + \tilde{\alpha}_1 \tilde{\kappa}_1 \rho_f \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\square_{s1}^2 \square_3^2 + \delta_1 \nabla_{r\theta}^2 \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \right]
 \end{aligned} \quad (V0)$$



شکل ۳. تغییر مکان قائم محیط متخلخل همگن و ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، $\hat{u}_z(r=0, z)$ در راستای محور z تحت بار یکنواخت قائم روی سطح دایره‌ای به شعاع a با فرکانس تحریک $\omega_0 = 0.5$ در سه شاخص نفوذپذیری $\delta_\kappa = -0.1, -0.25, -0.5$. (الف) بخش حقیقی (ب) بخش موهومی

Fig. 3. Vertical displacement of a homogeneous and heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid, $\hat{u}_z(r=0, z)$, Along the z -axis subjected uniform vertical loading on a circular surface with radius a at excitation frequency $\omega_0 = 0.5$ at three permeability indices $\delta_\kappa = -0.1, -0.25, -0.5$. (a) Real part (b) Imaginary part



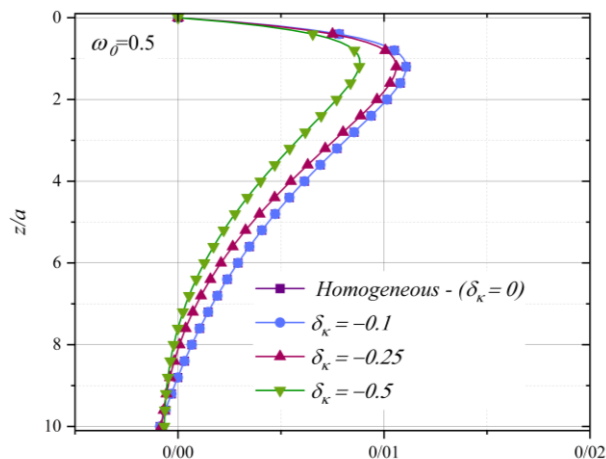
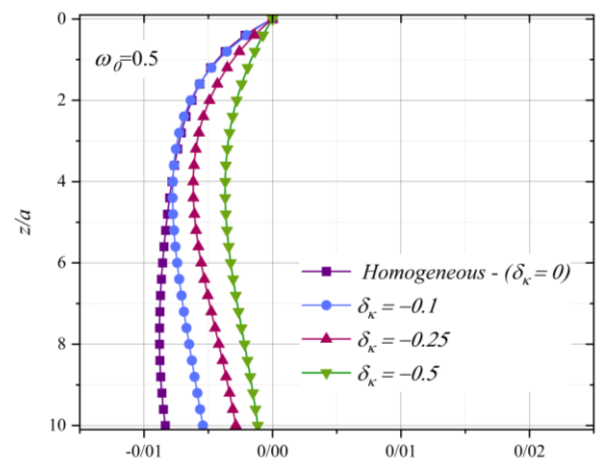
شکل ۴. تغییر مکان قائم محیط متخلخل همگن و ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، $\hat{u}_z(r=0, z)$ در راستای محور z تحت بار یکنواخت قائم روی سطح دایره‌ای به شعاع a با فرکانس تحریک $\omega_0 = 2$ در سه شاخص نفوذپذیری $\delta_\kappa = -0.1, -0.25, -0.5$. (الف) بخش حقیقی (ب) بخش موهومی

Fig. 4. Vertical displacement of a homogeneous and heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid, $\hat{u}_z(r=0, z)$, Along the z -axis subjected uniform vertical loading on a circular surface with radius a at excitation frequency $\omega_0 = 2$ at three permeability indices $\delta_\kappa = -0.1, -0.25, -0.5$. (a) Real part (b) Imaginary part

حقیقی و موهومی تغییر مکان‌های قائم محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج تحت بار یکنواخت قائم موثر بر سطح دایره‌ای در شکل‌های (۳) و (۴) نشان داده شده‌است. باتوجه به شکل (۳)، در فرکانس تحریک $\omega_0 = 0.5$ ، مشاهده می‌شود که کاهش نفوذپذیری در راستای عمق، باعث کاهش دامنه تغییر مکان قائم، هم در بخش حقیقی و هم در بخش موهومی، در اعماق مختلف نسبت به محیط همگن می‌شود.

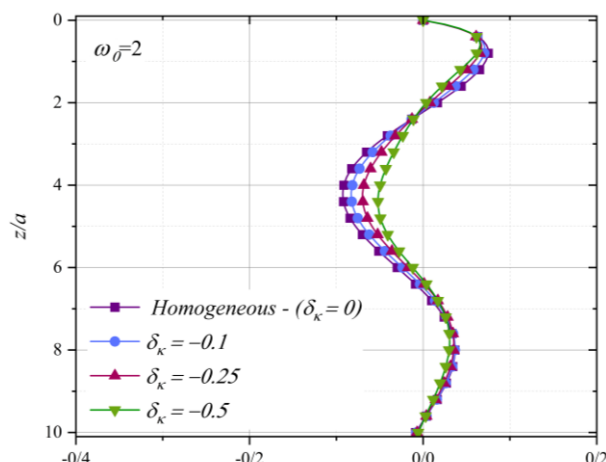
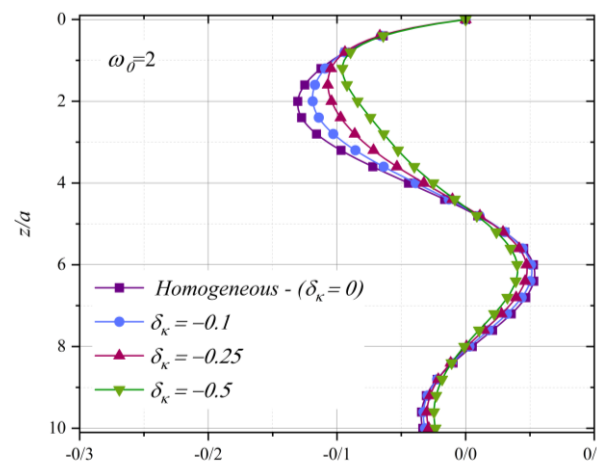
۲-۴ پاسخ محیط متخلخل اشباع ناهمگن

برای استخراج پاسخ محیط متخلخل اشباع ناهمگن، از مصالح با مشخصات مطابق جدول (۳) استفاده شده‌است [16]. با در نظر گرفتن پارامتر ناهمگنی، δ_κ برابر با $0.1, 0.25, 0.5$ و 0.5 با علامت منفی و فرکانس تحریک، ω_0 برابر با 0.5 و 2 ، پاسخ دینامیکی مسئله محاسبه شده‌است. به منظور بررسی تأثیر ناهمگنی محیط و فرکانس تحریک و اندرکنش آن‌ها بر پاسخ مسئله، بخش

a) real part $\bar{p} \pi a^2 / R - (\text{Real})$ b) imaginary part $\bar{p} \pi a^2 / R - (\text{Imaginary})$

شکل ۵. فشار سیال منفذی محیط متخلخل همگن و ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، $\hat{p}(r=0, z)$ در راستای محور z تحت بارگذاری یکنواخت قائم روی سطح دایره‌ای به شعاع a با فرکانس تحریک $\omega_0 = 0.5$ در سه شاخص نفوذپذیری $\delta_k = -0.1, -0.25, -0.5$ (الف) بخش حقیقی (ب) بخش موهومی

Fig. 5. Pore fluid pressure in a homogeneous and heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid, $\hat{p}(r=0, z)$, Along the z -axis subjected uniform vertical loading on a circular surface with radius a at excitation frequency $\omega_0 = 0.5$ at three permeability indices $\delta_k = -0.1, -0.25, -0.5$. (a) Real part (b) Imaginary part

a) real part $\bar{p} \pi a^2 / R - (\text{Real})$ b) imaginary part $\bar{p} \pi a^2 / R - (\text{Imaginary})$

شکل ۶. فشار سیال منفذی محیط متخلخل همگن و ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، $\hat{p}(r=0, z)$ در راستای محور z تحت بارگذاری یکنواخت قائم روی سطح دایره‌ای به شعاع a با فرکانس تحریک $\omega_0 = 2$ در سه شاخص نفوذپذیری $\delta_k = -0.1, -0.25, -0.5$ (الف) بخش حقیقی (ب) بخش موهومی

Fig. 6. Pore fluid pressure in a homogeneous and heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid, $\hat{p}(r=0, z)$, Along the z -axis subjected uniform vertical loading on a circular surface with radius a at excitation frequency $\omega_0 = 2$ at three permeability indices $\delta_k = -0.1, -0.25, -0.5$. (a) Real part (b) Imaginary part

به همین ترتیب با دقت در شکل (۶)، با در نظر گرفتن $\omega_0 = 2$ ، مشاهده می‌شود که فشار سیال منفذی غیرلزج در محیط‌های همگن و ناهمگن دارای بخش حقیقی و موهومی قابل توجهی است که این مقادیر، ناشی از شتاب سیال منفذی و ناهمگنی محیط می‌باشند. فشار منفذی ناشی از بارگذاری دینامیکی روی سطح نیم‌فضای متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، در فرکانس‌های تحریک پایین، تفاوت قابل ملاحظه‌ای با محیط مشابه همگن نداشته و در فرکانس‌های تحریک بالاتر، این اختلاف ملموس‌تر می‌شود.

از سوی دیگر، در شکل (۴)، تغییر مکان قائم محیط متخلخل اشباع ناهمگن، با فرکانس تحریک $\omega_0 = 2$ در $z/a \geq 4$ تا حدودی منطبق بر تغییر مکان محیط همگن است. شکل‌های (۵) و (۶) فشار منفذی سیال را در فرکانس تحریک ω_0 برابر با 0.5 و 2 نشان می‌دهند. مطابق با شکل (۵)، در بارگذاری با فرکانس تحریک ω_0 برابر با 0.5 ، بخش حقیقی و موهومی فشار منفذی سیال محیط متخلخل همگن و ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، بسیار ناچیز است که مقدار کم آن به خاطر فرکانس تحریک 0.5 است.

و وقوع بیشینه بخش حقیقی و موهومی فشار منفذی سیال، جدول (۵)، به سطح نیم‌فضا نزدیک‌تر می‌شود.

به منظور بررسی اثر سایر پارامترها مانند مدول برشی، مدول بالک و ضرایب بیه در محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، سه محیط با خواص مصالح مختلف جدول (۴) و پارامتر ناهمگنی یکسان $\delta_K = -0.25$ مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. شایان ذکر است که تنها پارامترهای مکانیکی تغییر یافته در این سه محیط در جدول (۴) وجود دارند و سایر پارامترها مطابق جدول (۳) می‌باشند. شکل‌های (۷ و ۸) پاسخ‌های به دست آمده از این سه محیط، که به ترتیب با عناوین *Medium 1* و *Medium 2* و *Medium 3* مشخص شده‌اند، در دو فرکانس تحریک ω_0 برابر با ۰/۵ و ۲ را نشان می‌دهند. مصالح معرفی شده در جدول (۴) با عنوان *Medium 1*، نمایانگر محیط اولیه هستند که تمامی ویژگی‌های آن مطابق با جدول (۳) می‌باشد. در مصالح مربوط به *Medium 2*، مقدار عددی مدول بالک، K ، مدول برشی، G ، و مدول بالک اسکلت جامد، K_s ، نسبت به *Medium 1* کاهش یافته‌است. مدول بالک توده و مدول بالک اسکلت جامد در *Medium 3* نسبت به محیط اولیه افزایش یافته و مدول برشی آن مانند *Medium 2* است.

شکل (۷) نشان می‌دهد که تحت بارگذاری با فرکانس $\omega_0 = 0.5$ ، مقادیر تغییر مکان محیط به صورت $\hat{u}_{z-\text{medium } 3} < \hat{u}_{z-\text{medium } 2} < \hat{u}_{z-\text{medium } 1}$ به دست می‌آید. لازم به ذکر که پاسخ در بخش موهومی در فرکانس تحریک ذکر شده در هر سه محیط، منطبق است.

