



مهندسی عمران شریف



Civil Engineering **SHARIF**

F/1  
4.1

مهندسی عمران  
**شَرِیف**

**مقالات پژوهشی:**

- ارزیابی ظرفیت باربری قائم و نشست پی‌های باکت مستقر بر ماسه‌ی اشباع سید افغانانی، عبدالجسین حداد و سید محمدحسین خانی
  - امکان‌سنجی بهبود ارزش پروژه‌های عمرانی بزرگ مقیاس با استفاده از تلفیق مهندسی ارزش و مدل پیش‌بینی استنتاج فازی عباس ناچالینی، پرویز عالی‌پور، علی پایدار و سعید کشکان
  - مطالعه‌ی آزمایشگاهی اثر افزودن الیاف شیشه در بتن پوچری واکنش‌پذیر علی حدیری و فرید نادری شوری
  - تحلیل و تقویت اتصال تیر به ستون بتن‌آرمه‌ی کناری با در نظر گرفتن نیروی محوری متغیر در ستون سید محمدسعید خیابلق و محمدرضا اسفندی
  - بررسی تشدیدکننده‌های متناوب به عنوان موانع موج برای کاهش امواج لرزه‌یی سطحی با استفاده از تئوری بلاخ - فلوکه شهاب امامت، رضا رفیعی دهخوارقانی
  - مطالعه‌ی عددی تأثیر هندسه‌ی سطوح جداری گروه شمع‌های مخروطی با مقاطع دایروی و مربعی در ظرفیت باربری محوری فشاری و بررسی بازدهی گروه غنیرضا شعیب‌پور و محمود فتاوی
  - کنترل لرزه‌یی پل بزرگراه محک با بهره‌گیری از سیستم کنترل نیمه‌فعال و کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم سجاد ابریشمی، عباس کرماندین و محمدرضا اکبرزاده نونوچی
- یادداشت فنی:**
- تبیین اثر زیرساخت‌های مدیریت دانش از طریق فرایندهای مدیریت دانش در عملکرد تیم‌های موقت در پروژه سیرادهاقی، علی آزادی و محمدحسین سبحه

**ARTICLES:**

- Evaluation of the Vertical Bearing Capacity and Settlement of Bucket Foundation in Saturated Sand S. Aghadadashi, A. Haddad and S.M.H. Khatami
  - Feasibility Study on Promoting the Value of Large-Scale Construction Projects Using the Combination of Value Engineering and the Anfis Method A. Tajaddini, P. Aalipour, A. Paydar and S. Kashian
  - Laboratory Study of the Effect of Adding Glass Fibers on Reactive Powdered Concrete A. Haidari and F. Naderi Shourati
  - Analysis and Strengthening of RC Exterior Beam-Column Joints Considering Column Axial Force Variation S. Ziaeehagh and M. Estahani
  - Investigation of Periodic Resonators as Wave Barriers for Mitigating Surface Seismic Waves Using Bloch-Floquet Theory Sh. Amanat and R. Rafiee-Dehbharhani
  - Numerical Investigation of the Effect of Shaft Surface Geometry of Tapered Pile Group with Circular and Square Cross-Sections on Bearing Capacity and Group Efficiency Inquiry A. Shabanpour and M. Ghazvi
  - Seismic Control of Benchmark Highway Bridge Using Semi-Active Control System and Self-Tuning Fuzzy Controller S. Abrishami, A. Karanodin and M.R. Akbarzadeh Totonchi
- RESEARCH NOTES:**
- The Effect of Knowledge Management Infrastructure through Knowledge Management Processes on the Performance of Temporary Teams in the Project S. Dehghani, H. Arabi and M.H. Sobhyah

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف  
مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی  
سردبیر: دکتر محسن قائمیان  
سردبیر هیأت تحریریه: دکتر سعید سهراب‌پور

مدیر داخلی: پوران خیرمندی

مدیر اجرایی: پریسا مروتی

مسئول روابط عمومی: محمدرضا یوسف‌خان

ویرایش: رزیتا رستخیز پیدار

حروف‌چینی: ساناز نادری، رضیه قربانی و مریم علی‌کرمی

صفحه‌آرایی: غزل احمدی میرقائد

امور اجرایی: شیمیا آل اسداله، مریم پورابراهیمی باوفا

طراح لوگو: زنده‌یاد مرتضی ممیز

طرح روی جلد و ساختار صفحه‌آرایی: مصطفی اسداللهی

نظارت فنی و چاپ: پیمان فرگاهی

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.

مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵

دفتر مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۶۶۰۰۵۴۱۹-۶۶۱۶۴۰۹۳

پست تصویری: ۶۶۰۱۲۹۸۳

نشانی سایت: <http://journal.sharif.ir>

سایت اسپرینگر: [www.globalsciencejournals.com](http://www.globalsciencejournals.com)

پست الکترونیکی: [pajouhesh@sharif.edu](mailto:pajouhesh@sharif.edu)

چاپ: کارگاه گرافیک فرگاهی، <http://www.fargahi.com>

از انتشارات حوزه معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه صنعتی شریف

دکتر بیتا آیتی

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر همایون استکانچی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فرهاد بهنام فر

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر علی پاک

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر وهب توفیق

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر حسن حاجی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر امیررضا خوبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد دلنواز

دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر حسین رحامی

دانشکده علوم مهندسی، دانشگاه تهران

دکتر فیاض رحیم زاده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیر صمیمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ناصر طالب بیدختی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز

دکتر محسن قائمیان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر هوشنگ کاتبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

دکتر محمدنقی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدجواد کتابداری

دانشکده مهندسی دریا، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر محمد کرمانشاه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر موسی محمودی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

دکتر حسن میرزابزرگ

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی

دکتر علی نورزاد

دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

دکتر جواد واثقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دکتر ابوالحسن وفائی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

## هیأت تحریریه تخصصی

### • سردبیر تخصصی: دکتر ابوالحسن وفایی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر احمد ابریشم‌چی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر همایون استکانچی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباس افشار

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی برخوردار

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجربی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ایوب ترکیان

دانشیار مرکز تحقیقات آب و انرژی - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباسعلی تسنیمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر حسن حاجی کاظمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر سیدمحسن حائری

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیررضا خوبی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فیاض رحیم‌زاده

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی اکبر رمضانیاپور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدمهدی زهرایی

دانشیار دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدمهدی سعادت‌پور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان

دکتر ناصر طالب بیدختی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر ارسلان قهرمانی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - بخش مهندسی عمران - دانشگاه شیراز

دکتر محمد کارآموز

استاد دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدتقی کاظمی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد کرمانشاه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدشهاب الدین یثربی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

## هیأت مشاوران

دکتر محمدحسین امین‌فر

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر ابراهیم افسردیج

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدمدنی آذربایجان

دکتر علیرضا باقری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر عباس پوردیلمی چوگانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه دامغان

دکتر شاهین دبیریان

دانشکده‌ی معماری و شهرسازی - دانشگاه هنر اصفهان

دکتر علی درخشانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شاهد

دکتر رسول دانشفراز

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه

دکتر حمید رحمانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر فریدون رضایی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بوعلی‌سینا

دکتر عبدالحسین حداد

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه سمنان

دکتر مهدی سلیمانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه اراک

دکتر مازیار فهیمی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه

دکتر هوشنگ کاتبی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز

دکتر محمدحسین محمودی ساری

دانشکده‌ی معماری و شهرسازی - دانشگاه هنر تهران

دکتر حسن مقدم

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر حسین نقاش طوسی

دانشکده‌ی معماری - دانشگاه تهران

مقالات پژوهشی:

- ۳ ارزیابی ظرفیت باربری قائم و نشست پی های باکت مستقر بر ماسه‌ی اشباع  
سعید آفاداداشی، عبدالحسین حداد و سید محمدحسین خاتمی
- ۱۳ امکان‌سنجی بهبود ارزش پروژه‌های عمرانی بزرگ مقیاس با استفاده از تلفیق مهندسی ارزش و مدل پیش‌بینی استنتاج فازی  
عباس تاج‌الدینی، پرویز عالی‌پور، علی پایدار و سعید کاشیان
- ۲۵ مطالعه‌ی آزمایشگاهی اثر افزودن الیاف شیشه در بتن پودری واکنش‌پذیر  
علی حیدری و فرید نادری شورابی
- ۳۷ تحلیل و تقویت اتصال تیر به ستون بتن‌آرمه‌ی کناری با در نظر گرفتن نیروی محوری متغیر در ستون  
سید محمدسعید ضیال‌الحق و محمدرضا اصفهانی
- ۵۳ بررسی تشدیدکننده‌های متناوب به عنوان موانع موج برای کاهش امواج لرزه‌ی سطحی با استفاده از تئوری بلاخ - فلوکه  
شهاب امانت، رضا رفیعی دهخوارقانی
- ۶۱ مطالعه‌ی عددی تأثیر هندسه‌ی سطوح جداری گروه شمع‌های مخروطی با مقاطع دایروی و مربعی در ظرفیت  
باربری محوری فشاری و بررسی بازدهی گروه  
علیرضا شعبانپور و محمود قضاوی
- ۷۳ کنترل لرزه‌ی پل بزرگراه محک با بهره‌گیری از سیستم کنترل نیمه‌فعال و کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم  
سجاد ابریشمی، عباس کرماندین و محمدرضا اکبرزاده توتونچی

یادداشت فنی:

- ۸۵ تبیین اثر زیرساخت‌های مدیریت دانش از طریق فرایندهای مدیریت دانش در عملکرد تیم‌های موقت در پروژه  
سمیرا دهقانی، هانی اربابی و محمدحسین صبحیه

ضمائم:

- ۱۰۳ چکیده مقالات به انگلیسی

# ارزیابی ظرفیت باربری قائم و نشست پی‌های باکت مستقر بر ماسه‌ی اشباع

سعید آقاداتاشی (کارشناس ارشد)

عبدالحسین حداد\* (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه سمنان

سید محمدحسین خانمی (مربی)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه فنی و حرفه‌ای، تهران

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۴، ص. ۳-۱۱، پژوهشی)

نیاز روزافزون به انرژی‌های نو در جهان و گسترش ساخت‌وسازهای مورد نیاز در این رابطه در مناطق فراساحلی به منظور دستیابی به انرژی‌های نو، مانند انرژی باد، توجه بسیاری از پژوهشگران را به خود معطوف کرده است. یکی از انواع پی‌هایی که برای احداث سازه‌های فراساحلی استفاده می‌شود، پی باکت یا سطلی است. مطالعه و بررسی ارتباط بین نیروی قائم وارد بر پی و جابه‌جایی قائم در اندرکنش خاک و پی ضروری است. در نوشتار حاضر، پی‌ها تحت بارگذاری قائم در خاک اشباع قرار گرفته‌اند. با مطالعه بر روی رفتار پی باکت و پی سطلی مشخص شد که ظرفیت باربری پی باکت تا بیش از دو برابر پی سطلی قابل دستیابی است. با افزایش دامنه‌ی پی باکت، ظرفیت باربری افزایش پیدا می‌کند. افزون بر آن، با افزایش فشار آب منفذی ظرفیت باربری پی باکت و سطلی به یک نسبت کاهش می‌یابد. نتایج نشان داده است که عملکرد پی باکت مستقر بر خاک در شرایط روان‌گرایی در مقایسه با پی سطلی بهتر است.

واژگان کلیدی: ظرفیت باربری قائم، پی‌های باکت، ماسه‌ی اشباع، سازه‌های فراساحلی.

sdaghadadashi@semnan.ac.ir  
ahadad@semnan.ac.ir  
mkhatami@tvu.ac.ir

## ۱. مقدمه

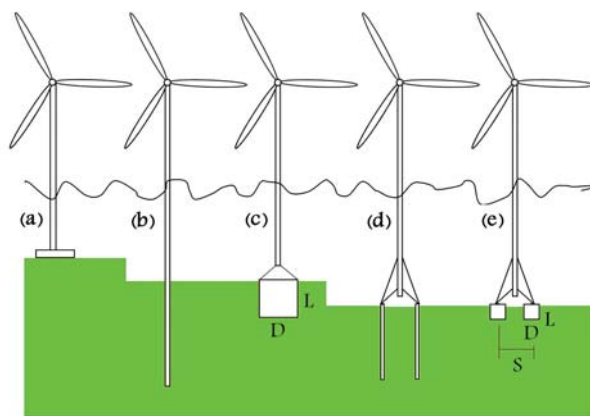
پی باکت در سازه‌های ساحلی و فراساحلی به دلیل ظرفیت باربری قابل توجه آن و رفتارش در برابر بارهای جانبی نسبت به سایر انواع پی‌های سطلی مورد توجه بسیاری از پژوهشگران است. پی باکت، که بسته به کاربرد و ابعاد آن، شمع مکشی، شالوده‌ی سطلی، مهار مکشی و یا شالوده‌ی حاشیه‌ی نیز خوانده می‌شود، یک نمونه از پی‌های سطلی است، که با این‌که پیدایش اولیه‌ی مفهوم آن به اواخر دهه‌ی ۱۹۶۰ میلادی بر می‌گردد، به دلیل نیاز کمی که در آن زمان به پی باکت بوده است، عملاً مطالعه و استفاده از آنها از اواسط دهه‌ی ۱۹۸۰ میلادی صورت جدی به خود گرفته است. استفاده از پی‌های باکت به دلیل مزایایی که نسبت به سایر انواع پی‌ها دارند، به سرعت در حال افزایش بوده و به جای شمع‌های معمولی استفاده شده‌اند. پی باکت، استوانه‌ی فلزی توخالی با قطر زیاد است، که از پایین باز و از بالا توسط ورقه‌ی مسطح و یا گنبدی‌شکل، بسته است. همان گونه که از نام‌شان پیداست، با اعمال مکش مختصری از درون آنها و پمپ آب درون آنها به بیرون، در حالی که به اندازه‌ی کافی آب‌بندی شده باشند، نصب می‌شوند. این سیستم جدید پی سازه‌های دریایی را می‌توان در کمتر از یک روز

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۵/۲۳، اصلاحیه ۱۴۰۱/۶/۱۳، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۲۰

DOI:10.24200/J30.2022.58608.2986

در ابتدا، صندوقه‌های مکشی به طور وسیعی برای سکوه‌های نفت و گاز به عنوان نگه‌دارنده‌ی سکوه‌های شناور و یا تکیه‌گاهی برای ژاکت‌ها استفاده می‌شدند. در طول دهه‌ی گذشته، به پی‌های باکتی تک‌پایه به عنوان پی مناسب برای توربین‌های دریایی توجه شده است. در نوامبر ۲۰۰۲، اولین پی باکتی برای استفاده در توربین بادی در یک تأسیسات آزمایشی فراساحلی در فردریکساون<sup>۱</sup> در بخش شمالی دانمارک نصب شده است.<sup>[۱]</sup> پی باکتی مکشی، شامل یک استوانه‌ی جدار نازک با قطر D، ژرفای دامنه‌ی L و ضخامت جداره‌ی t با رویه‌ی بسته و انتهای باز است، که تحت اثر وزن خود و مکش اعمالی به داخل بستر دریا نفوذ می‌کنند. بخش



شکل ۱. انواع گوناگون پیهایی توربین‌های بادی فراساحلی با اعماق گوناگون آب.

استوانه‌یی آن، دامنه‌ی باکت و صفحه‌ی بالایی آن، کلاهک باکت نامیده می‌شود. پیهایی باکتی استفاده شده در توربین‌های بادی فراساحلی معمولاً از جنس فولاد هستند. نسبت ژرفا ( $L/D$ ) در پی باکتی، معمولاً کمتر از ۱ است.<sup>[۱]</sup> گورونک و رندولف<sup>۲</sup> (۲۰۰۲)، نتایج تحلیل‌های اجزاء محدود دو و سه بعدی بارگذاری ترکیبی پیهایی نواری و دایره‌یی دامنه‌دار واقع بر رس همگن و غیرهمگن را ارائه کرده و به این نتیجه رسیده‌اند که هندسه‌ی پی دایره‌یی در مقایسه با پی نواری بر روی رس همگن، ظرفیت قائم نهایی را افزایش می‌دهد.<sup>[۲]</sup> ونگ<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۳]</sup> تعدادی آزمایش سانتریفیوژ را برای تعیین ظرفیت باربری قائم پیهایی باکت قرار گرفته بر روی ماسه در حالت زهکشی شده انجام دادند و دریافته‌اند که پیها معمولاً دچار شکست برشی شده و میزان ظرفیت باربری با افزایش نسبت ضخامت به قطر افزایش یافته است. همچنین درپوش باکت، بیشترین سهم را در ظرفیت باربری پی بر عهده داشته است. یان<sup>۴</sup> و همکاران (۲۰۲۰)،<sup>[۴]</sup> نیز نشان دادند پیهایی باکت قرار گرفته بر روی ماسه، عموماً به صورت برشی دچار شکست می‌شوند. آنها در مطالعه‌ی خود، یک پی باکت ترکیبی متشکل از یک مکندهی باکت و پی گسترده را پیشنهاد دادند و دریافته‌اند که پی پیشنهادی، ظرفیت باربری بیشتری نسبت به پی معمولی دارد.

از مزایای فونداسیون مکشی می‌توان به قابلیت استفاده در آب‌های ژرف (۵۰ متر) (ینگ لی و همکاران ۲۰۱۶)،<sup>[۶]</sup> فرایند ساخت آسان و تجهیزات نصب ساده، جابه‌جایی آسان، سادگی در نصب از طریق استفاده از مکش، اعمال فوری بار، قابلیت نگهدارندگی زیاد در همه‌ی جهت‌ها، توانایی پیش‌بینی بهتر بارهای گسیختگی نسبت به مهارها، قابلیت استفاده‌ی مجدد، امکان استفاده در اعماق گوناگون، هزینه‌ی کم و صرفه‌ی اقتصادی و مقاومت زیاد در برابر بار افقی در نتیجه‌ی مقاومت دامنه‌ی غلاف محیطی اشاره کرد. این فونداسیون‌های مکشی در مقایسه با فونداسیون‌های شمعی سنتی، موجب صرفه‌جویی به میزان نصف وزن فولاد می‌شوند. نصب آنها آسان‌تر است و هنگام خراب شدن توربین بادی به آسانی برچیده می‌شوند. در مقایسه با شمع‌ها، که مشکلات اجرایی در بر دارند و نیاز به ماشین‌های کوبش شمع دارند، فونداسیون‌های مکش فقط نیاز به یک دستگاه پمپاژ نسبتاً ساده دارند، تا آب را به خارج از محفظه‌ی فونداسیون پمپاژ کنند. به عنوان مثال، یک فونداسیون باکتی با قطر ۲ متر و ارتفاع ۳ متر، با استفاده از یک پمپ، فقط ظرف مدت ۱ تا ۳ ساعت نصب می‌شود. از مزایای دیگر فونداسیون باکتی، بسیج کردن باربری انتهایی معکوس یا مکش مقاوم در برابر نیروی بالابرنده است. روش‌های طراحی معمول مطابق آیین‌نامه‌ی مؤسسه‌ی نفت

آمریکا (API)، فونداسیون‌های باکتی تحت بارگذاری جانبی را پوشش نمی‌دهند؛ بنابراین، اندرککش خاک - سازه و رفتار آنها باید با استفاده از الگوسازی عددی ارزیابی شود (عبدالرحمان و همکاران (۲۰۱۱)).<sup>[۷]</sup> در حالت بارگذاری قائم، فرض می‌شود که فونداسیون باکتی مشابه با فونداسیون دایره‌یی فرو رفته عمل می‌کند. بنابراین انتظار می‌رود که خاک محصور شده داخل باکت مشابه با نزدیک به یک توده‌ی فشرده‌ی صلب عمل کند. دامنه‌ی فونداسیون باکتی، که به طور جانبی خاک زیر فونداسیون را احاطه می‌کند، از ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ زیر باکت جلوگیری می‌کند.

کسیدی و همکاران (۲۰۰۲)، هولسبی و کسیدی (۲۰۰۲) و کسیدی (۲۰۰۷) یک مدل رفتاری خمیری سخت‌شونده برای رفتار پیهایی دایره‌یی صلب روی ماسه‌ی کربناتی سست ارائه کرده‌اند. این مدل رفتاری برآیند نیروهای قائم، لنگر افقی و جابه‌جایی‌های متناظر پی را ترکیب می‌کند و پاسخ ایجاد شده برای هر ترکیب بار و جابه‌جایی را پیش‌بینی می‌کند.<sup>[۸-۱۰]</sup> کلی<sup>۵</sup> و همکاران (۲۰۰۶)، آزمایش‌های آزمایشگاهی با اعمال بارهای قائم و لنگر به صندوقه‌های مکشی قرار گرفته در ماسه و رس، برای شبیه‌سازی مجموعه‌های معادل آزمایش‌های میدانی انجام داده‌اند. صندوقه‌های استفاده شده در آزمایشگاه قطرهای ۱۵/۰، ۲۰/۰ و ۳۰/۰ متر داشته و نتایج آزمایش‌ها به شکل داده‌های بی‌بعد ارائه شده است.<sup>[۱۱]</sup> براری<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۱۷)،<sup>[۱۲]</sup> نیز ظرفیت باربری پیهایی باکتی را برای استفاده در توربین‌های بادی ساحلی به صورت فیزیکی و عددی بررسی و بر اساس مدل‌های شبیه‌سازی شده، روابطی برای پیش‌بینی ظرفیت باربری ارائه کردند و دریافته‌اند که مقدار تغییر شکل، تأثیر به‌سزایی در رابطه‌ی بین ظرفیت باربری و چگالی نسبی دارد. همچنین ظرفیت باربری در پیهایی که عمق جاگذاری کمتری داشته و به صورت پی صلب بر روی خاک با مقاومت یکنواخت مدل شده‌اند، کمتر از انتظار است. تأثیر شرایط بارگذاری و نوع خاک در رفتار پیهایی باکت توسط دینگ<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، بررسی شده است.<sup>[۱۳]</sup> شبیه‌سازی‌های المان محدود نشان داده است زمانی که خاک با مقاومت بالا و ورق‌های محفظه وجود داشته باشد، رفتار پی توسط درپوش کنترل می‌شود. در حالت دیگر، زمانی که ورق‌های محفظه وجود نداشته باشند، دیوارهای باکت، ظرفیت باربری را کنترل می‌کنند.

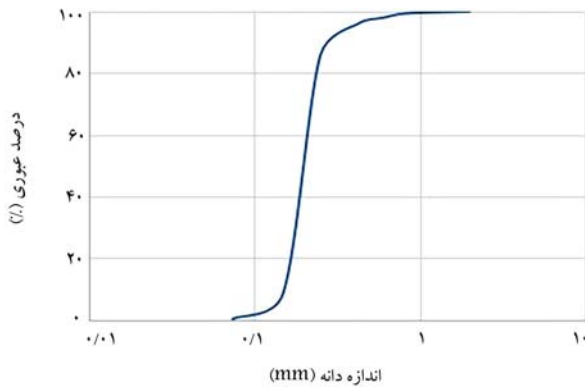
ایبسن و همکاران (۲۰۱۴)، بر اساس بررسی‌های آزمایشگاهی، رفتار و ظرفیت باربری پیهایی بر روی ماسه‌ی اشباع در معرض بارگذاری ترکیبی را تجزیه و تحلیل کردند و با کالیبراسیون معیار گسیختگی و به کارگیری داده‌ها از آزمایش‌های کوچک مقیاس بر روی پیهایی باکتی در معرض بارهای استاتیکی، یک معیار سخت‌شدگی کرنش جدید را توسعه دادند و دریافته‌اند که شکل سطح تسلیم، سطح پتانسیل و سطح گسیختگی به نسبت ژرفا (ارتفاع دامنه به قطر) و مسیر بار وابسته است. برای الگوهای آزمایش شده، در سطوح شعاعی، جریان وابسته و در صفحات محور قائم، جریان غیروابسته مشاهده شده است.<sup>[۱۴]</sup> پارک و همکاران (۲۰۱۶)،<sup>[۱۵]</sup> نیز ظرفیت باربری قائم پیهایی باکت قرار گرفته بر روی ماسه را ارزیابی کردند و دریافته‌اند که نسبت ضخامت به قطر پی و زاویه‌ی اصطکاک می‌تواند تا ۷ برابر یک شمع در ظرفیت باربری پیهایی باکت تأثیر بگذارد. عملکرد بلندمدت پیهایی باکت به ندرت بررسی شده است. لیان و همکاران (۲۰۲۱)،<sup>[۱۶]</sup> تأثیر بارهای چرخه‌یی افقی را در عملکرد پیهایی باکت در بلندمدت بررسی کردند و دریافته‌اند که بیش از ۸۰٪ دوران در پی در ۱۰۰ چرخه‌ی اول اتفاق می‌افتد. همچنین مقدار بسامد طبیعی در ابتدای چرخه‌ها کاهش، سپس به صورت پایدار و نهایتاً کمی افزایش می‌یابد. در حالی که میرایی ابتدا کاهش و سپس پایدار می‌شود. به



شکل ۳. مدل‌های پی باکت استفاده شده در مطالعه‌ی حاضر.



شکل ۴. قاب بارگذاری.



شکل ۵. دانه‌بندی ماسه‌ی بابلسر.

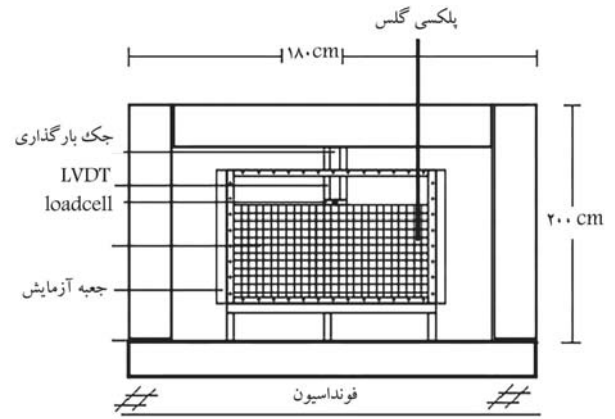
جدول ۱. مشخصات شاخصی ماسه‌ی بابلسر.

$e_{max}$	$e_{min}$	Gs	$D_{50}$ (mm)	$C_u$
۰/۸۰۴	۰/۵۷۳	۲/۷۳	۰/۲۴	۱/۸

## ۲.۲. ماسه‌ی مصرفی

در مطالعه‌ی حاضر، خاک استفاده شده، ماسه‌ی تمیز بابلسر بوده است، که بخش وسیعی از سواحل جنوبی دریای خزر را پوشانده است. ماسه‌ی بابلسر بر طبق سیستم طبقه‌بندی متحد، در گروه ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده (SP) قرار دارد و منحنی توزیع دانه‌بندی آن در شکل ۵ مشاهده می‌شود.

تمامی مشخصات شاخصی ماسه‌ی بابلسر در آزمایشگاه تعیین و در جدول ۱ ارائه شده است:



شکل ۲. جعبه‌ی آزمایش، قاب فولادی و جک هیدرولیکی.

منظور طراحی پی‌ها، باید به دو عامل ظرفیت باربری و نشست ایجاد شده توجه کرد. هر سازه‌ی در نهایت بارهای موجود را به خاک منتقل می‌کند. از این رو تعیین ظرفیت باربری، یکی از کلیدی‌ترین گام‌های طراحی در هر نوع سازه‌ی به منظور تأمین ایمنی و خدمت‌دهی است. بنا به توسعه‌ی پی‌های باکت و عملکرد مناسب آنها، لزوم تعیین ظرفیت باربری و نشست آنها بیش از پیش احساس می‌شود.

با توجه مطالعات محدود صورت پذیرفته (به ویژه درون کشور)، پژوهش حاضر به تعیین رفتار پی‌های باکت اختصاص یافته است. بدین منظور، آزمایش‌هایی بر روی پی‌های باکت دایره‌ی با قطرهای و عمق‌های گوناگون صورت پذیرفته است، تا تأثیر آنها در ظرفیت باربری قائم، نشست، نسبت بهبود رفتار و مدول عکس‌العمل بسترازیابی شود. همچنین بررسی دقت روابط موجود برای تعیین ظرفیت باربری پی‌های باکت، از دیگر اهداف پژوهش حاضر است.

## ۲. مطالعات آزمایشگاهی

### ۱.۲. تجهیزات و ابزار آزمایش

برای انجام آزمون‌ها، یک جعبه‌ی آزمایش به طول ۱۲۰ سانتی‌متر، عرض ۹۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۹۰ سانتی‌متر ساخته شد، که شامل: چهار قاب فلزی بود که از نبشی شماره ۵ ساخته شده بودند. سطح دو قاب  $۹۰ \times ۹۰$  با ورق‌های فلزی به ضخامت ۲ میلی‌متر و سطح یکی از دو قاب  $۹۰ \times ۱۲۰$  توسط ورق‌های پلکسی‌گلس به ضخامت ۱۰ میلی‌متر و سطح دیگر توسط یک ورق به ضخامت ۲ میلی‌متر پوشیده شده است.

در مطالعه‌ی حاضر، از یک سیستم بار استاتیکی شامل قاب و جک بارگذاری استاتیکی مستقر بر قاب فولادی، جعبه‌ی آزمایش با یک وجه شفاف، ابزار اندازه‌گیری، دستگاه جمع‌آوری داده‌ها و مدل پی باکت استفاده شده است، که در شکل ۲ مشاهده می‌شوند. همچنین در شکل‌های ۳ و ۴، به ترتیب انواع پی‌ها و قاب بارگذاری نمایش داده شده‌اند.

همچنین از سه نوع ابزار اندازه‌گیری مختلف جهت محاسبه‌ی مقدار نیرو، جابه‌جایی و فشار آب حفره‌ی استفاده شده است. در مطالعه‌ی حاضر، از ۱ عدد لودسل<sup>۸</sup> (یا حسگر وزن) جهت اندازه‌گیری نیروی قائم، ۲ عدد LVDT<sup>۹</sup> جهت اندازه‌گیری نشست دو سر پی و ۵ عدد پیزومتر جهت اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ی در ارتفاع‌های مختلف زیر پی استفاده شده است.

جدول ۲. ابعاد و آزمایش‌های انجام گرفته بر پی‌ها.

شماره	D (cm)	L/D	r <sub>u</sub>
۱	۵	۰	۰
۲	۵	۰/۵	۰
۳	۵	۱	۰
۴	۱۰	۰	۰/۱
۵	۱۰	۰/۵	۰/۱
۶	۱۰	۱	۰/۱
۷	۱۵	۰	۰
۸	۱۵	۰/۵	۰
۹	۱۵	۱	۰
۱۰	۲۰	۰	۰/۱
۱۱	۲۰	۰/۵	۰/۱
۱۲	۲۰	۱	۰/۱

روش مذکور تا حدودی شبیه‌سازی شرایطی مشابه با روان‌گرایی خاک، به عبارتی بالا بردن فشار آب منفذی و شبیه‌سازی شرایط زلزله مقدور خواهد بود. برخی از پژوهشگران از روش اخیر برای بررسی رفتار پس از روان‌گرایی مستقر بر خاک‌های اشباع استفاده کرده‌اند. [۲۰، ۲۱]

در حالتی که  $r_{u0}$  برابر با ۱ است، خاک به شرایط روان‌گرایی نزدیک می‌شود و با ثابت نگه‌داشتن مقدار آن، می‌توان وضعیت خاک پس از روان‌گرایی را بررسی و شرایط آن را شبیه‌سازی کرد؛ که هدف از آن، تعیین ظرفیت باربری در خاک‌های روان‌گراست. این امر از طریق ایجاد تراوش رو به بالا و افزایش فشار آب منفذی صورت گرفته است. در سیستم مذکور، رویه‌ی کار به این صورت است که از طریق پمپ آب با یک دبی ثابت از طریق منافذ کف، گرازیان هیدرولیکی رو به بالا در محفظه ایجاد می‌شود. جهت دستیابی به شرایط ذکر شده با توجه به ضخامت لایه‌ی ماسه‌یی، سرعت و فشار آب ورودی تنظیم می‌شود.

#### ۴.۲. مراحل انجام آزمایش

برای انجام آزمایش‌های مرتبط، احتیاج به ساخت نمونه با قابلیت تکرارپذیری و ثابت ماندن مشخصات عمومی است. در این جا، روند نمونه‌سازی و کار با جعبه‌ی آزمایش، گام به گام توضیح داده شده است:

- ماسه‌ی تهیه شده از ساحل بر یک سطح تمیز و صاف زمین پخش شد، تا توسط هوا خشک شود.
- ماسه‌ی خشک شده از الک شماره‌ی ۱۶ گذرانده شد، تا مواد اضافی نظیر مواد زائد موجود در ساحل و همچنین صدف‌ها از ماسه جدا شود، تا این‌که ماسه‌ی تمیز حاصل شود.
- جعبه‌ی آزمایش زیرقاب فولادی قرار گرفت و جک هیدرولیکی توسط اتصال‌های تعبیه شده بر روی تیر فولادی افقی مستحکم شد. در هنگام اتصال جک به تیر فولادی، به این نکته توجه شود که فاصله‌ی مرکز جک از دیواره‌های متناظر جعبه‌ی آزمایش به یک اندازه باشد، تا بار اعمالی در وسط سطح خاک اعمال شود. این امر توسط شاقول و متر انجام پذیر است.
- جعبه‌ی پی‌زومتر در محل مناسب نصب و ارتفاع آن نسبت به سطح مینا، که کف جعبه‌ی آزمایش است، تنظیم شد؛ سپس، شانگ‌های شفاف ارتباطی بین پی‌زومترها و خروجی‌های روی بدنه‌ی باکس متصل شدند.
- جعبه‌ی آزمایش تا ارتفاع ۵۰ سانتی‌متر از آب پر و پی‌زومترهای متصل هواگیری شدند. در این قسمت باید توجه شود که لوله‌ی سرریز و شیر ورودی آب از زهکش بسته باشد.
- ماسه‌ی در هوا خشک شده وزن و سپس از ارتفاع صفر سطح آب به صورت پاششی در داخل جعبه‌ی آزمایش به صورت یکنواخت پخش شد.
- روند ماسه‌ریزی به قدری ادامه یافت تا ارتفاع لایه‌ی خاک به ۱۰ سانتی‌متر برسد. لوله‌ی ارتباطی بین پی‌زومتر تا زیر پی از داخل جعبه‌ی آزمایش وصل و لایه‌ی بعدی ماسه ریخته شد.
- در زمان ریختن ماسه، لوله‌های ارتباطی باید در فواصل ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ سانتی‌متر از کف جعبه‌ی آزمایش متصل شوند. ماسه تا ارتفاع ۶۰ سانتی‌متر از کف جعبه‌ی آزمایش ریخته و مازاد آب از سرریز تخلیه شد و محیط ماسه‌یی با تراکم حدود ۳٪ پدید آمد. مقدار چگالی ماسه با اندازه‌گیری وزن ماسه‌ی ریخته شده

#### ۳.۲. برنامه‌ی آزمایش‌ها

در مطالعه‌ی حاضر از دو نوع پی به شکل‌های باکت و سطحی با سطح مقطع دایره استفاده شده است، که ابعاد و آزمایش انجام گرفته روی آن در جدول ۲ ارائه شده است؛ که در آن، به ترتیب ردیف شماره‌ی آزمایش، قطر پی (D)، نسبت طول به قطر پی (L/D)، و ستون  $r_{u0}$  اطلاعات لازم برای درک آزمون‌های انجام شده ارائه شده است.  $r_{u0}$  از نسبت اضافه فشار آب منفذی ( $\Delta u$ ) بر تنش مؤثر ( $\sigma'$ ) به دست می‌آید و به صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود. از این پس  $r_{u0}$  نسبت فشار آب منفذی نامیده می‌شود.

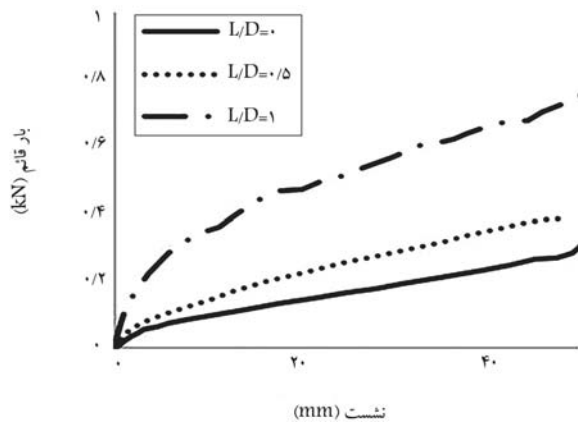
$$r_{u0} = \frac{\Delta u}{\sigma'} \quad (1)$$

در واقع، هدف از تغییرات نسبت فشار آب منفذی بررسی این موضوع بوده است که ظرفیت باربری به چه میزان به پارامتر مذکور وابسته است. ایشی‌هارا<sup>۱۰</sup> و همکاران (۱۹۹۱)، [۱۷] نتایج آزمایش‌های سه‌محوری مونوتونیک و سیکیلی - مونوتونیک را روی ماسه‌ی توپورا در شرایط زهکشی نشده مقایسه کردند و نشان دادند که مسیر تنش - کرنش برای کرنش‌های متوسط تا بزرگ در دو بارگذاری اخیر منطبق می‌شود. بنابراین، این فرض منطقی خواهد بود که رفتار خاک پس از بارگذاری لرزه‌یی می‌تواند به خوبی با بررسی مشخصات تغییرشکل‌پذیری خاکی که تحت شرایط بارگذاری مونوتونیک انجام شده است، به دست آید. [۱۸]

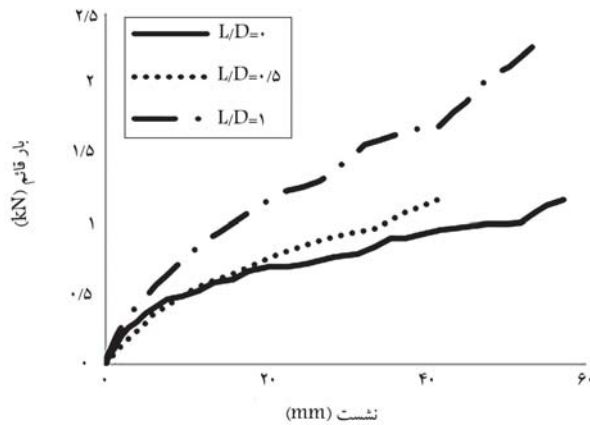
روان‌گرایی استاتیکی در اصطلاح به شرایطی گفته می‌شود که تنش مؤثر تحت اثر بارگذاری زهکشی‌نشده‌ی استاتیکی صفر شوند. شرایط اخیر که بیان‌گر روان‌گرایی استاتیکی کامل است، فقط در ماسه‌های اشباع بسیار سست و تحت فشارهای همه‌جانبه‌ی بسیار کم، ممکن است رخ دهد. کاسترو<sup>۱۱</sup> (۱۹۶۹)، آزمایش‌های استاتیکی مختلفی روی نمونه‌های تحکیم‌یافته‌ی ناهمسان انجام داد و سه حالت مختلف برای ماسه که به ترتیب شامل: روان‌گرایی، روان‌گرایی محدود و حالت اتساع است را مشخص کرد. [۱۹]

با ایجاد تراوش رو به بالا و افزایش فشار آب منفذی در ماسه‌ی سست، می‌توان شرایطی مشابه با حالت روان‌گرایی کامل در خاک به وجود آورد. از این رو به کمک

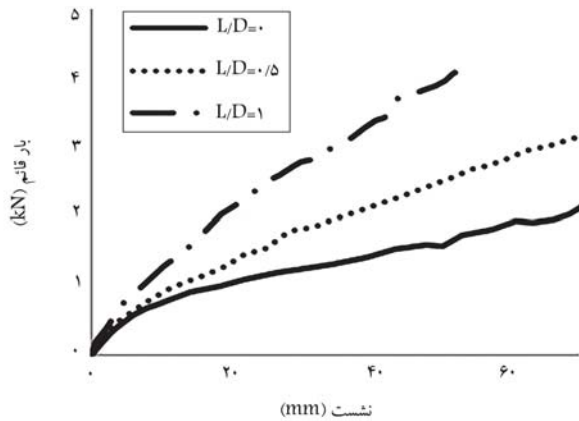




شکل ۷. نمودار بار- نشست پی باکت و سطحی با قطر ۱۰ سانتی متر ( $r_{uz} = 0$ ).



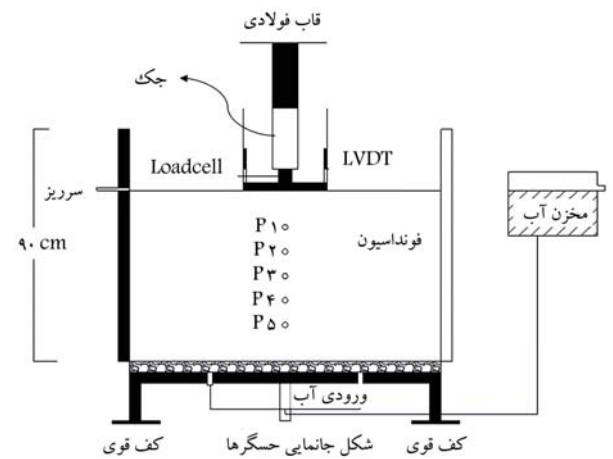
شکل ۸. نمودار بار نشست پی باکت و سطحی با قطر ۱۵ سانتی متر ( $r_{uz} = 0$ ).



شکل ۹. نمودار بار نشست پی باکت و سطحی با قطر ۲۰ سانتی متر ( $r_{uz} = 0$ ).

الی ۹، نمودار بار- نشست برای پی باکت مذکور به ازا قطرها و دامنه‌های مختلف برای نسبت فشار آب منفذی صفر نشان داده شده است.

با توجه به نمودارهای ارائه شده در شکل‌های ۷ الی ۹، مشاهده می‌شود که طبق انتظار با افزایش میزان بار اعمالی، نشست پی افزایش یافته است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، روند و شیب نمودارها متفاوت است. مطابق نمودارهای مذکور تا ۱۰ میلی‌متر نشست، سه منحنی بار- نشست برای سه نوع پی انطباق داشته و با افزایش میزان نشست، عملکرد پی باکت بهبود یافته است؛ به طوری که لبه‌های پی، ظرفیت باربری پی سطحی را با ضریب بیش از ۱/۵ برای  $d/D=0.5$  و



شکل ۶. جانمایی حسگرها.

و حجم فضای اشغال شده تعیین و مقدار تراکم نسبی با توجه به وزن مخصوص کیمنه و بیشینه‌ی ماسه محاسبه شد. محل قرارگیری ابزارها در شکل ۶ مشاهده می‌شود، که در آن،  $P_i$  نشان‌دهنده لوله‌های پیزومتر،  $L_c$  نشان‌دهنده ابزار قرائت نیرو یا Load cell است. برای قرائت جابه‌جایی از LVDT استفاده شده است.

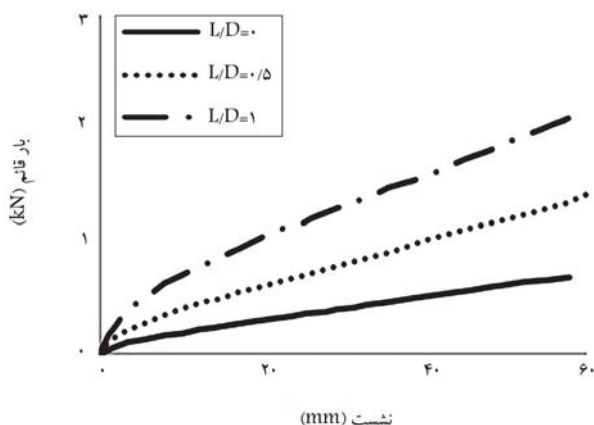
- سطح نهایی خاک به آرامی و توسط یک تخته، صاف و سپس سطوح پی برای قرارگیری بر روی ماسه تمیز شد.
- پی در مرکز جعبه به نحوی قرار گرفت که فاصله‌ی آن از دیواره‌ها به یک اندازه باشد. جهت اطمینان از هم‌مرکز بودن محور جک و آکس پی سطحی، از شاقول استفاده شده است، تا بارگذاری خروج از محوریت نداشته باشد.
- Load cell بین سطح پی و جک هیدرولیکی قرار گرفت. پایه آهن‌ربایی LVDT ها به بدنه‌ی فلزی یا هر تکیه‌گاه فلزی دیگری متصل و LVDT ها در دو سر یکی از اقطار پی تنظیم شدند.
- در هنگام اتصال و نصب دقت شد که به پی سطحی، ضربه‌ی وارد نشود یا از حالت تراز خارج نشود.
- کابل‌های اتصال حسگرها به دیتالاگر و شیلنگ هیدرولیک جک متصل و پی آماده‌ی بارگذاری شد.
- تنظیمات مربوط به دیتالاگر انجام و ثبت داده‌ها در فاصله‌ی زمانی ۱ ثانیه آغاز شد. پی توسط جک بارگذاری و نتایج حاصل توسط دیتالاگر ثبت و تغییرات فشار آب منفذی توسط پیزومتر مشخص شد.
- بعد از اتمام آزمایش، حسگرها و جک جدا شدند. همچنین جعبه‌ی آزمایش، تخلیه، تمیز و آماده‌ی آزمایش دیگر شد.

### ۳. تجزیه و تحلیل نتایج

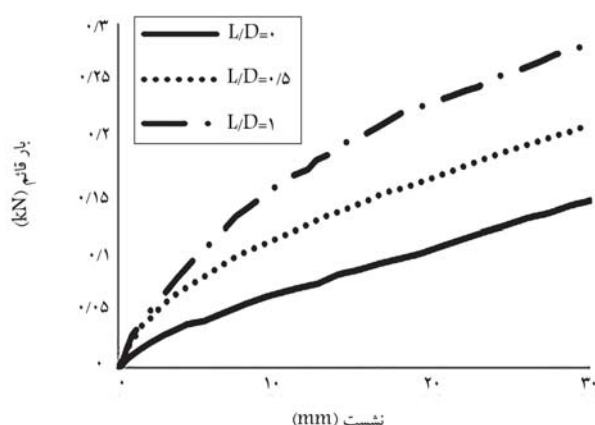
بارگذاری اعمالی بر پی‌ها از نوع استاتیکی و زهکشی شده است. این بدان معناست که بارگذاری، سرعتی ثابت دارد و در عین حال، سرعت بارگذاری با توجه به سرعت نفوذپذیری ماسه، زمان لازم را برای زهکشی خواهد داشت. جهت اطمینان پیداکردن از نتایج آزمایش‌ها، هر آزمایش ۲ الی ۳ سری تکرار شده است. در شکل‌های ۷

جدول ۳. نتایج حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی و روابط تجربی ظرفیت باربری.

نسبت قطر پی (سانتی متر)	نسبت عمق به قطر پی	ظرفیت باربری اندازه گیری شده (مگاپاسکال)	ظرفیت باربری محاسبه شده		
			مایدروف	هانسن	ترزاقی
۱۰	۰	۹/۲۶	۱۴/۷۶	۶/۲۲	۶/۶۱
۱۰	۰/۵	۱۳/۷۵	۵۳/۳۳	۳۲/۰۲	۱۷/۶۴
۱۰	۱	۴۷/۰۴	۵۳/۱۸	۵۷/۸۲	۲۸/۶۶
۱۵	۰	۴۱/۷۵	۲۲/۱۴	۹/۳۴	۹/۹۲
۱۵	۰/۵	۴۰/۶۲	۵۲/۹۹	۴۸/۰۳	۲۶/۴۶
۱۵	۱	۸۵/۸۰	۷۹/۷۷	۸۶/۷۳	۴۲/۱۰
۲۰	۰	۴۸/۱۴	۲۹/۵۲	۱۲/۴۵	۱۳/۲۳
۲۰	۰/۵	۷۴/۰۴	۷۰/۶۶	۶۴/۰۴	۳۵/۲۸
۲۰	۱	۱۳۹/۶۷	۱۰۶/۳۶	۱۱/۶۴	۵۷/۳۳



شکل ۱۱. نمودار بار - نشست پی های با قطر ۲۰ سانتی متر ( $r_u = 1$ ).



شکل ۱۰. نمودار بار - نشست پی های با قطر ۱۰ سانتی متر ( $r_u = 1$ ).

فشار آب منفذی به شدت از ظرفیت باربری کاسته شده است، که به علت اثر افزایش فشار آب منفذی و کاهش تنش مؤثر خاک بوده است.

در پژوهش حاضر، مقایسه‌ی بین مقادیر بارگسیختگی هر آزمون با روش‌های متداول تعیین ظرفیت باربری (ترزاقی<sup>۱۲</sup>، هانسن<sup>۱۳</sup> و مایدروف<sup>۱۴</sup>) انجام شده است. روش‌های اخیر، بر اساس تئوری تعادل حدی با برخی تفاوت‌ها در فرضیات سطح گسیختگی و شرایط بارگذاری، ظرفیت باربری نهایی را پیش‌بینی می‌کنند. خاک درون پی باکت، صلب فرض شده و ظرفیت باربری پی باکت با روش‌های کلاسیک برآورد شده است. در جدول ۳، نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی و روابط تجربی ظرفیت باربری ارائه شده است.

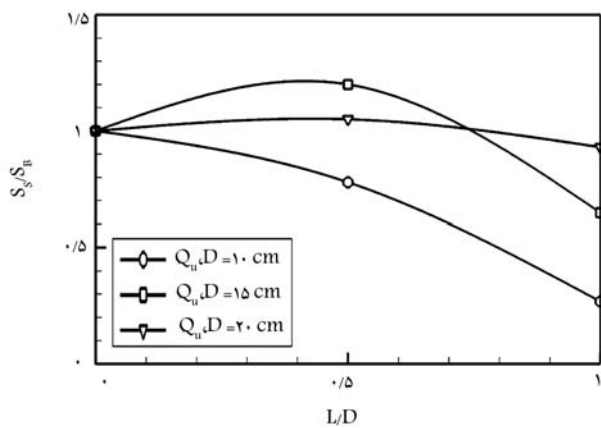
مقایسه‌ی بین نتایج ظرفیت باربری در جدول ۳ نشان می‌دهد که اختلاف بین نتایج تقریباً زیاد است و ظرفیت باربری بین مقادیر برآورد شده با روش‌های هانسن (۱۹۷۰) و مایدروف (۱۹۶۳) قرار دارد. مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که مدل‌سازی آزمایشگاهی با دقت مناسبی انجام پذیرفته است. مطالعات پیشین مشخص می‌سازد که روش مایدروف می‌تواند به عنوان روش مناسبی برای تعیین ظرفیت باربری پی باکت مد نظر قرار گیرد.<sup>[۲۲]</sup>

### ۱.۳. ظرفیت باربری و نسبت بهبود ظرفیت باربری

بررسی نمودارهای تنش - نشست آزمایش‌های صورت پذیرفته در پژوهش حاضر نشان می‌دهد که بیشینه‌ی مقاومت واضح در رفتار مشاهده نشده است. از این رو

۲/۵ برای  $d/D=1$  افزایش داده‌اند. نکته‌ی قابل توجه این است که نشست بیشتر برای پی‌های با عمق مدفون، کمتر است. در تمام نمودارها مشخص است که میزان قطر و دامنه‌ی پی، نقش اساسی در افزایش ظرفیت باربری خاک داشته‌اند؛ زیرا وجود دامنه در پی، باعث ایجاد اندرکنش بین دو سطح دامنه و خاک و همچنین ایجاد مقاومت لبه در پی می‌شود، که در نتیجه موجب افزایش ظرفیت باربری خاک می‌شود. همچنین با افزایش قطر پی، متعاقباً سطح نیز افزایش می‌یابد، که این خود یکی از عوامل اصلی افزایش ظرفیت باربری است. نمودارهای اشاره شده در شرایط نسبت فشار آب منفذی صفر و در حالت اشباع شده در زمانی که فشار نسبی وجود ندارد، به دست آمده‌اند. در شکل‌های ۱۰ و ۱۱، نمودارهای بار - نشست در حالت نسبت فشار آب منفذی مساوی ۱، برای پی باکت به ترتیب به ازاء قطرهای ۱۰ و ۲۰ سانتی‌متر مشاهده می‌شود. نتایج نشان دادند که با افزایش فشار آب منفذی، ظرفیت باربری پی‌ها به دلیل کاهش تنش مؤثر بین ذرات خاک کاهش یافته است. نتیجه‌ی مهم قابل ذکر این است که با وجود کاهش محسوس مقاومت خاک نسبت به نتایج آزمایش‌ها، در نسبت فشار آب منفذی صفر، ماسه هنوز مقاومت قابل توجهی دارد و پی‌ها دارای ظرفیت باربری هستند.

با مقایسه‌ی دو دسته‌ی آزمون در شرایط نسبت فشار آب منفذی ۰ و ۱ مشخص می‌شود که در هر دو دسته‌ی آزمون‌ها، بهبود عملکرد پی سطحی با اضافه شدن دامنه در اطراف پی کاملاً مشهود است. در دسته‌ی دوم آزمون‌ها، با افزایش نسبت



شکل ۱۳. نسبت نشست پی باکت به پی سطحی.

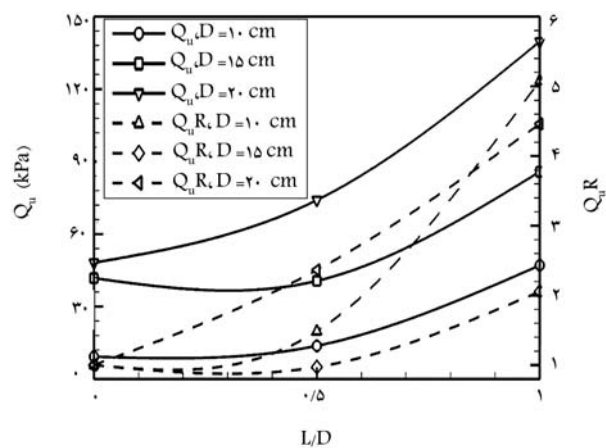
خود شود و پی به همراه خاک درون خود به مانند یک پی واحد عمل کند. در این حالت، پی سطحی رفتاری مشابه با پی نیمه عمیق دارد و در نتیجه می توان انتظار رشد بیشتری در افزایش ظرفیت باربری پی داشت. پژوهشگران دیگری نیز مقادیر متفاوتی را برای پی های گوناگون ارائه کرده اند. اید<sup>۱۵</sup> و همکاران (۲۰۰۹)، آزمایش هایی را روی پی مربعی با قطر ۱۰ سانتی متر مستقر بر ماسه با تراکم ۰.۵۷٪ انجام داده و برای پی با L/D برابر ۱، نسبت بهبود ظرفیت باربری را برابر با ۲/۷ گزارش کرده اند.<sup>[۲۴]</sup> الاقباری و محمدزین<sup>۱۶</sup> (۲۰۰۴)، با انجام آزمایش هایی روی پی دایره ای با قطر ۱۲/۵ سانتی متر واقع بر ماسه با تراکم نسبی ۰.۶۴٪ به نسبت بهبود ظرفیت باربری در محدوده ۱/۵ و ۸/۱ دست یافته اند.<sup>[۲۵]</sup> صواف و ناظر<sup>۱۷</sup> (۲۰۰۵)، با انجام آزمایش هایی روی پی دایره ای با قطر ۷/۵ سانتی متر و L/D برابر ۲ واقع بر ماسه با تراکم نسبی ۰.۷۶٪، نسبت بهبود ظرفیت باربری در حدود ۱۰٪ را گزارش کرده اند.<sup>[۲۶]</sup> که دلیل تفاوت نسبت بهبود ظرفیت باربری می تواند وابسته به تراکم نسبی متفاوت خاک، قطر گوناگون، و زبری غیر یکسان پی ها باشد.

در پژوهش حاضر، رابطه پی به منظور تخمین نسبت بهبود ظرفیت باربری برحسب L/D به صورت رابطه ۲ ارائه شده است:

$$Q_{uR} = 1 - 0.185 \left( \frac{L}{D} \right) + 3.34 \left( \frac{L}{D} \right)^2 \quad (2)$$

### ۲.۳. مقایسه نشست پی باکت با پی سطحی

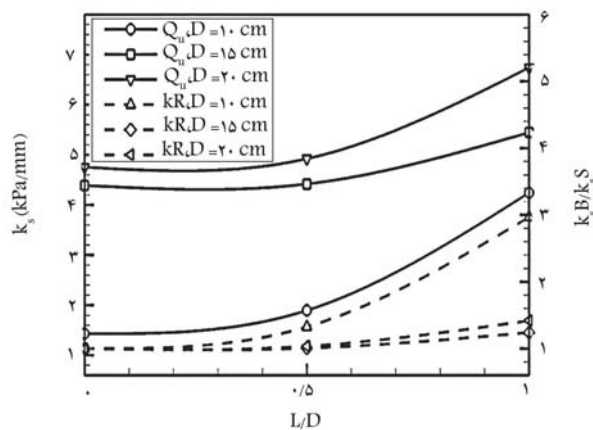
یکی از عوامل تعیین کننده رفتار پی ها، نشست است. در طراحی های پی به منظور کاهش نشست و همچنین در نظر گرفتن عدم قطعیت های بارگذاری وارده و مقاومت خاک، ضریب اطمینانی در حدود ۲ تا ۳ در بحث ظرفیت باربری در نظر گرفته می شود. از این رو در پژوهش حاضر به منظور ارزیابی نسبت L/D بر نشست پی، نشست متناظر با نصف ظرفیت باربری پی سطحی هم قطر، برای تمامی پی ها محاسبه شده است. در شکل ۱۳، نسبت نشست پی باکت به پی سطحی (در تراز تنشی برابر با نصف ظرفیت باربری پی سطحی) مشاهده می شود؛ که مطابق آن، به طور کلی افزایش نسبت L/D موجب کاهش نشست پی شده است. این موضوع برای پی با قطر ۱۰ سانتی متر به وضوح مشاهده می شود. برای پی ها با قطرهای ۱۵ و ۲۰ سانتی متر در یک نسبت عمق به قطر ثابت، احتمال دارد به دلیل شرایط کارگذاری پیچیده تر، امکان تماس مناسب پی با خاک فراهم نشود. از این رو، شیب اولیه منحنی بار - نشست در ابتدای بارگذاری



شکل ۱۴. تغییرات ظرفیت باربری (Q\_u) و نسبت بهبود ظرفیت باربری (Q\_uR): نسبت ظرفیت باربری پی باکت به پی سطحی بر حسب نسبت عمق به قطر پی (۰/۵، ۱ و ۰).

به منظور تعیین ظرفیت باربری بر طبق «راهنمای آزمایش بارگذاری صفحه ای روی خاک و سنگ نرم»، روش های دیگری باید استفاده شود. در پژوهش حاضر، بنا به توصیه راهنمای یاد شده، از روش تقاطع مماس ها یا شیب مماسی منحنی برابر با صفر (یا دست یابی به شیب تقریباً ثابت) استفاده شده است. با توجه به نزدیک بودن مقادیر نتایج دو روش یاد شده، از شیوه صفر یا ثابت شدن شیب مماسی منحنی تنش - نشست (صفر شدن یا ثابت شدن تغییرات تنش بر تغییرات نشست) استفاده شده است. در نمودارهای بار - نشست با افزایش بار، میزان نشست افزایش یافته است و نقطه ی بیشینه ی واضحی وجود ندارد، که بیانگر تراکم کم خاک است. لذا، نتیجه گرفته می شود که پی ها در وضعیت برشی پانچ دچار گسیختگی شده اند. در این حالت، وسیک<sup>[۲۳]</sup> پیشنهاد کرده است نقطه یی از منحنی که شیب منحنی تقریباً ثابت می شود، به عنوان ظرفیت باربری نهایی در نظر گرفته شود. با استفاده از پیشنهاد وسیک و راهنمای آزمایش بارگذاری صفحه ای نقطه یی، منحنی پی که در آن شیب منحنی تقریباً ثابت شده است، به عنوان ظرفیت باربری نهایی در نظر گرفته شده است.

در شکل ۱۴، نسبت ظرفیت باربری پی باکت به پی سطحی بر حسب نسبت عمق به قطر پی (۰/۵، ۱ و ۰) برای حالت نسبت فشار آب منفذی برابر ۰ مشاهده می شود. بررسی نمودار ارائه شده پیرامون ظرفیت باربری مشخص می سازد که افزایش نسبت عمق به قطر پی، موجب افزایش ظرفیت باربری برای تمامی پی ها با قطرهای گوناگون شده است. به طور مثال، برای پی با قطر ۲۰ سانتی متر، افزایش نسبت عمق به قطر پی از ۰ به ۱ موجب افزایش ظرفیت بار از ۰/۷۶ کیلو پاسکال به ۲/۲ کیلو پاسکال شده است، که یکی از دلایل آن، قرار گرفتن عمق تراز پی در نقاط پایین تر و همچنین نیروی اصطکاک بیشتر بسیج شده در پیرامون قسمت مدفون پی باکت است. از سوی دیگر، ارزیابی نسبت بهبود ظرفیت باربری مشخص می سازد که افزایش نسبت عمق به قطر پی، موجب افزایش غیرخطی در بهبود ظرفیت باربری شده است. به طور مثال، برای پی با قطر ۱۰ سانتی متر و نسبت اضافه فشار آب منفذی ۰، نسبت بهبود ظرفیت باربری برای حالت های L/D برابر با ۰/۵، ۱ و به ترتیب برابر با ۱/۴۸، ۵/۰۸ و ۵/۰۸ شده است؛ که این موضوع، افزایش غیرخطی در نسبت بهبود مقاومت در اثر افزایش عمق پی را نشان می دهد. دلیل رفتار اخیر را می توان در پدیده محصورشدگی پی جستجو کرد. در حقیقت، افزایش عمق پی باکت موجب می شود تا لبه های پی باکت، موجب محصورشدگی ماسه ای درون



شکل ۱۴. مدول عکس‌العمل بستر در زمان گسیختگی.

ناشی از جوشش و تحکیم ناشی از زوال فشار آب حفره‌بی اضافی در نشست‌های ناشی از جوشش اثرگذارند. نشست فونداسیون‌های سطحی و سازه‌های روی آن می‌تواند به علت کمبود جزئی یا کلی ظرفیت باربری یا نشست‌های تجمعی ناشی از نوسان سازه (اندرکنش خاک - سازه) رخ دهد. مدل‌هایی که در کاربردهای مهندسی استفاده می‌شوند، فقط نشست‌های سطح آزاد را به عنوان نشست‌های ناشی از جوشش گزارش می‌کنند و بر اساس مشاهده رفتار خاک در آزمایشگاه و مطالعات موردی، نشست‌های ناشی از جوشش را تخمین می‌زنند. به علت تعداد محدود مطالعات موردی، تخمین این نسبت‌ها با عدم قطعیت بالایی همراه است.

#### ۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، روش مدل‌سازی فیزیکی با شرایط تراوش رو به بالا در خاک ماسه‌بی بابل‌سراسفاده شده است. پی باکت تحت بارافزایشی قائم در نسبت فشار آب منفذی ۰ و ۱ قرار گرفته است. از سه نسبت مختلف برای عمق مدفون‌شدگی پی استفاده شده است، که عبارت‌اند از: ۰، ۵/۰ و ۱. در این دسته از آزمایش‌ها از پی باکت با قطرهای ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متر استفاده شده است. خلاصه‌ی نتایج به دست آمده به این شرح است:

- افزایش نسبت عمق به قطر پی، موجب افزایش ظرفیت باربری برای تمامی پی‌ها می‌شود. برای پی با قطر ۲۰ سانتی‌متر افزایش نسبت عمق به قطر پی از ۰ به ۱ موجب افزایش ظرفیت باربری از ۷۶٪ کیلوپاسکال به ۲/۲ کیلوپاسکال شده است.
- افزایش نسبت عمق به قطر پی موجب افزایش غیرخطی در بهبود ظرفیت باربری شده است. برای پی با قطر ۱۰ سانتی‌متر، نسبت بهبود ظرفیت باربری برای حالت‌های  $L/D$  برابر با ۰، ۵/۰ و ۱ به ترتیب مساوی با ۱، ۴۸٪ و ۵/۰۸ شده است. این موضوع افزایش غیرخطی در نسبت بهبود مقاومت در اثر ایجاد محصورشدگی با افزایش عمق پی را نشان می‌دهد.
- به طورکلی افزایش نسبت عمق به قطر پی موجب کاهش نشست شده است. در حقیقت، با افزایش عمق پی باکت، نیروی مقاوم ناشی از افزایش اصطکاک خاک با لبه‌های پی افزایش یافته است، که منجر به کاهش نشست شده است. بنابراین در شرایطی که عامل نشست، معیارکنترل‌کننده در ظرفیت باربری باشد، استفاده از پی‌های باکت می‌تواند موجب دست‌یابی به ظرفیت مشابه با پی سطحی و نشست بسیار کمتر از آن شود.
- مقدار بهبود ضریب عکس‌العمل بستر در پی باکت وابسته به قطر پی و نسبت عمق به قطر پی در محدوده‌ی ۱ تا ۳ تغییر کرده است. افزایش نیروی اصطکاک بسیج شده و ایجاد محصورشدگی در ماسه‌ی زیر پی و همچنین کاهش نشست، دلیل رفتار اخیر است.
- مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از آزمون‌های آزمایشگاهی و روابط تجربی ظرفیت باربری مشخص می‌سازد که روش مایرهورف می‌تواند به عنوان روشی مناسب برای تعیین ظرفیت باربری پی باکت مد نظر قرار گیرد.
- با توجه به عملکرد بهتر پی باکت نسبت به پی سطحی می‌توان از این شالوده‌ی نوآورانه به صورت تک‌پایه و یا چندپایه برای استقرار توربین‌های بادی در مناطق فراساحلی استفاده کرد.

قدری کمتر از شیب پی سطحی است. این موضوع با ادامه‌ی بارگذاری و ایجاد تماس کامل کف پی با خاک مرتفع شده است (مطابق با شکل‌های ۷ الی ۱۱). در ادامه‌ی بارگذاری همان‌طور که مشاهده می‌شود، به ازاء یک سطح تنش اعمالی مشخص، در پی سطحی نشست بیشتری ایجاد شده است. این در حالی است که افزایش نسبت  $L/D$  موجب کاهش نشست شده است. در حقیقت، با افزایش عمق پی باکت و بسیج نیروی پیرامونی در دامنه‌های پی، کاهش نشست نسبت به پی‌های سطحی مشاهده می‌شود. بنابراین در مسائلی که عامل نشست، نسبت به گسیختگی، در ظرفیت باربری تأثیرگذار هستند، استفاده از پی‌های باکت می‌تواند موجب دست‌یابی به ظرفیت مشابه با پی سطحی و نشست بسیار کمتر از آن شود.

#### ۳.۳. مدول عکس‌العمل بستر

یکی از پارامترهایی که رابطه‌ی فشار - نشست در شالوده‌ها را مرتبط می‌سازد، مدول عکس‌العمل بستر است، که از تقسیم فشار بر سطح مورد نظر بر نشست متناظر با آن به دست می‌آید. در پژوهش حاضر، مدول عکس‌العمل بستر در زمان گسیختگی پی باکت برای حالت‌های مختلف آزمایش، در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود. همچنین در شکل اخیر، نسبت مدول عکس‌العمل بستر پی باکت ( $k_s B$ ) به مدول عکس‌العمل بستر پی سطحی ( $k_s S$ )، به صورت  $kR = k_s B / k_s S$  نیز ارائه شده است. بررسی نتایج به دست آمده مشخص می‌سازد که افزایش قطر پی و همچنین نسبت  $L/D$  موجب افزایش مدول عکس‌العمل بستر و همچنین نسبت  $k_s B / k_s S$  شده است. مقدار بهبود مدول عکس‌العمل بستر وابسته به قطر پی و نسبت  $L/D$  در محدوده‌ی ۱ تا ۳ تغییر می‌کند. پیرامون تبیین این رفتار می‌توان به دو عامل اشاره کرد: ۱) افزایش عمق پی باکت به دلیل بیشتر شدن سطح تماس پی با خاک و در نتیجه افزایش نیروی اصطکاک بسیج شده موجب افزایش ظرفیت باربری می‌شود. ۲) مطابق نمودار بار - نشست، به دلیل افزایش دامنه‌ی پی و ایجاد محصورشدگی بیشتر در ماسه‌ی زیر پی باکت، سختی بیشتر شده است. به عبارت دیگر، نفوذ پی به عمق بیشتر موجب کاهش نشست ایجاد شده به ازاء یک سطح مشخص می‌شود. بنابراین دو عامل ذکر شده، افزایش ظرفیت باربری با افزایش نسبت  $L/D$  منطقی است. عوامل مختلفی چون تغییرشکل‌های ناشی از تنش‌های برشی، خروج ماسه

1. Frederikshavn
2. Gourvenec & Randolph
3. Wang
4. Yan
5. Kelly
6. Barari
7. Ding
8. Loadcell
9. linear variable differential transformer
10. Ishihara
11. Castro
12. Terzaghi
13. Hansen
14. Meyerhof
15. Eid
16. Al-Aghbari & Mohamedzein
17. Sawwaf & Nazer

### منابع (References)

1. Hammar, L., Andersson, S., Rosenberg, R. and et al. "Adapting offshore wind power foundations to local environment", *Naturvardsverket* (2010).
2. Larsen, K.A. "Static behaviour of bucket foundations", *DCE Thesis, Dep. Civ. Eng. Aalborg Univ. Denmark* (2008).
3. Gourvenec, S. and Randolph, M. "Effect of strength non-homogeneity on the bearing capacity of circular skirted foundations subjected to combined loading", *In: 12<sup>th</sup> Int. Offshore Polar Eng. Conf., International Society of Offshore and Polar Engineers* (2002).
4. Wang, X., Zeng, X. and Li, J. "Vertical performance of suction bucket foundation for offshore wind turbines in sand", *Ocean Eng.* **180**, pp. 40-48 (2019).
5. Yan, Z., Fu, D.F., Zhang, B.H. and et al. "Large-scale laboratory tests of a new type of bucket foundation in sand subjected to vertical loading", *Appl. Ocean Res.*, **97**, 102072 (2020).
6. Li, Y., Yang, S. and Zou, X. "Advanced concept design and numerical study of suction bucket foundation in deep ocean," *Ocean Eng.*, **54**, pp. 142 -149 (2012).
7. Abdel-Rahman, K. and Achmus, M. "Behaviour of monopile and suction bucket foundation systems for offshore wind energy plants," *in Proceedings of 5th International Engineering Conference*, **12**(July), pp. 317 -321 (2006).
8. Cassidy, M.J., Byrne, B.W. and Houlsby, G.T. "Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand," *Gotechnique*, **52**(10), pp. 705 -712 (2002).
9. Houlsby, G.T. and Cassidy, G.T. "A plasticity model for the behaviour of footings on sand under combined loading," *Gotechnique*, **52**(2), pp. 117 -129, (2002).
10. Cassidy, M.J. "Experimental observations of the combined loading behaviour of circular footings on loose silica sand," *Gotechnique*, **57**(4), pp. 397 -401 (2007).
11. Kelly, R.B., Houlsby, G.T. and Byrne, B.W. "A comparison of field and laboratory tests of caisson foundations in sand and clay" *Gotechnique*, **56**, pp. 617-626 (2006).
12. Barari, A., Ibsen, L.B., Taghavi Ghalesari, A. and et al. "Embedment effects on vertical bearing capacity of offshore bucket foundations on cohesionless soil", *Int. J. Geomech.*, **17**, 4016110 (2017).
13. Ding, H., Hu, R., Zhang, P. and et al. "Load bearing behaviors of composite bucket foundations for offshore wind turbines on layered soil under combined loading", *Ocean Eng.*, **198**, 106997 (2020).
14. Ibsen, L.B., Larsen, K.A. and Barari, A. "Calibration of Failure Criteria for Bucket Foundations on Drained Sand under General Loading", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, **140**(7), p. 4014033, Jul. (2014).
15. Park, J.-S., Park, D. and Yoo, J.-K. "Vertical bearing capacity of bucket foundations in sand", *Ocean Eng.*, **121**, pp. 453-461 (2016).
16. Lian, J., Zhao, Y., Dong, X. and et al. "An experimental investigation on long-term performance of the wide-shallow bucket foundation model for offshore wind turbine in saturated sand", *Ocean Eng.*, **228**, 108921 (2021).
17. Ishihara, K., Verdugo R. and Acacio, A.A. "Characterization of cyclic behavior of sand and postseismic stability analysis", *Proc., 9<sup>th</sup> Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **2**, London, pp. 45-70 (1991).
18. Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique*, **43**(3), pp. 349-415 (1993).
19. Castro, G. "Liquefaction of sand", *PhD thesis, Division of Engineering and applied Physics*, Harvard University (1969).
20. Calvetti, F., Prisco, C. and Nova, R. "Experimental and numerical analysis of soil-pipe interaction", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **130**, pp. 1292-1299 (2004).
21. Jafarian Y., Haddad, A. and Mehrzad, B. "Load-settlement mechanism of shallow foundations rested on saturated sand with upward seepage", *International Journal of Geomechanics*, **17**(3), 04016076 (2017).
22. Meyerhof, G.G. "Some recent research on the bearing capacity of foundations", *Can. Geotech. J.*, **1**, pp. 16-26 (1963).
23. Vesic, A.S. "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," *J. Soil Mech. Found. Div.*, **99**(1), pp. 45 -73 (1973).
24. Eid, H.T., Alansari, O.A., Odeh, A.M. and et al. "Comparative study on the behavior of square foundations resting on confined sand", *Can. Geotech. J.*, **46**, pp. 438-453 (2009).
25. Al-Aghbari, M.Y. and Mohamedzein, Y.E.A. "Bearing capacity of strip foundations with structural skirts", *Geotech. Geol. Eng.*, **22**, pp. 43-57 (2004).
26. El Sawwaf, M. and Nazer, A. "Behavior of circular footings resting on confined granular soil", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, **131**, pp. 359-366 (2005).
27. El Sawwaf, M. and Nazer, A. "Behavior of circular footings resting on confined granular soil," *J. Geotech Geoenvironmental Eng.*, **131**, pp.359-366 (2005).