در شکل (۸) پاسخ این محیط‌ها تحت بارگذاری با فرکانس $\omega_0 = 2$ نمایش داده شده‌است. نتایج نشان می‌دهند که در این حالت، مقدار تغییر مکان محیط *Medium 2*، بیش از دو محیط دیگر است. در این فرکانس، برخلاف شکل (۷) که تحریک با $\omega_0 = 0.5$ را نشان می‌دهد، بخش موهومی تغییر مکان در محیط‌ها نیز با یکدیگر تفاوت دارد. نکته قابل توجه آن است که میزان میرایی تغییر مکان در اعماق، به ترتیب $\text{Medium } 3 > \text{Medium } 1 > \text{Medium } 2$ است.

۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این پژوهش، معادلات دینامیکی حاکم بر محیط متخلخل اشباع با نفوذپذیری ناهمگن باتوجه به تعریف (۱۸) و تئوری بیه و فرضیات معادلات ساده‌سازی شده این تئوری، $(u - p)$ ، استخراج

جدول ۳. مشخصات مصالح استفاده شده جهت استخراج پاسخ محیط متخلخل اشباع ناهمگن [۱۶]

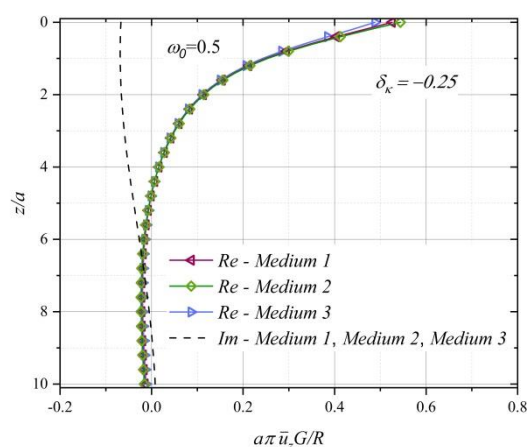
Table 3. Properties of materials used for deriving the response of a heterogeneous saturated porous medium [16]

$K(N/m^2)$	4.32×10^9
$G(N/m^2)$	3×10^9
$K_s(N/m^2)$	35×10^9
$K_f(N/m^2)$	2.25×10^9
$\rho_s(kg/m^3)$	2600
$\rho_f(kg/m^3)$	1000
ϕ	0.2
$\kappa(m^2)$	10^{-13}

جدول ۴. مشخصات مصالح مورد استفاده برای تحلیل حساسیت پاسخ محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج

Table 4. Material properties used for sensitivity analysis of the response of a heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid

	Medium 1	Medium 2	Medium 3
$K(N/m^2)$	4.32×10^9	2.5×10^9	6×10^9
$G(N/m^2)$	3×10^9	2×10^9	2×10^9
$K_s(N/m^2)$	35×10^9	20×10^9	40×10^9



شکل ۷. بخش حقیقی و موهومی تغییر مکان قائم محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، $\hat{u}_z(r=0, z)$ در راستای محور z تحت بار یکنواخت قائم روی سطح دایره‌ای به شعاع a با فرکانس تحریک $\omega_0 = 0.5$ و پارامتر ناهمگنی $\delta_K = -0.25$ در سه محیط با مشخصات مصالح مطابق جدول ۴

Fig. 7. Real and imaginary parts of the vertical displacement, $\hat{u}_z(r=0, z)$, in the z -direction for a heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid, subjected uniform vertical loading on a circular surface with radius a at excitation frequency $\omega_0 = 0.5$ and heterogeneity parameter $\delta_K = -0.25$ for three media with material properties listed in Table. 4

باتوجه به شکل (۶) در بارگذاری مشابه با فرکانس تحریک $\omega_0 = 2$ ، متناسب با افزایش مقدار پارامتر ناهمگنی، δ_K ، محل

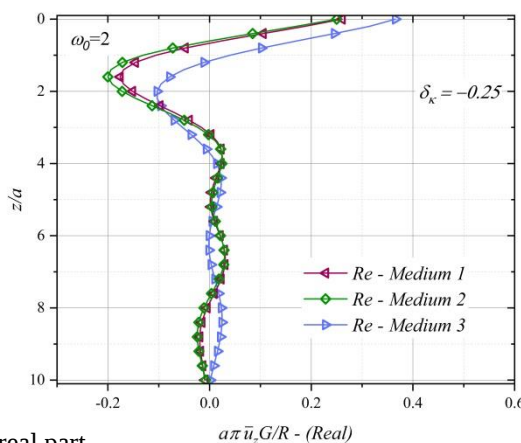
حل شد و پاسخ مسئله به شکل انتگرال‌های نیمه بی‌نهایت به دست آمد. لازم به ذکر است که باتوجه به این که مشتق تابع نمایی، از جنس خود تابع است، فرض تغییرات نمایی نفوذپذیری محیط در عمق، برای حل مسئله استفاده شد که به کمک آن، ضرایب معادله دیفرانسیل حاکم بر تابع پتانسیل، ثابت به دست آمدند.

بدین ترتیب، پاسخ دینامیکی محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج در سه پارامتر نفوذپذیری مختلف، δ_K ، به دست آمد. نتایج نشان می‌دهند که کاهش نفوذپذیری در عمق، موجب میرایی پاسخ و کاهش تغییر مکان اسکلت جامد می‌شود. در فرکانس تحریک $\omega_0 = 2$ و در اعماق $z/a \geq 4$ ، تغییر مکان قائم در محیط متخلخل اشباع همگن تا حدی با تغییر مکان قائم در محیط ناهمگن، در سه پارامتر نفوذپذیری ذکر شده، مطابقت دارد. از نتایج مهم دیگر، می‌توان به محل بیشینه فشار سیال منفذی در محیط متخلخل اشباع ناهمگن اشاره کرد که متناسب با افزایش پارامتر ناهمگنی، محل بیشینه فشار سیال منفذی به سطح نیم‌فضا نزدیک‌تر می‌شود.

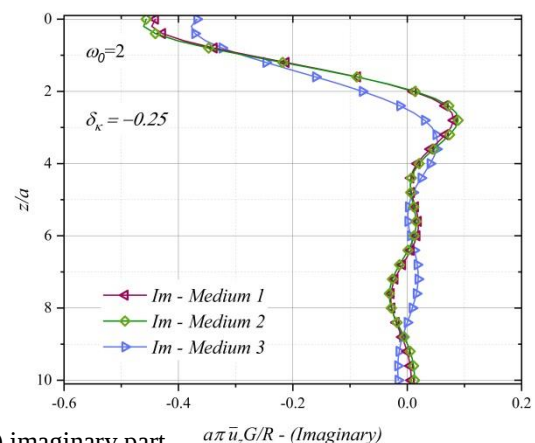
شد و روش مناسب برای حل این معادلات با معرفی تابع پتانسیل مناسب ارائه شد.

محیط موردنظر نیم‌فضای متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج در نظر گرفته شد که نفوذپذیری محیط در عمق متغیر بوده و نرخ تغییرات آن به صورت نمایی است. بارگذاری، به صورت یک نیروی قائم یکنواخت هارمونیک واقع بر صفحه دایره‌ای در نظر گرفته شد و پاسخ سیستم شامل تغییر مکان اسکلت جامد و فشار منفذی سیال به دست آمد.

در این تحقیق، پاسخ تحلیلی معادلات حاکم با استفاد از توابع پتانسیل به دست آمد. در این راستا، با تعریف یک تابع پتانسیل اسکالر، معادلات حاکم درگیر به یک معادله مجزای مستقل تبدیل شدند که با حل آن، مقدار تابع پتانسیل به دست آمده و باتوجه به تعریف تابع پتانسیل، مجهولات مسئله محاسبه شدند. معادله مستقل حاکم بر تابع پتانسیل، با فرض تحریک هارمونیک و به کمک تبدیل هنکل و باتوجه به شرایط مرزی مسئله، به روش تحلیلی



a) real part



b) imaginary part

شکل ۸. تغییر مکان قائم محیط متخلخل ناهمگن اشباع شده با سیال منفذی غیرلزج، $\hat{\mathbf{u}}_z(\mathbf{r} = \mathbf{0}, z)$ در راستای محور z تحت بار یکنواخت قائم روی سطح دایره‌ای به شعاع a با فرکانس تحریک $\omega_0 = 2$ و پارامتر ناهمگنی $\delta_K = -0.25$ در سه محیط با مشخصات مصالح مطابق جدول ۴. (الف) بخش حقیقی (ب) بخش موهومی

Fig. 8. Vertical displacement, $\hat{\mathbf{u}}_z(\mathbf{r} = \mathbf{0}, z)$, in the z -direction for a heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid, subjected uniform vertical loading on a circular surface with radius a at excitation frequency $\omega_0 = 2$ and heterogeneity parameter $\delta_K = -0.25$ for three media with material properties listed in Table. 4. (a) Real part (b) Imaginary part

جدول ۵. محل وقوع بیشینه فشار سیال منفذی در محیط متخلخل اشباع همگن و ناهمگن تحت بار یکنواخت قائم با فرکانس تحریک $\omega_0 = 2$

Table. 5. Location of the maximum pore fluid pressure in a homogeneous and heterogeneous saturated porous medium under uniform vertical loading with non-dimensional excitation frequency $\omega_0 = 2$

δ_K	$ p_{\max} (\text{Real})$	$ p_{\max} (\text{Imaginary})$	$ p_{\max} = \sqrt{p_{\text{real}}^2 + p_{\text{imaginary}}^2}$
0	$z/a = 0.8$	$z/a = 2$	$z/a = 1.7$
-0.1	$z/a = 0.7$	$z/a = 1.8$	$z/a = 1.2$
-0.25	$z/a = 0.6$	$z/a = 1.5$	$z/a = 1$

- 0.5	$z/a = 0.5$	$z/a = 1.2$	$z/a = 0.8$
-------	-------------	-------------	-------------

سهم نویسندگان

سهم هر یک از نویسندگان در مقاله حاضر، پنجاه درصد می باشد.

منابع مالی

در انجام این پژوهش، از منابع مالی استفاده نشده است.

قدردانی نویسندگان

نویسندگان از حمایت دانشگاه تربیت مدرس قدردانی می کنند.

تعارض منافع

موردی گزارش نشده است.

References

- Lamb, H.S. 1903. On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid. *Proceedings of the Royal Society of London*, 72, pp. 128-130.
- Boer, R.d. 2000. Theory of Porous Media. *Encyclopedia of Continuum Mechanics*.
- Schanz, M. 2009. Poroelastodynamics: Linear Models, Analytical Solutions, and Numerical Methods. *Applied Mechanics Reviews*, 62, 030803-1-030803-15.
- Biot, M.A. 1941. General Theory of Three-Dimensional Consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12, pp. 155-164.
- Biot, M.A. 1956. Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid. I. Low Frequency Range. *Journal of the Acoustical Society of America*, 28, pp. 168-178.
- Biot, M.A. 1956. Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid. II. Higher Frequency Range. *Journal of the Acoustical Society of America*, 28, pp. 179-191.
- Eskandari, M. & Shodja, H.M. 2010. Green's functions of an exponentially graded transversely isotropic half-space. *International Journal of Solids and Structures*, 47(11), pp. 1537-1545.
- Selvadurai, A.P.S. & Katebi, A. 2013. Mindlin's problem for an incompressible elastic half-space with an exponential variation in the linear elastic shear modulus. *International Journal of Engineering Science*, 65, pp. 9-21.
- Eskandari-Ghadi, M. & Amiri-Hezaveh, A. 2014. Wave propagations in exponentially graded transversely isotropic half-space with potential function method. *Mechanics of Materials*, 68, pp. 275-292.
- Cheshmehkani, S. & Eskandari-Ghadi, M. 2016. Dynamic response of axisymmetric transversely isotropic viscoelastic continuously nonhomogeneous half-space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, pp. 110-123.
- Paul, S. 1976. On the disturbance produced in a semi-infinite poroelastic medium by a surface load. *Pure and applied geophysics*, 114, pp. 615-627.
- Degrade, G., De Roeck, G., Van Den Broeck, P. & Vangheluwe, S. 1998. Wave propagation in layered dry, saturated and unsaturated poroelastic media. *International Journal of Solids and Structures*, 35, pp. 4753-4778.
- Pan, E. 1999. Green's functions in layered poroelastic half-spaces. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23, pp. 1631-1653.
- Lin, C.-H., Lee, V.W. & Trifunac, M.D. 2005. The reflection of plane waves in a poroelastic half-space saturated with inviscid fluid. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, pp. 205-223.
- Rjoub, Y.S.A. 2013. The reflection of P-waves in a poroelastic half-space saturated with viscous fluid. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 49, pp. 218-230.
- Sahebkar, K. & Eskandari-Ghadi, M. 2016. Time-harmonic response of saturated porous transversely isotropic half-space under surface tractions. *Journal of Hydrology*, 537, pp. 61-73.
- Sahebkar, K. & Eskandari-Ghadi, M. 2017. Displacement ring load Green's functions for saturated porous transversely isotropic tri-material full-space. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 41, pp. 359-381.
- Sahebkar, K. & Eskandari-Ghadi, M. 2018. Dynamic behaviour of an infinite saturated transversely isotropic porous media under fluid-phase excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, pp. 390-406.
- Teymouri, H., Eskandari-Ghadi, M., Esmalil-Falak, M. & Ghassemieh, M. 2021. Rigid disc vibration in a multi-layered transversely isotropic poroelastic half-space underlying a liquid layer. *Applied Mathematical Modelling*.
- Teymouri, H., Eskandari-Ghadi, M., Esmalil-Falak, M. & Ghassemieh, M. 2020. An Analytical Solution of Wave Motion in a Transversely Isotropic Poroelastic Half-Space Underlying a Liquid Layer. *Civil engineering infrastructures journal*.
- Zienkiewicz, O.C. 1984. Dynamic behaviour of saturated porous media; The generalized Biot

- formulation and its numerical solution. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 8, pp. 71-96.
22. Biot, M.A. 1962. MECHANICS OF DEFORMATION AND ACOUSTIC PROPAGATION IN POROUS MEDIA. *Journal of Applied Physics*, 33, pp. 1482-1498.
 23. Saraee, N. 2024. *Dynamic Analysis of Saturated Porous Medium with Variable Permeability in Depth* [Master Thesis, Tarbiat Modares University].
 24. Sneddon, I.N. 1951. *Fourier transforms*. Mc. Grow-Hill Book Company. Inc. New-Toronto-London.
 25. Poularikas, A.D. 2010. *Transforms and Applications Handbook, Third Edition*.
 26. Rahimian, M., Kianoush, M.R. & Ghassemieh, M. 2007. Elastodynamic potential method for transversely isotropic solid. *Journal of Engineering Mechanics*, 133(10), pp. 1134-1145.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Saraee, N., Sahebkar, K. 2026. Dynamic analysis of a heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid and with depth-varying permeability under vertical loading, *Modares Civil Engineering journal*, 25(6), pp. 83-99.

DOI: [10.48311/mcej.2026.27626](https://doi.org/10.48311/mcej.2026.27626)



Effect of the crater-height ratio on the shear behavior of deep concrete beams reinforced with carbon polymer fibers by the NSM-EBR method

Abolfazl ArabZadeh^{1*}, Aswan Bahl Al-jeddan²

5. Associate professor of the Faculty of civil and environmental engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

6. Ph.D student in Structural Engineering, Faculty of civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

Abstract

Deep reinforced concrete beams are very important structural elements that are used in concrete structures such as high-rise buildings, marine structures, silos, and etc. Because of the importance of these elements, they sometimes need to be strengthened. One common method of strengthening reinforced concrete structures is the use of carbon polymer sheets (CFRP). In recent decades, little research has been done to investigate the effect of various variables affecting the behavior of concrete deep beam, strengthened using polymers reinforced with single or multi-directional fibers. The valuable features of composite materials such as simple and fast installation and corrosion resistance have led to the increasing use of these materials. It is possible to strengthen the reinforced concrete deep beams by gluing FRP plates or strips in a full-cross-section, gluing in a U shape or mounting on the sides of the beam at different angles to the longitudinal axis. Laboratory and analytical results prove that the external installation method, EBR, can be used as an acceptable solution in strengthening the shear of reinforced concrete members. Other methods such as installation Near the Surface Method (NSM) or methods that prevent them from separating from the concrete surface by inhibiting Composite tape can be used as an EBR alternative method that delays separation. Despite extensive research on strengthening and strengthening conventional reinforced concrete beams with FRP sheets, little research has been done on deep concrete beams. As we know, many parameters affect the NSM and EBR method. The lack of research in this field has caused these methods and details to be narrowly stated in the statutes.

One of the problems with using polymer sheets is their separation when loading a prototype. Therefore, this article attempts to use near-surface mounting methods (NSM) to strengthen such beams. This method plays a significant role in reducing the separation of reinforcement sheets. By reducing the effect of early detachment of polymer sheets, increasing the load capacity, increasing the formability and maximizing the use of the material capacity can be expected. Six deep reinforced concrete beams with a span-to-height ratio of 2, 3 and 4 are laboratory-loaded and reinforced by the NSM-EBR method using CFRP and their shear behavior is investigated. Given that the desired failure in deep beams is of the shear type, the NSM reinforcement grooves are installed perpendicular to the direction of the main diagonal cracks and reinforced with carbon polymer fibers. By strengthening the beam in shear using the EBR-NSM method, the type of beam failure did not change, but the number of cracks and tensile bands increased, which caused increase the load-bearing capacity of the beams. In the failure modes, it was observed that no delamination and slippage in the EBR-NSM strengthening system. Due to the presence of the adhesive at a greater depth of the beam, there is no slippage and delamination in the CFRP fibers within the tested specimen. This system has high reliability in terms of stability against slippage. The results showed the shear capacity of the deep beams increase by implementing this approach. Based on the results, it can be concluded that the amount of beam shear load capacity in samples with a span ratio of 2, 3 and 4 increased by 30%, 19% and 12.5% respectively.

Review History

Received: Jan 2, 2025

Revised: Feb 25, 2025

Accepted: Mar 11, 2025

Keywords

reinforced concrete deep beam

shear strengthened

CFRP

NSM-EBR strengthened method

* Corresponding Author Email: arabzade@modares.ac.ir - ORCID: 0009-0000-9126-2134



Copyright © 2025, TMU Press. This open-access article is published under the terms of the Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>) which permits Share (copy and redistribute the material in any medium or format) and Adapt (remix, transform, and build upon the material) under the Attribution-NonCommercial terms.

تأثیر نسبت دهانه به ارتفاع بر رفتار برشی تیرهای عمیق بتن مسلح تقویت شده با الیاف پلیمری کربنی به روش NSM-EBR

ابوالفضل عربزاده^{۱*} , اسوان باهل جدعان^۲

۵. دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

۶. دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

تیرهای عمیق بتن مسلح از المان‌های سازه‌ای بسیار مهم هستند که در سازه‌های بتنی مانند ساختمان‌های بلند، سازه‌های دریایی، سیلوها و غیره کاربرد دارند. به دلیل اهمیت این المان‌ها بعضی مواقع لازم است تا تقویت و مقاوم‌سازی شوند. یکی از روش‌های معمول برای تقویت سازه‌های بتنی مسلح، استفاده از ورق‌های پلیمری کربنی (CFRP) می‌باشد. یکی از مشکلات استفاده از ورق‌های پلیمری جداسازی آنها در هنگام بارگذاری نمونه سازه‌ای می‌باشد. بنابراین در این مقاله سعی شده از روش‌های نصب نزدیک سطح (NSM) برای تقویت این گونه تیرها استفاده شود. این روش در کاهش جداسازی ورق‌های تقویتی نقش به سزایی دارد. با کاهش اثر جداسازی زود هنگام ورق‌های پلیمری می‌توان افزایش ظرفیت باربری، افزایش شکل‌پذیری و استفاده حداکثری از ظرفیت مصالح را انتظار داشت. شش تیر بتن مسلح عمیق با نسبت دهانه به ارتفاع ۲، ۳ و ۴ به صورت آزمایشگاهی تحت بارگذاری قرار گرفته و به روش NSM-EBR با استفاده از CFRP تقویت شده و رفتار برشی آنها مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به اینکه شکست مورد نظر در تیرهای عمیق از نوع برشی است، شیاهای تقویتی NSM به صورت عمود بر جهت ترک‌های قطری اصلی تعبیه شده و با الیاف پلیمری کربنی تقویت شده‌اند. بر اساس نتایج حاصل شده، می‌توان نتیجه گرفت، مقدار ظرفیت باربری برشی تیرها در نمونه‌های با نسبت دهانه به ارتفاع ۲، ۳ و ۴ به ترتیب ۳۰٪، ۱۹٪ و ۱۲٪ افزایش یافته است.

کلمات کلیدی

تیر عمیق بتن مسلح

تقویت برشی

الیاف پلیمری کربنی CFRP

روش تقویت NSM-EBR

۱- مقدمه

باشند، به آنها تیرهای عمیق با رویکرد طراحی خمشی می‌گویند. اگر رویکرد طراحی برشی مدنظر باشد، نسبت دهانه برشی به ارتفاع کوچکتر مساوی ۴ در نظر گرفته می‌شود [2]. در آیین‌نامه بتن ایران [3] در رویکرد طراحی برشی حداکثر نسبت دهانه برشی به ارتفاع تیر به مقدار ۴ محدود شده است. در این آیین‌نامه، مطابق شکل (۱)، باید شرایط ایجاد المان‌های فشاری از قسمت بار به قسمت تکیه‌گاه وجود داشته و همچنین نسبت دهانه برشی به ارتفاع کمتر از ۴ بوده

برای تعریف تیرهای عمیق یک حد مشخصی وجود ندارد و آیین‌نامه و پژوهشگران از نسبت بی بعد دهانه برشی به ارتفاع تیر (L/h) برای طبقه‌بندی تیرها به صورت خمشی و برشی استفاده می‌کنند. در آیین‌نامه بتن آمریکا [1] دو دیدگاه خمشی و برشی بر اساس نسبت دهانه به ارتفاع تعریف شده است. اگر نسبت دهانه برشی به ارتفاع تیر ۲/۵ در تیرهای سراسری و ۱/۲۵ در تیرهای ساده

* رایانامه نویسنده مسئول: arabzade@modares.ac.ir - ORCID: 0009-0000-9126-2134

کپی‌رایت © ۲۰۲۵، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، باز نشر و باز آفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.

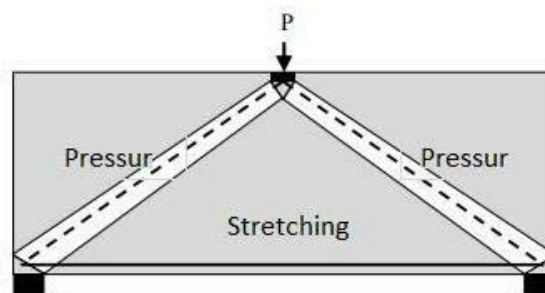


پلیمری FRP رواج بسیاری یافته است. در گذشته، استفاده از ورق‌های فولادی به صورت پوشش خارجی، غلاف‌های بتنی یا فولادی و پس‌کشیدگی خارجی در تقویت سازه‌های بتنی معمول بود. استفاده از مواد پلیمری الیافی به عنوان یک مصالح، جایگزین مواد سنتی و شیشه‌های قدیمی شد. این روش به دلیل مزایای کاملاً شناخته شده این کامپوزیت‌ها که شامل مقاومت در برابر خوردگی، وزن و ضخامت کم، مقاومت و مدول ارتجاعی بالا، مقاومت در برابر عوامل محیطی، حمل و نقل و نصب آسان می‌باشد، بر روش‌های قدیمی برتری دارند. به همین دلیل امروزه از این مواد لحاظ تقویت خمشی، برشی و یا تقویت همزمان خمشی و برشی در انواع سازه‌ها به طور گسترده استفاده می‌شود [6].