# امکان‌سنجی بهبود ارزش پروژه‌های عمرانی بزرگ مقیاس با استفاده از تلفیق مهندسی ارزش و مدل پیش‌بینی استنتاج فازی

عباس تاج‌الدینی\* (استادیار)

پرویز عالی‌پور (استادیار)

علی پایدار (استادیار)

سعید کاشیان (کارشناس ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد کرج

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۴، ص. ۱۳-۲۳، پژوهشی)

با استفاده از مفاهیم مهندسی ارزش و بررسی مشکلات و موانع کاربرد روش ذکر شده در ساختار مجموعه‌های کارفرمایی، پیمانکاری و مشاوره‌یی، پژوهش حاضر سعی دارد معیارهای اصلی و میزان تأثیرشان در بهبود ارزش ابر پروژه‌ها را بسنجد. هدف اصلی، پیش‌بینی میزان تأثیر عامل‌های مرتبط با کیفیت، زمان و هزینه در ارزش ابر پروژه‌ها با استفاده از یک مدل استنتاج فازی - عصبی تطبیقی است. جهت ساخت مدل پیش‌بینی مذکور، اطلاعات لازم توسط یک پرسش‌نامه جمع‌آوری شده است، که روائی و پایایی آن نیز بررسی و تأیید شده است. بر اساس نظرات خبرگان موضوع و انجام مصاحبه، ارزیابی میزان تأثیر معیارهای اصلی مهندسی ارزش در کیفیت، زمان و هزینه‌ی یک ابر پروژه (مطالعه‌ی موردی: پروژه‌ی ایران‌مال) انجام شده و مدل مذکور توسعه یافته است. نتایج پژوهش حاضر نشان داد که بیشترین و کمترین میزان تأثیر در بین معیارهای انتخابی در مدیریت کارآمد ابر پروژه‌ها، هر دو مربوط به عامل زمان با معیارهای «برنامه‌ریزی صحیح» و «جلب‌گیری از تداخل مسئولیت‌ها» بوده است.

a.tajaddini@kiaiu.ac.ir  
aalipour@kiaiu.ac.ir  
a.paydar@iaumalard.ac.ir  
s.kashian@yahoo.com

واژگان کلیدی: مهندسی ارزش، مدل پیش‌بینی، پروژه‌های ساختمانی بزرگ‌مقیاس، سیستم استنتاج فازی - عصبی تطبیقی.

## ۱. مقدمه

ساخت و بهره‌برداری از پروژه می‌شوند، که در نهایت به کاهش ارزش پروژه منجر می‌شوند.

بررسی‌ها نشان می‌دهند درصد قابل ملاحظه‌یی از طرح‌های عمرانی در کشورهای در حال توسعه، مانند ایران، مشکلات اساسی در مرحله‌ی طراحی دارند. این امر موجب می‌شود بسیاری از طرح‌های عمرانی ناقص اجرا شوند و بسیاری دیگر نیز در مرحله‌ی بهره‌برداری مشکل داشته باشند. با در نظر گرفتن واقعیات ذکر شده، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی به لزوم اجرای مهندسی ارزش در بند «ج» ماده‌ی ۶۱ قانون برنامه‌ی سوم توسعه‌ی کشور توجه کرده است. همین‌طور ماده‌ی ۳۱ قانون برنامه‌ی چهارم توسعه‌ی کشور، دولت را مکلف کرده است که به منظور افزایش کارآمدی و اثربخشی طرح‌های سرمایه‌گذاری را با رویکرد نتیجه‌گرا، استقرار نظام مدیریت کیفیت و مهندسی ارزش در پروژه‌های تملک دارایی‌های سرمایه‌یی از سال اول برنامه‌ی چهارم توسعه فراهم کند. با توجه به اهمیت موضوع و لزوم بهره‌مندی از مفاهیم مهندسی ارزش در ابر پروژه‌های ساختمانی در کشور، پژوهش حاضر با تلفیق منطق فازی و مؤلفه‌های تأثیرگذار مهندسی ارزش، یک مدل پیش‌بینی ANFIS<sup>۱</sup> ارائه

همه ساله، بخش عمده‌یی از درآمدهای کشورها، صرف سرمایه‌گذاری در پروژه‌های عمرانی می‌شود، که پروژه‌های بزرگ‌مقیاس در آن سهم به‌سزایی دارند. پروژه‌های بزرگ‌مقیاس به دلیل پیچیدگی طراحی، تعدد سازمان‌ها و افراد درگیر در پروژه و تنوع فعالیت‌ها عموماً در چارجوب هزینه و زمان تعیین شده‌ی اولیه قرار نمی‌گیرند. لذا به‌کارگیری مفهوم مهندسی ارزش جهت بهینه‌سازی هزینه‌ها و تخصیص صحیح منابع ضروری است. از سوی دیگر، تأخیر در پیشرفت فیزیکی پروژه، نه فقط موجب طولانی شدن زمان اجرا و صرف هزینه‌های قابل ملاحظه برای تکمیل آن‌ها می‌شود، بلکه نارضایتی‌های زیاد و مشکلات متعددی را نیز ایجاد خواهد کرد. دلایل و عوامل زیادی، از جمله: تفکر مبتنی بر عادت‌ها و سنت‌ها، محدودیت در زمان، ضعف در روابط انسانی و هماهنگی و فقدان یا کمبود منابع مالی هستند، که موجب تحمیل هزینه‌های اضافی بر پروژه‌ها در طی فرایند طراحی،

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱۴/۱۴، اصلاحیه ۱۴۰۱/۵/۳۱، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۱۴.

DOI:10.24200/J30.2022.60060.3082

داده است، که برای سنجش میزان تأثیر معیارهای مهندسی ارزش در بهبود ارزش پروژه‌های عمرانی نوآورانه محسوب می‌شود.

## ۲. مرور ادبیات و پیشینه‌ی پژوهش

بر اساس آخرین ویرایش استاندارد PMBOK<sup>۲</sup>، پروژه<sup>۳</sup> عبارت از تلاشی موقتی است، که به منظور تولید محصول، خدمت، یا نتیجه‌ی منحصر به فرد انجام می‌گیرد. ماهیت موقتی یک پروژه، نشان‌دهنده‌ی وجود یک آغاز و یک پایان برای پروژه و یا هر مرحله از پروژه است. پروژه می‌تواند یک فرایند مجزا و یا بخشی از یک طرح یا فعالیت بزرگ‌تر باشد. بر اساس تعریف استاندارد ICB<sup>۴</sup>، پروژه یک عملکرد محدود شده توسط زمان و هزینه برای دستیابی به محدوده‌ی تعریف شده برای برآوردن موضوعات پروژه و بر اساس استانداردهای کیفیت و الزامات فنی است. قابل توجه است که همه‌ی استانداردهای مذکور، به موارد محدودیت زمان، هزینه (منابع مالی) و موقتی بودن در کنار تولید یک محصول مشخص و منحصر به فرد توجه کرده‌اند.<sup>[۲]</sup>

مدیریت پروژه، عبارت از برنامه‌ریزی و هدایت پروژه در چهارچوب زمان، هزینه و کیفیت مشخص در جهت حصول نتایج مشخص آن است.<sup>[۱]</sup> به بیانی دیگر، مدیریت پروژه را می‌توان به‌کارگیری دانش، مهارت‌ها، ابزارها و روش‌های لازم در اداره‌ی جریان اجرای فعالیت‌ها، به‌منظور رفع نیازها و انتظارات متولیان از اجرای پروژه دانست. در نگاه اول، ممکن است ابزارها و روش‌های استفاده شده در مدیریت پروژه، به‌صورت اضافی، زمان‌بر و هزینه‌زا به‌نظر بیایند؛ اما باید توجه داشت که مدیریت پروژه تنها راهی است که می‌تواند انجام به موقع پروژه را مطمئن سازد.

زمان محدودیتی است که نه به‌عنوان هزینه و نه به‌عنوان منابع پروژه منظور می‌شود. بنابراین، مدیر پروژه نمی‌تواند تغییرات آن را کنترل کند. این خصوصیت زمان، آن را از سایر موارد و همچنین بخش‌های هزینه‌ی متمایز می‌سازد. باید متذکر شد که صرف هیچ تلاشی مهم‌تر از تلاش برای کاهش هزینه‌ها نیست.<sup>[۱]</sup> یکی از مؤلفه‌های مهم پروژه، کیفیت محصول نهایی است. مقدار زمانی که برای هر فعالیت تعیین می‌شود، ارتباط تنگاتنگی با کیفیت کلی پروژه دارد. بعضی از فعالیت‌ها برای این‌که به‌طور مناسبی اجرا شوند، به مقدار زمان مشخصی نیاز دارند؛ اما اختصاص زمان بیشتر، باعث ارتقاء کیفیت می‌شود. در پروژه‌های بزرگ‌مقیاس، کیفیت بالا عامل مهمی بر روی میزان زمان و هزینه‌ی پروژه است و برعکس. در مجموع و به‌طور خلاصه می‌توان همه‌ی محدودیت‌های اخیر را در زمان مشخص، کیفیت مشخص و بودجه‌ی مشخص خلاصه کرد.<sup>[۵]</sup>

طبق نوشتار آتابای<sup>۵</sup> و همکارش (۲۰۱۳)،<sup>[۶]</sup> ارزش یک پروژه عبارت از نسبت کارکرد (یا همان عملکرد مطلوب) پروژه به هزینه‌ی انجام شده است. بنابراین، برای افزایش ارزش یک پروژه یا باید کیفیت عملکرد را بالا برد و یا باید کیفیت مطلوب مدنظر را با کمینه‌ی هزینه محقق کرد. تمرکز و هدف اصلی مهندسی ارزش، افزایش ارزش یک پروژه در مدت زمان پیش‌بینی شده است. مجموعه‌ی مفاهیم مهندسی ارزش،<sup>۶</sup> رویکردی سازمان یافته و خلاق است، که هدف آن تعیین دقیق و کارآمد هزینه‌های غیرضروری سازمان است. هزینه‌هایی که صرف آن‌ها هیچ‌یک از جنبه‌های کیفی، کاربردی، مشتری‌مداری و ظاهری را بهبود نمی‌بخشد. یکی از اهداف عمده‌ی مهندسی، ارزش حذف هزینه‌های غیرضروری است.<sup>[۷]</sup> مهندسی ارزش، روشی خلاقانه است که برای حل مسئله، کاهش هزینه و بهبود عملکرد، و کیفیت پروژه

به‌کار می‌رود.<sup>۷</sup> بر اساس تعریف مؤسسه‌ی بین‌المللی مدیریت پروژه، مهندسی ارزش به‌عنوان یک ابزار قدرتمند حل مسئله به شمار می‌رود، که قادر است هزینه‌ها را در حالی که عملکرد و کیفیت بهبود می‌یابند، کاهش دهد.<sup>[۸]</sup> هدف عالی‌هی مهندسی ارزش، برگشت بیشترین ارزش برای مقدار پول هزینه شده است. مهندسی ارزش برای حصول اطمینان از دسترسی به هدف مذکور، بر ارزش پروژه در کلیه‌ی مراحل، آن، از جمله: طراحی، مشخصات فنی، ساخت، خرید، بسته‌بندی، حمل و نقل، فروش، خدمات و غیره دخالت و نظارت دارد. مهندسی ارزش عملکرد محصول، خدمات و یا سیستم را با این هدف که با صرف کمترین هزینه به بهترین وضع خود برسد، تحلیل می‌کند.<sup>[۹]</sup>

لازم به ذکر است که بیشتر مطالعات انجام شده در حوزه‌ی مهندسی ارزش،<sup>[۱۰-۱۳]</sup> در پروژه‌های ساختمانی تأکید دارند که معیارهای اصلی، شامل: کاهش هزینه‌های ساخت و بهره‌برداری، کاهش زمان اجرا، افزایش کیفیت ساخت با حفظ ایمنی، کارایی، عملکرد، قابلیت تعمیر و نگهداری، دوام و زیبایی پروژه است. با این حال، در برخی مطالعات،<sup>[۱۴]</sup> به عوامل دیگری، چون: رضایت ذی‌نفعان (شامل: کارفرما، مشاور، مجری، و یا کاربر) یا انتظارات ایشان اشاره و البته تأکید شده است که عوامل اخیر، از جمله شاخص‌های ارزیابی عملکرد و موفقیت پروژه هستند، که به‌طور مجزا از بحث مهندسی ارزش، قابل مطالعه هستند. همچنین، باید اشاره شود که در حوزه‌ی مهندسی عمران، چهار حوزه‌ی مطالعاتی بسیار نزدیک به هم در یکی دو دهه‌ی اخیر مطرح و بررسی شده‌اند، که عبارت‌اند از: ۱. ارزیابی عملکرد و کنترل پروژه؛ ۲. ارزیابی پیشرفت و موفقیت پروژه؛ ۳. تحلیل ریسک، شکست و عدم قطعیت در پروژه؛ و نیز ۴. سنجش و ارتقاء ارزش پروژه. پژوهش حاضر فقط با نگاه سنجش ارزش ابرپروژه‌ها انجام شده و از بیان مفاهیمی چون زنجیره‌ی ارزش یا تولید ارزش، که عمدتاً به مباحث سنجش موفقیت پروژه مربوط می‌شوند، به‌دلیل پرهیز از پیچیدگی امر، جلوگیری به عمل آمده است. در مجموع، می‌توان حوزه‌های کاربردی مهندسی ارزش را به سه بخش: پروژه، محصول و فرایند تقسیم کرد، که در مسیر پژوهش حاضر به آن‌ها توجه شده است.

لازم به توضیح است که دامنه‌ی کاربرد مهندسی ارزش، معمولاً به واسطه‌ی ذهنیت کاربران محدود می‌شود. مهندسی ارزش در تمام مراحل یک پروژه، قابل اجراء است؛ اما بیشترین سود حاصل از آن در مراحل ابتدایی پروژه - یعنی برنامه‌ریزی و طراحی - صورت می‌گیرد، که انعطاف‌پذیری بیشتر کارفرما و طراح، موجب اعمال تغییرات ساده‌تر و تأثیر کمتر در تغییر زمان‌بندی پروژه است و هزینه‌ی کمتری را نیز به پروژه تحمیل می‌کند.

روش‌های مهندسی ارزش را می‌توان به سه گروه تقسیم کرد: نگاه صرفم، نگاه اول و نگاه دوم مهندسی ارزش.<sup>[۱۵]</sup> نگاه صرفم مهندسی ارزش، در مرحله‌ی توسعه‌ی محصول استفاده می‌شوند، که هدف آن توسعه‌ی یک راه‌حل به‌عنوان عملکردی یکپارچه در مرحله‌ی طراحی محصول، به‌منظور بهبود عملکرد محصول است. نگاه اول، در انتهای مرحله‌ی توسعه‌ی محصول و در تمامی مراحل برنامه‌ریزی استفاده می‌شود، که هدف آن طراحی و توسعه‌ی محصولات جدید با ارزشی افزایش یافته، افزایش عملکرد برای مشتری و بدون افزایش هزینه‌هاست. نگاه دوم، در بخش آخر مرحله‌ی برنامه‌ریزی و بخش اول مرحله‌ی آماده‌سازی محصول رخ می‌دهد، که هدف آن خلق ارزش و عملکرد بهتر محصول‌های موجود است. برنامه‌ی کاری، یکی از روش‌های مهندسی ارزش است. روش مهندسی ارزش در کارگاه‌های مهندسی ارزش استفاده می‌شود و شامل ۵ گام است. در واقع، ۵ فاز مجزا در روش برنامه‌ی کاری مهندسی ارزش وجود دارد، که عبارت‌اند از: ۱. اطلاعات، ۲. حدس و گمان، ۳.



رتبه‌بندی عوامل کلیدی، که در هزینه‌های پروژه تأثیر دارند، استفاده شده است. نتایج نشان داده است که ۱۶ عامل کلیدی، هزینه‌زا هستند. سپس محاسبه‌ی شاخص شدت به‌منظور تعیین عوامل کلیدی ذکر شده برای تأمین هزینه انجام شده است. مطالعه‌ی اخیر نشان داد که دامنه‌ی پروژه در قرارداد به وضوح تعریف شده و کنترل هزینه‌ها، عامل تعیین‌کننده برای افزایش هزینه بوده است.

به‌شکله ۱۶ و همکارانش (۲۰۱۴)،<sup>[۲۳]</sup> در مطالعه‌ی خود یک مدل برای مهندسی ارزش یکپارچه ارائه کرده‌اند. مدل مذکور با در نظر گرفتن فرایندهای ساخت و همچنین شبکه‌های زنجیره‌ی تأمین توسعه یافته و به آن دسته از عواملی که به‌عنوان محرک هزینه و ارزش در شرکت‌های تولیدی هستند، توجه شده است. الریص و قنبدیل<sup>۱۷</sup> (۲۰۰۵)،<sup>[۲۴]</sup> در نوشتار خود به بررسی موازنه‌ی سه عامل: هزینه، زمان و کیفیت با رویکرد مهندسی ارزش در پروژه‌ی ساخت آزادراه پرداخته‌اند، که در آن با استفاده از الگوریتم ژنتیک به حل مدل سه هدفه با رویکرد کاهش هزینه، زمان پروژه و افزایش کیفیت پرداخته شده است.

خالدیان (۲۰۲۱)،<sup>[۲۵]</sup> اشاره می‌کند که بسیاری از مطالعات به‌جای نگاه به ارزش پروژه‌ها به ارزیابی عملکرد و بررسی میزان موفقیت پروژه‌ها پرداخته‌اند. همچنین ایشان اشاره کرده است که اگرچه موارد متعددی بررسی و مطالعه شده است، ولی نشان داده شده است که موفقیت پروژه در گروهی تحقق زمان، هزینه و کیفیت مطلوب است. خاموشی و گل‌افشانی (۲۰۱۴)،<sup>[۲۶]</sup> بیان کرده‌اند که تحلیل زمان و هزینه در تعیین شکست یا موفقیت پروژه، نقش اساسی دارند.

طی یک مطالعه‌ی مروری جامع، چن<sup>۱۸</sup> و همکارانش (۲۰۲۲)،<sup>[۲۷]</sup> نشان داده‌اند که به‌کارگیری مهندسی ارزش، روشی مؤثر در بهبود ارزش پروژه‌های ساختمانی دارد. به بیان ایشان، روش‌ها و ابزارهای متعددی برای سنجش و پیاده‌سازی مهندسی ارزش در صنعت ساختمان طی ۵۰ سال اخیر استفاده شده است، که البته روش فازی استنتاجی در میان آن‌ها نیست. در پژوهش اخیر همچنین بیان شده است که بررسی ارزش پروژه‌های بزرگ در کشورهای در حال توسعه (مانند ایران)، بسیار ضروری و مؤثر خواهد بود. در یک پژوهش دیگر، الحجازی<sup>۱۹</sup> (۲۰۲۰)،<sup>[۲۸]</sup> با مرور دقیق ادبیات موضوع نتیجه گرفته است که مطالعه‌ی مهندسی ارزش با نگاه به مؤلفه‌های هزینه، زمان و کیفیت در پروژه‌های بزرگ و مهم، بسیار اهمیت دارد. وی اشاره می‌کند که جای به‌کارگیری یک روش تصمیم‌گیری هوشمند، که بتواند به‌طور جامع معیارهای اصلی مهندسی ارزش را در بر بگیرد، در میان روش‌های تاکنون استفاده شده خالی است.

لذا پژوهش حاضر سعی دارد با بررسی جامع مؤلفه‌های مؤثر در بهبود ارزش ابرپروژه‌ها، میزان اهمیت آن‌ها را بسنجد. دلیل انتخاب ابرپروژه‌ها، بزرگی حجم و پیچیدگی اجرای آن‌هاست. طبق تعریف حاجی‌علیخانی و همکارانش (۲۰۱۷)،<sup>[۲۹]</sup> پروژه‌های بزرگ مقیاس پروژه‌هایی با هزینه‌ی بسیار بالا (بیش از ۱۰ میلیون دلار)، مدت ساخت طولانی (بیش از ۲ سال)، به‌کارگیری تعداد زیادی پرسنل اجرایی و تدارکاتی، اشتغال هم‌زمان تعداد زیادی از شرکت‌ها، ذی‌نفعان و پیمانکاران و اثرگذاری در زندگی هزاران نفر هستند، که موجب پیچیدگی و اهمیت آن‌ها می‌شود. درصد زیادی از ابرپروژه‌های ذکر شده با چالش‌های زیادی دست به‌گریبان هستند و بعضاً دچار شکست می‌شوند. لذا بررسی چگونگی افزایش ارزش آن‌ها، بسیار مورد نیاز است. لازم به ذکر است که در پژوهش حاضر سعی شده است تا معیارهای تحقیق جامع و متناسب با شاخص‌های پروژه‌های بزرگ مقیاس انتخاب شود. همچنین، همان‌گونه که پیشتر اشاره شد، استفاده از یک مدل پیش‌بینی استنتاجی فازی برای سنجش میزان تأثیر اهمیت معیارهای پژوهش در بهبود ارزش پروژه به‌عنوان راهکاری نوین و کاربردی در نظر گرفته شده و کارایی آن مطالعه شده است.

ارزیابی،<sup>۴</sup> توسعه و<sup>۵</sup> ارائه.<sup>۱۶</sup> در نظریه‌ی دیگری بر اساس نظر کافمن<sup>۸</sup> (۲۰۰۸)،<sup>[۱۷]</sup> مراحل اصلی مهندسی ارزش عبارت‌اند از: ۱. جمع‌آوری اطلاعات، ۲. یافتن ایده‌های خلاقانه، ۳. تجزیه و تحلیل راه‌حل‌های ارائه شده و انتخاب راه‌حل نهایی، ۴. آزمون راه‌حل نهایی؛<sup>۵</sup> اجرا و<sup>۶</sup> بررسی نتایج و انجام اصلاحات لازم.

اگوستین و بودا<sup>۹</sup> (۲۰۱۶)،<sup>[۲۱]</sup> در پژوهش خود به بررسی همبستگی بین زمان و هزینه در تجزیه و تحلیل کمی پروژه‌های ساختمانی با استفاده از منطق فازی پرداختند و دریافتند که پروژه‌های ساختمانی معمولاً با تأخیر و هزینه‌های مازاد مواجه هستند، که باعث کاهش سود شرکت می‌شود و می‌تواند منجر به ورشکستگی آن شود. بنابراین، رویکرد کارآمدتری مثل مهندسی ارزش باید استفاده شود که بتواند خطر حوادث مذکور، عدم اطمینان و محدودیت منابع در برنامه‌ریزی و نظارت بر پروژه‌های ساختمانی و نیز همبستگی بین پارامترهای زمان، هزینه و منابع محدود را لحاظ کند.

در یک پژوهش جامع، گاناراتنی<sup>۱۰</sup> و همکارانش (۲۰۲۰)،<sup>[۱۲]</sup> با ادغام مهندسی ارزش و مفهوم ساخت پایدار، به بررسی پیامدهای مثبت استفاده از مهندسی ارزش در صنعت ساختمان پرداختند و نشان دادند که مهم‌ترین نتایج اشاره شده در ادبیات موضوع عبارت‌اند از: بهینه‌سازی هزینه، افزایش بهره‌وری، صرفه‌جویی در زمان اجرا، بهبود عملکرد، افزایش ایمنی و حصول یک محیط سالم برای زندگی ساکنان است. گانامه و چادوری<sup>۱۱</sup> (۲۰۱۵)،<sup>[۱۸]</sup> مطالعه‌ی بی‌رونی شناسایی ریسک، تحلیل کیفی و تحلیل کمی پروژه‌ها انجام دادند، که اهداف اصلی آن عبارت بودند از: شناسایی عوامل اصلی ریسک‌آور، که در برنامه‌ی زمان‌بندی یک پروژه تأثیر می‌گذارد و تعیین احتمال اجرای کامل پروژه در زمان از پیش تعیین شده. یک فرم پرسش‌نامه در میان ۳۱ نفر صنعت کار با تجربه‌ی اجرایی متفاوت از ۱ سال تا ۱۷ سال توزیع و تحلیل کیفی با ماتریس تأثیر (PI) و تحلیل کمی توسط روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو انجام شده است.

ونفا<sup>۱۲</sup> و همکارش (۲۰۱۴)،<sup>[۱۹]</sup> نیز در نوشتار خود به ارائه‌ی مدل موازنه‌ی مثلث طلائی مدیریت پروژه (یعنی: هزینه، کیفیت و زمان) در پروژه‌های ساختمانی با رویکرد تخصیص منابع پرداخته‌اند؛ که نکته‌ی حائز اهمیت در آن، ارائه‌ی تعریف مناسب‌تری از کیفیت در پروژه‌های ساختمانی بوده است. در واقع، عملیات اجرایی یک پروژه‌ی عمرانی از لحاظ اجرایی با توجه به هزینه، کیفیت و زمان فعالیت از ۴ منظر: ۱. مواد اولیه، ۲. تجهیزات، ۳. نیروی کار و ۴. مدیریت اجرا بررسی شده است.

باک و پوتز<sup>۱۳</sup> (۲۰۱۶)،<sup>[۲۰]</sup> در مطالعه‌ی خود یک روش جدید کنترل کیفیت را برای مهندسی ارزش ارائه کرده‌اند. راجوان<sup>۱۴</sup> و همکارانش (۲۰۱۶)،<sup>[۲۱]</sup> نیز در یک مطالعه‌ی موردی از برنامه‌های کاربردی مهندسی ارزش در یک پروژه‌ی مسکونی واقعی با مقیاس بزرگ، استفاده و روش‌ها و محاسباتی از مطالعات معیارهای مهندسی ارزش و پایداری آن‌ها ارائه کرده‌اند. صرفه‌جویی کلی برآورد شده‌ی پروژه، ناشی از مطالعه‌ی مهندسی ارزش در محدوده‌ی بین ۲۰ تا ۳۰ درصد از هزینه‌ی کل بوده و از این رو، کاهش قابل توجهی را در هزینه‌های کلی پروژه و همچنین صرفه‌جویی در مصرف انرژی که در حدود ۷٪ رسیده است، شاهد بوده‌اند. در پژوهش اخیر، همچنین نحوه‌ی اعمال مهندسی ارزش و پایداری پروژه و چگونگی تأثیر اقتصادی و زیست‌محیطی آن‌ها مطالعه شده است.

چان<sup>۱۵</sup> و همکاران (۲۰۱۵)،<sup>[۲۲]</sup> به بررسی عوامل هزینه‌آور مؤثر در پروژه‌های ساختمانی پرداختند. هدف از مطالعه‌ی ایشان، استخراج عوامل مؤثر در هزینه با ارائه‌ی یک مفهوم و روش جدید برای کمک به کنترل هزینه‌ها بوده است. در پژوهش اخیر، از روش دلفی اصلاح شده برای تثبیت نظرهای کارشناسان و شناسایی و

### ۳. روش‌شناسی پژوهش

در مرحله اول، با بررسی جامع منابع اینترنتی و ادبیات نوشتاری موجود و نیز برگزاری جلسات متعدد طوفان فکری و اخذ نظرات خبرگان امر، تعداد ۵۱ مورد به عنوان معیارهای ارزش مرتبط با موضوع پژوهش شناسایی شدند. سپس، با تهیه یک پرسش‌نامه اولیه، معیارهای اخیر در بین برخی از متخصصان برگزیده حوزه ساخت، که آشنا به مبانی مهندسی ارزش بودند، به پرسش گذاشته شدند و پس از غربالگری اولیه، تعداد ۲۵ مورد از آن‌ها به عنوان معیارهای مؤثرتر تعیین شدند. به بیان بهتر، نتایج حاصل از نظرسنجی از خبرگان در مرحله اول با استفاده از روش شناخته شده تحلیل عاملی (PCA) <sup>۲۰</sup> آنالیز شده است. بر این اساس، معیارهای کم‌اهمیت حذف و در نهایت، تعداد ۲۵ معیار که بیشترین اهمیت را داشتند، تعیین شدند. با توجه به مطالب اشاره شده در بخش قبلی، نگاه غالب در پژوهش حاضر بر روی شاخص‌های ارزش در ابر پروژه‌ها بوده است. لذا برای تکمیل فاز اصلی پژوهش، جامعه‌ی خبرگان هدف در پژوهش حاضر باید از افراد شاغل در ابر پروژه‌ها انتخاب می‌شدند. از این رو، برای مطالعه‌ی موردی، پروژه‌ی «ایران‌مال» در شهر تهران به عنوان پروژه‌ی هدف انتخاب شد، زیرا در زمان انجام پژوهش، مناسب‌ترین گزینه از جهت مطابقت با معیارهای استاندارد تعریف شده در پژوهش حاضر بوده است. در واقع، پروژه‌ی ایران‌مال هم در دسترس بوده و هم جامعیت شرایط لازم برای بررسی و سنجش معیارهای پژوهش را داشته است. لذا، جامعه‌ی خبرگان هدف از بین کارشناسان پروژه‌ی حاضر، که اشراف کافی به مبانی مهندسی ارزش و آشنایی مناسب با مشکلات طرح و اجرای ابر پروژه‌ها را داشتند، انتخاب شدند. در ادامه، داده‌های به دست آمده از پرسش‌نامه‌های نهایی تحلیل و بررسی شده‌اند. سپس، الگویی جهت بهبود ارزش ابر پروژه‌های عمرانی بر اساس معیارهای برگرفته از مهندسی ارزش ارائه شده است. به این صورت که ابتدا داده‌ها توسط نرم‌افزار SPSS تجزیه و تحلیل شده و سپس با استفاده از روش ANFIS یک مدل تحلیلی توسعه یافته است، به طوری که از الگوریتم عصبی و منطق فازی به منظور طراحی نگاشت غیرخطی بین فضای ورودی و خروجی استفاده شده است. در یک مدل عصبی - فازی، خروجی مدل متناسب با داده‌های ورودی، درجه‌ی عضویت، قوانین و توابع درجه‌ی عضویت انتخاب می‌شود. <sup>[۲۰]</sup>

برای تعیین حجم مناسب نمونه‌ی آماری در پژوهش حاضر، پس از بررسی‌های جامع، تعداد ۵۵ نفر کارشناس خبره‌ی موضوع شناسایی شدند. با بهره‌گیری از روش نمونه‌گیری تصادفی و فرمول کوکران، <sup>۲۱</sup> طبق رابطه‌ی ۱، حجم لازم برای جامعه‌ی آماری تعیین شد، که برابر با ۴۸ نفر به دست آمد:

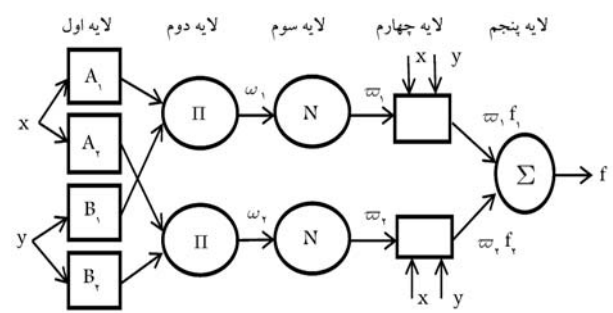
$$n = \frac{Nt^2pq}{Nd^2 + t^2pq} \quad (1)$$

که در آن،  $n$  حجم نمونه‌ی آماری،  $N$  جمعیت جامعه‌ی آماری و  $t$  مقدار توزیع نرمال،  $q$  نسبت نبود صفت در جامعه‌ی آماری،  $p$  نسبت وجود صفت در جامعه‌ی آماری و  $d$  سطح خطاست. در رابطه‌ی اخیر، جمعیت شناسایی شده ۵۵ نفر، مقدار سطح خطا برابر (۰.۵٪ یعنی ۹۵٪ سطح اطمینان)، مقدار توزیع نرمال از جدول سطح زیر منحنی نرمال با ۹۵٪ اطمینان برابر با ۱.۹۶ و مقادیر  $p$  و  $q$  از آمار و اطلاعات گذشته با مقداری برابر با ۰.۵ جایگزین شده‌اند. مجدداً یادآوری می‌شود که با توجه به حساسیت انتخاب صحیح خبرگان طرح و بر اساس شرایط موجود در زمان انجام پژوهش، پروژه‌ی ایران‌مال به عنوان تنها پروژه‌ی متناسب با هدف پژوهش، شناسایی و نسبت به انتخاب خبرگان هدف اقدام شد. به نظر می‌رسد که نتایج پژوهش حاضر، گرچه منحصر به پاسخ‌های خبرگان یک پروژه بوده است، اعتبار لازم و کافی بابت

پاسخ‌گویی به سؤال‌های پژوهش حاضر را دارند؛ زیرا که پروژه‌های مشابه، ماهیت و خصوصیات مشابهی خواهند داشت و رفتار آن‌ها به‌طور مشابه قابل پیش‌بینی خواهد بود. این موضوع به دفعات در برخی ادبیات پژوهش، <sup>[۲۱]</sup> به کار رفته و شرایط تعمیم‌پذیری آن تأیید شده است، که اعتبار مدل پیشنهادی حاضر را تأیید می‌کند.

بر اساس ادبیات موضوع رنگ‌آمیز <sup>۲۲</sup> (۲۰۰۸)، <sup>[۲۳]</sup> ابزار اندازه‌گیری پژوهش باید قادر باشد اطلاعات و داده‌های لازم جهت تجزیه و تحلیل و نتیجه‌گیری‌های نهایی را در اختیار پژوهش‌گر بگذارد و بدین منظور باید پایایی و روایی لازم را داشته باشد. روایی پژوهش عبارت از توانایی ابزار استفاده شده در اندازه‌گیری صفتی است که آزمون برای اندازه‌گیری آن ساخته شده است. در مقابل، پایایی پژوهش عمدتاً به دقت، اعتمادپذیری و ثبات نتایج حاصل اشاره می‌کند. در پژوهش حاضر، اعتبار پرسش‌نامه یا روایی با استفاده از روش محتوایی بررسی شده است. روایی محتوایی به این مطلب اشاره می‌کند که پرسش‌های استفاده شده در یک آزمون تا چه حد معرف کل جامعه‌ی پرسش‌های ممکن است، که می‌توان از محتوای موضوع موردنظر تهیه کرد. این موضوع با استفاده از دو روش بررسی اعتبار سازه‌ی و اعتبار صوری و بر اساس اخذ نظر از متخصصان حوزه‌ی مرتبط تأیید شده است. نظر خبرگان در مورد ارتباط گویه‌ها با شاخص موردنظر و نحوه‌ی طرح گویه‌ها و انسجام درونی آن‌ها لحاظ شده است. همچنین از طریق به‌کارگیری روش آلفای کرونباخ، <sup>۲۴</sup> پایایی پرسش‌نامه نیز اندازه‌گیری شده است. میزان پایایی کل سؤال‌های پرسش‌نامه با استفاده از نرم‌افزار SPSS برای ۲۵ سؤال طرح شده بررسی شده و مقدار آن برای کل سؤال‌ها برابر با عدد ۰.۷۱۸ بوده است، که نشان‌دهنده‌ی همسو بودن سؤال‌های پرسش‌نامه است. بعد از اطمینان از روایی و پایایی، پرسش‌نامه‌ها در میان خبرگان موضوع توزیع شدند. پس از جمع‌آوری پاسخ‌ها، به‌منظور تجزیه و تحلیل داده‌ها، از دو روش تحلیل آماری توصیفی و استنباطی استفاده شد. برای گردآوری داده‌های مربوط به مبانی نظری و طراحی مدل اولیه‌ی پژوهش از منابع کتابخانه‌ی و اینترنتی، شامل: نوشتارهای علمی، پایان‌نامه‌ها با زبده‌های میدانی و مطالعات موردی استفاده شده است. همچنین به‌منظور ساخت مدل خبره‌ی فازی برای امکان‌سنجی بهبود ارزش پروژه‌ی عمرانی بزرگ مقیاس از روش ANFIS استفاده شده است. عوامل پژوهش به صورت کمی و کیفی ارائه و سپس ضمن مصاحبه با افراد با تجربه در این زمینه، عوامل مؤثر شناسایی و بر اساس آن‌ها، یک پرسش‌نامه‌ی استاندارد تدوین شد. پرسش‌نامه‌ی مذکور طی چند مرحله انجام تحلیل عاملی اصلاح شد، که طی مراحل مذکور، سؤال‌های کم‌اهمیت از آن خارج و در نهایت عوامل و زیرعوامل اصلی دارای اهمیت زیاد شناسایی شدند. برای تفسیر سؤال‌ها و درجه‌ی اهمیت آن‌ها از طیف ۵ گزینه‌ی لیکرت <sup>۲۴</sup> استفاده شده است (جدول پیوست ۱). از پرسش‌شوندگان خواسته شد تا میزان تأثیرگذاری هر معیار را با انتخاب گزینه‌ی مناسب مشخص کنند. معیارهای پژوهش برگرفته از مفاهیم شناخته شده‌ی مهندس ارزش و موارد گزارش شده در مطالعات پیشین بودند، که به سه گروه اصلی: کیفیت، زمان و هزینه دسته‌بندی شدند. در واقع تلاش شد تا با مطالعه‌ی جامع ادبیات موضوع، که بسیاری از آن‌ها در بخش منابع معرفی شده‌اند، جامعیت و به‌روز بودن معیارهای انتخابی پژوهش متناسب با هدف پژوهش لحاظ شود. از این رو، تقریباً تمامی موارد مهم، از قبیل: کمبود اعتبار یا منابع مالی، ضعف در برنامه‌ریزی، عدم زمان‌بندی مناسب، ضعف تدارکاتی و ... در معیارهای انتخابی گنجانده شده‌اند. در نهایت، گروه «کیفیت» با ۸ معیار، گروه «زمان» با ۷ معیار و گروه «هزینه» با ۱۰ معیار تعیین و مجموعاً ۲۵ معیار اصلی در پژوهش حاضر بررسی شدند. جامعیت و پالایش متغیرهای بررسی شده در پژوهش حاضر از نقاط قوت آن است.