عربزاده و همکاران [5] به بررسی رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت شده پل‌ها با مواد پلیمری پرداختند. آنها از روش چسباندن خارجی (EBR) و نصب نزدیک سطح (NSM) برای تقویت تیرهای بتن مسلح در پل‌ها استفاده کردند. میزان کارآمدی روش‌های نامبرده بر افزایش ظرفیت خمشی تیرهای بتنی تحت بارهای یکنواخت بررسی و اثبات شد. هم‌چنین نتایج نشان داد که با افزایش یک نسبت یکسان از CFRP به روش NSM، تیرهای تقویت شده به مقاومت نهایی بیشتری (حدود ۱۰٪) نسبت به تیرهای تقویت شده به روش EBR رسیدند.

اسلام و همکاران [7] شش عدد تیر عمیق بتن‌آرمه با نسبت دهانه به ارتفاع ۰/۸ را مورد آزمایش قرار دادند. بر اساس نتایج آنها تقویت برشی تیرهای عمیق بتن‌آرمه با الیاف FRP به روش EBR، ظرفیت باربری تیرها را تا ۴۰٪ افزایش داد. هم‌چنین گزارش شد که بهترین نتیجه زمانی حاصل می‌شود که ترک‌های قطری اصلی توسط ورق‌های FRP پوشانده شود [7].

البیده و همکاران [8] به بررسی طرح‌های مختلف تقویت برشی تیرهای عمیق با CFRP پرداختند. نتایج آنها نشان داد که اگرچه تقویت با FRP، مقاومت برشی تیرهای عمیق را بهبود می‌بخشد، ولی افزایش قابل توجهی در ظرفیت تغییرشکل تیرها ایجاد نمی‌کند. از م و همکاران [9]، اثربخشی سیستم‌های کامپوزیت مبتنی بر سیمان برای تقویت برشی تیرهای عمیق بتن‌آرمه را با یک سیستم CFRP بر پایه چسب مقایسه کردند. نتایج آنها نشان داد که سیستم‌های کامپوزیت مبتنی بر سیمان در مقایسه با سیستم‌های تقویت FRP مبتنی بر چسب بهتر عمل کردند. افزایش ظرفیت



شکل ۱. دهانه برشی، ارتفاع و سازوکار انتقال بار در تیرهای عمیق.

Fig. 1. Shear length, height and load transfer mechanism in deep beams

و بارهای متمرکز در محدوده $2h$ از بر تکیه‌گاه اعمال شده باشند [3]. در آیین‌نامه اروپایی [4] تنها رویکرد برشی برای تیرهای عمیق بررسی شده که در این حالت باید نسبت دهانه برشی به ارتفاع برای تیرهای دو سر ساده، ۳ باشد.

رفتار تیرهای عمیق برخلاف تیرهای معمولی بوده و به دلیل عمق زیاد این نوع از تیرها، در آنها تنش‌های صفحه‌ای ایجاد می‌شود. در حین خمش در تیرهای عمیق، صفحات خمش الزاما بعد از خمش به صورت صفحه‌ای نبوده و توزیع کرنش در آنها دیگر خطی نیست. به دلیل اینکه در تیرهای عمیق برش نقش زیادی در باربری دارد، تغییرشکل‌های برشی در مقابل تغییرشکل‌های خمشی قابل چشم‌پوشی نیست. در تیرهای عمیق برای تعیین رفتار نهایی و ظرفیت باربری، تحلیل‌های غیرارتجاعی صورت می‌پذیرد و تحلیل الاستیک برای تعیین محل و امتداد ترک‌های خمشی و برشی این تیرها انجام می‌شود. ظرفیت خمشی تیرهای عمیق را می‌توان با استفاده از تئوری خمش تیرهای معمولی با استفاده از بلوک تنش مستطیلی محاسبه نمود [5]. تفاوت زیادی بین طراحی آرماتور برشی در تیرهای عمیق و تیرهای معمولی وجود دارد. به دلیل اینکه در هنگام شکل گرفتن ترک‌های قطری، زاویه تنش کششی اصلی بیشتر از ۴۵ درجه است، لزوم وجود میلگردهای افقی جان از میلگردهای قائم جان بیشتر است. میلگردهای افقی به دلیل زاویه کمتر با ترک‌های قطری، سبب بهبود انتقال برش توسط پدیده قفل و بست دانه‌ای و مشارکت آنها در عملکرد شاخه‌ای می‌شود.

۲- تاریخچه تحقیقات پیشین

امروزه تقویت سازه‌های بتنی موجود به منظور تحمل بارهای اضافی و افزایش شکل‌پذیری سازه با استفاده از کامپوزیت‌های

باربری نهائی تیرهای بدون آرماتور برشی تقویت شده با این نوع کامپوزیت، ۲۳٪ در مقایسه با ۱۳٪ افزایش در تیرهای بدون خاموت تقویت شده با ورق های CFRP بود [9].

منصور و المادی [10]، رفتار تیرهای عمیق بتن آرمه تقویت شده با پلیمر مسلح شده با الیاف کربن و با روش NSM در اطراف محل قطع جریان برشی را بررسی کردند. بر اساس نتایج آنها، استفاده از دو نوار در تقویت برای بازیابی کامل سختی پس از ترک خوردگی تیر ضروری بود. همچنین افزایش مقدار CFRP در بندهای اطراف محل جریان برش، منجر به افزایش متناسب در افزایش مقاومت نشد [10].

برنینگهام و همکاران [11]، رفتار تیرهای عمیق بتن آرمه که با میله های CFRP بصورت خارجی و با پیش تنیدگی مقاوم سازی شدند، را مورد بررسی قرار دادند. نتایج آنها حاکی از افزایش ظرفیت نهائی تیر تقویت شده نسبت به تیرهای غیر مقاوم سازی شده است [11].

کوماری و نایاک [12] به تاثیر تقویت تیرهای عمیق بتنی با GFRP و بست های گازی (GAF) به روش نصب خارجی پرداختند. این نمونه ها دارای گشودگی های دایره ای و مربعی بودند. این پژوهشگران به این نتیجه رسیدند که مقاومت برشی تیرهای تقویت شده با GFRP در طول تیر تا ۳۱٪ و ۳۷٪، به ترتیب برای گشودگی های دایره ای و مربعی در مقایسه با تیرهای تقویت نشده، افزایش یافته بود [11].

هاتم و همکاران [12]، به تحلیل غیرخطی تیر عمیق بتن آرمه تحت تقویت برشی با روش NSM پرداختند. نتایج مدل سازی با نرم افزار آباکوس با نتایج آزمایشگاهی پیشین مقایسه شد. درصد خطای قابل مشاهده شده در مدل سازی با نرم افزار آباکوس، ۱۰٪ بود. همچنین بر اساس نتایج آنها NSM یک روش موثر، برای فراهم آوردن تقویت برشی مناسب برای تیر بتن آرمه عمیق بود. میلگردهای با فاصله کمتر که با استفاده از روش NSM در مقطع تیر بتنی عمیق جاسازی شده بودند، عملکرد مقاومتی بهتری از خود نشان دادند [12].

ابراهیم و همکاران [13] به بررسی تقویت برشی تیرهای بتنی عمیق که با استفاده از CFRP و GFRP و به روش NSM تقویت شده بودند، پرداختند. این تحقیقات نشان داد که استفاده از CFRP و GFRP باعث افزایش ظرفیت باربری بین ۲۹٪ تا ۵۶٪ می شود

[13]. روش NSM باعث می شود که شکل پذیری تیر بهبود یافته که تغییر شکل نهائی نمونه ۶۲٪ افزایش داشت. همچنین تیرهای تقویت شده، در بار نهائی عرض ترک کمتری نسبت به تیرهای تقویت نشده داشتند. در روش NSM، کرنش کششی به طور قابل ملاحظه ای افزایش داشت [13].

ژانگ و همکاران [14]، به بررسی تاثیر استفاده از تقویت U شکل بر رفتار تیرهای بتن مسلح به روش NSM پرداختند. پارامترهای مورد بررسی آنها، آرایش نوارهای FRP، نوع ماده تقویت، تعداد لایه ها، عرض و زاویه الیاف FRP بود. این تحقیق نشان داد که استفاده از تقویت U شکل باعث افزایش ظرفیت باربری و کرنش جلدشدگی تیر می شود. هم چنین مشخص شد که نوع ماده (CFRP یا GFRP) تاثیر اندکی بر ظرفیت نهائی تیر دارد. افزایش عرض و تعداد نوارهای تقویت باعث افزایش ظرفیت باربری تیرها شد [14].

عربزاده و مهان پور [15] به اثر ورق CFRP بر مقاومت برشی تیرهای دو سر گیردار عمیق پرداختند. نتایج آنها نشانه داد که این روش تقویت باعث افزایش باربری تیر به میزان ۵۱٪ می شود. در تمام این تحقیقات مشخص شده است که یکی از مشکلات اساسی در این روش از تقویت ها، جلدشدگی FRP و یا CFRP از سطح نمونه می باشد. از همین رو، در این تحقیق سعی شده است این مشکل را با روش شیار زنی و ایجاد اصطکاک بیشتر بین CFRP و سطح بتن بر طرف کرده و از جلدشدگی بین آنها جلوگیری نمود.

۳- برنامه آزمایشگاهی

در این قسمت به معرفی نمونه های مورد آزمایش پرداخته می شود. بارگذاری به صورت سه نقطه ای بوده که روی تیرهای عمیق بتن مسلح با نسبت دهانه به عمق مختلف انجام شد. روش های NSM و EBR به صورت ترکیبی برای تقویت برشی تیرها انتخاب شد. ظرفیت باربری و همچنین وضعیت ترک خوردگی و چگونگی فروپاشی (مود شکست) تیرها متغیرهای اصلی مقاله می باشد.

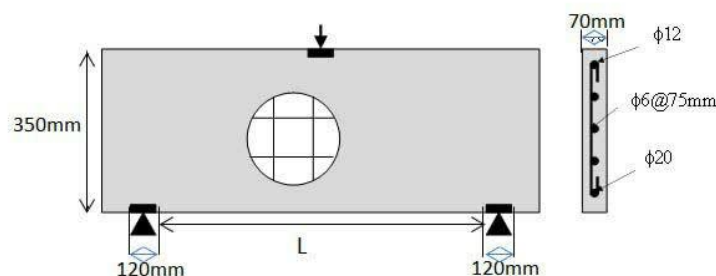
۳-۱- مشخصات نمونه ها

در این تحقیق شش عدد تیر بتنی عمیق با نسبت دهانه به عمق متفاوت با و بدون تقویت الیاف پلیمری کربنی مورد بررسی قرار

متغیر است. سطح مقطع تیرها ۳۵۰×۷۰ میلی متر و به صورت ثابت برای همه نمونه ها می باشد. در جداول (۱ و ۲) به ترتیب مشخصات نمونه های ساخته شده و مشخصات مصالح به همراه طرح اختلاط بتن به طور کامل ارائه شده است. به دلیل اینکه در این تحقیق عملکرد روش های تقویتی تیر عمیق مورد نظر بوده است، تیرها به لحاظ ارتفاع و ضخامت، آرماتورگذاری و مقاومت بتن مشابه بوده و تفاوت آنها در دهانه و روش تقویت است. بارگذاری تیرها به صورت بار مونوتونیک منفرد و در وسط دهانه است. برای ساخت این تیرها از بتن با مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال استفاده شده است.

گرفت. سه نمونه شاهد که در آنها از روش تقویت استفاده نشده است، به منظور مقایسه رفتار تیرهای تقویت شده ساخته شده اند. سطح مقطع تیرها ۳۵۰×۷۰ میلی متر و طول آنها ۱۶۴۰، ۱۲۹۰ و ۹۴۰ میلی متر می باشد. نمونه ای با ابعاد هندسی، موقعیت بارگذاری و جزئیات تکیه گاه ها در شکل (۲) نشان داده شد.

برای آرماتورگذاری مقطع، یک عدد میلگرد با قطر ۱۲ میلی متر در قسمت فوقانی مقطع، یک عدد میلگرد با قطر ۲۰ میلی متر در قسمت تحتانی و یک شبکه میلگرد میانی از آرماتور با قطر ۶ میلی متر با فاصله شبکه ۷۵ میلی متر قرار داده شده است. ابعاد صفحات بارگذاری ۱۲۰ میلی متر و طول L بر اساس نوع نمونه



شکل ۲. نمای کلی تیرهای ساخته شده در آزمایشگاه.

Fig. 2. overview of the test beams.

جدول ۱. مشخصات نمونه های ساخته شده.

Table 1. The sample's properties

Shear Rein		Bars		CFRP's details		(L/h) Length to height ratio	Sample name
horizontal	vertical	up	down	Number of grooves	Width (mm)		
Ø6@75mm	Ø6@75mm	1Ø12	1Ø20	-	-	2	C1
				-	-	3	C2
				-	-	4	C3
				3	30	5	C1-NSM-EBR
				3	30	6	C2-NSM-EBR
				5	30	7	C3-NSM-EBR

جدول ۲. مشخصات مصالح و طرح اختلاط بتن.

Table 2. The material properties and concrete mixing plan

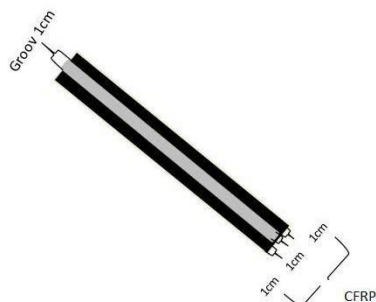
Concrete properties	Water (kg/m3)	Cement (kg/m3)	Fine Aggregate (kg/m3)	Coarse Aggregate (kg/m3)	Admixture (g/m3)	Concrete strength (MPa)
	11	27	100	70	68	30
Steel	Reinforcement		Yield Strength (MPa)		Ultimate Strength (MPa)	
	φ6		445		445	
	φ12		388		388	
	φ20		630		630	
CFRP	Tensile Strength (MPa)		Elastic Modulus (GPa)		Thickness (mm)	
	4950		240		0.01	



(ب)



(الف)



شکل ۳: جزئیات تقویت تیرها (الف) صرفاً شیار زنی، (ب) بعد از چسباندن ورق CFRP و (ج) جزئیات نصب ورقها

Fig. 3. strengthen details (a) only grooving (b) adding CFRP (c) Schematic representation of the CFRP installation method

CFRP هم در داخل شیارها و هم اطراف آنها می‌شود که همین موضوع به ترکیب طرح‌های تقویتی NMS و EBR انجام می‌شود. در نهایت روی شیارها و اطراف آنها دوباره به چسب آغشته شده به طوری که شیارها کاملاً با چسب پر شده‌اند. در شکل (۳) جزئیات نصب ورق‌ها ارائه شده است.

۳-۳- وسائل اندازه‌گیری

در همه نمونه‌ها، نیرو به صورت مونوتونیک و منفرد به وسط دهانه تیر وارد می‌شود. برای اندازه‌گیری جابه‌جایی از دو عدد LVDT استفاده شده است که یکی از آنها، در سطح پشتی، در وسط تیر و دیگری در بالای تیر، در راستای مرکز صفحه تکیه‌گاه آن قرار داده شده است. جزئیات آزمایش و وسائل اندازه‌گیری در شکل (۴) نمایش داده شده است.

۴- نتایج آزمایشگاهی

در این قسمت اثر روش تقویت NMS-EBR بر رفتار تیرهای عمیق مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۱- الگوی ترک خوردگی

همانطور که در شکل (۵ الف) نمایش داده شده است، در نمونه C1 که نسبت دهانه به ارتفاع آن برابر ۲ بوده و فاقد تقویت می‌باشد، دسته‌ای از ترک‌های برشی با عرض زیاد در اطراف

۳-۲- روش تقویت نمونه‌ها

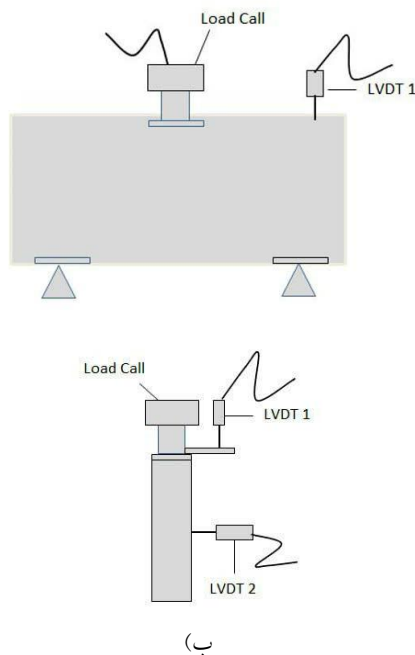
همانطور که در بخش‌های قبلی نیز عنوان شد، هدف انجام این تحقیق، بررسی تأثیر طرح تقویت تیرهای عمیق به روش ترکیبی NMS-EBR بر رفتار آنها می‌باشد. نوارهای تقویتی طوری انتخاب و اجرا شده‌اند که باندهای کششی در تیر را به لحاظ ترک خوردگی پوشش دهد و باعث بهبود رفتار برشی آن شود. در این بخش، روش مورد استفاده در این تحقیق شرح داده می‌شود.

همان‌طور که در شکل (۳) نشان داده شده است، برای تقویت تیرهای عمیق این تحقیق، در ابتدا ۳ شیار، به وسیله سنگ فرز، با فاصله عمودی ۱۰۰ میلی‌متر از یکدیگر روی و پشت نمونه‌ها ایجاد شده است که عرض و عمق شیارها به ترتیب، ۱۰ و ۵ میلی‌متر می‌باشند. طول بلندترین شیار، یعنی شیار وسط، برابر با عرض مقطع، یعنی ۲۵ سانتی‌متر، بوده و طول شیارهای کناری آن برابر با ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. سپس این شیارها با فرچه سیمی تمیز و بادگیری شده تا سطح شیار به طور کامل تمیز و عاری از هر گونه خرده بتن باشد. در مرحله بعد، داخل و اطراف شیارها با چسب رزین آغشته شده است. ورق‌های CFRP با عرض ۳۰ میلی‌متر به داخل شیارها و نواحی اطراف آنها که آغشته به چسب رزین هستند انتقال داده شده تا در موقعیت و عمق مناسب قرار گیرند. بیشتر؟ بودن عرض ورق‌های CFRP (۳۰ میلی‌متر) نسبت به عرض شیارها (۱۰ میلی‌متر) منجر به اندرکنش بین بتن با ورق

گونه‌ای که در نمونه C3، مود شکست برشی حاکم در نمونه‌های C1 و C2 تغییر کرده و مود شکست این نمونه خمشی می‌باشد. در ادامه، همانطور که در شکل (۵ ب) نمایش داده شده‌است، در نمونه C1-NSM-EBR که نسبت دهانه به ارتفاع آن ۲ بوده و با روش NSM-EBR تقویت شده، در هنگام بارگذاری مشاهده شد که ابتدا ترک‌ها در اطراف شیارهای NSM ایجاد می‌شود و سپس عرض آنها افزایش می‌یابد. در این حالت تعداد ترک‌ها نسبت به نمونه بدون تقویت مشابه (C1) افزایش داشته‌است. به همین دلیل می‌توان انتظار افزایش باربری از نمونه تقویت شده داشت. همچنین مشاهده شد که به دلیل اینکه این شیارهای تقویت شده سبب افزایش طول ناحیه باند کششی شده‌اند، عملاً به جای دو باند کششی، چهار باند کششی به صورت لوزی در اطراف شیارها ایجاد شده‌است که همین مورد سبب افزایش ظرفیت باربری برشی نمونه می‌شود. باز هم شکست نمونه به صورت برشی است ولی با این تفاوت که هم ظرفیت و هم تعداد ترک‌های برشی افزایش داشته‌یافته‌است. علاوه بر این، مشاهده شد که جداشدگی بین الیاف‌ها و شیارها رخ نداده‌است که منجر به جلوگیری از شکست زودرس سیستم تقویتی شده‌است.

تکیه‌گاه‌ها دیده می‌شود. این ترک‌ها عمدتاً از قسمت بارگذاری شروع و به سمت تکیه‌گاه تیر حرکت کرده‌اند. به دلیل ایجاد این ترک‌های ۴۵ درجه در تیر، شکست برشی با ظهور ترک‌های قطری با عرض زیاد در تیر مشهود است. اولین ترک‌های اصلی تحت بار ۴۹ کیلونیوتن و تغییر مکان ۳/۲ میلی‌متر ایجاد شده و سپس با ادامه بارگذاری به تعداد و عرض ترک‌ها افزوده شده‌است. این نوع شکست یکی از شکست‌های مطلوب برای تیرهای عمیق می‌باشد، که نهایتاً پس از به وجود آمدن ترک‌های قطری اصلی شکل می‌گیرند. سپس در بار نهایی صفحه شکست در راستای یکی از همین ترک‌های قطری قرار می‌گیرند و شکست نهایی رخ می‌دهد، به طوری که در طی بارگذاری می‌توان نوع شکست برشی را مشاهده نمود.

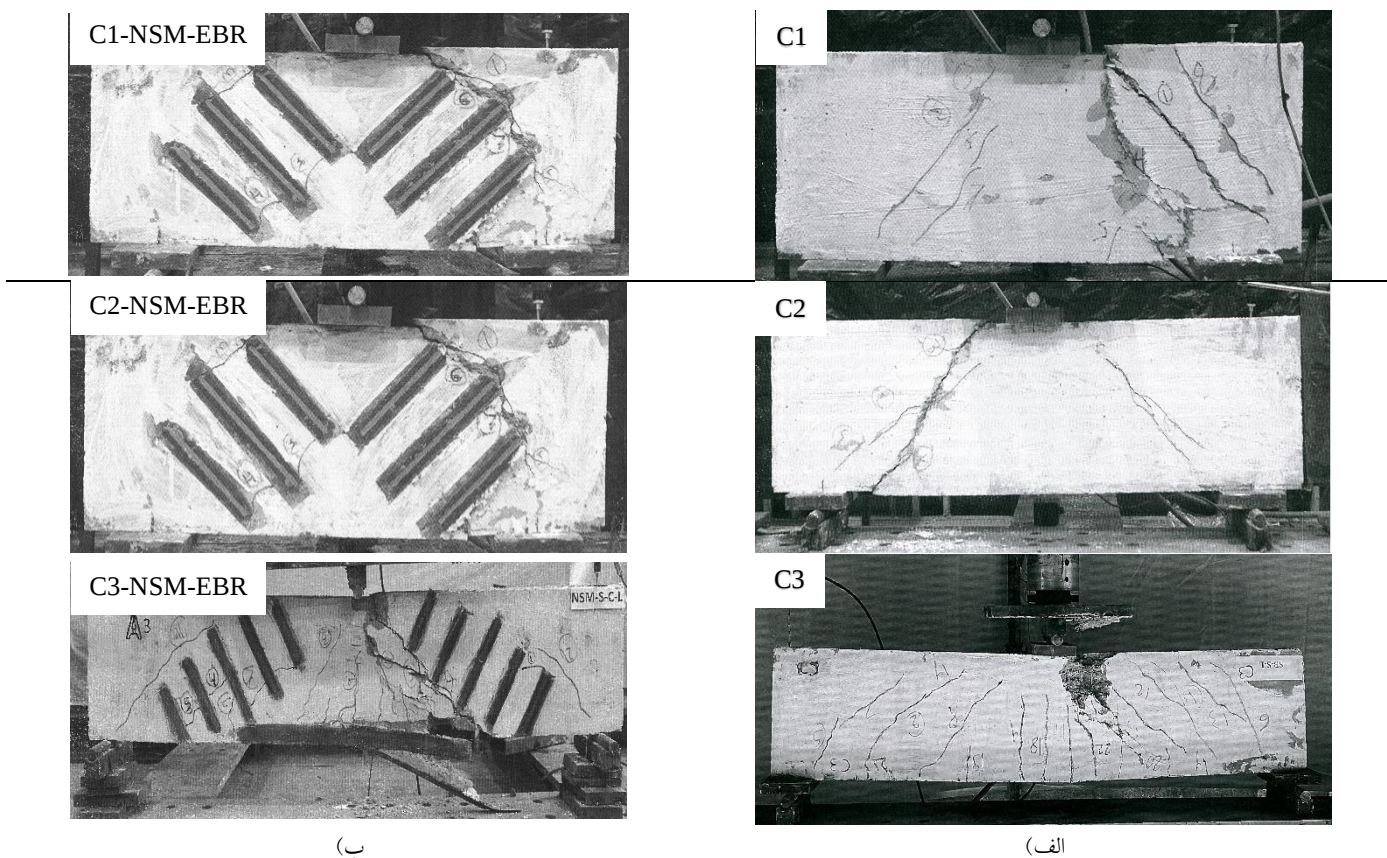
این موارد در سایر نمونه‌های بدون تقویت یعنی C2 و C3 نیز قابل مشاهده می‌باشد. اما باید توجه داشت که با افزایش نسبت دهانه به ارتفاع در این تیرها، از تعداد و عمق ترک‌های برشی کم شده و ترک‌های ناشی از خمش افزایش می‌یابد. همانطور که در شکل (۵ الف) نمایش داده شده‌است، از نمونه C1 با نسبت دهانه به ارتفاع ۲، به نمونه‌های C2 و C3 به ترتیب با نسبت دهانه به ارتفاع ۳ و ۴، اثر برش کاسته شده و اثر خمش افزایش می‌یابد. به