برای شروع مدل‌سازی، توابع به کار رفته در مدل استنتاجی فازی تطبیقی بررسی شده‌اند؛ که از مشهورترین آن‌ها می‌توان از توابع مثلثی، ۲۸ ذوزنقه‌ی ۲۹ و زنگولبی<sup>۳۰</sup> نام برد. لازم به ذکر است که تعداد لایه‌های ورودی نیز می‌تواند متغیر باشد. خاطرنشان می‌شود که با زیاد شدن تعداد لایه‌های ورودی، به‌وضوح تعیین وزن آن‌ها با مشکل روبرو می‌شود. روند تعیین وزن‌های بهینه و تنظیم مقادیر آن‌ها، عمدتاً به‌صورت بازگشتی انجام می‌شود. بدین منظور، شبکه‌ی مدل‌سازی با استفاده از بخشی از داده‌های ورودی آموزش داده شد و قواعد لازم با استفاده از قابلیت یادگیری شبکه بر اساس الگوریتم‌های متنوع پیشنهاد شد، که همگی قصدشان نزدیک کردن خروجی تولید شده توسط شبکه به خروجی ایده‌آل و مورد انتظار هدف پژوهش بوده است.



شکل ۱. نمای کلی ساختار یک مدل استنتاج فازی. [۳۴]

در ادامه، به‌صورت خودکار، مدل سیستم استنتاج فازی تطبیقی داده‌ها، نرمالایز و به تولید نرون‌ها<sup>۳۱</sup> پرداخته شده است. برای هر فاز عملیاتی، فرایند آموزش و آزمون داده‌های ورودی در شبکه به ترتیب با نسبت ۸۰٪ به ۲۰٪ داده‌ها صورت پذیرفته است، که البته انتخاب‌شان تصادفی بوده است. در پژوهش حاضر، با توجه به این‌که از ۴۸ داده‌ی ورودی (که برابر با تعداد خبرگان پرسش‌شونده است) استفاده شده است، که ۳۸ داده، به‌عنوان داده‌های آموزش و ۱۰ داده نیز به‌عنوان داده‌های آزمون در مدل سیستم استنتاج فازی تطبیقی وارد شده‌اند. البته این تذکر لازم است که جهت تعیین بهترین مدل برازش از بین مدل‌های مطرح شده، مقادیر جذر میانگین مربعات خطا (RMSE) و ضریب تبیین ( $R^2$ ) در هر یک از مدل‌ها محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

گام اول تحلیل، شامل بررسی و مقایسه‌ی ضریب تبیین و جذر میانگین مربعات خطا در هر یک از مدل‌های آزمون شبکه بوده است، چرا که اگر ضرایب تبیین و جذر میانگین مربعات خطا در آزمون شبکه‌ی مدل‌سازی، مقادیر مناسب‌تری باشند، آموزش شبکه نیز به نحو مناسب‌تری انجام می‌گیرد. شایان ذکر است که مناسب‌ترین پاسخ در یک مدل استنتاج فازی، همانی است که کمترین مقدار جذر میانگین مربعات خطا و بیشترین مقدار ضریب تبیین در مدل‌سازی را دارد، تا بهترین مدل برازش انتخاب شود.

در گام بعدی، مدل‌های ساخته شده در سیستم استنتاج فازی تطبیقی، حذف و غربال شده‌اند و در مجموع ۲۵ مدل در سیستم استنتاج فازی تطبیقی بررسی شده‌اند، که دارای مناسب‌ترین مقادیر جذر میانگین مربعات خطا و ضریب تبیین آزمون شبکه بوده‌اند. نتایج به دست آمده از مدل استنتاج فازی برای محاسبه‌ی پیش‌بینی میزان تأثیر معیارها در افزایش ارزش ابرپروژه‌ها در جدول ۲ ارائه شده است. ملاحظه می‌شود که در مدل‌های ایجاد شده در سیستم استنتاج فازی برای توابع trapmf, trimf, و gbellmf با لایه‌های پنهانی و توابع عضویت مختلف، تفاوت معناداری وجود داشته است.

نتایج حاصل از جدول ۲ نشان می‌دهد که مدل استنتاج فازی برای معیار ۱۱ با عنوان «برنامه‌ریزی صحیح برای تقدم و تأخر فازهای مختلف اجرایی» با تابع trimf، با ۳ لایه‌ی پنهان، بهترین جواب را به لحاظ ضریب تبیین ( $R^2$ ) و جذر میانگین مربعات خطا (RMSE) به دست داده است، به طوری که ضریب تبیین مدل آزمون و مدل آموزش بیشترین مقدار و مجموع مربعات خطاها نیز کمترین مقدار را داشته است. مقادیر جذر میانگین مربعات خطا و ضریب تبیین برای معیار ۱۱ در حالت آزمون برابر با ۲/۲۹۴ و ۰/۸۰۱ و برای حالت آموزش ۲/۵۹۱ و ۰/۵۴۰ بوده است. از این رو، معیار ۱۱ در بین معیارهای پرسش‌نامه، عملکرد و تأثیر بالاتری در بهبود ارزش پروژه‌ی عمرانی بزرگ مقیاس داشته است.

### ۱.۳. سیستم استنتاج فازی تطبیقی

روش ANFIS، نوعی شبکه‌ی عصبی مصنوعی است، که بر اساس منطق سیستم فازی تاکاگی<sup>۲۵</sup> - سوگنو<sup>۲۶</sup> است. این شیوه در اوایل دهه‌ی ۱۹۹۰ ایجاد شده است. از آنجایی که سیستم ANFIS، شبکه‌های عصبی و مفاهیم منطق فازی را یکپارچه می‌سازد، می‌تواند از امکانات هر دوی آن‌ها در یک قالب بهره برد. سیستم استنتاجی آن مطابق با مجموعه‌ی قوانین فازی «اگر - آنگاه» است، که قابلیت یادگیری برای تقریب زدن توابع غیرخطی را دارد. ساختار یک مدل استنتاجی از ۵ لایه تشکیل شده است (شکل ۱). لایه‌ی اول، گروه داده‌های ورودی هستند، که درجه‌ی عضویت آن‌ها با استفاده از تابع عضویت‌شان توسط کاربر مشخص می‌شود. عملیات مدل‌سازی در لایه‌های دوم الی چهارم انجام شده است. با ضرب مقادیر ورودی هر گره در یکدیگر، وزن آن در لایه‌ی دوم به دست می‌آید. در لایه‌ی سوم، وزن نسبی محاسبه می‌شود. در لایه‌ی چهارم، هر گره دارای تابع می‌شود و به تمام ورودی‌ها در لایه‌ی سوم متصل می‌شود و در لایه‌ی آخر خروجی شبکه به دست می‌آید.<sup>[۳۳]</sup>

در پژوهش حاضر، تعیین مدل ANFIS با توجه به بهترین شرایط برازشی بر اساس تعیین مقادیر ضرایب تبیین مدل‌ها و جذر میانگین مربعات خطای آن‌ها به‌دست آمده است.

### ۴. نتایج و بحث

پرسش‌نامه‌ی پژوهش، در دو قسمت الف (تعیین اطلاعات جمعیت‌شناختی) و ب (تعیین میزان تأثیر معیارهای پژوهش در بهبود ارزش پروژه‌ی عمرانی بزرگ مقیاس)، برای محاسبه‌ی میزان تأثیر هر یک از معیارها طراحی شده است. بر همین اساس، یافته‌ها به دو بخش توصیفی و نتایج مدل ANFIS تقسیم‌بندی شده‌اند، که در ادامه مشاهده می‌شود. زمینه‌ی فعالیت پاسخ‌دهندگان به سه بخش، با عناوین: پیمانکاران، کارفرمایان و مشاوران دسته‌بندی شده‌اند. فراوانی جمعیت‌شناختی پژوهش حاضر، در جدول ۱ ارائه شده است.

از نرم‌افزار متلب<sup>۲۷</sup> برای پیاده‌سازی مدل استنتاج فازی تطبیقی استفاده شده است؛ که در آن، ۴۸ داده‌ی ورودی به‌عنوان متغیرهای وابسته و مستقل به‌کار رفته‌اند. داده‌ی ورودی همان میزان تأثیر مؤلفه‌های مهندسی ارزش در افزایش ارزش ابرپروژه با اعمال ضرایب مرتبط است؛ که به‌صورت فازی برای مدل ANFIS به شکل گزینه‌های خیلی کم (۰/۱)، کم (۰/۳)، متوسط (۰/۵)، زیاد (۰/۷)، و خیلی زیاد (۰/۹) تعریف شده است. همچنین داده‌ی خروجی، مجموع میزان تأثیر معیارها در بهبود ارزش پروژه به ازاء هر معیار است، که وارد مدل سیستم استنتاج فازی تطبیقی شده است.

جدول ۱. فراوانی جمعیت شناختی پرسش‌شوندگان پژوهش حاضر.

فراوانی نسبی	درصد نسبی	فراوانی	زمینه‌ی فعالیت پرسش‌شوندگان
۳۹/۵۸	۳۹/۵۸	۱۹	کارفرما
۶۲/۵۰	۲۲/۹۲	۱۱	پیمانکار
۱۰۰/۰۰	۳۷/۵۰	۱۸	مشاوران
	۱۰۰/۰۰	۴۸	کل
فراوانی نسبی	درصد نسبی	فراوانی	جنسیت پرسش‌شوندگان
۷۷/۰۸	۷۷/۰۸	۳۷	مرد
۱۰۰/۰۰	۲۲/۹۲	۱۱	زن
	۱۰۰/۰۰	۴۸	کل
فراوانی نسبی	درصد نسبی	فراوانی	سن پرسش‌شوندگان
۰/۰۰	۰/۰۰	۰	۲۰ تا ۳۰ سال
۳۱/۲۵	۳۱/۲۵	۱۵	۳۰ تا ۴۰ سال
۸۳/۳۳	۵۲/۰۸	۲۵	۴۰ تا ۵۰ سال
۱۰۰/۰۰	۱۶/۶۷	۸	بیش از ۵۰ سال
	۱۰۰/۰۰	۴۸	کل
فراوانی نسبی	درصد نسبی	فراوانی	میزان سابقه‌ی کار در رابطه با مهندسی ارزش
۴۵/۸۳	۴۵/۸۳	۲۲	کمتر از ۵ سال
۹۱/۶۷	۴۵/۸۳	۲۲	۵ تا ۱۵ سال
۱۰۰/۰۰	۸/۳۳	۴	۱۵ تا ۲۵ سال
۱۰۰/۰۰	۰/۰۰	۰	بیش از ۲۵ سال
	۱۰۰/۰۰	۴۸/۰۰	کل
فراوانی نسبی	درصد نسبی	فراوانی	میزان تحصیلات
۱۰/۴۲	۱۰/۴۲	۵	کاردانی
۳۵/۴۲	۲۵/۰۰	۱۲	کارشناسی
۷۵/۰۰	۳۹/۵۸	۱۹	کارشناسی ارشد
۱۰۰/۰۰	۲۵/۰۰	۱۲	دکتری و بالاتر
	۱۰۰/۰۰	۴۸	کل

درک بهتر موضوع، نمودارهای مربوط به حالت‌های آموزش و آزمون معیار ۱۱، که بهترین گزینه‌ی مدل‌سازی شده است، در شکل‌های ۲ و ۳ مشاهده می‌شوند. در شکل‌های مذکور خط راهنما با شیب ۴۵ درجه نیز رسم شده است، تا مقایسه‌ی پراکندگی نقاط شبیه‌سازی شده‌ی عددی با مدل استنتاج فازی تطبیقی را بهتر نمایش دهد.

با توجه به شکل‌های ۲ و ۳، مشاهده می‌شود که پراکندگی نقاط شبیه‌سازی شده‌ی عددی مدل ANFIS برای محاسبه‌ی میزان تأثیر معیارهای مهندسی ارزش در اطراف خط با شیب ۴۵ درجه بیشتر است؛ که نشان می‌دهد مدل استنتاج فازی، میزان تأثیر معیارها را با دقت مناسبی تخمین زده است. در ادامه، نمودارهای مربوط به حالت‌های آموزش و آزمون معیار ۱۲، که بدترین پاسخ مدل را داشته است، در شکل‌های ۴ و ۵ مشاهده می‌شوند. در شکل‌های مذکور نیز خط راهنما با شیب ۴۵ درجه رسم شده است، تا مقایسه‌ی پراکندگی

همچنین، در مقابل برای معیار ۱۲ با عنوان «جلاگیری از تداخل مسئولیت‌ها و وظایف افراد» با تابع gbellmf، با لایه‌ی پنهان ۱۱، نامناسب‌ترین پاسخ‌ها برای محاسبه‌ی میزان تأثیر مهندسی ارزش به دست آمده است؛ به طوری که مقادیر جذر میانگین مربعات خطا و ضریب تبیین برای حالت آزمون برابر با  $۰/۱۸$  و  $۵/۱۰۲$  بوده است. مطابق جدول ۳ ملاحظه می‌شود که مدل استنتاج فازی تطبیقی در پژوهش حاضر به خوبی قادر به محاسبه‌ی میزان تأثیر مؤلفه‌های مهندسی ارزش در بهبود ارزش پروژه بوده است. در جدول ۳، بهترین گزینه‌ی مدل‌سازی شده برای محاسبه‌ی میزان تأثیر معیارها برای درک بهتر مطلب ارائه شده است.

نتایج حاصل از جدول ۳ نشان می‌دهد که مدل سیستم استنتاج فازی تطبیقی به ترتیب برای معیارهای ۱۱، ۱، ۲۲ و ۱۸، به ترتیب رتبه‌های اول تا چهارم را به لحاظ مقادیر ضریب تبیین و جذر میانگین مربعات خطا به دست داده است. جهت

جدول ۲. نتایج حاصل از مدل‌های سیستم استنتاج فازی تطبیقی.

آموزش		آزمون		Number of MF	MF type	شماره‌ی سؤال
R <sup>2</sup>	RMSE	R <sup>2</sup>	RMSE			
۰/۳۵۹	۳/۰۶۷	۰/۷۰۳	۲/۷۷۷	۳	trapmf	۱
۰/۵۳۸	۲/۶۰۹	۰/۶۲۶	۵/۲۹۷	۷	gbllmf	۲
۰/۴۹۳	۲/۷۲۰	۰/۶۲۶	۴/۷۸۱	۷	gbllmf	۳
۰/۵۵۱	۲/۵۵۷	۰/۱۸۸	۴/۱۲۸	۱۱	gbllmf	۴
۰/۵۱۷	۲/۶۶۷	۰/۱۰۱	۴/۵۸۶	۱۱	gbllmf	۵
۰/۳۷۶	۳/۰۱۷	۰/۵۴۸	۵/۴۳۰	۱۱	gbllmf	۶
۰/۶۱۵	۲/۳۶۰	۰/۳۲۸	۳/۶۵۵	۱۱	gbllmf	۷
۰/۲۴۷	۳/۳۱۰	۰/۴۹۱	۳/۳۵۰	۳	trimf	۸
۰/۳۱۷	۳/۱۷۵	۰/۲۵۲	۴/۰۵۸۱	۳	trimf	۹
۰/۴۷۳	۲/۷۷۳	۰/۰۴۶	۵/۵۲۹	۱۱	gbllmf	۱۰
۰/۵۴۱	۲/۵۹۱	۰/۸۰۱	۲/۲۹۴	۳	trimf	۱۱
۰/۴۹۰	۲/۸۱۰	۰/۰۱۸	۵/۱۰۲	۱۱	gbllmf	۱۲
۰/۲۲۵	۳/۳۶۵	۰/۴۱۳	۳/۵۱۸	۴	trapmf	۱۳
۰/۱۶۷	۳/۴۹۴	۰/۱۰۴	۵/۳۵۰	۸	trimf	۱۴
۰/۳۱۶	۳/۱۶۶	۰/۴۵۶	۵/۴۴۸	۵	trimf	۱۵
۰/۴۰۷	۲/۹۵۸	۰/۳۰۱	۳/۷۸۲	۱۱	gbllmf	۱۶
۰/۴۰۱	۲/۹۵۴	۰/۲۶۸	۶/۱۶۴	۱۱	gbllmf	۱۷
۰/۴۳۶	۲/۸۶۵	۰/۶۳۷	۲/۷۹۰	۱۱	trimf	۱۸
۰/۱۹۳	۳/۴۲۸	۰/۴۳۹	۳/۶۷۴	۳	gbllmf	۱۹
۰/۱۵۵	۳/۵۰۵	۰/۴۱۴	۴/۱۴۲	۳	gbllmf	۲۰
۰/۵۱۹۸	۲/۶۴۸	۰/۵۵۳	۳/۰۴۷	۵	gbllmf	۲۱
۰/۱۹۰۰	۳/۴۴۰	۰/۶۴۷	۳/۲۴۰	۵	gbllmf	۲۲
۰/۲۷۲۹	۳/۲۵۸	۰/۵۳۵	۳/۶۵۶	۱۱	gbllmf	۲۳
۰/۲۹۹۵	۳/۱۹۸	۰/۲۶۶	۴/۴۷۳	۹	gbllmf	۲۴
۰/۵۲۷	۲/۶۴۲	۰/۱۸۴	۳/۹۸۴	۹	trapmf	۲۵

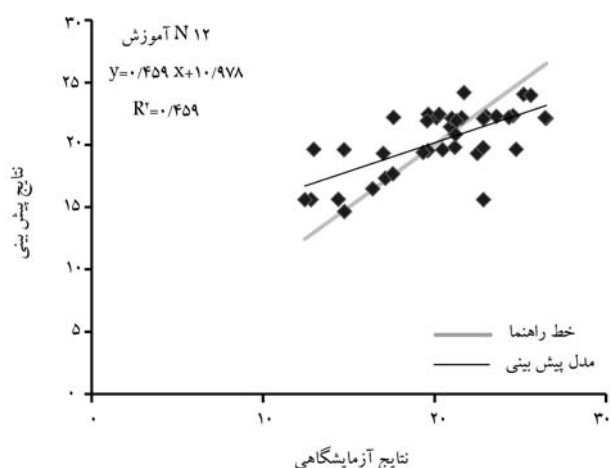
جدول ۳. نتایج بهترین مدل‌های حاصل از سیستم استنتاج فازی.

آموزش		آزمون		Number of MF	MF type	معیار
R <sup>2</sup>	RMSE	R <sup>2</sup>	RMSE			
۰/۵۴۰۱	۲/۵۹۱	۰/۸۰۱۵	۲/۲۹۹	۳	trimf	۱۱
۰/۳۵۵۹	۳/۰۶۷	۰/۷۰۲۳	۲/۷۷۴	۳	trapmf	۱
۰/۱۹۰۰	۳/۴۴۰	۰/۶۴۹۷	۳/۲۴۰	۵	gbllmf	۲۲
۰/۴۳۷۶	۲/۸۶۵	۰/۶۳۷۷	۲/۷۹۲	۱۱	trimf	۱۸

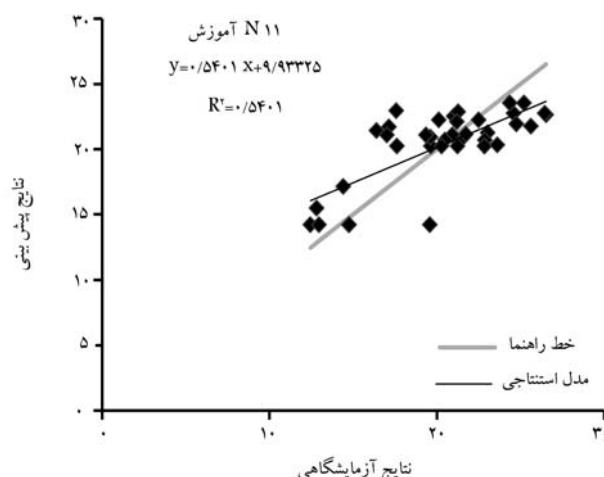
پروژه بر می‌شمارد. البته باید توجه شود در پژوهش حاضر به‌طور خاص نشان داده شده است که بحث اجتناب از تأخیر زمانی در اجرا و کنترل دقیق پروژه، بالاترین وزن را از گروه زمان به خود اختصاص داده است؛ که بیانگر میزان وقوع بالای مشکل اخیر در صنعت ساختمان در ایران است و اهتمام ویژه در جهت رفع آن را می‌طلبد. همچنین، در پژوهش حاضر، مواردی از گروه کیفیت و هزینه، که با نگاه ویژه به ارزش ابرپروژه‌ها و مشکلاتشان انجام شده است، نیز برجسته شده است.

نقاط شبیه‌سازی شده‌ی عددی با مدل استنتاج فازی تطبیقی را بهتر نمایش دهند.

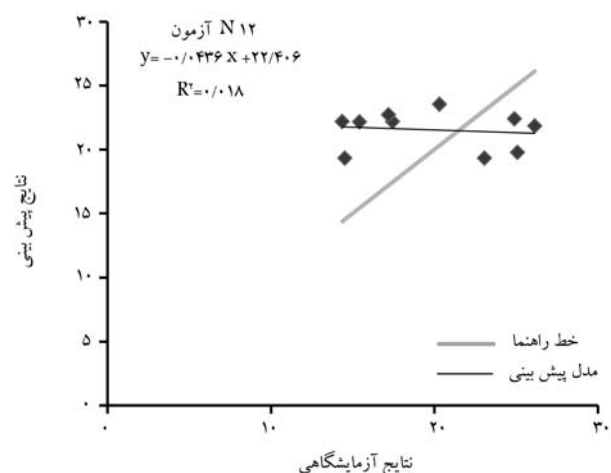
نتایج حاصل از مدل فازی نشان می‌دهد که بیشترین تعداد عامل‌های تأثیرگذار مربوط به گروه هزینه هستند. این موضوع در تطابق با پژوهش‌های چن و همکاران (۲۰۲۲)<sup>[۲۷]</sup> و الحجازی (۲۰۲۰)<sup>[۲۸]</sup> و در تأیید تعریف اصلی مهندسی ارزش است، که رسیدن به کیفیت مورد نظر با صرف کمترین هزینه را اولویت هر



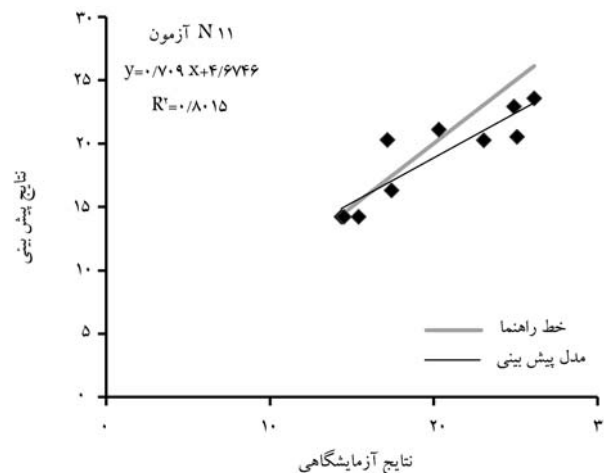
شکل ۴. نتایج حالت آموزش مدل ANFIS برای عامل ۱۲ با تابع gbellmf و ۱۱ لایه‌ی پنهان.



شکل ۳. نتایج حالت آموزش مدل ANFIS برای عامل ۱۱ با تابع trimf و ۱۱ لایه‌ی پنهان.



شکل ۵. نتایج حالت آزمون مدل ANFIS برای عامل ۱۲ با تابع gbellmf و ۱۱ لایه‌ی پنهان.



شکل ۳. نتایج حالت آزمون مدل ANFIS برای عامل ۱۱ با تابع trimf و ۳ لایه‌ی پنهان.

پروژه و رعایت برنامه‌ی زمان‌بندی (کنترل پروژه)» با تابع trimf، با ۳ لایه‌ی پنهان، بهترین جواب حاصل شده است. پس از آن، معیار ۱ با عنوان «دسترسی کامل به تمامی اطلاعات پروژه و همکاری و هماهنگی سازمان‌های ذی‌ربط با عوامل پروژه» با تابع trapmf، با ۳ لایه‌ی پنهان، بهترین پاسخ و بیشترین تأثیر را در بهبود ارزش پروژه داشته است. همچنین، برای معیار ۱۲ با عنوان «چلوگری از تداخل مسئولیت‌ها و وظایف افراد در بخش‌های مختلف اجرائی و تغییر وظایف نیروها در جهت کاهش تداخلات کاری» با تابع gbellmf، با ۱۱ لایه‌ی پنهان، نامناسب‌ترین مقدار برآزش به دست آمده است. نتایج حاصل، کارآمدی مدل فازی پیشنهادی را برجسته می‌سازد. برای توسعه‌ی آتی پژوهش حاضر پیشنهاد می‌شود روش‌های دیگر محاسبات نرم، از قبیل: رگرسیون میانگین متحرک، الگوریتم ژنتیک، شبکه‌های عصبی مصنوعی و ماشین بردار پشتیبان و یا ترکیبی از روش‌های مذکور استفاده شود تا امکان مقایسه‌ی بهتر نتایج را فراهم سازد. بررسی شاخص‌های ارزش پروژه در ساختمان‌های هوشمند و سبز با استفاده از چنین مدل استنتاجی فازی نیز مفید است. پیشنهاد دیگر، به‌کارگیری مفاهیم جدید ساخت و ساز ناب و نیز ساخت و ساز پایدار در سنجش مجدد معیارهای تأثیرگذار مهندسی ارزش در احداث بهینه‌ی ابرپروژه‌هاست.

## ۵. نتیجه‌گیری و پیشنهادها

مهندسی ارزش، روشی هدفمند و کارآمد است، که به دنبال ارتقاء کارکردهای یک محصول، خدمت، یا سیستم با صرف کمترین منابع و هزینه در طول عمر آن است و با استفاده از ایده‌های خلاقانه‌ی یک تیم متخصص و مجرب حاصل می‌شود. هدف از پژوهش حاضر، بررسی و ساخت یک مدل خبره‌ی استنتاج فازی برای امکان‌سنجی بهبود ارزش پروژه‌ی عمرانی بزرگ‌مقیاس است. یک پرسش‌نامه‌ی استاندارد طراحی شد، که در آن میزان تأثیر معیارهای مهندسی ارزش از تعدادی از خبرگان نظرسنجی شده است. پس از یک مرحله‌ی غربال‌گری معیارهای شناسایی شده با استفاده از روش تحلیل عاملی، ۲۵ زیرمعیار مهم‌تر در ۳ گروه: کیفیت، هزینه و زمان دسته‌بندی شدند. نتایج مدل فازی استنتاجی نشان داد که به ترتیب برای معیارهای ۱۱، ۱، ۲۲ و ۱۸، بهترین پاسخ‌ها به لحاظ مقادیر ضریب تبیین ( $R^2$ ) و جذر میانگین مربعات خطا (RMSE) به دست آمده و بدترین پاسخ‌ها مربوط به معیار ۱۲ پژوهش بوده است. در واقع، برای معیار ۱۱، با عنوان «برنامه‌ریزی صحیح برای تقدم و تأخر فازهای مختلف اجرائی و ثبات در برنامه‌ریزی در طول

## پانوشتها

1. adaptive neuro-fuzzy inference system
2. project management body of knowledge, 7<sup>th</sup> edition (2021).
3. a temporary endeavor undertaken to create a unique product, service, or result. the temporary nature of projects indicates a beginning and an end to the project work or a phase of the project work. projects can stand alone or be part of a program or portfolio.
4. IPMA individual competence baseline (It is an international standard of project management skills, i.e. of project manager and project team).
5. Atabay
6. value engineering
7. مرجع دانش مهندسی ارزش ایران
8. Kaufman
9. Augustin & Bodeab
10. Gunarathne
11. Ganame & Chaudhari
12. Wenfa
13. Bock & Pütz
14. Rachwan
15. Chan
16. Behncke
17. El-Rayes & Kandil
18. Chen
19. Elhegazy
20. principal component analysis
21. cochrane formula
22. Rangamiz
23. chronbach's alpha coefficient
24. Likert
25. Takagi
26. Sugeno
27. Matlab
28. trimf
29. trapmf
30. gbellmf
31. nerons

## منابع (References)

1. Emamjomezade, M. "Comparison of some projects constructed with various construction systems", *First Conference on Project Management*, Ariana Group, Tehran (2004).
2. Hajiheidari, N. and Rahmati, F. "Risk analysis for it projects using system dynamics", *Journal of Production and Operations Management*, **9**(1), pp. 119-137 (2018).
3. Purnusa, A. and Bodeab, C.-N. "Correlation between time and cost in a quantitative risk analysis of construction projects", *Procedia Engineering* (2016).
4. Zayed, T., Amer, M. and Pan, J. "Assessing risk and uncertainty inherent in Chinese highway projects using AHP", *Int. J..Proj. Manag.*, **26**(4), pp. 408-419 (2017).
5. Lyons, T. and Skitmore, M. "Project risk management in the queensland engineering construction industry: a survey", *Internashnal Journal of Project*, **22**(1), pp. 51-60 (2003).
6. Atabay, S. and Galipogullari, N. "Application of value engineering in construction projects", 10th International Congress on Advances in Civil Engineering, Turkiye (17-19 Oct, 2012).
7. Miles, L.D., *Techniques of Value Analysis and Engineering*, (4), New York, McGraw-Hill (1972).
8. Garomsa, T., Agon, E.D.C. and Assefa, S. "Concept of value engineering and current project management practice in ethiopian building construction projects", *American Journal of Civil Engineering*, **7**(1), pp. 1-8 (2019).
9. Miraj, P., Dofir, A., Andreas, A. and et al. "Systematic review of value engineering research studies in indonesia", *CSID Journal of Infrastructure Development*, **2**(2), pp. 192-197 (2019).
10. Gunarathne, A.S., Zainudeen, N., Perera, C.S.R. and et al. "A framework of an integrated sustainability and value engineering concepts for construction projects", *International Journal of Construction Management*, pp. 1-13 (2020).
11. Rane, N.L. and Attarde, P.M. "Application of value engineering in construction projects", *Int. J. Eng. Manag. Res.*, **6**(2), pp. 671-674 (2016).
12. Tom, N. and Gowrisankar, V. "Value engineering in residential house construction", *International Journal of Civil Engineering*, **6**(6), pp. 46-52 (2015).
13. Bhokare, S.A., Chavhan, B.R., Kolhe, S.G. and et al. "Value engineering in construction", *Int. Adv. Res. J. Sci. Eng. Technol.*, **4**(3), pp. 54-59 (2017).
14. Hamadan, R.S., Hassan, A.Y., Mohammed, S.M. and et al. "The key performance indicator for five construction projects in khartoum state: case study", *Journal of Engineering and Computer Sciences (ECS)*, **21**(2), pp.56-63 (2020).
15. Cooper, R. "When Lean Enterprises Collide", Boston, Harvard Business School Press (1995).
16. Abdel-Raheem, M., Burbach, V., Abdelhameed, A. and et al. "Value engineering and its applications in civil engineering", In Construction Research Congress, New Orleans, Louisiana, USA, pp. 263-272 (2018).
17. Kaufman, J.J. "Value management", Etobicoke Ontario, Sakura House Publications (2008).
18. Ganame1, P. and Chaudhari, P. "Construction building schedule risk analysis using Monte-Carlo simulation", *IRJET*, **02**(04), pp. 1402-1406 (July 2015).
19. Hu, W. and He, X. "An innovative time-cost-quality tradeoff modeling of building construction project based on resource allocation", *The Scientific World Journal*, (2014). DOI: 10.1155/2014/673248.
20. Bock, S. and Pütz, M. "Implementing value engineering based on a multidimensional quality-oriented control calculus within a target costing and target pricing approach", *International Journal of Production Economics*, In Press, Accepted Manuscript (2016).
21. Rachwan, R., Abotaleb, I. and Elgazouli, M. "The Influence of value engineering and sustainability considerations on the project value", *Procedia Environmental Sciences*, **34**, pp. 431-438 (2016).
22. Chan, F.T.S. and Kumar, N. "Global supplier development considering risk factors using fuzzy extended AHP-based approach", *Omega*, **35**(4), pp. 417-431 (2015).

23. Behncke, F.G.H., Maisenbacher, S. and Maurer, M. "Extended model for integrated value engineering", *Procedia Computer Science*, **28**, pp. 781-788 (2014).
24. El-Rayes, K. and Kandil, A. "Time-cost-quality trade-off analysis for highway construction", *Journal of Construction Engineering and Management*, **131**(4), pp. 477-486 (2005).
25. Khaledian, F. and Momeni, M. "Measuring the performance of time and quality of project execution under uncertainty", *Journal of Production and Operations Management*, **12**(2), pp. 71-91 (2021).
26. Khamooshi, H. and Golafshani, H. "EDM: earned duration management, a new approach to schedule performance management and measurement", *International Journal of Project Management*, **32**(6), pp. 1019-1041 (2014).
27. Chen, W.T., Merrett, H.C., Liu, S.S. and et al. "A decade of value engineering in construction projects", *Advances in Civil Engineering*, pp. 1-13 (2022).
28. Elhegazy, H. "State-of-the-art review on benefits of applying value engineering for multi-story buildings", *Intelligent Buildings International*, pp. 1-20 (2020).
29. Hajjalikhani, M., Azizi, M. and Sobhie, M. "A review on the challenges of megaprojects and their inducing factors", *13th Conference on Project Management*, Tehran (2017).
30. Kargar, Sh.H. "Vulnerability study of mehr housing projects from contract-making point of view", Master Thesis, Yazd Islamic Azad University (2014).
31. Tsang, E.W. "Generalizing from research findings: the merits of case studies", *International Journal of Management Reviews*, **16**(4), pp. 369-383 (2014).
32. Wikfeldt, E. "Generalising from case studies", Halmstad University (2016).
33. Rangamiz, M. "Risk management in water and sewage projects using Monte Carlo simulation method", MSc Thesis, Khavaran Higher Edu institute, Mashhad (2008).
34. Nabizade, M., Mosaedi, A., Hesam, M. and et al. "Forecasting of River flow using ANFIS", *Iranian Journal of Watershed Management Science and Engineering*, **5**(17), pp. 7 -14 (2011).