(الف)

شکل ۴. جزئیات آزمایش و وسایل اندازه‌گیری؛ الف) دستگاه انجام آزمایش و بارگذاری، ب) محل قرار گیری جابه‌جایی سنج‌ها

Fig. 4. Test Setup; a) Loading frame; b) Schematic representation of the LVDTs and Load Cell installation method (main and lateral sides)



شکل ۵: الگوی ترکخوردگی تیرهای عمیق (الف) تقویت نشده (ب) تقویت شده به روش NSM-EBR
Fig. 5. Deep beams crack pattern a) not strengthen b) strengthen by NSM-EBR method

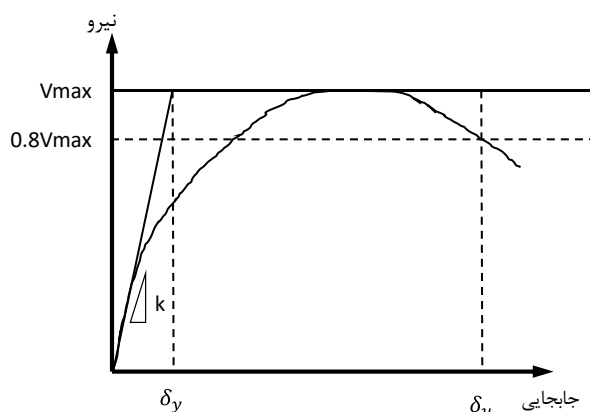
است و بقیه ترک‌های از ناحیه خارج شیارها تشکیل شده‌اند. این موارد در سایر نمونه‌های بدون تقویت یعنی C2 و C3 نیز قابل مشاهده می‌باشد. اما باید توجه داشت که با افزایش نسبت دهانه به ارتفاع در این تیرها، از تعداد و عمق ترک‌های برشی کم شده و ترک‌های ناشی از خمش افزایش می‌یابد. همانطور که در شکل (۵ الف) نمایش داده شده‌است، از نمونه C1 با نسبت دهانه به ارتفاع ۲، به نمونه‌های C2 و C3 به ترتیب با نسبت دهانه به ارتفاع ۳ و ۴، اثر برش کاسته شده و اثر خمش افزایش می‌یابد. به گونه‌ای که در نمونه C3، مود شکست برشی حاکم در نمونه‌های C1 و C2 تغییر کرده و مود شکست این نمونه خمشی می‌باشد.

در ادامه، همانطور که در شکل (۵ ب) نمایش داده شده‌است، در نمونه C1-NSM-EBR که نسبت دهانه به ارتفاع آن ۲ بوده و با روش NSM-EBR تقویت شده، در هنگام بارگذاری مشاهده شد که ابتدا ترک‌ها در اطراف شیارهای NSM ایجاد می‌شود و سپس عرض آنها افزایش می‌یابد. در این حالت تعداد ترک‌ها نسبت به نمونه بدون تقویت مشابه (C1) افزایش داشته است. به همین دلیل

در ادامه تصویر (۵ ب)، الگوی ترک خوردگی و مود شکست نمونه‌های C2-NSM-EBR و C3-NSM-EBR نیز نمایش داده شده است. در نمونه C2-NSM-EBR نیز شکست برشی مشهود است. اما در مقایسه با نمونه تقویت نشده مشابه (C2)، در این نمونه تثبیت شده، باندهای کششی ترک خورده افزایش داشته و یک حالت لوزی در اطراف ناحیه ترک خورده ایجاد شده‌است. همچنین یک سری ترک‌های برشی ۴۵ درجه در سمت راست نمونه مشاهده می‌شود. ولی تمرکز اصلی ترک‌ها در قسمت سمت چپ تیر است. تعداد ترک‌ها و عرض آنها نسبت به نمونه شاهد C2 بهبود داشته است. افزایش ناحیه کششی و تعداد ترک‌ها باعث افزایش ظرفیت باربری می‌شود که در این تیر قابل مشاهده است. در تصویر مربوط به نمونه C3-NSM-EBR، برخی ترک‌های خمشی در وسط تیر مشاهده می‌شود. اما در مقایسه با نمونه تیر بدون تقویت مشابه (C3) مود شکست تیر از شکست خمشی به شکست برشی تغییر یافته‌است. ترک‌های برشی در اطراف شیارهای NSM مشاهده می‌شود. فقط دو ترک از ناحیه شیارها عبور کرده

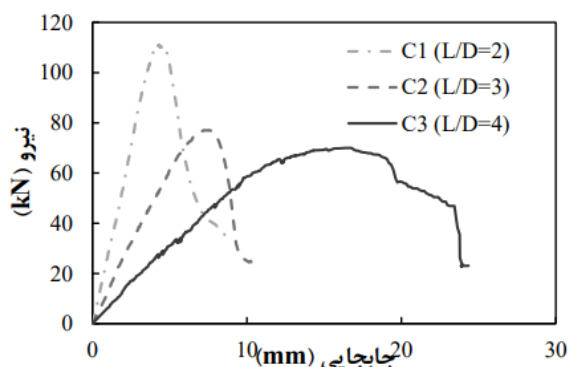
جابه‌جایی نهایی در نظر گرفته می‌شود. همچنین، جابه‌جایی متناظر با خط واصل شیب ناحیه ابتدایی منحنی و خط افقی متناظر با مقاومت حداکثر نیز به عنوان جابه‌جایی تسلیم نمونه استفاده می‌شود. مقدار شکل‌پذیری به نسبت جابه‌جایی نهایی و جابه‌جایی تسلیم تعریف می‌شود.

در شکل (۷) منحنی بار-جابه‌جایی نمونه‌های بدون تقویت (C1، C2 و C3) با نسبت دهانه به عمق‌های مختلف نشان داده شده است. همانطور که در این شکل قابل مشاهده است، با افزایش نسبت دهانه به ارتفاع، ظرفیت باربری و سختی نمونه کاهش یافته، اما شکل‌پذیری آن افزایش می‌یابد. مقدار مقاومت نهایی نمونه‌های شاهد C1، C2 و C3 به ترتیب ۱۱، ۷۷ و ۷۰ کیلونیوتن می‌باشد. با افزایش نسبت دهانه به عمق از ۲ به ۳ مقدار مقاومت نمونه حدود ۳۱٪ کاهش داشته است. همچنین با افزایش دهانه به ارتفاع ۲ به ۴، مقدار مقاومت حدود ۳۷٪ کاهش داشته است.



شکل ۶. منحنی بار - جابه‌جایی برای تعیین شکل‌پذیری

Fig. 6. Load -displacement curve for calculating ductility



شکل ۷. منحنی بار - جابه‌جایی نمونه‌های بدون تقویت

Fig. 7. load -displacement curve of samples without strengthening

می‌توان انتظار افزایش باربری از نمونه تقویت شده داشت. همچنین مشاهده شد که به دلیل اینکه این شیارهای تقویت شده سبب افزایش طول ناحیه باند کششی شده‌اند، عملاً به جای دو باند کششی، چهار باند کششی به صورت لوزی در اطراف شیارها ایجاد شده‌است که همین مورد سبب افزایش ظرفیت باربری برشی نمونه می‌شود. باز هم شکست نمونه به صورت برشی است ولی با این تفاوت که هم ظرفیت و هم تعداد ترک‌های برشی افزایش داشته یافته‌است. علاوه بر این، مشاهده شد که جداشدگی بین الیاف‌ها و شیارها رخ نداده است که منجر به جلوگیری از شکست زودرس سیستم تقویتی شده است.

در ادامه تصویر (۵ ب)، الگوی ترک خوردگی و مود شکست نمونه‌های C2-NSM-EBR و C3-NSM-EBR نیز نمایش داده شده است. در نمونه C2-NSM-EBR نیز شکست برشی مشهود است. اما در مقایسه با نمونه تقویت نشده مشابه (C2)، در این نمونه تثویت شده، باندهای کششی ترک خورده افزایش داشته و یک حالت لوزی در اطراف ناحیه ترک خورده ایجاد شده‌است. همچنین یک سری ترک‌های برشی ۴۵ درجه در سمت راست نمونه مشاهده می‌شود. ولی تمرکز اصلی ترک‌ها در قسمت سمت چپ تیر است. تعداد ترک‌ها و عرض آنها نسبت به نمونه شاهد C2 بهبود داشته است. افزایش ناحیه کششی و تعداد ترک‌ها باعث افزایش ظرفیت باربری می‌شود که در این تیر قابل مشاهده است. در تصویر مربوط به نمونه C3-NSM-EBR، برخی ترک‌های خمشی در وسط تیر مشاهده می‌شود. اما در مقایسه با نمونه تیر بدون تقویت مشابه (C3) مود شکست تیر از شکست خمشی به شکست برشی تغییر یافته‌است. ترک‌های برشی در اطراف شیارهای NSM مشاهده می‌شود. فقط دو ترک از ناحیه شیارها عبور کرده است و بقیه ترک‌های از ناحیه خارج شیارها تشکیل شده‌اند.

۲-۴- منحنی نیرو - جابه‌جایی

در این قسمت، به بررسی منحنی نیرو - جابه‌جایی نمونه‌های آزمایشگاهی پرداخته شده و تاثیر روش ترکیبی NSM-EBR بر آنها مورد بحث قرار گرفته است. به منظور بررسی کمی و عددی سختی و شکل‌پذیری نمونه‌ها از منحنی دو خطی مطابق شکل (۶) استفاده می‌شود. مطابق این منحنی، جابه‌جایی متناظر با مقاومتی که به میزان ۲۰٪ از مقدار مقاومت حداکثر افت پیدا کرده، به عنوان

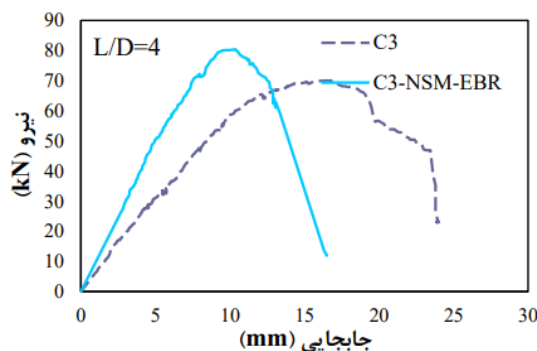
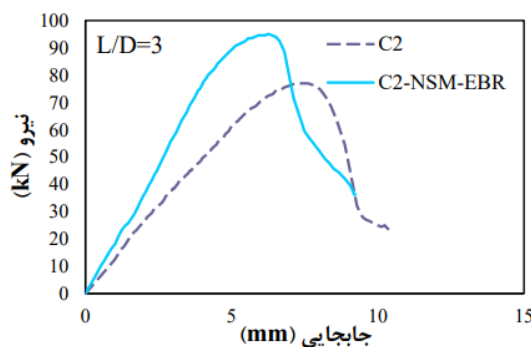
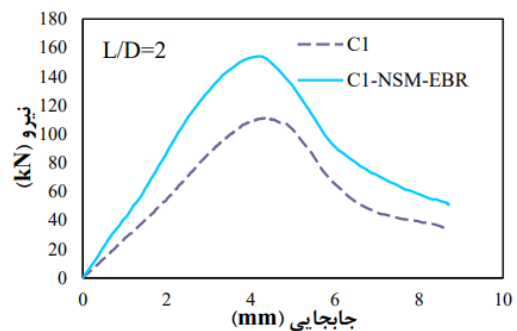
در ادامه در شکل (۸)، نمودار منحنی نیرو - جابه‌جایی نمونه‌های تقویت شده، در کنار نمونه‌های تقویت نشده مشابه رسم شده‌اند و تاثیر این روش از تقویت روی تیرهای عمیق مورد بررسی قرار گرفته است.

در شکل (۸) منحنی بار-جابه‌جایی نمونه تقویت شده با نسبت دهانه به ارتفاع ۲ در مقایسه با نمونه شاهد C1 نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که مقدار ظرفیت باربری نمونه تقویت شده بیشتر از نمونه تقویت نشده است. همچنین سختی نمونه به دلیل کاهش ترک خوردگی، افزایش داشته و سختی تیر تقویت شده نیز افزایش داشته است. مقدار مقاومت نمونه تقویت شده و بدون تقویت به ترتیب، ۱۵۴ و ۱۱۱ کیلونیوتن می‌باشد که با تقویت برشی نمونه مقدار مقاومت حدود ۳۹٪ افزایش داشته است. همانطور که از این شکل برای نمونه دوم مشاهده می‌شود، با ایجاد طرح تقویت، مقدار مقاومت و سختی افزایش داشته است. مقدار جابه‌جایی نهایی اندکی کاهش یافته که نشان می‌دهد افزایش سختی نمونه سبب کاهش شکل پذیری نمونه شده است. در این حالت مقدار مقاومت نمونه تقویت شده نسبت به نمونه بدون تقویت حدود ۲۳٪ افزایش داشته است.

در نهایت، برای نمونه آخر، با اجرای طرح تقویت مذکور، مقدار مقاومت حدود ۱۴٪ افزایش داشته است. مقدار سختی نمونه پس از تقویت نیز افزایش یافته است. یعنی با توجه به نوع تقویت تیر، مود شکست تیر از خمشی به برشی تغییر کرده و همچنین سختی تیر افزایش داشته است. این افزایش سختی به دلیل کاهش تعداد و عرض ترک‌ها می‌باشد.

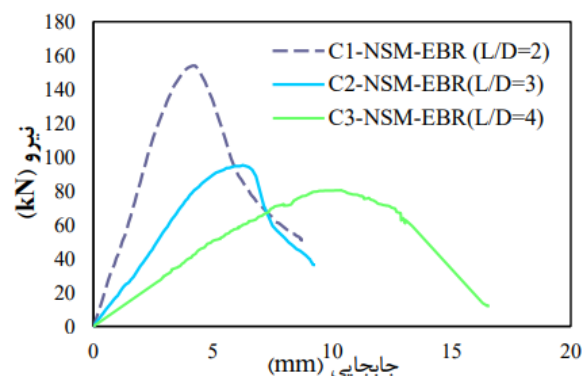
در شکل (۹) نمونه‌های تقویت شده به روش ترکیبی NSM-EBR در کنار یکدیگر رسم شده و تاثیر نسبت دهانه به عمق تیرها بر این روش تقویت بررسی شده است. همانطور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، مشابه با روند موجود در نمونه‌های بدون تقویت، با افزایش نسبت دهانه به ارتفاع، مقاومت و سختی کاهش یافته اما شکل پذیری افزایش می‌یابد.

خلاصه نتایج شرح داده شده در جدول (۳) جمع‌آوری شده است. با افزایش نسبت دهانه به ارتفاع شکل‌پذیری نمونه‌ها افزایش می‌یابد. با توجه به اینکه مود شکست تیرهای عمیق عمدتاً به صورت برشی است ولی با این حال وجود یک شکل‌پذیری برای آنها ضروری است. نمونه با نسبت دهانه به ارتفاع ۴ دارای



شکل ۸. منحنی بار - جابه‌جایی نمونه‌های بدون تقویت در کنار نمونه‌های تقویت شده مشابه

Fig. 8. load - displacement curve of deep beams with and without NSM-EBR strengthen method.



شکل ۹. منحنی بار-جابه‌جایی تیر عمیق با نسبت دهانه‌های مختلف و روش تقویت NSM-EBR

Fig. 9. load - displacement curve of deep beams with different L/h ratio

جدول ۳. نتایج مربوط به نمونه‌های با و بدون تقویت برشی.

Table 3. Results for samples with and without shear strengthening

Failure Type	Stiffness (kN/mm)	Ductility factor	Ultimate (mm) Disp	Yield Disp (mm)	Max Load (kN)	Strengthening method	Length to height ratio (L/h)	Sample name
Shear	30.08	1.47	5.42	3.69	111	–	2	C1
Shear	13.57	1.55	8.66	5.60	77	–	3	C2
flexural	6.63	1.88	19.84	10.56	70	–	4	C3
Shear	46.95	1.63	5.33	3.28	154	NSM-EBR	2	C1-NSM-EBR
Shear	20.04	1.47	6.99	4.74	95	NSM-EBR	3	C2-NSM-EBR
Shear	10.18	1.64	12.90	7.86	80	NSM-EBR	4	C3-NSM-EBR NSM-EBR

روند مشخصی مشاهده نمی‌شود. فقط در نمونه C1 که نسبت دهانه به ارتفاع آن ۲ می‌باشد، تقویت برشی سبب افزایش حدود ۱۱٪ در شکل‌پذیری نمونه شده است. در شکل (۱۰ ب) مشاهده می‌شود که سختی نمونه همبستگی معکوس قوی با نسبت دهانه به ارتفاع دارد. همین روند در نمونه‌های تقویت شده نیز مشاهده می‌شود. تقویت برشی نمونه‌ها به روش NSM-EBR می‌تواند سبب افزایش سختی تیرهای عمیق شود. مقدار افزایش سختی در نمونه C1، C2 و C3 که به روش NSM-EBR تقویت شده‌اند به ترتیب، حدوداً ۵۶٪، ۴۶٪ و ۵۴٪ می‌باشد.

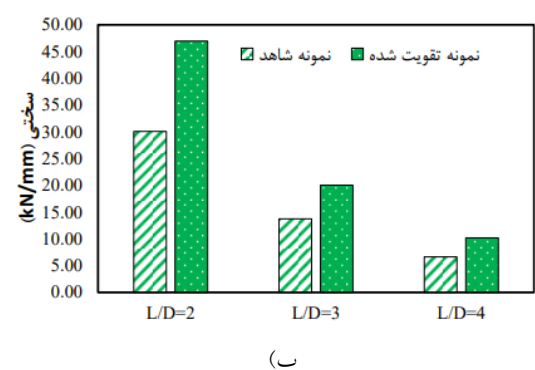
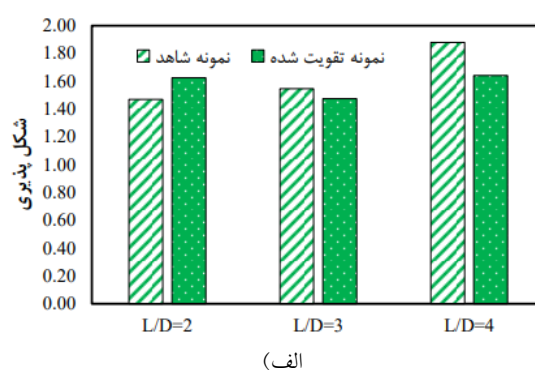
۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله به صورت آزمایشگاهی یک روش نوین یعنی NSM-EBR برای تقویت برشی تیرهای عمیق با نسبت دهانه به عمق ۲، ۳ و ۴ پیشنهاد شد. بر اساس تحقیق انجام شده، می‌توان نتیجه گرفت:

۱- نسبت دهانه به عمق تیر تاثیر زیادی بر نوع شکست داشت به طوری که هرچه این نسبت افزایش می‌یابد، تعداد ترک‌ها افزایش می‌یابد زیرا مود شکست به سمت خمشی متمایل می‌شود. همچنین هرچه این نسبت افزایش می‌یابد، مقاومت نمونه کمتر و شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.

۲- با تقویت برشی تیرهای عمیق با استفاده از روش NSM-EBR، نوع شکست تیرهایی با نسبت دهانه به ارتفاع ۲ و ۳، تغییری نکرده اما ظرفیت باربری تیرها افزایش یافت. همچنین با این تقویت در تیری با نسبت دهانه به ارتفاع ۴، علاوه افزایش ظرفیت باربری، نوع شکست نیز به خمشی تغییر یافت.

۳- در حالت‌های شکست مشاهده شد که هیچ گونه جداشدگی و لغزش در سیستم تقویت NSM-EBR مشاهده نشد. به دلیل وجود



شکل ۱۰. مقایسه نمونه‌ها از نظر الف) نسبت شکل‌پذیری و ب) سختی

Fig. 10. Comparison of the samples in terms of a) ductility ratio and B) stiffness

شکل‌پذیری بیش‌تری نسبت به نمونه‌های دیگر است. در همه نمونه به جز نمونه C1 با تقویت تیرها، شکل‌پذیری کاهش داشته است. به دلیل اینکه وجود تقویت با مواد CFRP سبب سخت‌تر شدن نمونه‌ها شده، مقدار شکل‌پذیری در نمونه‌ها کاهش می‌یابد. سختی و شکل‌پذیری نمونه‌ها بطور خاص، در شکل (۱۰) رسم شده است.

همانطور که در شکل (۱۰ الف) مشاهده می‌شود، در نمونه‌های شاهد بدون تقویت، با افزایش نسبت دهانه به ارتفاع، مقدار شکل‌پذیری افزایش می‌یابد ولی در مورد نمونه‌های تقویت شده

تعارض منافع

نویسندگان هیچ گونه تعارض منافی ندارند.

سهم نویسندگان

۷۰٪ استاد راهنما - ۳۰٪ دانشجو.

منابع مالی

از هیچ گونه منابع مالی دانشگاه و غیره استفاده نشده است.

قدردانی نویسندگان

مقاله هیچ گونه حمایتی از مراکز یا دانشگاه ندارد.