## پیوست ۱. جدول پرسش‌نامه‌ی پژوهش، حاوی معیارهای انتخاب شده.

گروه	ردیف	معیار	تأثیر معیارهای عملکرد مهندسی ارزش در		ضریب تأثیر معیارها
			ارتقاء ارزش پروژه‌ی عمرانی بزرگ‌مقیاس	خیلی زیاد	
کیفیت	۱	دسترسی کامل به تمامی اطلاعات پروژه و همکاری و هماهنگی سازمان‌های ذیربط با عوامل پروژه			
	۲	مدیریت مناسب و تعدد ریزپروژه‌ها در اجرای کل پروژه و ایجاد هماهنگی‌ها و استفاده از پیمانکاران جزء به جای اجرای یکپارچه			
	۳	تجهیز کامل و مناسب کارگاه در کلبه‌ی مراحل			
	۴	آموزش مستمر و مناسب کارکنان و نیروی انسانی متخصص			
	۵	تناسب مؤلفه‌های پروژه با فضای اقتصادی و اجتماعی منطقه‌ی احداث			
	۶	دسترسی به اطلاعات لازم جهت مشاوره و طراحی			
	۷	اجرای مطلوب سازه‌ی و معماری پروژه و به‌کارگیری دانش			
	۸	مدیریت پروژه، نرم‌افزارهای تخصصی کنترل و برنامه‌ریزی پروژه تهیه‌ی بانک اطلاعاتی جامع در پروژه از صفر تا صد و به‌روزرسانی گزارش‌های فنی روزانه			
زمان	۹	انجام مطالعات پایه‌ی، امکان‌سنجی و ضرورت اجرای پروژه و ثبات در نقشه‌ها و جزئیات و عدم تغییرات زیاد در کار			
	۱۰	بررسی دقیق معارضات طرح و عدم تأخیر در تحویل زمین به پیمانکار			
	۱۱	برنامه‌ریزی صحیح برای تقدم و تأخر فازهای مختلف اجرایی و ثبات در برنامه‌ریزی در طول پروژه و رعایت برنامه‌ی زمان‌بندی (برنامه‌ریزی و کنترل پروژه)			
	۱۲	جداگیری از تداخل مسئولیت‌ها و وظایف افراد در بخش‌های مختلف اجرایی و تغییر وظایف نیروها در جهت کاهش تداخلات کاری			
	۱۳	نظارت مستمر در تمام طول انجام پروژه و حذف تأخیرهای اجرایی			
	۱۴	عدم تأخیر در تأمین و تهیه‌ی نقشه‌ها و جزئیات طرح			
	۱۵	برگزاری جلسات منظم تخصصی بین ارکان مختلف پروژه و به‌کارگیری مشاورین خیره و کارشناس در طول پروژه			
	۱۶	تخصیص صحیح بودجه در بخش‌های مختلف پروژه و تأمین و تدارک تعداد نیروی انسانی مناسب با حجم پروژه			
	۱۷	وجود دستورالعمل‌ها و بخش‌نامه‌های فنی لازم و یا نقص در آئین‌نامه‌های اجرایی			
	۱۸	انتخاب مشاور، ناظر و پیمانکار مناسب برای پروژه و تعیین حیطه‌ی کامل مسئولیت مشاور، ناظر و پیمانکار			
	۱۹	تأمین شرایط مناسب و الزامی اجرایی (بهداشتی، درمانی، زیست‌محیطی و ...) و تأمین منابع مالی لازم تا پایان پروژه			
	۲۰	جانمایی مناسب بر اساس نوع پروژه و موقعیت جغرافیایی			
	۲۱	توجه و ملاحظه‌ی تورم اقتصادی در بودجه‌بندی و برآورد پروژه و برآورد دقیق هزینه‌ها و محاسبه‌ی ریزاقلام کار در ابتدا			
	۲۲	انعقاد قرارداد صحیح و کارآمد حقوقی با مشاور، ناظر و پیمانکار (تدوین نظام مناسب مناقصه)			
	۲۳	به‌کارگیری تکنولوژی نوین در ساخت و برنامه‌ریزی مناسب تأمین و تدارک مصالح و ابزار لازم در هر مرحله از پروژه			
۲۴	ثبات مدیریتی کلان و جزء در پروژه و توجه به زمان‌بندی به موقع پرداخت‌ها در کارگاه				
۲۵	ارتقاء وضع رفاهی نیروی انسانی و ارتقاء انگیزه و فرهنگ کار گروهی و بهره‌بردن از خرد جمعی				



# مطالعه‌ی آزمایشگاهی اثر افزودن الیاف شیشه در بتن پودری واکنش‌پذیر

علی حیدری\* (دانشیار)

فرید نادری شورایی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه شهرکرد

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۴، ص. ۳۶-۲۵، پژوهشی)

بتن پودری واکنش‌پذیر، یکی از انواع بتن‌های پر مقاومت است، که با توجه به تراکم مناسب ریزساختار، مقاومت فشاری بالایی در محدوده‌ی ۲۰۰ تا ۸۰۰ مگاپاسکال دارد. از دیگر ویژگی‌های بتن پودری واکنش‌پذیر، مدول کشسانی بالا، تخلخل کم و جذب آب پایین آن است. در پژوهش حاضر، با بررسی رفتار مقاومتی و ریزساختار بتن مشاهده شد که با افزایش نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری واکنش‌پذیر از ۱ به ۱/۲، شرایط تشکیل ژل سیلیکات کلسیم هیدراته بهبود یافته و ریزترک‌ها کاهش پیدا کرده است. همین امر موجب بهبود خواص بتن، نظیر: مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب در نسبت ماسه به سیمان ۱/۲ در مقایسه با نسبت ماسه به سیمان ۱ شده است. همچنین مطابق نتایج به دست آمده، افزودن ۴ تا ۵ درصد حجم بتن الیاف شیشه، ویژگی‌های بتن پودری واکنش‌پذیر نظیر: مقاومت‌های فشاری، خمشی و کششی و رفتار دوامی بتن در برابر نفوذ آب بهبود یافته است. این در حالی است که افزودن ۶٪ حجم بتن الیاف شیشه، خواص مقاومتی بتن پودری واکنش‌پذیر را تضعیف کرده است.

واژگان کلیدی: بتن پودری واکنش‌پذیر، الیاف شیشه، ماسه‌ی سیلیسی، میکروسکوپ الکترونی.

heidari@sku.ac.ir  
Fariidnaderi@gmail.com

## ۱. مقدمه

(۲۰۱۸) بیان کرد که بتن پودری واکنش‌پذیر در برابر یخ‌زدگی و نفوذ یون‌ها مقاوم است.<sup>[۶]</sup> میهیب<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، گزارش کردند که به دلیل عدم استفاده از سنگ‌دانه‌های درشت، بتن پودری واکنش‌پذیر در نظر برخی پژوهشگران به عنوان ملات شناخته می‌شود، اما در مقابل برخی دیگر از آنها بر این باورند که وجود الیاف و مقدار بالای سیمان، دلیل کافی برای نام‌گذاری بتن بر ماده‌ی مذکور است.<sup>[۸]</sup> در مطالعات دیگری، حیدری و همکاران (۲۰۱۷) گزارش کردند که مقاومت فشاری بتن، مهم‌ترین خصوصیت آن است؛ عموماً بتن‌های با مقاومت فشاری بیش از ۵۰ مگاپاسکال را بتن پرمقاومت می‌نامند. یکی از انواع بتن‌های پرمقاومت، بتن پودری واکنش‌پذیر است، که با هزینه‌ی قابل توجهی می‌تواند به مقاومت بالای ۱۰۰ مگاپاسکال برسد.<sup>[۹]</sup>

از عوامل مؤثر در رسیدن به چنین مقاومت‌های بالایی در بتن پودری واکنش‌پذیر را می‌توان به استفاده از شن و ماسه با دانه‌بندی و شکل مناسب، افزایش مقدار سیمان مصرفی، محدود کردن بزرگ‌ترین دانه، استفاده از ماسه با مدول نرمی مناسب و نسبت ماسه به سیمان مناسب برای همگنی بیشتر را نام برد، که طبق گزارش‌های ریچارد و همکاران (۱۹۹۵)، بتن پودری واکنش‌پذیر را به یک بتن قدرتمند تبدیل کرده‌اند.<sup>[۱۰]</sup>

مطالعات باقری و همکاران (۲۰۰۷)، در زمینه‌ی بتن پودری واکنش‌پذیر نشان می‌دهد که با افزایش مقاومت فشاری بتن، رفتار آن تردتر می‌شود؛ لذا رفتار بتن

بتن بدون شک پر مصرف‌ترین مصالح ساختمانی مصرفی عصر حاضر در دنیاست و بسیاری از سازه‌های کوچک و بزرگ ساختمانی و نیز بسیاری از سازه‌های بندری و دریایی، اسکله‌ها و پل‌ها از بتن ساخته می‌شوند. ضمن آن‌که حتی در ساختمان‌های با اسکلت فولادی نیز، بسیاری از قسمت‌ها از جمله: پی‌ها، کف‌ها و اندودها از بتن و یا ملات تشکیل شده‌اند. بنابراین لازم است مهندسان عمران و دست‌اندرکاران صنعت ساختمان، به خوبی بتن و خصوصیات آن را شناخته و درک کاملی از عوامل تأثیرگذار در رفتار و کیفیت بتن داشته باشند.<sup>[۱]</sup>

یکی از نوآوری‌هایی که در زمینه‌ی فناوری بتن در دهه‌ی نود میلادی در فرانسه رخ داده است، ابداع بتن پودری واکنش‌پذیر است. علت توجه پژوهشگران به بتن پودری واکنش‌پذیر، ویژگی‌های رفتاری و مکانیکی عالی آن است. بتن پودری واکنش‌پذیر از: ماسه‌ی سیلیسی، پودر سیلیس، سیمان، میکروسیلیس، پودر کوارتز، آب، فوق روان‌کننده و در صورت نیاز به مقاومت کششی یا جذب انرژی بالا، الیاف فولادی تشکیل شده است. بتن پودری واکنش‌پذیر، علاوه بر مقاومت‌های فشاری و کششی بالا، دارای خصوصیات عملکردی بالایی، نظیر: مقاومت سایشی و خوردگی بالا، نفوذپذیری کم و تخلخل پایین، و نیز دوام زیاد است.<sup>[۵-۲]</sup> همچنین عادل قسیم\*

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۳/۲، اصلاحیه ۱۴۰۱/۶/۱۹، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۲۹

DOI:10.24200/J30.2022.60199.3098

پودری واکنش‌پذیر نسبت به بتن مقاومت بالای معمولی‌تر در است. [۱۷]

در ادامه، بررسی خواص بتن پودری واکنش‌پذیر ژیان زین<sup>۳</sup> و همکارانش (۲۰۰۴)، طی مطالعات خود نشان داده‌اند که در بتن مذکور برای رسیدن به تخلخل کمتر و یک بتن متراکم‌تر می‌توان از برخی مواد پوزلانی استفاده کرد. [۱۲] لازم به ذکر است که در سال‌های اخیر، مطالعات زیادی بر روی تأثیر سنگ‌دانه‌ها و افزودنی‌های مختلف در بتن پودری واکنش‌پذیر انجام شده است، که به عنوان مثال، تأثیر افزودن و جایگزینی پودر سنگ آهک، ضایعات سنگ گرانیت، افزودن سنگ‌دانه‌های سبک جهت رسیدن به بتنی با وزن کمتر و یا افزودن ضایعات سرباره‌ی تیتانیوم جهت بهبود خواص به بتن پودری واکنش‌پذیر اشاره کرد. [۱۳-۱۶]

طی گزارش تام و همکاران (۲۰۱۲)، گرمای هیدراتاسیون بالا در بتن پودری واکنش‌پذیر می‌تواند مشکلاتی را از لحاظ مقاومت و دوام ایجاد کند؛ همچنین بالا رفتن گرمای هیدراتاسیون سبب مشکلات در جمع‌شدگی بتن پودری واکنش‌پذیر می‌شود. [۲۱] به منظور امتداد مطالب بیان شده در پژوهش حاضر، ابتدا افزایش نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری واکنش‌پذیر ارزیابی و پس از آن با افزودن مقادیر مختلف نسبت الیاف شیشه به نمونه‌های ساخته‌شده، رفتار بتن بررسی شده است.

## ۲. مطالعه‌ی آزمایشگاهی

افزایش نسبت ماسه به سیمان تا میزان مشخصی موجب اصلاح رفتار بتن در برخی ویژگی‌ها می‌شود. [۲۲] جهت بررسی رفتار بتن پودری واکنش‌پذیر در افزایش نسبت ماسه به سیمان، ابتدا ۵ طرح با نسبت‌های ماسه به سیمان ۱، ۱/۱، ۱/۲، ۱/۲۵ و ۱/۳ ارزیابی شده و سپس با الیاف شیشه به میزان ۴، ۵ و ۶ درصد حجم بتن به هر کدام از نسبت‌های ذکر شده، مناسب‌ترین نسبت جایگزینی ماسه به سیمان و درصد الیاف افزوده شده به بتن پودری واکنش‌پذیر مشخص شده است.

## ۱.۲. مواد مصرفی و طرح‌های اختلاط

مصالح مصرفی در طی فرایند ساخت آزمایشگاهی، شامل: سیمان، ماسه‌ی سیلیسی، آب، فوق‌روان‌کننده و الیاف شیشه بوده است. به جهت میزان بالای سیمان، سیمان مصرف شده جهت ساخت نمونه‌های بتن پودری واکنش‌پذیر سیمان پرتلند تیپ ۱-۴۲۵ و ۱-۵۲۵ بوده است. در پژوهش حاضر، از سیمان ۱-۵۲۵ شهرکرد استفاده شده است. ماسه‌ی سیلیسی استفاده شده از معادن شرکت ماسه‌ی ریخته‌گری چیروک طیس تهیه شده است. از آنجایی که میزان سیمان استفاده شده در طرح‌های اختلاط بتن پودری واکنش‌پذیر زیاد بوده است، سیمان به عنوان یکی از تأثیرگذارترین مواد در ساخت بتن پودری واکنش‌پذیر شناخته می‌شود؛ لذا شناخت دقیق ترکیب‌های شیمیایی سیمان و ماسه‌ی سیلیسی مصرفی در بتن، موجب تحلیل دقیق‌تر رفتار آن می‌شود. مشخصات شیمیایی سیمان و ماسه‌ی سیلیسی استفاده شده در پژوهش حاضر در جدول ۱ ارائه شده است. جهت بررسی مواد تشکیل‌دهنده‌ی ماسه‌ی سیلیسی، نتایج آزمون XRF مطابق استاندارد ASTM E ۱۶۲۱-۵ بیان شده است. [۲۴]

استفاده از سنگ‌دانه‌های ریز با اندازه‌ی بیشینه‌ی مشخص، موجب رسیدن به یک بتن همگن با ساختار میکروسکوپی عالی می‌شود. اندازه‌ی دانه‌ها در بتن

بتن پودری واکنش‌پذیر، از جمله مواد ساختمانی است که تا امروزه در صنعت ساخت و ساز بسیار کم استفاده شده و تاکنون به صورت عملی فقط در تیرهای پیش‌تپیده‌ی x شکل، حفاظت و نگهداری از زباله‌های هسته‌یی و ایزوله کردن ضایعات هسته‌یی در چندین پروژه در اروپا به کار رفته است. به عنوان نمونه‌یی دیگر جهت کاربرد بتن پودری واکنش‌پذیر در صنعت ساخت و ساز، می‌توان به ساخت یک پل با مقاطع بتنی بهینه به علت مقاومت بالای بتن پودری واکنش‌پذیر در کبک اشاره کرد. [۱۷، ۱۸]

با بررسی ویژگی‌های بتن پودری واکنش‌پذیر در مطالعات سایر پژوهشگران، باید توجه کرد که در کنار داشتن ویژگی‌های مناسب ذکر شده، بتن پودری واکنش‌پذیر در مقابل تنش‌های کششی، عملکرد ضعیفی دارد، که ضعف اخیر در بتن‌های معمولی با مسلح کردن آن به وسیله‌ی میلگردهای فولادی و این فرض که بتن و فولاد، یک ماده‌ی همگن و ایزوتروپ را تشکیل می‌دهند، رفع می‌شود؛ در حالی که چنین فرضی به علت عدم گسترش میلگرد در کل مقطع، صحیح به نظر نمی‌رسد. برای رفع مشکل اخیر، باید بتن پودری واکنش‌پذیر به یک کامپوزیت تبدیل شود. کامپوزیت ترکیبی است که از مخلوط کردن مواد با خصوصیات مختلف جهت تولید ماده‌ی جدید با خصوصیات بهبود یافته به وجود می‌آید.

ناصر و همکاران (۲۰۱۹)، در گزارش‌های خود بیان کردند که بتن حاوی الیاف در حقیقت نوعی کامپوزیت است که با به کارگیری الیاف تقویت‌کننده‌ی داخل مخلوط بتن، مقاومت‌های کششی و فشاری آن را افزایش می‌دهد. ترکیب اخیر، امکان استفاده از بتن به عنوان یک ماده‌ی شکل‌پذیر جهت تولید سطوح مقاوم پُرانحنا را فراهم می‌آورد. [۱۹]

کرنچل و استانگ<sup>۴</sup> (۱۹۸۹)، نیز در گزارش‌های خود بیان کردند که با کاربرد مناسب الیاف به هم پیوسته به شکل‌پذیری کششی ۱۰۰ برابر نسبت به بتن معمولی دست یافتند. [۲۰]

مطالعات انجام شده توسط سروشیان و همکاران (۱۹۹۰)، نشان می‌دهد که فاصله‌ی بین الیاف‌ها و مقاومت کششی، تعداد میانگین الیاف‌ها در واحد سطح و مقاومت فشاری بتن ارتباط وجود دارد. البته این ارتباط در تعداد میانگین الیاف‌ها و مقاومت فشاری تأثیر بیشتری دارد. [۲۱]

تاکنون مصالح بسیاری جهت بهبود خواص بتن پودری واکنش‌پذیر به آن افزوده شده‌اند. الیاف شیشه با توجه به خواص مناسبی که به بتن معمولی می‌بخشد، می‌تواند در بتن پودری واکنش‌پذیر نیز عملکرد مناسبی نشان دهد. از این رو در پژوهش حاضر، به بررسی عملکرد الیاف شیشه در بتن پودری واکنش‌پذیر پرداخته شده است. در پژوهش حاضر به این نکته توجه شده است که بتن پودری واکنش‌پذیر، علاوه بر داشتن مزایای بسیار، یک نقطه ضعف اساسی دارد. میزان بالای مصرف سیمان در فرایند تولید بتن پودری واکنش‌پذیر، علاوه بر افزایش هزینه‌ی ساخت بتن مذکور، سبب ایجاد گرمای هیدراتاسیون زیادی می‌شود.

جدول ۱. آنالیز شیمیایی سیمان و ماسه‌ی سیلیسی.

الیاف سیلیسی	سیمان شهرکرد	ماسه‌ی سیلیسی
Insol	۰/۶۲ ± ۰/۷۹	-
SiO <sup>۲</sup>	۰/۲۰ ± ۰/۳۰	۹۷-۹۹
Al <sub>۲</sub> O <sub>۳</sub>	۰/۱۵ ± ۰/۶۵	۰/۴-۱/۷
Fe <sub>۲</sub> O <sub>۳</sub>	۰/۱۵ ± ۰/۳۰	۰/۲-۰/۶
CaO	۰/۲۰ ± ۰/۷۰	۰/۰۷-۰/۲
MgO	≤ ۱/۶	۰
SO <sub>۳</sub>	≤ ۲/۸	-
Na <sub>۲</sub> O	۰/۰۳ ± ۰/۲۷	۰-۰/۰۱
K <sub>۲</sub> O	۰/۰۴ ± ۰/۵۸	۰/۰۲-۰/۰۶

جدول ۳. مشخصات الیاف شیشه‌ی مصرفی.

مقدار	ویژگی
$2/68 \text{ g/cm}^3$	وزن مخصوص
$14 \mu\text{m}$	قطر الیاف
کم	رسانایی الکتریکی
زیاد	مقاومت شیمیایی
بیشینه‌ی ۳٪	رطوبت
۵۵٪	تخریب در اثر جرقه
$86^\circ\text{C} - 158^\circ\text{C}$	نقطه‌ی نرم شدن
$1^\circ \times 10^6 \text{ psi} - 72 \text{ GPa}$	مدول کشسانی
$25^\circ \times 10^3 \text{ psi} - 17^\circ \text{ Mpa}$	مقاومت کششی
$\leq 16/^\circ$	$\%Z_rO_2$
$15^\circ\text{C} - 35^\circ\text{C}$	شرایط نگهداری

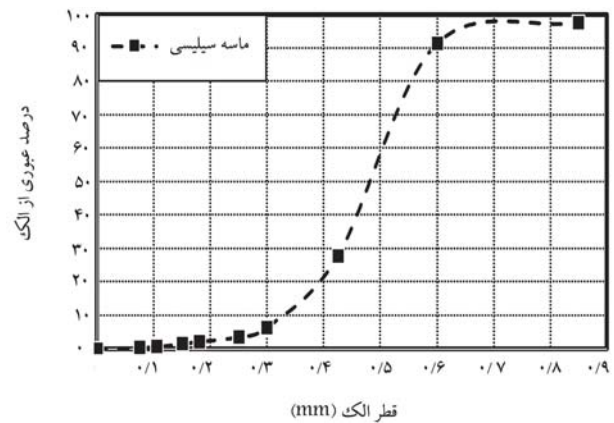
مختلف، تفاوت دارد. همچنین اضافه کردن الیاف شیشه به شدت در کاهش کارایی بتن تأثیرگذار است.<sup>[۲۷، ۲۸]</sup> به همین منظور در طرح‌های حاوی الیاف شیشه با افزایش درصد الیاف شیشه در ساخت نمونه‌های بتن پودری واکنش‌پذیر با توجه به افزایش حجم مصالح خشک، نسبت فوق روان‌کننده به سیمان به منظور حصول کارایی در مقایسه با طرح‌های فاقد الیاف شیشه افزایش پیدا کرده است.

### ۳.۲. روش انجام آزمایش

بتن پودری واکنش‌پذیر، یک بتن ایزوتروپ و همگن با روانی بالا است.<sup>[۴]</sup> به منظور ساخت نمونه‌های بتنی مناسب با ویژگی‌های مطلوب، در مرحله‌ی اول، مصالح خشک، شامل سیمان و ماسه‌ی سیلیسی به طور کامل با یکدیگر مخلوط شده‌اند. در مرحله‌ی دوم، ۸٪ از آب مورد نیاز طرح به همراه دوز کامل فوق روان‌کننده به مخزن همزن اضافه و به مدت ۴ الی ۵ دقیقه، عملیات اختلاط انجام شده است. در مرحله‌ی سوم، الیاف شیشه (در طرح‌های حاوی الیاف) به مخلوط اضافه و با اضافه کردن ۲۰٪ آب باقی‌مانده‌ی طرح، عملیات اختلاط ۱۰ دقیقه با سرعت ۱۰۰ دور بر دقیقه ادامه یافته است.<sup>[۲۹]</sup> سپس نمونه‌های بتن به قالب‌ها منتقل و به مدت ۲۴ ساعت فرایند گیرش اولیه انجام شده است.

جهت بررسی رفتار بتن پودری واکنش‌پذیر در افزایش نسبت ماسه به سیمان و همچنین تأثیر افزودن الیاف شیشه به آن، آزمایش‌های مکانیکی نظیر: مقاومت فشاری (ASTM C۳۹)،<sup>[۳۰]</sup> مقاومت کششی (ASTM C۴۹۶)،<sup>[۳۱]</sup> مقاومت خمشی (ASTM C۲۹۳)،<sup>[۳۲]</sup> نفوذناپذیری (EN۱۲۳۹۰-۸)<sup>[۳۳]</sup> و جذب آب (ASTM ۴۶۲-۹۷)،<sup>[۳۴]</sup> انجام شده است.

جهت انجام آزمون مقاومت فشاری از قالب‌های مکعبی به ابعاد  $5 \times 5 \times 5$  سانتی‌متر استفاده شده است. برای آزمون‌های مقاومت کششی، نفوذناپذیری و جذب آب از قالب‌های استوانه‌ی  $10 \times 20$  سانتی‌متر و برای آزمون مقاومت خمشی از قالب مکعبی  $4 \times 4 \times 16$  سانتی‌متر استفاده شده است. نمونه‌های آزمایشگاهی پس از ساخت به قالب‌ها منتقل و پس از ۲۴ ساعت از قالب‌ها خارج شدند. نمونه‌ها مطابق شکل ۲ تا زمان انجام آزمون به استخر آب آهک اشباع منتقل شدند. لازم به ذکر است که تمام نمونه‌ها طبق استاندارد ASTM C۱۹۲،<sup>[۳۵]</sup> از زمان قالب‌گیری تا لحظه‌ی انجام آزمون در دمای  $(2 \pm 23)$  درجه‌ی سلسیوس به صورت مرطوب در استخر مطابق شکل ۳، عمل‌آوری و با توجه به شرایط آزمون مد نظر از استخر خارج و بررسی شده‌اند.



شکل ۱. دانه‌بندی ماسه‌ی سیلیسی.

جدول ۲. مشخصات فوق روان‌کننده‌ی مصرفی.

مشخصه	شرح
شکل ظاهری	مایع
رنگ	شفاف یا شیری
pH	۵ ~ ۷
Na <sub>2</sub> O	کمتر از ۱/۵٪
مقدار کلراید	کمتر از ۱/۸٪
چگالی	$1/0.1 \pm 0/0.2 \text{ g/cm}^3$
میزان مصرف	۵/۰ الی ۲ درصد وزن سیمان

پودری واکنش‌پذیر در بازه‌ی ۲۰۰ تا ۶۰۰ میکرومتر است.<sup>[۱۰]</sup> به همین منظور ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر باید دارای ابعاد مجاز سنگ‌دانه‌ی بتن پودری واکنش‌پذیر باشد. دانه‌بندی ماسه‌ی سیلیسی استفاده شده در فرایند ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل ۱ مشاهده می‌شود، که مطابق آن، ۸۹/۱٪ دانه‌های ماسه سیلیسی در بازه‌ی مجاز جهت ساخت بتن پودری واکنش‌پذیر قرار دارد. فوق روان‌کننده‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر، Carboxal SR ۵۱۰۰ بر پایه‌ی پلی‌کربوکسیلات اثر تهیه شده از شرکت البرز شیمی آسیا بوده است، که مشخصات آن در جدول ۲ ارائه شده است.

الیاف شیشه‌ی مصرف شده از نوع AR بوده است، که به جهت کارایی مناسب، به ابعاد ۱۰ میلی‌متر برش خورده است. مشخصات الیاف شیشه در جدول ۳ ارائه شده است. الیاف شیشه‌ی AR باید همراه با سیمان پرتلند استفاده شوند، زیرا زیرکونیوم موجود در آن، مانعی برای واکنش میان سیمان و الیاف است.<sup>[۲۵]</sup>

### ۲.۲. معرفی طرح‌های اختلاط

مطابق جدول ۴، در پژوهش حاضر مجموعاً ۲۰ طرح اختلاط، شامل ۵ طرح بدون الیاف شیشه با نسبت‌های ماسه به سیمان ۱ تا ۱/۳ و ۱۵ طرح با نسبت ماسه به سیمان ۱ تا ۱/۳ حاوی ۴، ۵ و ۶ درصد حجم بتن الیاف شیشه ساخته و ارزیابی شده‌اند.

به منظور یکسان بودن کارایی طرح‌های ساخته شده، نمونه‌ها تحت آزمایش کارایی با میز سیلان مطابق با استاندارد BS ۱۸۸۱ قرار گرفتند و تمام نمونه‌ها با کارایی در محدوده‌ی ۱۹۰ میلی‌متر ساخته شدند. افزایش نسبت ماسه به سیمان موجب کاهش روانی بتن می‌شود،<sup>[۲۶]</sup> از این رو نسبت آب به سیمان در ساخت طرح‌های

جدول ۴. معرفی طرح اختلاط نمونه‌های بتن.

نام طرح	مصالح ( $\text{kg/m}^3$ )				الیاف شیشه	نسبت ماسه به سیمان	نسبت آب به سیمان	الیاف شیشه (% در حجم بتن)
	سیمان	ماسه	آب	فوق روان‌کننده				
Cs1	۹۷۲/۸۵	۹۷۲/۸۵	۱۹۴/۵۷	۹/۷۳	۰	۱	۰/۲	۰
Cs1/1	۹۲۶/۷۲	۱۰۱۹/۴۰	۱۹۴/۶۱	۹/۲۷	۰	۱/۱	۰/۲۱	۰
Cs1/2	۸۸۱/۱۵	۱۰۵۷/۳۸	۲۰۲/۶۶	۸/۸۱	۰	۱/۲	۰/۲۳	۰
Cs1/25	۸۶۰	۱۰۷۵	۲۰۶/۴	۸/۶	۰	۱/۲۵	۰/۲۴	۰
Cs1/3	۸۳۶/۵۸	۱۰۸۷/۵۵	۲۱۷/۵۱	۸/۳۷	۰	۱/۳	۰/۲۶	۰
Cs1G4	۹۳۶/۸۲	۹۳۶/۸۲	۱۸۷/۳۶	۱۴/۰۵	۷۴/۹۵	۱	۰/۲	۴
Cs1/1G4	۸۹۳/۹۷	۹۸۳/۳۷	۱۸۷/۷۳	۱۳/۴۱	۷۱/۵۲	۱/۱	۰/۲۱	۴
Cs1/2G4	۸۵۱/۴۹	۱۰۲۱/۷۸	۱۹۵/۸۴	۱۲/۷۷	۶۸/۱۲	۱/۲	۰/۲۳	۴
Cs1/25G4	۸۳۱/۷۲	۱۰۳۹/۶۵	۱۹۹/۶۱	۱۲/۴۸	۶۶/۵۴	۱/۲۵	۰/۲۴	۴
Cs1/3G4	۸۰۹/۷۹	۱۰۵۲/۷۳	۲۱۰/۵۵	۱۲/۱۵	۶۴/۷۸	۱/۳	۰/۲۶	۴
Cs1G5	۹۲۷/۹۲	۹۲۷/۹۲	۱۸۵/۵۸	۱۵/۷۷	۹۲/۷۹	۱	۰/۲	۵
Cs1/1G5	۸۸۵/۸۷	۹۷۴/۴۵	۱۸۶/۰۳	۱۵/۰۶	۸۸/۵۹	۱/۱	۰/۲۱	۵
Cs1/2G5	۸۴۴/۱۳	۱۰۱۲/۹۶	۱۹۴/۱۵	۱۴/۳۵	۸۴/۴۱	۱/۲	۰/۲۳	۵
Cs1/25G5	۸۲۴/۷۰	۱۰۳۰/۸۸	۱۹۷/۹۳	۱۴/۰۲	۸۲/۴۷	۱/۲۵	۰/۲۴	۵
Cs1/3G5	۸۰۳/۱۴	۱۰۴۴/۰۸	۲۰۸/۸۲	۱۳/۶۵	۸۰/۳۱	۱/۳	۰/۲۶	۵
Cs1G6	۹۱۹/۲۰	۹۱۹/۲۰	۱۸۳/۸۴	۱۷/۴۶	۱۱۰/۳۰	۱	۰/۲	۶
Cs1/1G6	۸۷۷/۹۱	۹۶۵/۷۰	۱۸۴/۳۶	۱۶/۶۸	۱۰۵/۳۵	۱/۱	۰/۲۱	۶
Cs1/2G6	۸۳۶/۹۰	۱۰۰۴/۲۸	۱۹۲/۴۹	۱۵/۹۰	۱۰۰/۴۳	۱/۲	۰/۲۳	۶
Cs1/25G6	۸۱۷/۸۰	۱۰۲۲/۲۵	۱۹۶/۲۷	۱۵/۵۴	۹۸/۱۴	۱/۲۵	۰/۲۴	۶
Cs1/3G6	۷۹۶/۵۹	۱۰۳۵/۵۷	۲۰۷/۱۱	۱۵/۱۴	۹۵/۵۹	۱/۳	۰/۲۶	۶

راهنما: در نام‌گذاری طرح عدد پس از Cs بیانگر نسبت ماسه به سیمان و عدد پس از G درصد الیاف طرح را مشخص می‌کند.

### ۳. ارائه‌ی نتایج

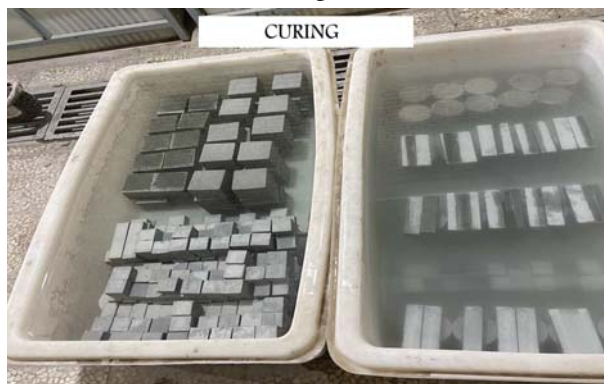
#### ۳.۱. نتایج مقاومت فشاری

جهت بررسی مقاومت فشاری بتن، ابتدا نمونه‌ها در سنین ۱، ۷، ۱۴ و ۲۸ روز از استخر خارج شدند و درحالت اشباع با سطح خشک در محفظه‌ی جک بتن‌شکن قرار گرفتند. سرعت بارگذاری جک برای نمونه‌های مکعبی  $5 \times 5 \times 5$  سانتی‌متری، ۹۰ نیوتن بر ثانیه بوده است. به جهت بررسی تأثیر نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری و اکنش‌پذیری، نتایج مقاومت فشاری نمونه‌های فاقد الیاف شیشه در شکل ۴ و به جهت بررسی تأثیر افزودن درصد‌های مختلف الیاف شیشه در بتن پودری و اکنش‌پذیری، نتایج مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۴، ۵ و ۶ درصد الیاف شیشه به ترتیب در شکل‌های ۵ الی ۷ مشاهده می‌شوند.

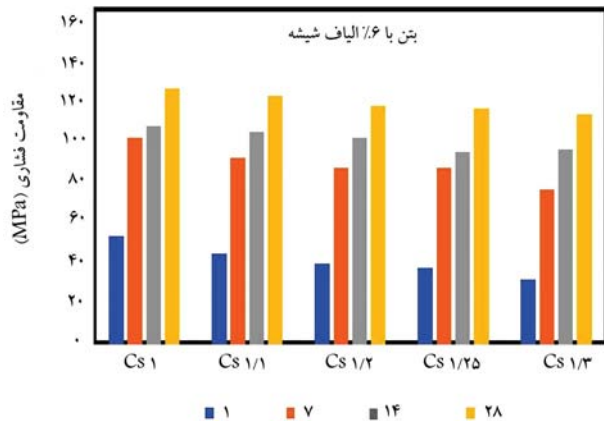
به منظور بررسی دوام نمونه‌ها هنگام خارج شدن از قالب در سن ۱ روز بر مبنای نتایج شکل ۴، با افزایش نسبت ماسه به سیمان از نسبت ۱ تا  $1/3$  مقاومت فشاری بتن کاهش یافته است، که بر این مبنای نمونه‌های حاوی سیمان بیشتر به علت گیرش اولیه‌ی سیمان ۱-۵۲۵ جهت خارج شدن از قالب، دوام مناسب‌تری دارند. در سن ۷ روز، اختلاف مقاومت فشاری نمونه‌ی حاوی نسبت ماسه به سیمان ۱ با سایر نمونه‌ها کاهش یافته است. پس از سن ۱۴ روز، افزایش نسبت ماسه به سیمان تا نمونه‌ی Cs1/2 (حاوی نسبت ماسه به سیمان  $1/2$ )، مقاومت فشاری نمونه‌های بتن را افزایش داده و پس از آن، به ازاء مقادیر بیشتر ماسه به سیمان، مقاومت فشاری نمونه‌ها کاهش یافته است. در سن ۲۸ روز، بیشترین مقاومت فشاری مربوط



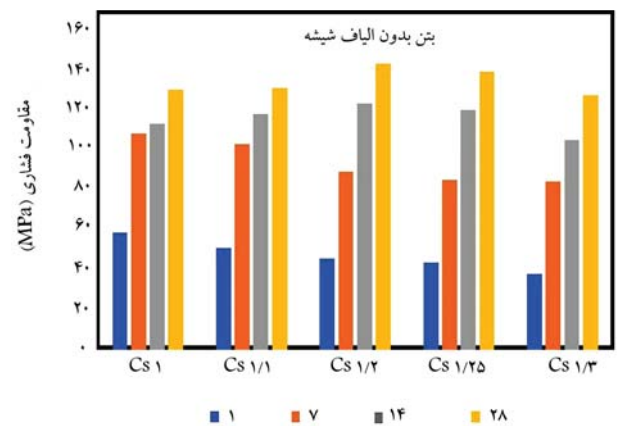
شکل ۲. تصویر سه طرح از نمونه‌های ساخته شده.



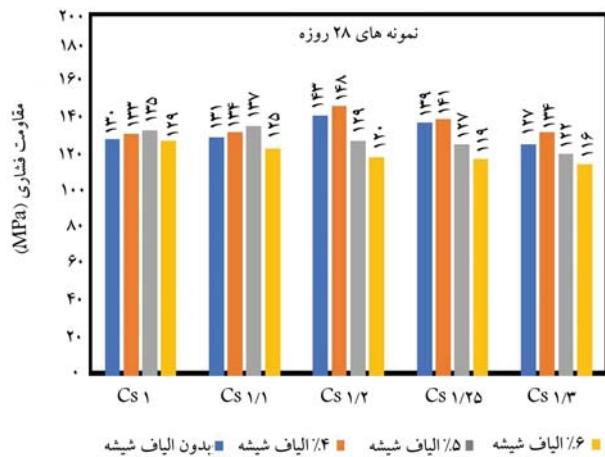
شکل ۳. استخر عمل‌آوری نمونه‌های بتن.



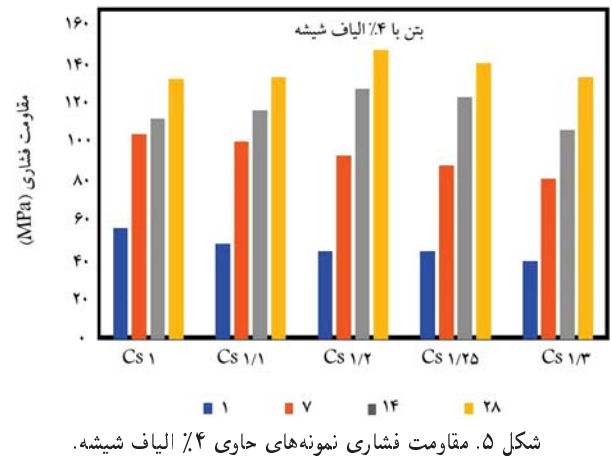
شکل ۷. مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۶٪ الیاف شیشه.