References

- Road, Housing and Urban Development Research Center. 1399 (2020). *Design and implementation of reinforced concrete buildings*. Fourth edition. Tehran: Road, Housing and Urban Development Research Center.
- Arabzadeh, A., Abdul Samad, R. & Danehjoo, F. 1391 (2012). Examination of the limited components of the behavior of reinforced concrete beams of bridges with composite materials. *Journal of Transportation Engineering*, Third year.
- ACI Committee 318. 2019. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) Commentary*. Farmington Hills: American Concrete Institute.
- Eurocode 2. 2005. *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*.
- Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. & Lam, L. 2002. FRP Strengthened RC Structures. *Journal of Composites for Construction*, 6(3), pp. 232-245.
- Islam, M.I., Mansur, M.A. & Maalej, M. 2005. Shear strengthening of reinforced concrete deep beams using externally bonded FRP system. *Cement and Concrete Composites*, 27(3), pp. 413-420.
- Albidah, A., Abadel, A., Abbas, H., Almusallam, T. & Al-Salloum, Y. 2019. Experimental and analytical study of strengthening schemes for shear deficient RC deep beams. *Construction and Building Materials*, 216, pp. 673-686.
- Azam, R., Soudkib, K., Westb, J.S. & Noël, M. 2018. Shear strengthening of RC deep beams with cement-based composites. *Engineering Structures*, 172, pp. 929-937.
- Mansour, M. & El-Maaddawy, T. 2021. Testing and modeling of deep beams strengthened with NSM-CFRP reinforcement around cutouts. *Case Studies in Construction Materials*, 15, e00670.
- Burningham, C.A., Pantelides, C.P. & Reaveley, L.D. 2015. Repair of reinforced concrete deep beams using posttensioned CFRP rods. *Composite Structures*, 125, pp. 256-265.
- Kumari, A. & Nayak, A.N. 2021. An experimental approach for strengthening of RC Deep Beams with web openings using GFRP fabrics and gas actuated fasteners. *Journal of Building Engineering*, 35, 102027.
- Al-Issawi, A.S.H. & Kammona, H.H. 2018. Estimation of Maximum Shear Capacity of RC Deep Beams Strengthened by NSM Steel Bars. *Journal of University of Babylon, Engineering Sciences*, 26(3).
- Hatem, M., Samad, A.A., Mohamad, N., Inn, G.W. & Mustafa, W. 2020. Numerical analysis of RC deep beams strengthened in shear with NSM CFRP bars. *Journal of Xi'an University of Architecture & Technology*.
- Ibrahim, M., Wakjira, T. & Ebead, U. 2020. Shear strengthening of reinforced concrete deep beams using near-surface mounted hybrid carbon/glass fiber reinforced polymer strips. *Engineering Structures Journal*, 210, 110412.
- Zhang, S.S., Kea, Y., Smith, S.T., Zhu, H.P. & Wang, Z.L. 2021. Effect of FRP U-jackets on the behavior of RC beams strengthened in flexure with NSM CFRP strips. *Composite Structures*, 256, 113095.
- Arabzade, A. & Mahanpoor, H. 2011. The Experimental Study of the Effect of FRP Laminates on Shear Strength of RC Fixed Ended Deep Beams. *MCEJ*, 11.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Arabzadeh, A., Bahel Jadan, A. 2026. Effect of the crater-height ratio on the shear behavior of deep concrete beams reinforced with carbon polymer fibers by the NSM-EBR method, *Modares Civil Engineering journal*, 25(6), pp. 110-112

DOI: 10.48311/mcej.2026.12728



Content

Article Title and Authors Names	Page
Mechanical Properties and Shrinkage of Cement Mortars Modified by Latex Styrene Acrylic and Polyvinyl Alcohol..... <i>AmirAbbas Rahmati, Leyla Adelzade Saadabadi, Meysam bayat, Hossein abbastabar Ahangar</i>	7
Numerical investigation of energy dissipation and flow aeration on flat stepped spillways <i>Mehdi Shokri Kaveh, Farzin Salmasi, Akram Abbaspour</i>	21
Probabilistic estimation of repair cost for Performance assessment of concrete special moment frames..... <i>S. Abbasgholinia, H. Khosravi, S. Vaseghiamiri</i>	37
application of magnetorheological dampers in improving the seismic performance of irregular structures against the effects of wind load variation due to climate change..... <i>Marzieh Norouzi, Pedram Ghaderi</i>	53
Evaluation of retrofit Methods for Concrete Slabs Against Blast Loads to Avoid Brittle damage..... <i>Seyed Ahmad Hosseini, Alireza Gandomkar Jooshghani, Taraneh Amin Taheri</i>	69
Dynamic analysis of a heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid and with depth-varying permeability under vertical loading <i>Nima Saraee, Kiyumars Sahebkar</i>	83
Effect of the crater-height ratio on the shear behavior of deep concrete beams reinforced with carbon polymer fibers by the NSM-EBR method <i>Abolfazl ArabZadeh, Aswan Bahl Al-jeddan</i>	101

Guide for authors

Authors are requested to follow the instructions below in the submitted manuscripts.

- 1- It must be noticed that Modares civil journal is officially a Persian journal and manuscripts must be provided in Farsi.
- 2- Manuscripts to be submitted in Modares civil journal include the research papers expressing the authors investigations in civil engineering branches (Structural Engineering, Earthquake Engineering, Hydraulic Structures, Water resource and coastal engineering, Geotechnical Engineering Road construction Transportation Management, water and environmental engineering). The journal is indexed in scientific database of ISC and SID.
- 3- Submission of an article implies that the work described has not been published previously (except in the form of an abstract or as part of a published lecture or academic thesis or as an electronic preprint) or is not under review by another journal. Authors are responsible for the points which are mentioned through the text and the journal has the official right for accepting or rejecting the manuscripts.
- 4- Manuscripts to be published in this journal are of two types:
 - a. Original research papers: preferably no more than 12 pages of journal format including tables and illustrations with minimum and maximum of 2500 and 3500 words, respectively.
 - b. Short communications: no more than 10 pages of journal format including tables and illustrations with maximum of 2500 words.

Note 1: Review papers are accepted if written by experienced authors having special publications on the reviewed topics.

Note 2: Translated papers are not considered in review process.

- 5- Ensure that the following items are provided in your manuscript:
 - a. Title, Abstract, Keywords (4 words), all in Farsi Authors Names. They must be introduced by their full name and their affiliation. One author has been designated as the corresponding author with contact details: E mail address, Full postal address, Telephone and Fax number.
 - b. Body of the manuscript including introduction, description of the applied or proposed research approach, analysis and discussion, conclusion, acknowledgment and references.
 - c. Title, Keywords (4 words), Author names and addresses all in English. English Extended Abstract (maximum of one page and 500 words).
- 6- Please check the following notes in the body of your manuscript:
 - a. Fundamental expressions and terms must be represented by best phrases in Farsi. Abbreviations are to be referenced in footnotes.
 - b. Figures, graphs and tables must be represented by their referred order. Figures are to be sent individually with the resolution of 300 dpi in black and white format. Title of the figures and tables must be presented in both Farsi and English, at the lines up and bottom of the objects, respectively.
 - c. Using grid and border lines are not accepted for tables and graphs.
- 7- Under the "Reference" section, referred publications must be sorted by their appearance through the text. The way in which the references are introduced is as below:
 - a. Books: Last name, First name of the author(s), Title, Translator's name, Publication country (city), Publication company, Year of publication, Number of pages.
 - b. Papers: Last name, First name of the author(s), Title, Journal Name, Series (Volume), Year of publication, page numbers.

- 8- Journal format contains single line, double column (with 1 cm space between) manuscripts written by Narrow B Lotus font (12pt) for Persian contents and Times New Roman (10pt) for English contents in Microsoft Word 2010 and A4 Paper with 1.5cm margins from left and right.
- 9- Papers extracted from the PhD or MSc dissertations, are published with the names of student, supervisor and advisors. In this case, the supervisor is introduced as corresponding author.
- 10- To submit the paper, an author have to:
 - a. Register in journal's web page.
 - b. Follow the step by step procedure of uploading the required information.
 - c. Upload the manuscript and related files.
 - d. Obtain the submission code and save it for further use.

Editorial office of Journal:

Faculty of civil and environmental engineering, Tarbiat Modares University, Jalal e al e Ahmad highway,
Tehran.

Post box: 14115-143

Phone and Fax: +98 21 82884950

Website: <http://civil.journals.modares.ac.ir>

Email: civiljournal@modares.ac.ir

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University
Scientific Research Quarterly
Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)

Founder and Publisher: Tarbiat Modares University
Executive Manager: Farhad Daneshjoo (Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)
Editor In Chief: Masoud Ghodsian (Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)
Assistant Director: Zahra khoiniha

Editorial Board:

Dr. Abas	Afshar	Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology
Dr. Ali Akbar	Aghakochak	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Mohammad Taghi	Ahmadi	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Hamid	Behbahani	Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology
Dr. Farhad	Daneshjoo	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Hossein	Ganjidoust	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. GholamReza	Ghodrati Amiri	Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology
Dr. Masoud	Ghodsian	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Aboalfazl	Hassani	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Shahrokh	Malek	Assist.Prof. of Civil Eng. University of Tehran
Dr. Shervin	Maleki	Prof. of Civil Eng. Sharif University of technology
Dr. Seyed Ahmad	MirBagheri	Assoc.Prof. of Civil Eng. K.N.Toousi University of Science and Tech.
Dr. MajdAldin	Hosseini	Assoc.Prof. of Civil Eng. Amirkabir University of Technology
Dr. Mahmood	Safarzadeh	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Ali Akbar	Salehi	Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University
Dr. Masoud	Tajrishi	Assoc.Prof. of Civil Eng. Sharif University of technology
Dr. Shahaboddin	Yasrobi	Assoc.Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University

Editorial Arbitrators Board:

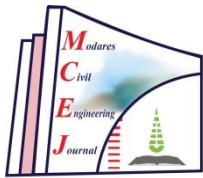
A.A.	Aghakouchek , Tarbiat Modares University	A.	Fakhimi , Tarbiat Modares University
M.	Ahmadi , Tarbiat Modares University	A.R.	Ghari , Quran University of Isfahan
A.	Pak , Sharif University	Gh.R.	Ghodrati Amiri , Elm O San'at University
N.	Khaji , Tarbiat Modares University	A.H.	Ghazviniyan , Tarbiat Modares University
S.	Dordaei , Tarbiat Modares University	A.	Ghanbari , Kharazmi Univesity
S.M.	Zahraei , Tehran University	A.	Kadousi , Tarbiat Modares University
Sh.	Shahbeik , Tarbiat Modares University	Sh.P.	Kahouni , Amir Kabir University
H.	Shakib , Tarbiat Modares University	M.	Kokabi , Tarbiat Modares University
M.R.	Ameri , University of Shiraz	Sh.	Maleki , Sharif University
A.	Arabzadeh , Tarbiat Modares University	J.	Vaseghi Amiri , Babol Noshirvani University
B.	Asgariyan , Khajeh Nasir Toosi University	M.A.	Hadiyanfard , Shiraz University of Technology
M.N.	Ouliyaei , Tarbiat Modares University	Sh.D.	Yasrebi , Tarbiat Modares University

Technical Editor:	Zahra Azizi	Executive Expert:	Zahra khoiniha
English Editor:	Fateme Torabi	Type and Layout:	Masoud Sarvari

Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)
Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

Post Box: 14117-13116.
Tel & Fax: +98 (21) 82884950
Email: civiljournal@modares.ac.ir

This Journal is indexed in the ISC and Scientific Information Database.
www.ISC.ir & www.SID.ir



Modares Civil Engineering Journal



Scientific Journal

Volume 25, Issue 6, 2026 (Serial: 86)

Executive Manager: Farhad Daneshjoo

Founder and Publisher: Tarbiat Modares University

- **Mechanical Properties and Shrinkage of Cement Mortars Modified by Latex Styrene Acrylic and Polyvinyl Alcohol**
Amir Abbas Rahmati, Leyla Adelzade Saadabadi, Meysam Bayat, Hossein Abbastabar Ahangar
- **Numerical investigation of energy dissipation and flow aeration on flat stepped spillways**
Mehdi Shokri Kaveh, Farzin Salmasi, Akram Abbaspour
- **Probabilistic estimation of repair cost for Performance assessment of concrete special moment frames**
S. Abbasgholinia, H. Khosravi, S. Vaseghiamiri
- **Application of magnetorheological dampers in improving the seismic performance of irregular structures against the effects of wind load variation due to climate change**
Marzieh Norouzi, Pedram Ghaderi
- **Evaluation of retrofit Methods for Concrete Slabs Against Blast Loads to Avoid Brittle damage**
Sayed Ahmad Hosseini, Alireza Gandomkar Jooshghani, Taraneh Amin Taheri
- **Dynamic analysis of a heterogeneous porous medium saturated with an inviscid pore fluid and with depth-varying permeability under vertical loading**
Nima Saraee, Kiyumars Sahebkar
- **Effect of the crater-height ratio on the shear behavior of deep concrete beams reinforced with carbon polymer fibers by the NSM-EBR method**
Abolfazl ArabZadeh, Aswan Bahl Al-jeddan

Journal Address: Tarbiat Modares University, Shahid Chamran and Jalal-e-Alahmad highways intersection, Tehran, Iran. PO Box 14117-13116.