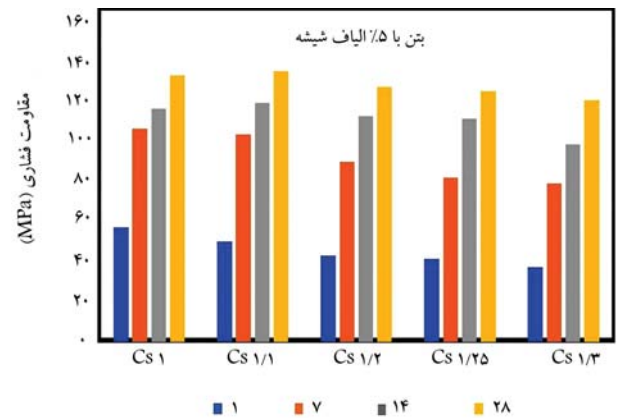
شکل ۴. مقاومت فشاری نمونه‌های فاقد الیاف شیشه.



شکل ۸. مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های بتن.



شکل ۵. مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۴٪ الیاف شیشه.



شکل ۶. مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۵٪ الیاف شیشه.

نشان داده شده است. در سن ۱۴ روز، مقاومت فشاری نمونه‌ها تا نسبت ماسه به سیمان ۱/۱ تقریباً مشابه با نمونه‌ی فاقد الیاف شیشه بوده و پس از آن به ازاء نسبت ماسه به سیمان بیشتر، مقاومت فشاری نمونه‌ها افزایش یافته است. در سن ۲۸ روز، مقاومت فشاری تمام نمونه‌های بتن نسبت به نمونه‌های فاقد الیاف شیشه، افزایش پیدا کرده است؛ که بهترین مقاومت فشاری مربوط به نمونه‌ی Cs1/2 G4 با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۱۴۸ مگاپاسکال بوده است.

بر مبنای نتایج شکل ۶، مقاومت فشاری نمونه‌های ساخته شده با افزودن ۵٪ حجم بتن الیاف شیشه به بتن پودری واکنش‌پذیر در سن ۱ روزه نسبت به نمونه‌های فاقد الیاف شیشه شکل ۴ کاهش یافته است. در سن ۷ روز، مقاومت فشاری نمونه‌ی Cs1 G5 با نمونه‌ی Cs1 برابر بوده و پس از آن مقاومت فشاری نمونه‌ها تا نسبت ماسه به سیمان ۱/۲ افزایش یافته است و به ازاء مقادیر بیشتر ماسه به سیمان در نمونه‌های Cs1/2.5 G5 و Cs1/3 G5، مقاومت فشاری نسبت به نمونه‌های فاقد الیاف شیشه (Cs1/3 و Cs1/2.5) کاهش پیدا کرده است. در سن ۱۴ و ۲۸ روز فقط در نمونه‌های Cs1 G5 و Cs1/1 G5 مقاومت فشاری افزایش یافته است، که بیشترین مقاومت فشاری مربوط به نمونه‌ی Cs1/1 G5 با ۱۳۷ مگاپاسکال بوده است.

بر مبنای نتایج شکل ۷، مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی افزودن ۶٪ حجم بتن الیاف شیشه به بتن پودری واکنش‌پذیر، در سن ۱ مختلف نسبت به نمونه‌های فاقد الیاف شیشه شکل ۴ کاهش یافته است.

به طور کلی، مطابق آنچه در شکل ۸ مشاهده می‌شود، در نسبت‌های ماسه به

به نمونه‌ی Cs1/2 با ۱۴۳ مگاپاسکال بوده است، که به میزان ۱۰٪ از مقاومت فشاری نمونه‌ی Cs1 بیشتر است. از طرف دیگر، نمونه‌ی Cs1/2.5 با ۵٪ افزایش نسبت ماسه به سیمان رفتار مشابه با نمونه‌ی Cs1/2 داشته است. بنابراین تأثیر گام افزایشی ۱۰٪ در مقایسه با گام افزایشی ۵٪ قابل توجه است.

مطابق شکل ۵، افزودن ۴٪ حجم بتن الیاف شیشه به بتن پودری واکنش‌پذیر، مقاومت فشاری نمونه‌های ۱ و ۷ روزه را نسبت به نمونه‌های فاقد الیاف شیشه شکل ۴ کاهش داده است. در سن ۷ روز، مقاومت فشاری نمونه‌های Cs1/2 G4 و Cs1/2.5 G4 به میزان ۵/۶ و ۴/۶ درصد، بیشتر از نمونه‌های فاقد الیاف شیشه

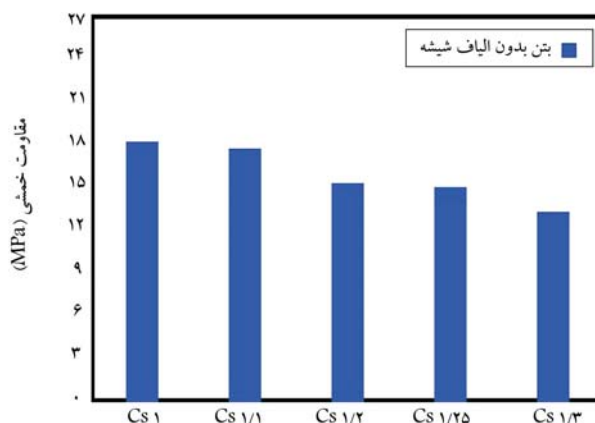
سیمان ۱ و ۱/۱، افزودن ۵٪ حجم بتن الیاف شیشه و در نسبت‌های ۱/۲، ۱/۲۵، ۱/۳ و ۱/۳، افزودن ۴٪ حجم سیمان الیاف شیشه، موجب افزایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ها شده است.

### ۲.۳. نتایج مقاومت خمشی

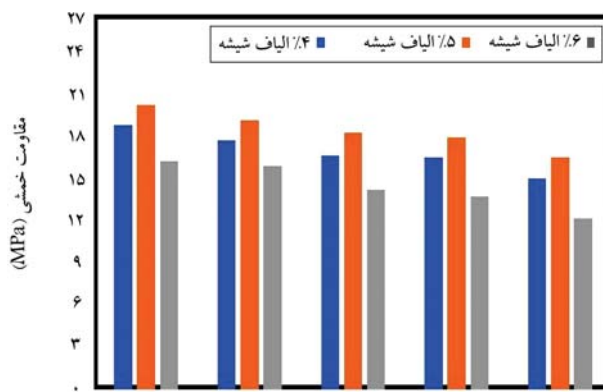
جهت بررسی مقاومت خمشی بتن، طبق استاندارد، نمونه‌ها در سن ۲۸ روز پس از عمل‌آوری بررسی شدند. سرعت بارگذاری جک برای نمونه‌های  $4 \times 4 \times 16$  سانتی‌متر بر روی ۵۵ نیوتن بر ثانیه تنظیم شده بود. نتایج مقاومت خمشی نمونه‌های فاقد الیاف شیشه در شکل ۹ و نتایج مقاومت خمشی نمونه‌های حاوی افزودن ۵، ۶ درصد حجم بتن، الیاف شیشه‌ی بتن پودری واکنش‌پذیر در شکل ۱۰ مشاهده می‌شوند.

مطابق شکل ۹، افزایش نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری واکنش‌پذیر موجب کاهش مقاومت خمشی نمونه‌های بتن شده است. بیشترین کاهش مربوط به افزایش نسبت ماسه به سیمان از ۱/۱ به ۱/۲ به میزان ۱۳/۴۲٪ بوده است. به طور کلی، کاهش میزان سیمان با افزایش نسبت ماسه به سیمان در طرح‌ها موجب کاهش چسبندگی بین ریزدانه‌ها در بتن می‌شود، همین امر موجب پایین آمدن تحمل ریزدانه‌ها و کاهش مقاومت خمشی در نمونه‌های بتن شده است. [۲۶]

مطابق شکل ۱۰، در تمام نسبت‌های ماسه به سیمان، افزودن ۴ و ۵ درصد حجم بتن الیاف شیشه موجب افزایش مقاومت خمشی نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی فاقد الیاف شیشه شده است، که افزایش اخیر در نمونه‌های حاوی ۵٪ حجم



شکل ۹. مقاومت خمشی نمونه‌های فاقد الیاف شیشه.



شکل ۱۰. مقاومت خمشی نمونه‌های حاوی الیاف شیشه.

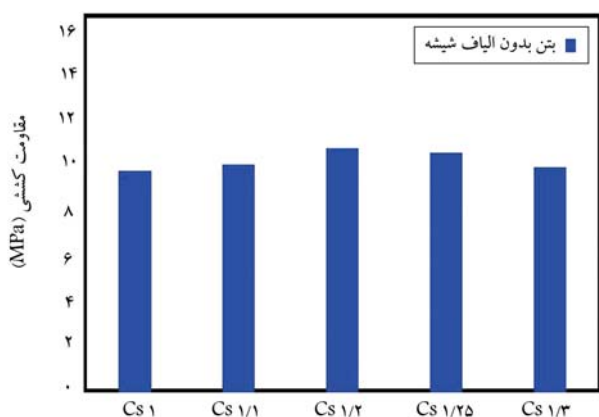
بتن الیاف شیشه بیشتر بوده است. مطابق با نتایج بیشترین افزایش مقاومت خمشی در نمونه‌های حاوی افزودن ۴٪ حجم بتن الیاف شیشه، مربوط به نمونه‌های Cs 1/25G4 و Cs 1/3G4 با افزایش ۱۱/۷ و ۱۴/۳۴ درصد نسبت به نمونه‌های Cs 1/3 و Cs 1/25 بوده است. این مقادیر برای نمونه‌های Cs 1/25G5 و Cs 1/3G5 به میزان ۲۱/۴ و ۲۴/۰۳ درصد نشان داده شده است. همچنین در تمام نسبت‌های ماسه به سیمان مطابق با نتایج شکل ۱۰، افزودن ۶٪ حجم سیمان الیاف شیشه موجب کاهش مقاومت فشاری نمونه‌ها شده است.

### ۳.۳. نتایج مقاومت کششی

جهت بررسی مقاومت کششی بتن، نمونه‌های با سن ۲۸ روزه پس از خارج شدن از استخر، با قرارگیری زیر جک به روش برزیلین بررسی شدند. سرعت بارگذاری جک برای نمونه‌های استوانه‌ی  $10 \times 20$  سانتی‌متر، بر روی ۹۰ نیوتن بر ثانیه تنظیم شده بود. به جهت بررسی تأثیر نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری واکنش‌پذیر، نتایج مقاومت کششی نمونه‌های فاقد الیاف شیشه در شکل ۱۱ و به جهت بررسی تأثیر افزودن درصد‌های مختلف الیاف شیشه در بتن پودری واکنش‌پذیر، نتایج مقاومت کششی نمونه‌های حاوی ۴، ۵ و ۶ درصد الیاف شیشه در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود.

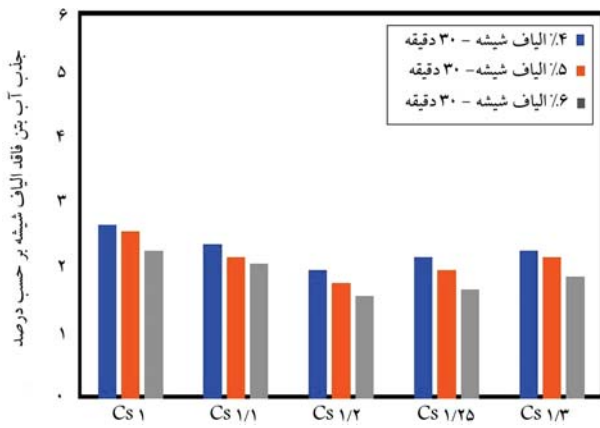
افزایش نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری واکنش‌پذیر مطابق با نتایج شکل ۱۱، موجب افزایش مقاومت کششی نمونه‌های بتن شده است. افزایش نسبت ماسه به سیمان تا نسبت ۱/۲ بیشترین تأثیر را در افزایش مقاومت کششی نمونه‌های بتن داشته است. مطابق با نتایج، نمونه‌ی Cs 1/2 مقاومت کششی ۱۰/۹۵ مگاپاسکال را نشان داده است، که به میزان ۱۰/۰۵٪ بیشتر از نمونه‌ی Cs 1 بوده است. پس از آن با افزایش نسبت ماسه به سیمان در نمونه‌های بتن، مقاومت فشاری نسبت به نمونه‌ی Cs 1/2 کاهش یافته و مطابق نتایج در نمونه‌ی Cs 1/3، به میزان ۱/۵٪ نسبت به نمونه‌ی Cs 1، مقاومت فشاری بیشتر بوده است.

در شکل ۱۲، مقاومت کششی نمونه‌های حاوی الیاف شیشه مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، افزودن الیاف شیشه به نمونه‌های بتن پودری واکنش‌پذیر به ازاء تمام درصد‌ها موجب افزایش مقاومت کششی شده است. بیشترین مقاومت کششی مربوط به نمونه‌های Cs 1G5، Cs 1/1G5، Cs 1/2G5، Cs 1/25G5 و Cs 1/3G5، حاوی ۱۰٪ وزن سیمان الیاف شیشه با ۱۲/۹، ۱۵/۵، ۱۳/۷۵، ۱۳/۲۵ و ۱۳/۲ مگاپاسکال بوده است.

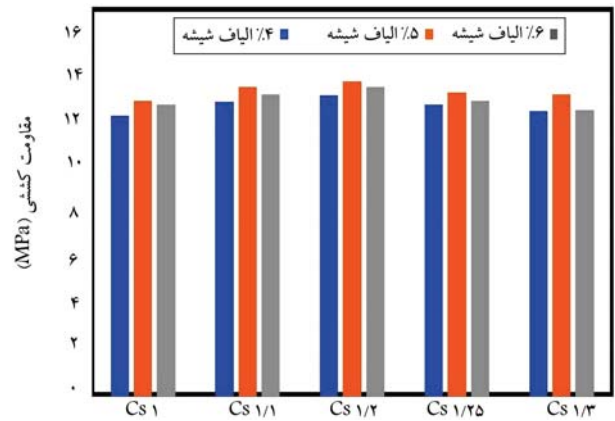


شکل ۱۱. مقاومت کششی نمونه‌های فاقد الیاف شیشه.

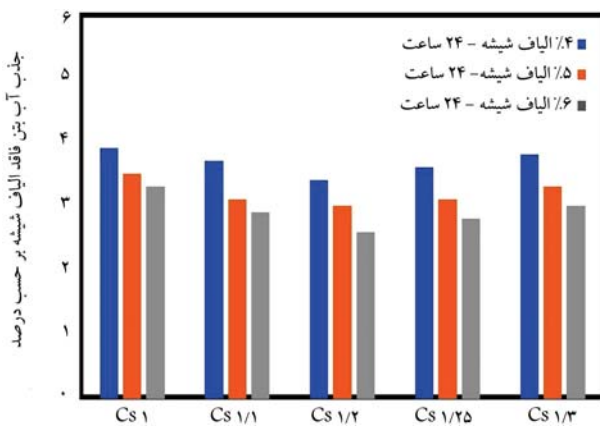




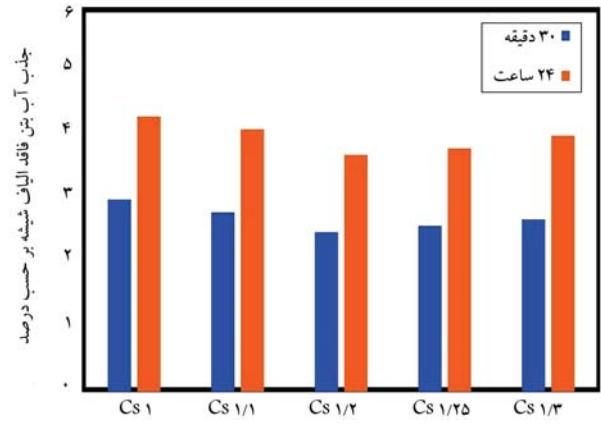
شکل ۱۴. جذب آب کوتاه مدت نمونه های حاوی الیاف شیشه.



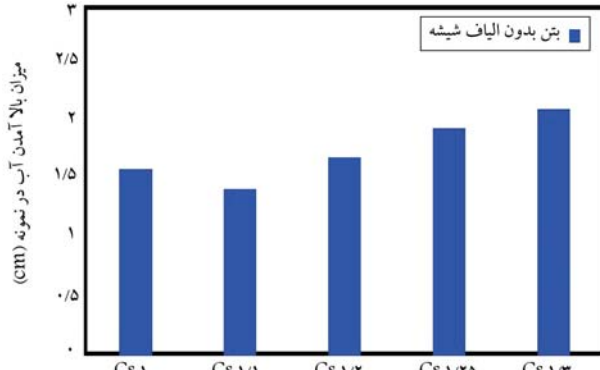
شکل ۱۲. مقاومت کششی نمونه های حاوی الیاف شیشه.



شکل ۱۵. جذب آب بلندمدت نمونه های حاوی الیاف شیشه.



شکل ۱۳. جذب آب نمونه های فاقد الیاف شیشه.



شکل ۱۶. نفوذناپذیری آب نمونه های فاقد الیاف شیشه.

#### ۴.۳. نتایج جذب آب

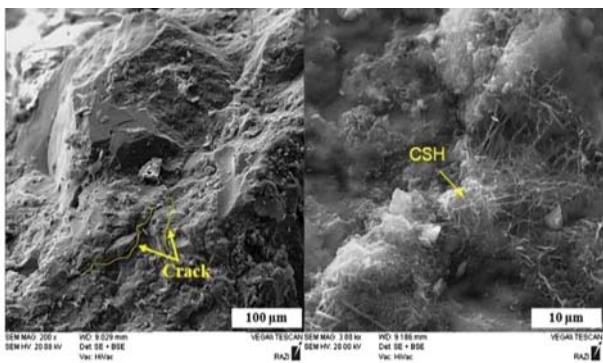
به منظور بررسی میزان جذب آب بتن پودری واکنش پذیر، طبق استاندارد، نمونه های با سن بیش از ۲۸ روز پس از خارج شدن از استخر آزمایش شدند. به جهت بررسی تأثیر نسبت ماسه به سیمان در نتایج جذب آب بتن پودری واکنش پذیر، نمونه های فاقد الیاف شیشه در شکل ۱۳ و به جهت بررسی تأثیر افزودن درصد های مختلف الیاف شیشه در جذب آب بتن پودری واکنش پذیر، نتایج نمونه های حاوی ۴، ۵ و ۶ درصد حجم بتن الیاف شیشه در شکل های ۱۴ و ۱۵ مشاهده می شود.

مطابق شکل ۱۳، با افزایش نسبت ماسه به سیمان در نمونه  $Cs1/2$  جذب آب بلندمدت (۲۴ ساعت) نمونه،  $3/8\%$  نشان داده شده است. مطابق با نتایج، به طور کلی جذب آب نمونه های بتن تا نسبت ماسه به سیمان  $1/2$  کاهش و پس از آن، جذب آب نمونه های بتن مجدداً افزایش یافته و در نمونه  $Cs1/3$  جذب آب برابر با  $4\%$  مشاهده می شود. بیشترین جذب آب با  $4/3\%$  مربوط به نمونه  $Cs1$  با کمترین نسبت ماسه به سیمان بوده است.

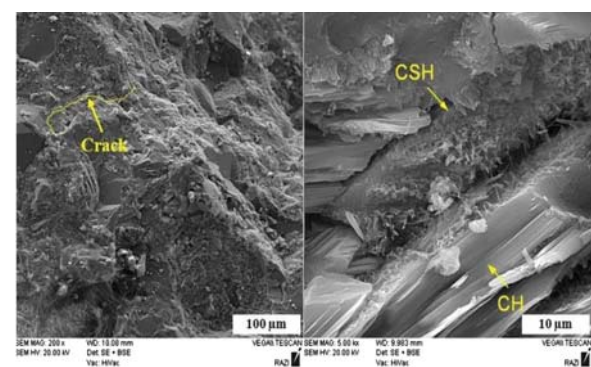
در شکل های ۱۴ و ۱۵، نتایج جذب آب کوتاه مدت و بلندمدت نمونه های بتن پودری واکنش پذیر حاوی الیاف شیشه مشاهده می شود؛ که مطابق آنها، جذب آب نمونه های بتن حاوی الیاف شیشه، در مقایسه با جذب آب نمونه های بتن ساخته شده با مصالح مشابه ولی فاقد الیاف شیشه کاهش یافته است، که علت این امر عدم جذب آب الیاف شیشه بوده است.<sup>[۳۵]</sup> با افزایش درصد الیاف شیشه، جذب آب کاهش یافته و کمترین درصد جذب آب مربوط به نمونه های حاوی  $6\%$  حجم بتن الیاف شیشه بوده است.

#### ۵.۳. نتایج نفوذناپذیری آب نمونه ها

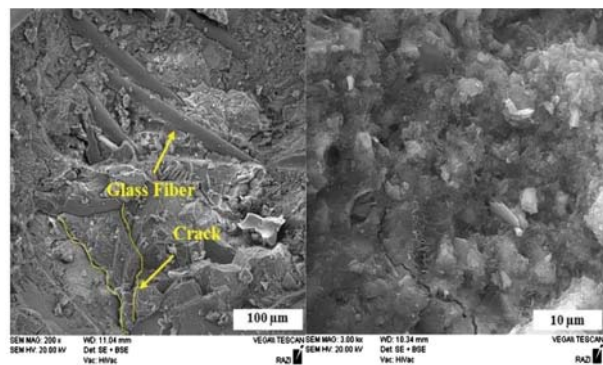
جهت بررسی نفوذناپذیری آب در بتن، نمونه های استوانه ای  $10 \times 20$  سانتی متر با سن ۲۸ روزه پس از خارج شدن از استخر، در دستگاه نفوذناپذیری آب در بتن با فشار، ۵ بار تحت آزمایش قرار گرفتند. به جهت بررسی تأثیر نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری واکنش پذیر، نتایج نفوذناپذیری نمونه های فاقد الیاف شیشه در شکل ۱۶ و به جهت بررسی تأثیر افزودن درصد های مختلف الیاف شیشه در بتن پودری واکنش پذیر، نتایج نفوذناپذیری نمونه های حاوی ۴، ۵ و ۶ درصد حجم بتن الیاف شیشه در شکل ۱۷ مشاهده می شود.



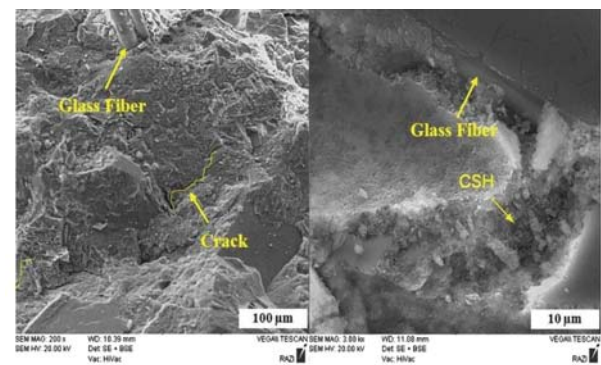
شکل ۱۸. تصاویر SEM طرح Cs1 با بزرگ‌نمایی ۱۰ و ۱۰۰ میکرومتر.



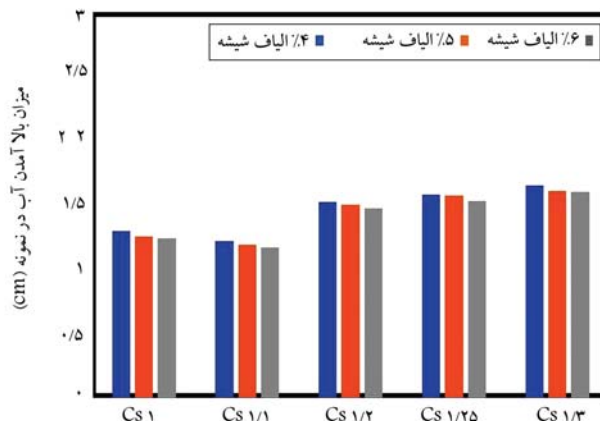
شکل ۱۹. تصاویر SEM طرح Cs1/1 با بزرگ‌نمایی ۱۰ و ۱۰۰ میکرومتر.



شکل ۲۰. تصاویر SEM طرح Cs1/G4 با بزرگ‌نمایی ۱۰ و ۱۰۰ میکرومتر.



شکل ۲۱. تصاویر SEM طرح Cs1/G4/G6 با بزرگ‌نمایی ۱۰ و ۱۰۰ میکرومتر.



شکل ۱۷. نفوذناپذیری آب نمونه‌های حاوی الیاف شیشه.

مطابق نتایج شکل ۱۶، با افزایش نسبت ماسه به سیمان تا نسبت ۱/۱ نفوذناپذیری آب در بتن پودری واکنش‌پذیر کاهش یافته است. سپس با افزایش نسبت ماسه به سیمان، به علت پایین آمدن میزان چسبندگی ریزدانه‌های بتن پودری واکنش‌پذیر، حفره‌ها و ریزترک‌ها افزایش و میزان پیشروی آب نیز در نمونه‌های بتن افزایش یافته است. [۳۶ و ۳۷]

مطابق شکل ۱۷، در بتن پودری واکنش‌پذیر حاوی الیاف شیشه، افزایش نسبت ماسه به سیمان سبب شده است تا نسبت ۱/۱ موجب افزایش نفوذناپذیری آب در بتن شود. همچنین، افزایش درصد الیاف شیشه در نمونه‌های بتن موجب افزایش میزان نفوذناپذیری آب شده است. مشاهده می‌شود که افزایش درصد الیاف شیشه مطابق آنچه در جذب آب نمونه‌های بتن رخ داده است، موجب دوام بهتر نمونه‌های بتنی در برابر نفوذ آب شده است.

### ۶.۳. آنالیز میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM)

در شکل‌های ۱۸ الی ۲۱، تصاویر SEM مربوط به نمونه‌های Cs1، Cs1/2، Cs1/G4 و Cs1/G4/G6 مشاهده می‌شود. فاز سیلیکات‌کلسیم هیدراته (C-S-H) بیش از ۵۰٪ حجم مواد جامد خمیر سیمان کاملاً هیدراته شده را تشکیل داده و بنابراین، مهم‌ترین بخش مواد جامد خمیر در تعیین خواص آن بوده است. بلورهای هیدروکسیدکلسیم یا پرتلندایت (CH) نیز حدود ۲۰ الی ۳۰ درصد حجم قسمت جامد خمیر هیدراته شده را تشکیل می‌دهند. برخلاف ناحیه‌ی C-S-H، هیدروکسیدکلسیم ترکیبی با فرمول مشخص  $Ca(OH)_2$  است. نقش فاز CH به علت نیروهای واندروالسی در مقاومت بتن نسبت به نقش C-S-H محدود است. دوز بالای سیمان در RPC منجر به تشکیل مقدار زیادی ژل C-S-H بین افزایش سطح پودر و در نتیجه، افزایش بسته‌بندی ذرات آن می‌شود. [۲۸] به منظور بررسی ریزساختار نمونه‌های بتن، نمونه‌های Cs1/2 و Cs1/G4 با توجه به مناسب‌ترین رفتار مکانیکی و مقایسه با نمونه‌های Cs1 و Cs1/G4 تصویربرداری شده است.

مطابق با تصاویر میکروسکوپ الکترونی مشاهده شده در شکل‌های ۱۸ و ۱۹، شرایط تشکیل ژل C-S-H در نمونه‌ی Cs1/2 مناسب‌تر از شرایط تشکیل ژل در نمونه‌ی Cs1 بوده و همین امر موجب افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌ی اخیر شده است. از طرف دیگر، کاهش جذب آب در نمونه‌ی Cs1/2، به علت کاهش ریزترک‌های نمونه‌ی بتن نسبت به نمونه‌ی Cs1 بوده است.

مطابق آنچه در شکل‌های ۲۰ و ۲۱ مشاهده می‌شود، افزودن ۴٪ حجم بتن الیاف شیشه به نمونه‌های Cs1 و Cs1/2، موجب کاهش ریزترک‌ها و هموارتر شدن

جدول ۵. مقایسه‌ی رفتار نمونه‌های ۲۸ روزه فاقد الیاف شیشه نسبت به نمونه‌ی مرجع (%).

نوع رفتار	Cs <sub>1</sub> /Cs <sub>1</sub>	Cs <sub>1</sub> /۱/Cs <sub>1</sub> /۱	Cs <sub>1</sub> /۲/Cs <sub>1</sub> /۲	Cs <sub>1</sub> /۲۵/Cs <sub>1</sub>	Cs <sub>1</sub> /۳/Cs <sub>1</sub>
مقاومت فشاری	—	۰/۷۷	۱۰/۷۵	۶/۹۲	۲/۳
مقاومت خمشی	—	-۲/۶	-۱۵/۶۹	-۱۷/۵۱	-۲۶/۸۹
مقاومت کششی	—	۳/۰۱	۱۰/۰۵	۸/۰۴	۱/۵
جذب آب	—	-۴/۶۵	-۱۳/۹۵	-۱۱/۶۲	-۶/۹۷
نفوذناپذیری آب	—	-۱۰/۶۲	۶/۲۵	۲۱/۸۷	۳۱/۸۷

جدول ۶. مقایسه‌ی درصد افزایش یا کاهش مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های حاوی الیاف نسبت به نمونه‌ی فاقد الیاف شیشه (%).

	Cs <sub>1</sub> /Cs <sub>1</sub>	Cs <sub>1</sub> /۱/Cs <sub>1</sub> /۱	Cs <sub>1</sub> /۲/Cs <sub>1</sub> /۲	Cs <sub>1</sub> /۲۵/Cs <sub>1</sub> /۲۵	Cs <sub>1</sub> /۳/Cs <sub>1</sub> /۳
حاوی ۴٪ الیاف	۲/۳	۲/۲۹	۳/۴۹	۱/۴۳	۵/۵۱
حاوی ۵٪ الیاف	۳/۸۴	۴/۵۸	-۹/۷۹	-۸/۶۳	-۳/۹۳
حاوی ۶٪ الیاف	-۰/۷۶	-۴/۵۸	-۱۶/۰۸	-۱۴/۳۸	-۸/۶۶

جدول ۷. مقایسه‌ی درصد افزایش یا کاهش مقاومت خمشی نمونه‌های حاوی الیاف نسبت به نمونه‌ی فاقد الیاف شیشه (%).

	Cs <sub>1</sub> /Cs <sub>1</sub>	Cs <sub>1</sub> /۱/Cs <sub>1</sub> /۱	Cs <sub>1</sub> /۲/Cs <sub>1</sub> /۲	Cs <sub>1</sub> /۲۵/Cs <sub>1</sub> /۲۵	Cs <sub>1</sub> /۳/Cs <sub>1</sub> /۳
حاوی ۴٪ الیاف	۵/۱	۱/۷	۱۰/۲۷	۱۱/۷	۱۴/۳۳
حاوی ۵٪ الیاف	۱۳/۱	۹/۹۱	۲۰/۷۴	۲۱/۴	۲۶/۰۳
حاوی ۶٪ الیاف	-۹/۵۱	-۹/۰۶	-۶/۰۸	-۷/۳۵	-۷/۱۷

جدول ۸. مقایسه‌ی درصد افزایش یا کاهش مقاومت کششی نمونه‌های حاوی الیاف نسبت به نمونه‌ی فاقد الیاف شیشه (%).

	Cs <sub>1</sub> /Cs <sub>1</sub>	Cs <sub>1</sub> /۱/Cs <sub>1</sub> /۱	Cs <sub>1</sub> /۲/Cs <sub>1</sub> /۲	Cs <sub>1</sub> /۲۵/Cs <sub>1</sub> /۲۵	Cs <sub>1</sub> /۳/Cs <sub>1</sub> /۳
حاوی ۴٪ الیاف	۲۳/۱۱	۲۵/۳۶	۲۰/۰۹	۱۸/۶	۲۳/۲۶
حاوی ۵٪ الیاف	۲۹/۶۴	۳۱/۷	۲۵/۵۷	۲۳/۲۵	۳۰/۶۹
حاوی ۶٪ الیاف	۲۸/۱۴	۲۸/۷۸	۲۳/۲۸	۲۰	۲۳/۷۶

جدول ۹. مقایسه‌ی درصد افزایش یا کاهش جذب آب نمونه‌های حاوی الیاف نسبت به نمونه‌ی فاقد الیاف شیشه (%).

	Cs <sub>1</sub> /Cs <sub>1</sub>	Cs <sub>1</sub> /۱/Cs <sub>1</sub> /۱	Cs <sub>1</sub> /۲/Cs <sub>1</sub> /۲	Cs <sub>1</sub> /۲۵/Cs <sub>1</sub> /۲۵	Cs <sub>1</sub> /۳/Cs <sub>1</sub> /۳
حاوی ۴٪ الیاف	-۹/۳	-۹/۷۵	-۸/۱	-۵/۲۶	-۵
حاوی ۵٪ الیاف	-۱۸/۶	-۲۴/۳۹	-۱۸/۹۱	-۱۸/۴۲	-۱۷/۵
حاوی ۶٪ الیاف	-۲۴/۲۵	-۲۹/۲۶	-۲۹/۷۲	-۲۶/۳۱	-۲۵

جدول ۱۰. مقایسه‌ی درصد افزایش یا کاهش نفوذپذیری آب نمونه‌های حاوی الیاف نسبت به نمونه‌ی فاقد الیاف شیشه (%).

	Cs <sub>1</sub> /Cs <sub>1</sub>	Cs <sub>1</sub> /۱/Cs <sub>1</sub> /۱	Cs <sub>1</sub> /۲/Cs <sub>1</sub> /۲	Cs <sub>1</sub> /۲۵/Cs <sub>1</sub> /۲۵	Cs <sub>1</sub> /۳/Cs <sub>1</sub> /۳
حاوی ۴٪ الیاف	-۱۸/۷۵	-۱۴/۶۸	-۱۰/۵۸	-۱۸/۹۷	-۲۱/۸
حاوی ۵٪ الیاف	-۲۱/۲۵	-۱۶/۷۸	-۱۱/۷۶	-۱۹/۴۸	-۲۳/۶۹
حاوی ۶٪ الیاف	-۲۲/۵	-۱۸/۱۸	-۱۳/۵۲	-۲۱/۵۳	-۲۴/۱۷

#### ۴. تجزیه و تحلیل یافته‌های پژوهش

در جدول‌های ۵ الی ۱۰، مقادیر مقایسه‌ی نتایج خروجی آزمایش‌های مقاومت‌های فشاری، خمشی و کششی، جذب آب و نفوذناپذیری آب بتن نمونه‌های فاقد الیاف شیشه و نمونه‌های حاوی ۴، ۵ و ۶ درصد حجم بتن الیاف شیشه ارائه شده است. از مقایسه‌ی آنها می‌توان به صورت خلاصه، به این موارد اشاره کرد:

سطح نمونه‌های بتن شده است. همچنین با افزایش نسبت ماسه به سیمان از ۱ به ۱/۲ در بتن حاوی الیاف شیشه، کاهش ریزترک‌ها موجب کاهش جذب آب و افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌ی Cs<sub>1</sub>/۲G<sub>4</sub> نسبت به نمونه‌ی Cs<sub>1</sub>G<sub>4</sub> شده است. کریستال‌های اترینگیت بین مواد هیدراته‌ی ناقص و ژل C-S-H تشکیل می‌شود.<sup>[۳۹]</sup> مطابق شکل‌های اخیر، محصول اصلی هیدراتاسیون همگن، ژل C-S-H است. کریستال‌های Ca(OH)<sub>2</sub> یافت نشده و اترینگیت تشکیل شده است.<sup>[۴۰]</sup>

۱. مطابق جدول ۵، در نمونه‌های بتن فاقد الیاف شیشه، با افزایش نسبت ماسه به سیمان تا نمونه‌ی CS۱/۲ (حاوی نسبت ماسه به سیمان ۱/۲)، مقاومت فشاری نمونه‌ی بتن افزایش یافته است. با توجه به مقایسه‌ی درصد جذب آب نمونه‌های بتن، کمترین درصد جذب آب مربوط به نمونه‌ی CS۱/۲ بوده است. بنابراین افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌ی اخیر به تراکم مناسب سنگ‌دانه‌ها و همچنین با توجه به تصاویر میکروسکوپ الکترونی به کاهش ریز ترک‌ها مربوط بوده است.
۲. با افزایش نسبت ماسه به سیمان، مقاومت خمشی کاهش یافته است، که علت آن کاهش میزان سیمان مصرف شده در ساخت نمونه‌های بتن بوده است.
۳. مطابق با افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ی بتن با افزایش نسبت ماسه به سیمان از ۱ به ۱/۲، نمونه‌ی CS۱/۲ بیشترین مقاومت کششی را با ۱۰/۷۵ مگاپاسکال داشته است.
۴. کمترین کاهش جذب آب در نمونه‌های بتن، مربوط به نمونه‌ی CS۱/۲ با نسبت ماسه به سیمان ۱/۲ بوده است. مطابق با تصاویر میکروسکوپ الکترونی، کاهش اخیر درصد جذب آب مربوط به کاهش ریز ترک‌های نمونه بوده است. همچنین مطابق با نتایج جدول ۵، پس از نسبت ۱/۱ با افزایش نسبت ماسه به سیمان به علت پایین آمدن میزان چسبندگی ریزدانه‌های بتن پودری واکنش‌پذیر، میزان پیشروی آب در نمونه‌های بتن افزایش یافته است، که بیشترین میزان پیشروی آب در بتن به نمونه‌ی CS۱/۳ با ۳۱/۸۷٪ افزایش نسبت به نمونه‌ی CS۱ مربوط بوده است.
۵. مطابق نتایج جدول ۶، در نسبت ماسه به سیمان ۱ و ۱/۱، افزودن الیاف شیشه به میزان ۵٪ حجم بتن، موجب افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ی بتن به میزان ۳/۸۴ و ۴/۵۸ درصد شده است. با توجه به کاهش جذب آب نمونه‌های CS۱G۵ و CS۱/۱G۵ به میزان ۱۸/۶ و ۲۴/۳۹ درصد نسبت به نمونه‌های CS۱ و CS۱/۱، کاهش حفره‌ها و ریز ترک‌ها موجب افزایش تحمل نمونه‌های بتن در برابر نیروی فشاری شده است.
۶. در نسبت‌های ماسه به سیمان ۱/۲، ۱/۲۵، ۱/۳، افزایش مقاومت فشاری به نمونه‌های حاوی ۴٪ حجم بتن الیاف شیشه با افزایش ۳/۴۹، ۱/۴۳ و ۵/۵۱ مربوط بوده است.
۷. با توجه به جدول ۷، با افزودن الیاف شیشه به میزان ۴ و ۵ درصد حجم بتن، مقاومت خمشی نمونه‌ها در تمام نسبت‌های ماسه به سیمان افزایش یافته است، که این افزایش در نمونه‌های حاوی ۵٪ حجم بتن الیاف شیشه بیشتر بوده است.
۸. با توجه به کاهش مقاومت خمشی در افزودن الیاف شیشه به میزان ۶٪ حجم بتن، خواص مقاومتی بتن تضعیف یافته است. بیشترین کاهش مقاومت خمشی در نمونه‌ی CS۱G۶ با مقاومت خمشی ۱۶/۴ مگاپاسکال اتفاق افتاده است.
۹. مطابق با نتایج ارائه شده در جدول ۸، مقاومت کششی نمونه‌ها به ازاء تمام درصد‌های الیاف شیشه افزایش یافته است. بیشترین افزایش مقاومت کششی مربوط به نمونه‌های حاوی ۵٪ حجم بتن الیاف شیشه بوده است.
۱۰. با توجه به فاقد جذب آب بودن الیاف شیشه، افزودن الیاف شیشه به بتن، موجب کاهش درصد جذب آب شده است. همچنین نفوذ آب در نمونه‌های بتن با افزودن الیاف شیشه کاهش یافته است. با توجه به تصاویر میکروسکوپ الکترونی در نمونه‌ی CS۱/۲G۴، کاهش ریز ترک‌های سطح بتن موجب کاهش جذب آب نسبت به نمونه‌ی CS۱G۴ شده است.

## ۵. نتیجه گیری

۱۱. به طور کلی، مطابق با نتایج به دست آمده، الیاف شیشه بهبود قابل توجهی در مقاومت فشاری نشان نداده‌اند. از طرف دیگر، در بتن حاوی الیاف شیشه، مقاومت کششی و خمشی به طور قابل توجهی افزایش یافته‌اند. علت این امر مطابق مطالعات پیشین توانایی الیاف شیشه در مقاومت در برابر ترک‌هاست.<sup>[۲۷]</sup>

با توجه به بررسی مطالعات پیشین و اهمیت روزافزون بتن پودری واکنش‌پذیر در صنعت ساخت و ساز، در مطالعات حاضر به جهت بررسی امکان بهبود خواص و کاهش معایب بتن مذکور در ۵ طرح، ابتدا تأثیر افزایش نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری واکنش‌پذیر و سپس در ۱۵ طرح، تأثیر افزودن مقادیر مختلف الیاف شیشه به بتن پودری واکنش‌پذیر با نسبت ماسه به سیمان مختلف بررسی شده و این نتایج به دست آمده است.

۱. افزایش نسبت ماسه به سیمان از ۱ تا ۱/۲، موجب بهبود خواص بتن، نظیر: مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب شده است. با توجه به ریزساختار بتن، شرایط فاز سیلیکات کلسیم هیدراته نیز در این نسبت بهبود یافته و بیشترین افزایش مقاومت فشاری در نمونه‌ی CS۱/۲ با نسبت ماسه به سیمان ۱/۲ در مقایسه با نمونه‌ی CS۱ بوده است، که با ۱۰٪ افزایش به ۱۴۳ مگاپاسکال رسیده است.

۲. افزودن الیاف شیشه به میزان ۴ و ۵ درصد حجم بتن موجب افزایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتن شده است. بیشترین افزایش در نسبت‌های ماسه به سیمان ۱ و ۱/۱ مربوط به افزودن ۵٪ الیاف شیشه بوده است، که به ترتیب مقاومت‌های ۱۳۵ و ۱۳۷ مگاپاسکال در نمونه‌های مکعبی به دست آمده و پس از آن در نسبت‌های ماسه به سیمان بالاتر، فقط افزودن ۴٪ حجم بتن الیاف شیشه موجب افزایش مقاومت فشاری شده است، که میزان الیاف مذکور، موجب رسیدن مقاومت فشاری نمونه‌ی مکعبی CS۱/۲G۴ به ۱۴۸ مگاپاسکال، نمونه‌ی CS۱/۲۵G۴ به ۱۴۱ مگاپاسکال و نمونه‌ی CS۱/۳G۴ به ۱۳۴ مگاپاسکال شده است.

۳. افزایش نسبت ماسه به سیمان با کاهش چسبندگی بین ریزدانه‌ها موجب کاهش مقاومت خمشی بتن پودری واکنش‌پذیر شده است؛ اما در نمونه‌های حاوی الیاف شیشه، افزودن ۴ و ۵ درصد الیاف شیشه موجب افزایش مقاومت خمشی در تمام نسبت‌های ماسه به سیمان شده است. نمونه‌ی CS۱G۴ با مقاومت خمشی ۲۰/۵ مگاپاسکال، بیشترین مقاومت خمشی را داشته است.

۴. با افزایش نسبت ماسه به سیمان از ۱ به ۱/۲، مقاومت کششی بتن به میزان ۵/۱۰٪ افزایش یافته است. همچنین افزودن الیاف شیشه به میزان ۵٪ حجم بتن، موجب بیشترین افزایش مقاومت کششی در بتن پودری واکنش‌پذیر شده است.

۵. با توجه به تصاویر میکروسکوپ الکترونی افزایش نسبت ماسه به سیمان از ۱ تا ۱/۲ موجب کاهش ریز ترک‌های بتن و بهبود شرایط تشکیل ریزساختار بتن شده است. همین امر موجب کاهش جذب آب نمونه‌های بتن شده است، به طوری که به میزان ۱۳/۹۵٪ در نمونه‌ی CS۱/۲ نسبت به نمونه‌ی CS۱ جذب آب کاهش یافته است.

۶. در تمام نسبت‌های ماسه به سیمان، افزودن ۶٪ حجم بتن الیاف شیشه موجب تضعیف خواص مقاومتی بتن، نظیر: مقاومت فشاری، مقاومت خمشی و مقاومت کششی شده است.

بنابر موارد بیان شده با افزایش نسبت ماسه به سیمان به میزان ۱/۲ (طرح Cs۱/۲)، می‌توان خواص مقاومتی بتن پودری واکنش‌پذیر را به ازاء مقادیر کمتر سیمان و همچنین کاهش حرارت هیدراتاسیون به واسطه‌ی کاهش مصرف سیمان، نسبت به نمونه‌ی حاوی ماسه به سیمان ۱ (طرح Cs۱) بهبود بخشیده است. همچنین در صورت نیاز به مقاومت کششی، مقاومت فشاری و نفوذناپذیری بیشتر و جذب آب کمتری می‌توان از ۴ تا ۵ درصد حجم بتن الیاف شیشه جهت بهبود خواص بتن پودری واکنش‌پذیر بهره برد.

۷. مطابق با نتایج به دست آمده، خصوصیات نمونه‌ی Cs۱/۲۵ بسیار به خصوصیات نمونه‌ی Cs۱/۲ نزدیک بوده است. به عنوان مثال، تفاوت مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌ی Cs۱/۲۵ با نمونه‌ی Cs۱/۲ به میزان ۴ مگاپاسکال و برابر با ۲/۸٪ اختلاف بوده است. این تفاوت برای نمونه‌های Cs۱/۱ و Cs۱/۳ به ترتیب برابر با ۸/۳۹٪ و ۱۱/۱۸٪ درصد بوده است. بنابراین، گام افزایشی ۱۰٪ جهت بررسی تأثیر افزایش نسبت ماسه به سیمان در بتن پودری واکنش‌پذیر از گام افزایشی ۵٪ مناسب‌تر است.

## پانویس‌ها

1. Qasim, A.
2. Mayhoub
3. JianXin
4. Krenchel & Stang

## منابع (References)

1. Mostofinejad, D. "Concrete technology & mixing design", *Arkandaneh, P., 2nd Edn.*, pp. 159-210, Isfahan, IR (In Persian) (205).
2. Malik, A.R. and Foster, S.J. "Carbon fiber reinforced polymer confined reactive powder concrete columns-experimental investigation", *ACI Structural Journal*, **107**(3), pp. 263-271 (2010).
3. Heidari, A. and Tavakoli, D. "Introduction to concrete technology", *Shahrekord University P.*, pp. 1-10, Chaharmahal va bakhtiyari, IR (In Persian) (2017).
4. Lee M.-G., Wang, Y.-C. and Chiu, C.-T. "A preliminary study of reactive powder concrete as a new repair material", *Construction and Building Materials*, **21**(1), pp. 182-189 (2007).
5. Voo, J., Foster, S.J., Gilbert, R.I. and et al. "Design of disturbed region in reactive powder concrete bridge girders", (*ASCE*) *Bridge Materials*, pp. 117-127 (2004).
6. Qasim, O.A. "Experimental investigation on autogenous shrinkage of high and ultrahigh strength concrete", *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, **454**(1), p.012067 (2018).
7. Qasim, O.A. and Ahmed, A.S. "Different variable effects on bond strength of normal, high and ultra-high strength concrete", *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, **9**, pp. 1923-1945 (2018).
8. Mayhoub, O.A., Nasr, A.R., Ali, Y.A. and et al. "The influence of ingredients on the properties of reactive powder concrete: A review", *Ain Shams Engineering Journal*, **12**(1), pp. 145-158 (2020).
9. Heidari, A. and Tavakoli, D. "Production of high-strength concrete based on reactive powder concrete", *Journal of Experimental Research in Civil Engineering*, **2**(4), pp. 111-120 (In Persian) (2016).
10. Richard, P. and Cheyrezy, M. "Composition of reactive powder concretes", *Cement Concrete Research*, **25**(7), pp. 1501-1511 (1995).
11. Bagheri, A. and Zanganeh, H. "Energy absorption of reactive powder concrete (RPC) in static and impact loadings", *CSCE 2007 Annual General Meeting & Conference, Yellowknife 4 Northwest Territories* (2007).
12. JianXin, M. and Orgass, M. "Comparitive investigations on ultra-high performance concrete with and without coarse aggregates", *In International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Kassel, Germany, **9**, pp.205-212 (2004).
13. Liu, J.H., Song, S.M., Sun, Y.M. and et al. "Influence of ultrafine limestone powder on the performance of high volume mineral admixture reactive powder concrete", *Advance Material Research*, **152-153**, pp. 1583-1586 (Oct 2010).
14. Savadkoohi, M.S. and Reisi, M. "Environmental protection based sustainable development by utilization of granite waste in reactive powder concrete", *Journal of Cleaner Production*, **266**, p.121973 (Sep 2020).
15. Grzeszczyk, S. and Janus, G. "Reactive powder concrete with lightweight aggregates", *Construction Building Material*, **263**, p.120164 (Dec 2020).
16. Xiaoying, L., Jun, L., Zhongyuan, L. and et al. "Preparation and properties of reactive powder concrete by using titanium slag aggregates", *Construction Building Material*, **234**, p.117342 (Feb 2020).
17. Masoumi, H., Nezhati, S. and Nejati, F. "Investigating the properties and advantages of reactive powder concrete", *6th Trans-regional Conference on Novel Advances in Engineering Sciences, Ayandegan Higher Education Institute, Tonekabon, Iran* (In Persian) (2013).
18. Blais, P.Y. and Couture, M. "Precast, prestressed pedestrian bridge-world's first reactive powder concrete structure", *PCI Journal*, **44**(5), pp. 60-71 (1999).
19. Naser, M.Z., Hawileh, R.A. and Abdalla, J.A. "Fiber-reinforced polymer composites in strengthening reinforced concrete structures: A critical review", *Engineering Structures*, **198**, 109542 (2019).

20. Krenchel, H. and Stang, H. "Stable microcracking in cementitious materials", In *Brittle Matrix Composites 2*, Brandt, A.M. and Marshall, J.H. eds., pp. 20-33 (1989).
21. Soroushian, P. and Lee, C. "Tensile strength of steel fiber reinforced concrete: correlation with some measures of fiber spacing", *ACI Material Journal*, **87**(6), pp. 541-546 (1990).
22. Tam, C.M., Tam, V.W.Y. and Ng, K.M. "Assessing drying shrinkage and water permeability of reactive powder concrete produced in Hong Kong", *Construction and Building Materials*, **26**(1), pp. 79-89 (2012).
23. Heidari, A and Naderi Shourabi, F. "New Concrete", *Arkandanesh P.*, 1st Edn., pp. 75-76, Isfahan, IR (In Persian) (2022).
24. ASTM E1621-05, "Standard guide for elemental analysis by wavelength dispersive X-ray fluorescence spectrometry", *ASTM International*, West Conshohocken, PA, United States (2014).
25. Iskender, M. and Bekir, K. "Glass fibre reinforced concrete (GFRC)", *El-Cezeri Fen ve Mühendislik Dergisi* **5**, **1**, pp. 136-162 (2018).
26. Naderi Shourabi, F. and Heidari, A. "Laboratory investigation of the change of sand-cement ratio in the mechanical behavior of reactive powder concrete", *The 13th National Congress of Civil Engineering*, Iran, (In Persian) (May 2022).
27. Soroushian, P. "Secondary reinforcement adding cellulose fibers", *American Concrete International (ACI)*, **19**(6), pp. 28-34 (1997).
28. Swamy, R.N. "Fibre reinforced cement and concrete: proceedings of the fourth RILEM international symposium", *CRC Press*, 1st Edn., London, GB (1992).
29. Hiremath, P.N. and Yaragal, S.C. "Influence of mixing method, speed and duration on the fresh and hardened properties of reactive powder concrete", *Construction and Building Materials*, **141**, pp. 271-288 (2017).
30. ASTM C39/C39 M-12, "Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens", *American Society for Testing and Materials*, West Conshohocken, Pennsylvania (2012).
31. ASTM C496, "Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens", *ASTM International*, west Conshohocken, PA, pp. 469-490 (2011).
32. ASTM C293, "Standard test method for exural strength of Concrete (using simple beam with centerpoint loading)", *American Society for Testing and Materials*, **100**, pp. 19428-2959 (2010).
33. BS. EN, 12390-8, "Testing hardened concrete, depth of penetration of water under pressure", *BSI* (2006).
34. ASTM C 642-97, "Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete", *Book of ASTM Standards*, *American Society for Testing and Materials* (1997).
35. ASTM C192, "Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory", *ASTM International*, West Conshohocken (2006).
36. Zhang, Z., Feng, Q. Zhu, W. and et al. "Influence of sand-cement ratio and polycarboxylate superplasticizer on the basic properties of mortar based on water film thickness", *Materials*, **14**(17), 4850 (2021).
37. Ahmad, González-Lezcano, R.A., Majdi, A., Ben Kahla N. and et al. "Glass fibers reinforced concrete: overview on mechanical, durability and microstructure analysis", *Materials*, **15**(15), 5111 (2022).
38. Mayhoub, O.A., Naser, A.R., Yehia, A. and et al. "The influence of ingredients on the properties of reactive powder concrete: A review", *Ain Shams Engineering Journal*, **1**(12), pp. 145-58 (2021).
39. Wang, D., Shi, C., Wu, Z. and et al. "A review on ultra high performance concrete: Part II. hydration, microstructure and properties", *Construction and Building Materials*, **96**, pp. 368-77 (2015).
40. Wang, C., Yang, C., Liu, F. and et al. "Preparation of ultra high performance concrete with common technology and materials", *Cement Concrete Composite*, **34**(4), pp. 538-44 (2012).

# تحلیل و تقویت اتصال تیر به ستون بتن آرمه‌ی کناری با در نظر گرفتن نیروی محوری متغیر در ستون

سید محمدسعید ضیاالحق (دانشجوی دکتری)

محمدرضا اصفهانی\* (استاد)

گروه عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۱ (۲۰۲۲)  
دوره ۲ - شماره ۱/۴، ص. ۳۷-۵۳، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، یک روش تحلیلی برای ارزیابی رفتار اتصال تیر به ستون بتن آرمه پس از مقاوم سازی ارائه شده است؛ که در آن، با استفاده از روابط تنش و کرنش های اصلی در ناحیه‌ی اتصال، انواع مختلف شکست تخمین زده شده است. در ادامه، روند کسب مقاومت و نحوه‌ی شکست اتصال تیر به ستون به کمک نمودارهای اندرکنش (M-N) به عنوان معیاری برای تعیین روش و مقدار تقویت ارائه شده است. در بخش آزمایشگاهی، ۳ نمونه با بار محوری متغیر و ۳ نمونه با بار محوری ثابت، با در نظر گرفتن روش های تقویت نصب در نزدیک سطح (NSM) با میلاگردهای فولادی و روش نصب روی سطح (EBR) با CFRP، ساخته و آزمایش شدند. در انتها، روش تحلیلی پیشنهادی با نتایج نمونه های آزمایشگاهی سایر پژوهش ها و ۶ نمونه‌ی آزمایشگاهی در پژوهش حاضر مقایسه شده است. نتایج آزمایش تأیید کرد که نمونه های تقویت شده با میلاگردهای فولادی، رفتار شکل پذیرتری دارند و همچنین مقایسه‌ی نتایج آزمایش ها با مقادیر روش تحلیلی نشان داد که روش تحلیلی پیشنهادی، به طور قابل قبولی می‌تواند رفتار اتصال تیر به ستون را پیش بینی کند.

واژگان کلیدی: تقویت اتصال تیر به ستون بتن آرمه، بار محوری متغیر، تحلیل

اتصال تیر به ستون، روش NSM.

s.zia.civil@gmail.com  
esfahani@um.ac.ir

## ۱. مقدمه

امروزه علی‌رغم وجود آیین‌نامه‌های دقیق و کامل در زمینه‌ی تأمین شکل پذیری کافی در سازه‌های بتن آرمه و ارائه‌ی جزئیات لرزه‌ی برای اتصال‌های تیر به ستون بتن آرمه، باز هم ممکن است جزئیات لرزه‌ی ناحیه‌ی اتصال به درستی اجرا نشود. در این حالت، ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون بتن آرمه، اصطلاحاً ناقص نامیده می‌شود. این خطا منجر به عدم شکل پذیری کافی در سازه می‌شود، زیرا به جای تشکیل مفصل خمیری در تیر، ممکن است خرابی در ناحیه‌ی اتصال اتفاق بیفتد، که منجر به ناپایداری در سازه می‌شود. به همین دلیل، پژوهش‌های زیادی در خصوص مقاوم‌سازی ناحیه‌ی اتصال ناقص انجام گرفته است، که هدف آن‌ها ایجاد رفتاری شکل پذیرتر برای اتصال بوده است. [۱-۳]

در بیشتر پژوهش‌های انجام گرفته، بار محوری ستون در حین اعمال بار جانبی به اتصال، ثابت فرض شده است، که مقدار آن همان وزن بارهای ثقلی است؛ در حالی که برای یک اتصال کناری، به علت رفت و برگشت بار جانبی ناشی از زلزله، ستون‌ها تحت بار محوری متغیر قرار می‌گیرند. کاهش نیروی فشاری ستون ناشی از تغییرات بار محوری، منجر به کاهش ظرفیت برشی در ناحیه‌ی اتصال می‌شود. در نتیجه، ثابت فرض کردن بار محوری فشاری روی ستون در یک اتصال کناری، ممکن

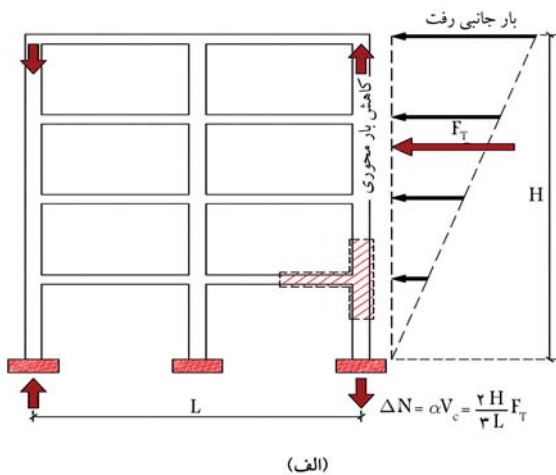
\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۳/۹، اصلاحیه ۱۴۰۱/۵/۲۲، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۷

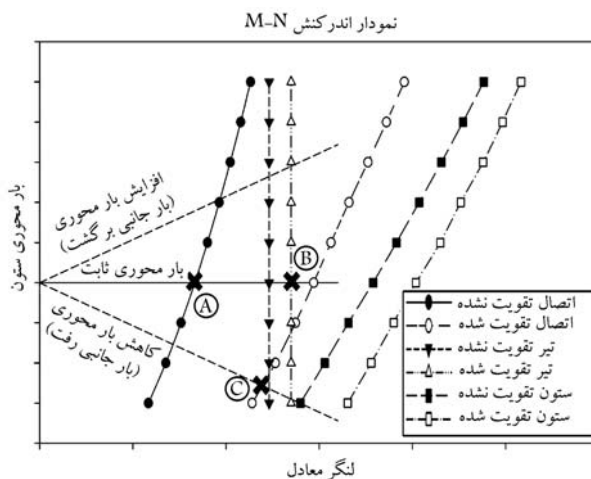
DOI:10.24200/J30.2022.60213.3097

## ۲. اهمیت پژوهش

همان‌طور که از پیش گفته شد، بیشتر پژوهش‌های انجام گرفته در زمینه‌ی بررسی اتصال کناری، با بار محوری ثابت انجام شده است، که بعضی از آن‌ها برای در نظر گرفتن تأثیر بار محوری، سطوح مختلف بار محوری ثابت را بررسی کرده‌اند. [۴] یکی از اهمیت‌های پژوهش حاضر، در نظر گرفتن تأثیر بار محوری متغیر در رابطه‌سازی‌ها و نحوه‌ی آزمایش است.



(الف)



شکل ۱. نمودار اندرکنش شماتیک نیروی محوری - ظرفیت خمشی اعضای اتصال کناری (M - N) برای نمونه‌های تقویت شده و تقویت نشده.

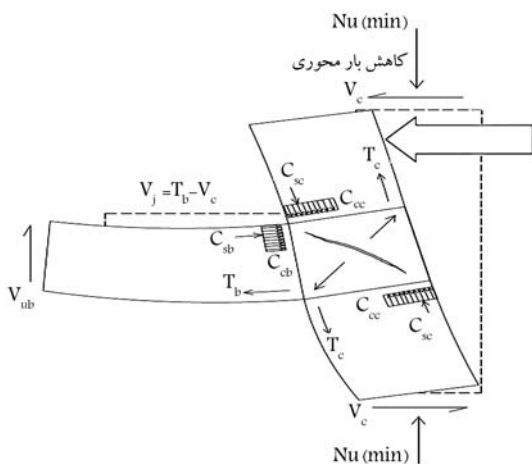
روش‌های تقویت ناحیه‌ی اتصال در بیشتر پژوهش‌های انجام گرفته به وسیله‌ی نصب روی سطح با مصالح FRP با جهت‌ها و چیدمان‌های مختلف است (روش EBR). یکی از تمایزهای پژوهش حاضر با سایر پژوهش‌ها، استفاده از روش نصب در نزدیک سطح (روش NSM)<sup>۲</sup> با میلگردهای فولادی است. در نوشتار ونگ و همکارانش (۲۰۱۹)،<sup>[۱]</sup> از روش NSM با میلگردهای CFRP برای تقویت اتصال در پژوهش آزمایشگاهی استفاده شده است.

در پژوهش حاضر، سعی شده است با هدف ارائه‌ی یک روش گام به گام منطقی و نسبتاً ساده برای پیاده‌سازی در یک برنامه‌ی رایانه‌ی، ارزیابی اتصالات تیر به ستون بتن آرمه‌ی تقویت شده انجام پذیرد.

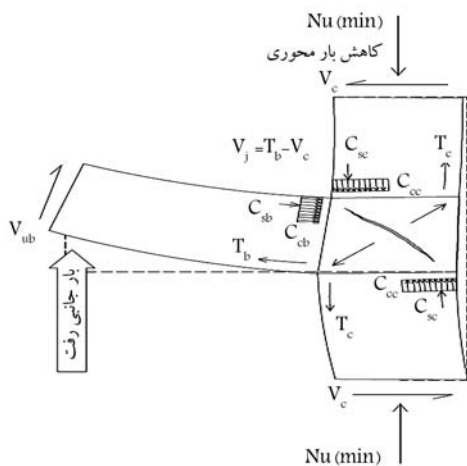
### ۳. پیش‌بینی نوع شکست و اثر بار محوری متغیر

به‌عنوان یک مرحله‌ی مهم قبل از طراحی روش مقاوم‌سازی اتصال تیر به ستون، ارزیابی رفتار و عملکرد مورد انتظار (خسارت‌ها تحت بارگذاری مشخص) باید به درستی انجام شود. این بدین معنی است که سطوح مختلف مقاومت در اعضای یک اتصال، به گونه‌ی تعیین شود که توالی مورد انتظار خسارت‌ها، قابل پیش‌بینی باشد. یک روش ساده برای ارزیابی سطوح مختلف مقاومت در اعضای اتصالی، با نام نمودارهای اندرکنش M-N (لنگر - بار محوری) است، که در سال ۲۰۰۷، در پژوهش پامپنین<sup>۳</sup> و همکاران،<sup>[۵]</sup> معرفی شده است.

در پژوهش حاضر، نمودارهای M-N برای نمونه‌ها، در شکل ۱ و تغییرات نیروی محوری ستون در یک قاب خمشی در شکل ۲ مشاهده می‌شوند. در شکل ۱، خطوط مستقیم خط‌چین، خطوط بارگذاری جانبی به سازه هستند، که در واقع هنگام افزایش بار جانبی سازه در جهت رفت (Pull)، مقدار نیروی فشاری محوری ستون کاهش و لنگر اتصال افزایش یافته است. همچنین هنگام افزایش بار جانبی سازه در جهت برگشت (Push)، مقدار نیروی فشاری محوری ستون افزایش و لنگر اتصال نیز افزایش یافته است. خط مستقیم ممتد در شکل ۱، بارگذاری جانبی در وضعیت بار محوری ثابت را نشان می‌دهد. در این حالت فرض شده است که با افزایش لنگر اتصال ناشی از بارگذاری جانبی، تغییرات محوری ستون وجود ندارد. در نهایت، محل تلاقی خطوط بارگذاری ذکر شده با خطوط ظرفیت اعضای اتصال، شکست آن عضو نشان داده می‌شود.



(ب)

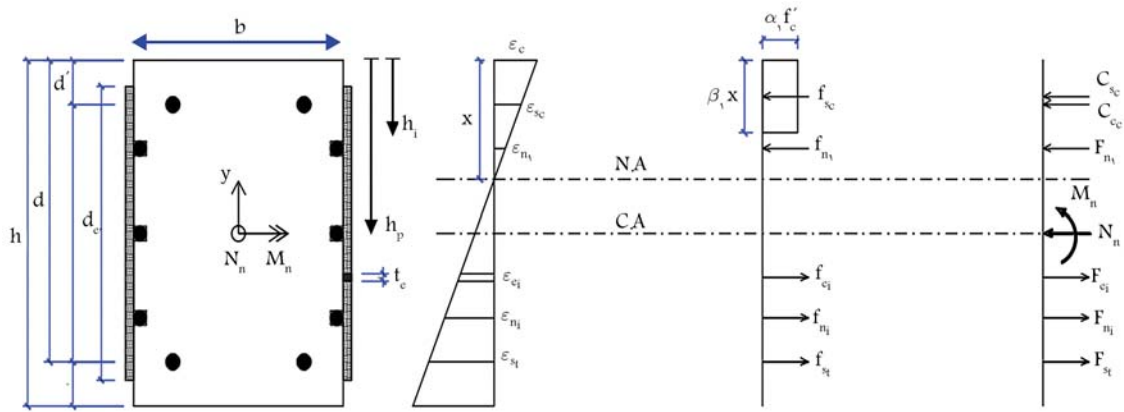


(پ)

شکل ۲. (الف) اعمال بار جانبی به قاب، (ب) اعمال بار جانبی به ستون در اتصال کناری، (پ) اعمال بار جانبی معادل به تیر در اتصال کناری.

مطابق شکل ۱، در وضعیتی که بار محوری ستون ثابت فرض شود، با افزایش لنگر به علت اعمال بار جانبی، اولین خسارت‌ها در ناحیه‌ی اتصال برای یک نمونه‌ی تقویت نشده ایجاد شده است (نقطه‌ی A در شکل ۱)؛ در حالی که در نمونه‌ی تقویت شده با افزایش لنگر ناشی از بار جانبی در وضعیت بار محوری ثابت، خرابی





شکل ۳. تحلیل لایه به لایه‌ی مقطع عضو خمشی تیر و ستون بتن آرمه‌ی تقویت شده به روش‌های EBR و NSM.

در تیر و تشکیل مفصل خمیری در آن مشاهده می‌شود (نقطه‌ی B در شکل ۱). در نتیجه، با لحاظ کردن بار محوری ثابت، سیستم مقاومت‌سازی مناسب در نظر گرفته می‌شود. حال در صورتی که تغییرات بار محوری ستون لحاظ شود، نتیجه می‌تواند متفاوت باشد. با رجوع به شکل ۱، در وضعیت بار جانبی رفت (Pull) و افزایش لنگر، نیروی محوری ستون کاهش یافته و ظرفیت ناحیه‌ی اتصال و همچنین ظرفیت ستون در این وضعیت کاهش پیدا کرده است. در این شرایط، نمونه‌ی تقویت شده در شکل ۱، دچار خرابی در ناحیه‌ی اتصال شده است (نقطه‌ی C در شکل ۱). این موضوع نشان می‌دهد که نمونه‌ی تقویت شده با فرض بارگذاری محوری ثابت، یک طرح ایمن است؛ در حالی که با فرض بارگذاری محوری متغیر، یک طرح تقویت مناسب در نظر گرفته نمی‌شود. بنابراین، در نظر گرفتن تغییرات بار محوری در نحوه‌ی مقاومت‌سازی اتصال کناری تأثیرگذار است. مطالعات آزمایشگاهی در پژوهش حاضر، اهمیت در نظر گرفتن تغییرات بار محوری را تأیید کرده است؛ که در ادامه، به عنوان اعتبار سنجش روش تحلیلی و روش مقاومت‌سازی استفاده شده است.

#### ۴. ارزیابی ظرفیت مقاطع تیر و ستون در نمونه‌ها

جهت بررسی مقاومت در یک اتصال، که مجموعه‌ی تیر، ستون و ناحیه‌ی اتصال است، باید ظرفیت مقاطع تیر و ستون قبل و بعد از مقاومت‌سازی محاسبه شود. در روش مقاومت‌سازی استفاده شده در پژوهش حاضر، سیستم‌های مقاومت‌سازی در ناحیه‌ی اتصال جهت تأمین طول مهاری، روی محدوده‌ی تیر و ستون نیز وارد شده‌اند، که باعث شده است در مقاومت آن‌ها نیز تأثیر بگذارد. با در نظر گرفتن این موضوع و با توجه به شکل ۳ و توزیع خطی کرنش‌ها، تنش‌های مقطع محاسبه شده‌اند. قابل ذکر است در صورتی که کرنش مسلح‌کننده‌های NSM و EBR از حد مجاز (شامل شرایط شکست یا جداشدگی) بیشتر شود، تنش در آن‌ها صفر در نظر گرفته می‌شود. بعد از محاسبه‌ی تنش‌ها، با برقراری تعادل نیروها، مقاومت محوری اسمی  $N_n$  و مقاومت خمشی اسمی  $M_n$  نیز محاسبه شده است.

#### ۵. معادل‌سازی ظرفیت ناحیه‌ی اتصال به صورت لنگر

در پژوهش حاضر، برای تحلیل و بررسی ناحیه‌ی اتصال از روش‌های حالت‌های حدی بر پایه‌ی سطوح بحرانی تنش‌های اصلی کششی و فشاری در راستای قطری

استفاده شده است.<sup>[۱۲-۱۴]</sup> برای بررسی مقاومت ناحیه‌ی اتصال و استفاده‌ی آن در نمودارهای اندرکنش M-N در کنار ظرفیت‌های محاسبه شده برای تیر و ستون، باید ظرفیت ناحیه‌ی اتصال به صورت لنگر ارائه شود.

مطابق با شکل ۲ - ب، رابطه‌ی بین نیروی کششی نهایی میلگردهای تیر ( $T_b$ ) و برش موجود در ستون ( $V_c$ ) به صورت رابطه‌ی ۱ بیان می‌شود:

$$V_j = T_b - V_c \quad (۱)$$

در صورتی که جهت ساده‌سازی روابط، بازوی لنگرخمشی در مقطع تیر  $0.9d$  فرض شود، لنگر خمشی در تیر به صورت رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$M_b = 0.9 d T_b \quad (۲)$$

از طرفی دیگر، با توجه به نیروهای خارجی در یک اتصال کناری جدا شده از محل نقاط عطف در ستون و تیر (شکل ۲ - الف)، لنگر تیر در بر اتصال به صورت رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

$$M_b = V_b (l_b - 0.5 h_c) \quad (۳)$$

با برقراری تعادل لنگر در مرکز ناحیه‌ی اتصال در یک اتصال کناری جدا شده از نقاط عطف تیر و ستون (مطابق شکل ۴)، رابطه‌ی ۴ بین نیروهای برشی در تیر و ستون برقرار است:

$$V_c l_c = V_b l_b \quad (۴)$$

با برابری رابطه‌های ۲ و ۳ و سپس جایگذاری  $V_b$  از رابطه‌ی ۴، نیروی کششی میلگردها ( $T_b$ ) مطابق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود:

$$T_b = V_c \left( \frac{l_c}{l_b} \right) \left( \frac{l_b - 0.5 h_c}{0.9 d} \right) \quad (۵)$$

با جایگذاری رابطه‌ی ۵ در رابطه‌ی ۱، مقدار نیروی برشی ستون ( $V_c$ ) بر حسب نیروی برشی ناحیه‌ی اتصال ( $V_j$ ) به صورت رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$V_c = \frac{1}{\left( \frac{l_c}{l_b} \right) \left( \frac{l_b - 0.5 h_c}{0.9 d} \right) - 1} V_j \quad (۶)$$

مطابق روابط ۱۰ الی ۱۳ به دست می‌آیند:

$$M_j = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_1 \frac{N_n}{h_c b_c}}}{\Omega} \quad (10)$$

$$\Omega = \frac{\gamma l_c l'_b - \gamma \Delta d l_b}{\gamma \Delta d l_b b_j h_c (l_c - h_b)} \quad (11)$$

$$b_j = \min(b_c, b_c + \gamma \Delta h_c) \text{ if } b_c \geq b_b \quad (12)$$

$$b_j = \min(b_b, b_c + \gamma \Delta h_c) \text{ if } b_c < b_b \quad (13)$$

## ۶. ارزیابی و محاسبه‌ی ظرفیت ناحیه‌ی اتصال تقویت شده

شده

برای یک اتصال بتن‌آرمه، که با سیستم‌های EBR و NSM مقاوم‌سازی شده است، هنگامی که ریزترک‌های قطری ناحیه‌ی اتصال شروع می‌شود، سیستم‌های مسلح‌کننده به صورت کششی عمل می‌کنند و در نتیجه ترک خوردگی قطری اصلی ناحیه‌ی اتصال و شکست نهایی به تأخیر می‌افتد. برای محاسبه‌ی ظرفیت اتصال تقویت شده باید تنش کششی اصلی مقاوم نهایی ( $\sigma_{1F}$ ) را به دو بخش تقسیم کرد: بخش اول، بیشینه‌ی تنش کششی اصلی مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت نشده ( $\sigma_{1c}$ ) و بخش دوم، بیشینه‌ی تنش کششی اصلی مقاوم تأمین شده توسط مسلح‌کننده‌های سیستم تقویت ( $\sigma_{1r}$ ) هستند.

$$\sigma_{1F} = \sigma_{1r} + \sigma_{1c} \quad (14)$$

برای محاسبه‌ی  $\sigma_{1r}$  لازم است تنش برشی مقاوم افزایش یافته به واسطه‌ی مسلح‌کننده‌ها ( $v_j$ ) در المان وسط ناحیه‌ی اتصال تقویت شده (مطابق شکل ۶) محاسبه شود.

با فرض سازگاری تغییرشکل‌ها بین سیستم مسلح‌کننده‌ها و بتن ناحیه‌ی اتصال، با برقراری تعادل در شکل ۶ - ب، روابط ۱۵ و ۱۶ برقرار است:

$$\sigma_t = -\sigma_{et} - \sigma_{st} \quad (15)$$

$$\sigma_l = -\sigma_{el} - \frac{N_n}{h_c b_c} \quad (16)$$

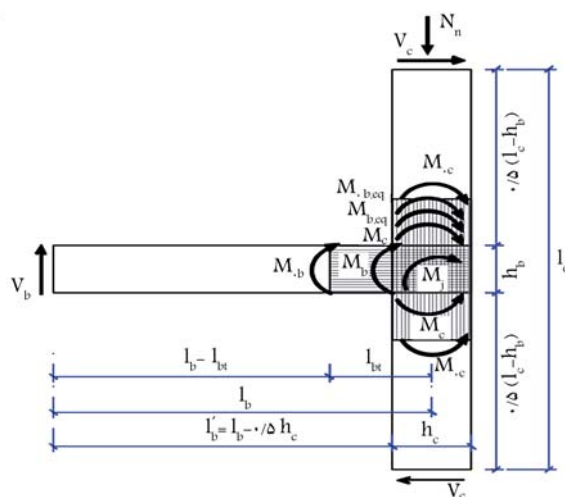
رابطه‌های اخیر، گویای این موضوع هستند که کشش ایجاد شده در مسلح‌کننده‌ها، باعث ایجاد فشار در ناحیه‌ی اتصال می‌شود. به علت سازگاری تغییرشکل، کرنش در المان موردنظر (مطابق روابط ۱۷ و ۱۸) یکسان فرض شده است:

$$\sigma_t = \varepsilon_t (-\rho_{et} E_{et} - \rho_{st} E_s) \quad (17)$$

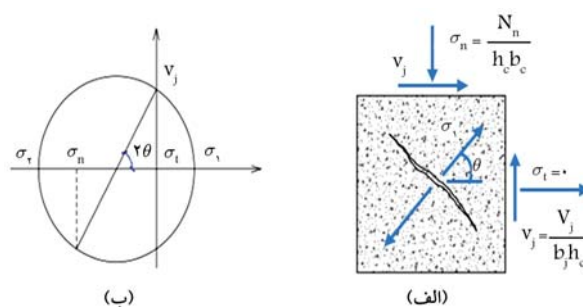
$$\sigma_l = -\varepsilon_l \rho_{el} E_{el} - \frac{N_n}{h_c b_c} \quad (18)$$

با فرض این‌که در آستانه‌ی ترک‌خوردگی‌های قطری، تنش اصلی ایجاد شده در راستای عمود بر ترک، صفر ( $\sigma_1 = 0$ ) در نظر گرفته شود، آن‌گاه دایره‌ی مور تنش‌ها (مطابق روابط ۱۹ الی ۲۴)، برای المان شکل ۶ - ب، به صورت شکل ۷ ترسیم می‌شود:

$$\sigma_2 = \sigma_t + \sigma_l \quad (19)$$



شکل ۴. نام‌گذاری نیروها و ابعاد هندسی اتصال کناری تقویت شده.



شکل ۵. الف) المان وسط ناحیه‌ی اتصال تحت تنش‌های خارجی، ب) دایره‌ی مور المان.

در نتیجه، مقدار لنگر در مرکز ناحیه‌ی اتصال با توجه به برش در ستون به کمک رابطه‌ی ۶ به صورت رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود:

$$M_j = \gamma \Delta (l_c - h_b) V_c = \frac{\gamma \Delta (l_c - h_b)}{\left(\frac{l_c}{l_b}\right) \left(\frac{l_b - \gamma \Delta h_c}{\gamma \Delta d}\right) - 1} V_j \quad (7)$$

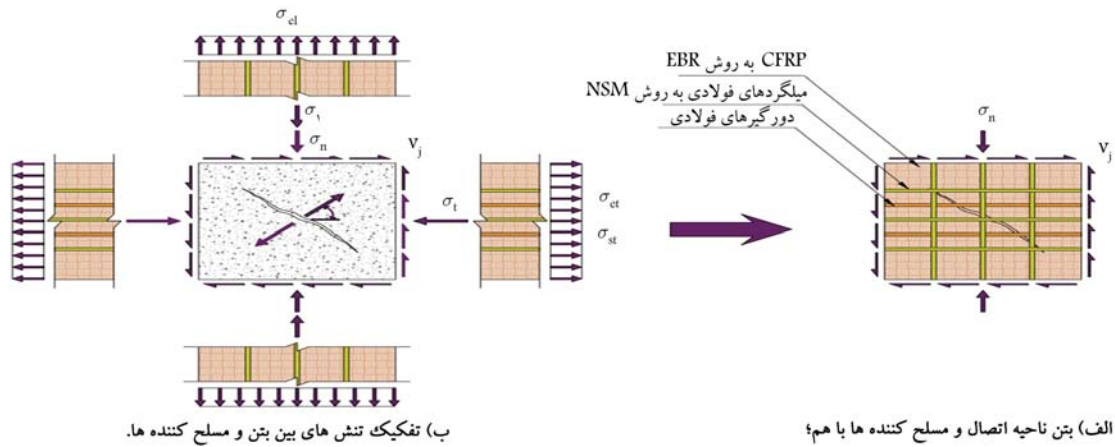
در صورتی که مقدار نیروی برشی ناحیه‌ی اتصال ( $V_j$ ) بر حسب تنش‌های اصلی در ناحیه‌ی اتصال اخیر نوشته شود، مقدار  $M_j$  به کمک رابطه‌ی ۷ بر حسب تنش‌های اصلی قابل محاسبه است. در نتیجه با اعمال محدودیت‌های شکست بر حسب تنش‌های اصلی، مقدار ظرفیت خمشی ناحیه‌ی اتصال برآورد می‌شود. برای تحقق هدف مذکور، یک المان از ناحیه‌ی اتصال به صورت شکل ۵ استخراج شده است: بیشترین تنش کششی اصلی در المان (مطابق شکل ۵ - الف) با توجه به دایره‌ی مور (شکل ۵ - ب)، از طریق رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شود:

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{\gamma}\right)^2 + v_j^2} - \left|\frac{\sigma_n}{\gamma}\right| \quad (8)$$

که در آن،  $\sigma_n = \frac{N_n}{h_c b_c}$  و مقدار نیروی محوری فشاری در ستون ( $N_n$ )، مثبت در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از رابطه‌ی ۸، تنش برشی در ناحیه‌ی اتصال ( $v_j$ ) از طریق رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید:

$$v_j = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_1 \frac{N_n}{h_c b_c}} \quad (9)$$

با جایگذاری نیروی برشی ناحیه‌ی اتصال ( $V_j = v_j b_j h_c$ ) در رابطه‌ی ۷ و بعد از ساده‌سازی، لنگر در مرکز ناحیه به دست می‌آید، که در آن، مقادیر  $M_j$ ،  $\Omega$  و  $b_j$



الف) بتن ناحیه اتصال و مسلح کننده ها با هم؛

ب) تفکیک تنش های بین بتن و مسلح کننده ها.

شکل ۶. المان وسط ناحیه‌ی اتصال تقویت شده.

با قرارگیری رابطی ۲۳ در رابطی ۲۷، رابطی ۲۸ به دست می‌آید:

$$\tan^2 \theta = \frac{-v_j \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta} - E_c \varepsilon_l}{-v_j \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta} - E_c \varepsilon_t} \quad (28)$$

بعد از ساده‌سازی رابطی اخیر و بازنویسی آن بر حسب  $\tan \theta$  و  $v_j$ ، معادله‌ی خلاصه‌شده‌ی به صورت رابطی ۲۹ استخراج می‌شود:

$$Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (29)$$

که در آن، پارامترهای  $A$ ،  $B$  و  $C$  مطابق روابط ۳۰ الی ۳۲ محاسبه می‌شوند:

$$A = \frac{1}{E_c} + \frac{1}{\rho_{et} E_{et} - \rho_{st} E_s} \quad (30)$$

$$B = \frac{N_n}{h_c b_c (\rho_{el} E_{el}) (\rho_{et} E_{et} + \rho_{st} E_s) \varepsilon_t} \quad (31)$$

$$C = - \left( \frac{1}{E_c} + \frac{1}{\rho_{el} E_{el}} \right) \quad (32)$$

در نتیجه، پارامترهای  $x$  و  $\tan \theta$  مطابق روابط ۳۳ و ۳۴ محاسبه می‌شوند:

$$x = \tan^2 \theta = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (33)$$

$$\tan \theta = \sqrt{x} = \sqrt{\frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}} \quad (34)$$

با محاسبه‌ی مقدار  $\tan \theta$ ، سایر پارامترها مطابق روابط ۳۵ الی ۳۹ محاسبه می‌شوند:

$$\varepsilon_1 = \frac{(\rho_{el} E_{el}) \varepsilon_t + \left( \sigma_l + \frac{N_n}{h_c b_c} \right) \tan^2 \theta}{(\rho_{el} E_{el}) (1 - \tan^2 \theta)} \quad (35)$$

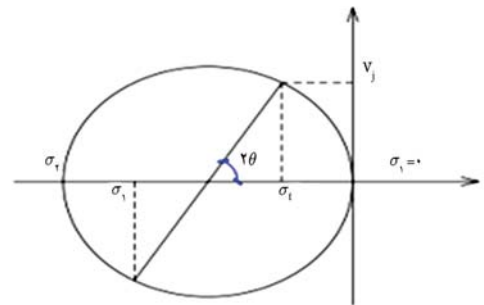
$$\sigma_l = \frac{\varepsilon_t (-\rho_{et} E_{et} - \rho_{st} E_s)}{\tan^2 \theta} \quad (36)$$

$$\varepsilon_l = \frac{\varepsilon_1 (\tan^2 \theta - 1) + \varepsilon_t}{\tan^2 \theta} \quad (37)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_l \tan^2 \theta - \varepsilon_t}{\tan^2 \theta - 1} \quad (38)$$

$$v_j = \frac{\rho_{et} \varepsilon_t E_{et} + \rho_{st} \varepsilon_t E_s}{\tan \theta} \quad (39)$$

که در آن،  $v_j$  تنش برشی ایجاد شده در المان شکل ۶ - ب (رابطی ۳۹)، در واقع تنش برشی مقاوم ایجاد شده توسط مسلح‌کننده‌های سیستم تقویت است. با در نظر



شکل ۷. دایره‌ی مورد تنش‌های المان شکل ۶ - ب.

$$\sigma_t = -v_j \tan \theta \quad (20)$$

$$\sigma_l = \frac{-v_j}{\tan \theta} \quad (21)$$

$$\tan^2 \theta = \frac{\sigma_t - \sigma_l}{\sigma_t + \sigma_l} \quad (22)$$

$$\sigma_t = -v_j \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta} \quad (23)$$

$$\gamma_j = \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_t)}{\tan \theta} \quad (24)$$

از برابری روابط ۱۷ با ۲۰ و روابط ۱۸ با ۲۱، روابط ۲۵ و ۲۶ به دست می‌آیند:

$$\varepsilon_t = \frac{v_j \tan \theta}{\rho_{et} E_{et} - \rho_{st} E_s} \quad (25)$$

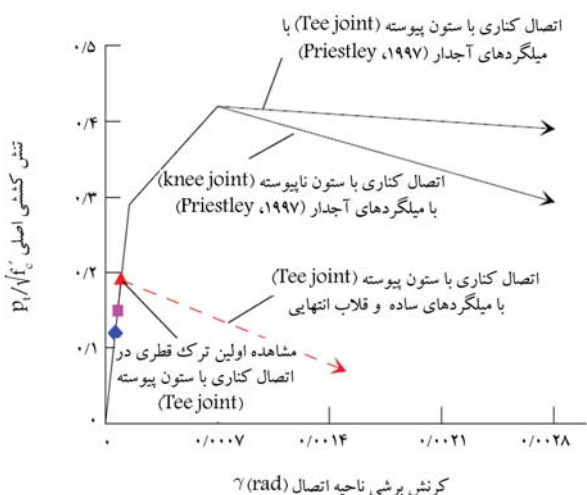
$$\varepsilon_l = \frac{\frac{v_j}{\tan \theta} - \frac{N_n}{h_c b_c}}{\rho_{el} E_{el}} \quad (26)$$

۱.۶. تعیین زاویه‌ی جهت‌های اصلی تنش در المان شکل ۶ - ب (با

فرض جاری نشدن میلاگردهای فولادی NSM ناحیه‌ی اتصال)

با استفاده از روابط محاسبه شده در بخش قبل، معادله‌ی برای محاسبه‌ی زاویه‌ی تنش‌های اصلی، استخراج شده است. در صورتی که رابطی ۲۲ به صورت رابطی ۲۷ نوشته شود:

$$\tan^2 \theta = \frac{\sigma_t - \sigma_l}{\sigma_t + \sigma_l} = \frac{\sigma_t - E_c \varepsilon_l}{\sigma_t - E_c \varepsilon_t} \quad (27)$$



شکل ۸. نمودار پیشنهادی برای پیش‌بینی مقدار بیشینه  $\sigma_{1c}$  بر حسب کرنش برشی [۱۴].

اتصال، تنش‌های کششی اصلی، که منجر به اولین ترک‌های قطری در ناحیه اتصال می‌شوند، را می‌توان در شکل ۸ معرفی و مشاهده کرد.

در پژوهش پامپنین<sup>۵</sup> و همکارانش (۲۰۰۲)<sup>[۱۴]</sup> برای کرنش برشی  $\gamma_j = 0$  تا  $10^{-6} \times 98,275 = \gamma_j$ ، رابطه‌ی ۵۰ ارائه شده است:

$$\frac{\sigma_{1c}}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.19}{0.000098275} \gamma_j = 1933.350293 \gamma_j \quad (50)$$

و برای کرنش برشی از  $10^{-6} \times 98,275 = \gamma_j$  تا  $\gamma_j = 0.002$  رابطه‌ی ۵۱ را ارائه کرده‌اند:

$$\frac{\sigma_{1c}}{\sqrt{f'_c}} = -9.546911(\gamma_j - 0.002) \quad (51)$$

مشاهدات آزمایشگاهی در پژوهش حاضر و سایر پژوهش‌ها و واریسی آن‌ها با مدل تحلیلی پیشنهادی نشان داد که در نظر گرفتن مقدار ظرفیت بیشینه تنش اصلی کششی  $\sigma_{1c}$  برای نمونه‌های بدون تقویت طبق نظر پرستلی و همکارانش (۱۹۹۶)<sup>[۱۲]</sup> و برای نمونه‌های تقویت شده، طبق نظر پامپنین و همکارانش (۲۰۰۲)<sup>[۱۴]</sup> به نتایج آزمایشگاهی نزدیک تر است.

#### ۴.۶. محاسبه‌ی لنگر ناحیه‌ی اتصال تقویت شده

با برقراری تعادل استاتیکی بین نیروی‌های وارد شده در اتصال کناری همانند بخش ۵، لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت شده مشابه رابطه‌ی ۱۰ (جایگزینی  $\sigma_{1F}$  به جای  $\sigma_1$ )، به صورت رابطه‌ی ۵۲ محاسبه می‌شود:

$$M_{jr} = \frac{\sqrt{\sigma_{1F}^2 + \sigma_{1F} \frac{N_p}{h_c b_c}}}{\Omega} \quad (52)$$

#### ۷. کنترل شکست فشاری و برشی در بتن ناحیه‌ی اتصال

پژوهش آزمایشگاهی پامپنین و همکارانش (۲۰۰۷)<sup>[۵]</sup> نشان داد که نصب مسلح‌کننده‌های FRP روی سطح خارجی در ناحیه‌ی اتصال می‌تواند توسعه‌ی کافی برای عمل کردن نوار فشاری قطری در ناحیه‌ی اتصال را همانند اتصال‌های میانی

گرفتن المان کلی ناحیه‌ی اتصال تقویت شده (شکل ۶ - الف) و به کمک دایره‌ی مور شکل ۵ - ب (جایگزینی  $\sigma_{1r}$  به جای  $\sigma_1$ )، مقدار  $\sigma_{1r}$  مشابه رابطه‌ی ۸، به دست می‌آید (رابطه‌ی ۴۰):

$$\sigma_{1r} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + v_j^2} - \left|\frac{\sigma_n}{2}\right| \quad (40)$$

#### ۲.۶. تعیین زاویه‌ی جهت‌های اصلی تنش در المان شکل ۶ - ب (با فرض تسلیم میلگردهای فولادی NSM ناحیه‌ی اتصال)

در این حالت، مقدار تنش  $\sigma_{st}$  در رابطه‌ی ۱۵ و  $f_y$  مطابق رابطه‌ی ۴۱ در نظر گرفته می‌شوند:

$$\sigma_t = -\sigma_{et} - f_y \quad (41)$$

بنابراین، رابطه‌ی ۱۷ نیز مطابق رابطه‌ی ۴۲ تغییر می‌کند:

$$\sigma_t = \varepsilon_t (-\rho_{et} E_{et}) - \rho_{st} f_y \quad (42)$$

از برابری رابطه‌ی ۴۲ با رابطه‌ی ۲۰ و بعد از ساده‌سازی و بازنویسی بر حسب  $v_j$  و  $\tan \theta$  معادله‌ی خلاصه شده‌ی ۴۳ به دست می‌آید:

$$A' x^2 + B' x + C' = 0 \quad (43)$$

که در آن، پارامترهای  $A'$ ،  $B'$  و  $C'$  مطابق روابط ۴۴ الی ۴۶ به دست می‌آیند:

$$A' = \frac{1}{E_c} + \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_t (\rho_{et} E_{et}) + \rho_{st} f_y} \quad (44)$$

$$B' = \frac{N_n}{h_c b_c (\rho_{el} E_{el}) (\varepsilon_t \rho_{et} E_{et} + \rho_{st} f_y)} \quad (45)$$

$$C' = -\left(\frac{1}{E_c} + \frac{1}{\rho_{el} E_{el}}\right) \quad (46)$$

در نتیجه، مقادیر  $x$  و  $\tan \theta$  مطابق روابط ۴۷ و ۴۸ محاسبه می‌شوند:

$$x = \tan^2 \theta = \frac{-B' + \sqrt{B'^2 - 4A'C'}}{2A'} \quad (47)$$

$$\tan \theta = \sqrt{x} = \sqrt{\frac{-B' + \sqrt{B'^2 - 4A'C'}}{2A'}} \quad (48)$$

در این حالت،  $v_j$  تنش برشی ایجاد شده در المان شکل ۶ - ب به صورت رابطه‌ی ۴۹ محاسبه می‌شود:

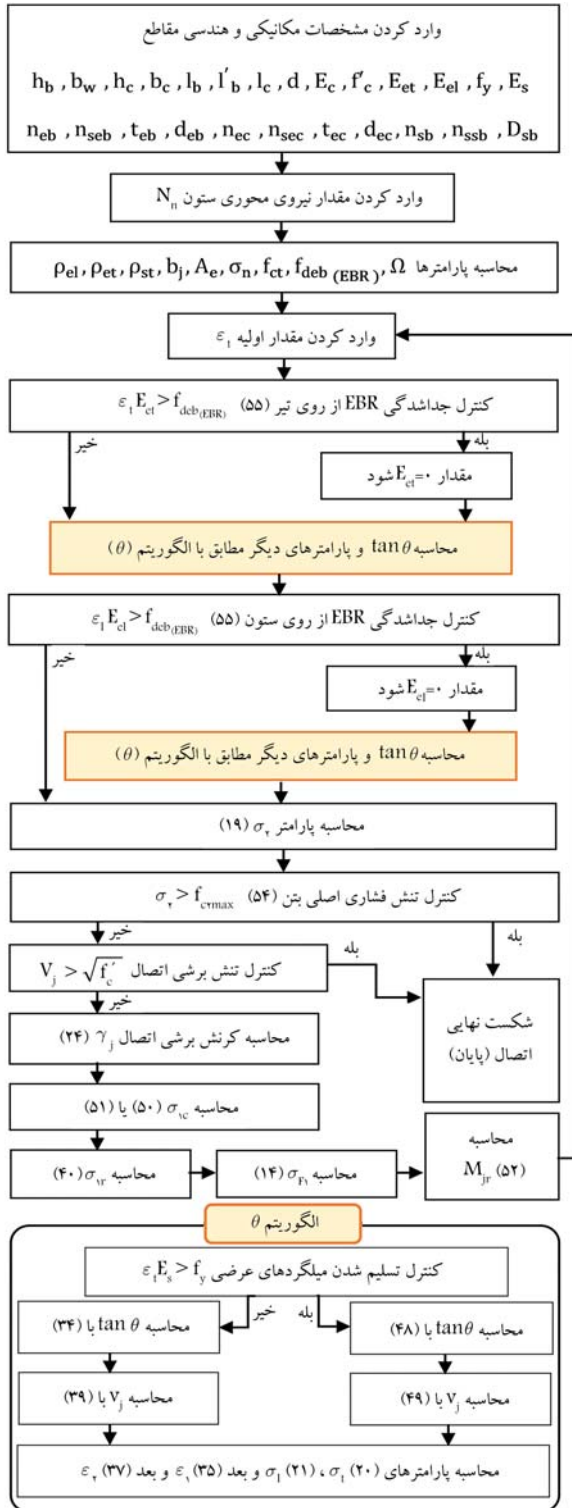
$$\varepsilon_t = \frac{v_j \tan \theta - \rho_{st} f_y}{\rho_{et} E_{et}} \rightarrow v_j = \frac{\varepsilon_t \rho_{et} E_{et} + \rho_{st} f_y}{\tan \theta} \quad (49)$$

#### ۳.۶. محاسبه‌ی بیشینه‌ی تنش اصلی کششی مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت نشده ( $\sigma_{1c}$ )

طبق پژوهش‌های صورت گرفته، از جمله پژوهش‌های پرستلی<sup>۴</sup> و همکارانش (۱۹۹۶)<sup>[۱۲]</sup>، بیشینه‌ی تنش اصلی کششی مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت نشده در اتصال کناری به  $0.29 \sqrt{f'_c} MPa$  محدود شده است (صفحه‌های ۳۵۷ و ۵۶۲ کتاب اخیر).<sup>[۱۲]</sup> پژوهش کالوی و همکارانش (۲۰۰۲)<sup>[۱۳]</sup> نیز نشان داد که اولین ترک‌های ناحیه‌ی اتصال هنگامی که تنش اصلی کششی حدود  $0.2 \sqrt{f'_c} MPa$  تا  $0.29 \sqrt{f'_c} MPa$  باشد، اتفاق می‌افتد.<sup>[۱۴]</sup> با توجه به تغییرات کرنش برشی ناحیه‌ی

## ۹. الگوریتم محاسبه‌ی لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال به کمک مدل تحلیلی پیشنهادی

با توجه به روابط محاسباتی و معیارهای شکست، که در بخش‌های قبیل توضیح داده شد، الگوریتم محاسبه‌ی لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال در شکل ۹ مشاهده می‌شود.



شکل ۹. الگوریتم محاسبه‌ی لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت شده.

تأمین کند؛ به این معنی که ایجاد سازوکار نوار فشاری قطری بعد از ایجاد ریزترک‌های کششی قطری در زیرلایه‌های FRP، به واسطه‌ی مقاومت سیستم‌های FRP، می‌تواند منجر به تحمل نیروهای برشی بیشتری شود. در واقع، وجود مسلح‌کننده‌های FRP یا هر سیستم مقاوم‌سازی دیگر مانند NSM می‌تواند جلوی گسترش ریزترک کششی در ناحیه‌ی اتصال را بگیرد؛ در نتیجه، فشار در نوار قطری متعامد با نوار کششی بیشتر می‌شود و این ممکن است از حد مقاومت فشاری بتن فراتر رود و در نتیجه، ناحیه‌ی اتصال، دچار شکست فشاری شود. بنابراین، یکی از معیارهای طراحی می‌تواند جلوگیری از شکست در نوار فشاری در نظر گرفته شود، [۱۵] [۱۲] که تنش فشاری اصلی در ناحیه‌ی اتصال را به مقدار رابطه‌ی ۵۳ محدود می‌کند:

$$\sigma_p < 0.3 f'_c \quad (53)$$

مقایسه و بررسی نتایج مدل پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی نشان داد که مقاومت فشاری بتن در جهت اصلی ناحیه‌ی اتصال بسیار حساس به تنش کششی در جهت دیگر است. برای در نظر گرفتن این موضوع می‌توان از تئوری میدان فشاری اصلاح شده استفاده کرد. [۱۶] در پژوهش اخیر، [۱۶] رابطه‌ی ۵۴ برای پیشینه‌ی تنش فشاری قابل تحمل توسط بتن ( $f_{ct,max}$ ) در جهت اصلی ارائه شده است:

$$\frac{f_{ct,max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{cu}}} \leq 1 \quad (54)$$

در آیین‌نامه‌ی ACI 318-2019 در بند ۱۸.۸.۴.۱، پیشینه‌ی تنش برشی قابل تحمل ناحیه‌ی اتصال در اتصالات‌های کناری را  $\sqrt{f'_c} MPa$  تعیین کرده است. بنابراین بهتر است تنش برشی اتصال نیز کنترل شود.

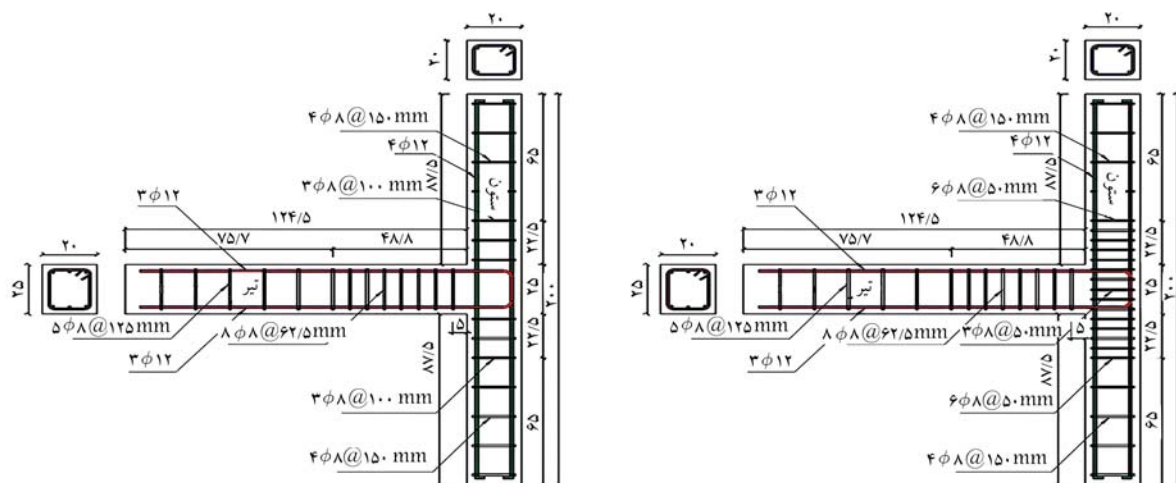
## ۸. معیارهای گسیختگی یا جداشدگی

### مصالح سیستم‌های مسلح‌کننده‌ی تقویت روی سطح

به علت وجود حالت‌های جداشدگی<sup>۶</sup> و یا ورقه‌شدگی<sup>۷</sup> سطح بتن، ظرفیت سیستم‌های مسلح‌کننده‌ی تقویت به صورت کامل استفاده نمی‌شود. به همین دلیل، تعداد زیادی از پژوهش‌گران بر روی حل مشکل اخیر مطالعه کرده‌اند. [۱۷] [۱۸] در پژوهش حاضر، حالت‌های حدی نهایی مقاومت برای میلگردهای فولادی به روش NSM، به تسلیم رسیدن آن‌ها و معیار شکست در مسلح‌کننده‌های FRP به روش EBR نیز حالت‌های حدی نهایی مقاومت با فرض جداشدگی زودهنگام قبل از رسیدن کرنش آن‌ها به کرنش گسیختگی در نظر گرفته شده است. در پژوهش حاضر، برای پیش‌بینی ظرفیت جداشدگی FRP از روی سطح بتن از مدل ارائه شده در نوشتار هولزن‌کامفر<sup>۸</sup> (۱۹۹۴)، [۱۹] استفاده شده است، که براساس آن، پیشینه‌ی تنش کششی  $f_{f,max}$  در یک نوار FRP با ضخامت  $(mm) t_f$ ، در هنگامی که جداشدگی اتفاق می‌افتد، از طریق رابطه‌ی ۵۵ به دست می‌آید:

$$f_{f,max} = f_{f,deb} = c_1 \sqrt{\frac{E_f f_{ct}}{t_f n_{fb}}} \quad \text{for } l_{bt} \geq l_{b,max} \quad (55)$$

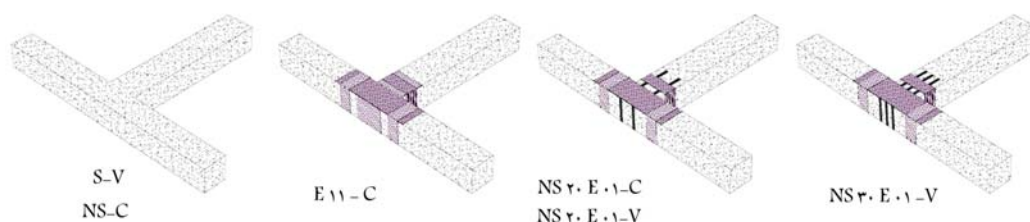
که در آن،  $c_1$  یک ضریب تجربی است، که توسط نوبارو<sup>۹</sup> و همکارش (۱۹۹۷)، [۲۰] برای CFRP مقدار ۰/۶۴ پیشنهاد شده است، با توجه به نتایج آزمایشگاهی در پژوهش حاضر، به علت وجود مهارهای کافی به صورت دورپیچ CFRP، جداشدگی در محدوده‌ی طول مهاری تیر و ستون مشاهده نشده است، بلکه جداشدگی در ناحیه‌ی اتصال به علت خوردشدگی بتن ناحیه‌ی اتصال اتفاق افتاده است؛ در نتیجه، مقدار  $c_1$  مساوی ۱ در نظر گرفته شده است.



ب) جزئیات لرزه یی در نظر گرفته نشده (سایر نمونه ها).

الف) طراحی لرزه یی شده نمونه S-V؛

شکل ۱۰. جزئیات آرماتورگذاری نمونه ها.



شکل ۱۱. هندسه ی سه بعدی نمونه ها و الگوی مقاوم سازی.

## ۱۱. محاسبه ی ظرفیت اتصال به کمک مدل تحلیلی

### پیشنهادی

در پژوهش حاضر، محاسبه ی ظرفیت ناحیه ی اتصال طبق مدل تحلیلی پیشنهادی در الگوریتم شکل ۹ برای نمونه های تقویت شده (جدول ۱)، به کمک برنامه ی رایانه یی برای چندین نیروی محوری مختلف روی ستون انجام شده است. مقادیر تنش اصلی کششی مقاوم نهایی ( $\sigma_{1F}$ ) بر اساس افزایش تغییرشکل برشی ناحیه ی اتصال در شکل ۱۳ مشاهده می شود. بیشترین مقادیر  $M_z$  در شکل ۱۴، همان ظرفیت خمشی نهایی ناحیه ی اتصال است، که در نمودارهای M-N جهت مقایسه با ظرفیت خمشی مقاطع تیر و ستون استفاده شده است. ظرفیت خمشی ناحیه ی اتصال در نمونه ی بدون تقویت (NS-C) طبق توضیح داده شده در بخش های قبل با فرض  $\sigma_{1F} = \sigma_{1c} = 0.729\sqrt{f'_c}$  محاسبه شده است.

مطابق شکل ۱۳، با افزایش نیروی محوری فشاری روی ستون، تنش کششی اصلی مقاوم ( $\sigma_{1F}$ ) ناحیه ی اتصال افزایش یافته است، که این موضوع تأثیر تغییرات فشار محوری ستون را نشان می دهد. همچنین یکی از تفاوت های اصلی روش های تقویت EBR و NSM با میلگردهای فولادی، در نوع شکست نهایی در ناحیه ی اتصال تقویت شده است. همان طور که در شکل ۱۳ مشاهده می شود، در نمودارهای نمونه ی E11 بعد از رسیدن به بیشینه ی ظرفیت، شکست ترد اتفاق افتاده است؛ در حالی که در نمونه های NS20.E01 و NS30.E01 بعد از رسیدن به بیشینه ی ظرفیت، تغییرشکل برشی ناحیه ی اتصال به صورت شکست پذیر ادامه یافته است.

## ۱۰. طراحی و ساخت نمونه های آزمایشگاهی و تحلیلی

در پژوهش حاضر، از ۶ نمونه ی آزمایشگاهی برای راستی آزمایی مدل تحلیلی پیشنهادی استفاده شده است. برای تعیین ابعاد و آرماتوربندی نمونه ها، از طراحی یک ساختمان قاب خمشی ۴ طبقه طبق آیین نامه ی ۱۹ - ۳۱۹ ACI استفاده شده است. بعد از طراحی کامل ساختمان، اتصال کناری در طبقه ی اول با مقیاس  $\frac{1}{4}$  از وسط ستون ها و وسط تیر جدا شده است (شکل ۲). جزئیات هندسه ی نمونه ها در شکل ۱۰ مشاهده می شود.

لازم به ذکر است که از ۶ نمونه ی اخیر، فقط در یک نمونه به صورت کامل جزئیات لرزه یی در ناحیه ی اتصال رعایت شده (نمونه ی S-V) و در ۵ نمونه ی دیگر، هیچ گونه جزئیات لرزه یی در ناحیه ی اتصال در نظر گرفته نشده است. از بین ۵ نمونه ی دیگر، که از نظر طرح لرزه یی ناقص هستند، یک نمونه به عنوان شاهد بدون مقاوم سازی لحاظ شده است (نمونه ی NS-C) و ۴ نمونه ی دیگر، به روش های نصب میلگرد داخل شیارهای روی سطح (NSM) و نصب CFRP روی سطح (EBR) مقاوم سازی شده اند. در شکل ۱۱ و جدول ۱، هندسه ی نمونه ها مشاهده و ارائه شده است. ساخت نمونه ها در شکل ۱۲ مشخصات مکانیکی مصالح با توجه به نتایج آزمایش، به این صورت است:

$$f'_c = 29.8 \text{ MPa}, E_c = 27294 \text{ MPa}, f_y = 420 \text{ MPa},$$

$$f_u = 602 \text{ MPa}, E_s = 200000 \text{ MPa}, E_{et} = E_{ct} = 235000 \text{ MPa}$$

جدول ۱. نام‌گذاری نمونه‌ها و نحوه اعمال بار محوری ستون.

نوعی اعمال بار محوری به ستون	روش تقویت	نام نمونه‌ها
متغیر	-	S-V
ثابت	-	NS-C
ثابت	یک لایه‌ی الیاف CFRP در راستای ستون و یک لایه در راستای تیر	E11 - C
ثابت	یک لایه‌ی الیاف CFRP در راستای ستون و دو عدد میلگرد فولادی به روش NSM در راستای تیر	NS2°E°1 - C
متغیر	یک لایه‌ی الیاف CFRP در راستای ستون و دو عدد میلگرد فولادی به روش NSM در راستای تیر	NS2°E°1 - V
متغیر	یک لایه‌ی الیاف CFRP در راستای ستون و سه عدد میلگرد فولادی به روش NSM در راستای تیر	NS3°E°1 - V

بارهای ثقلی (مطابق با ساختمان ۴ طبقه‌ی فرض طراحی اولیه با مقیاس ۰/۵)، تابعی از بار جانبی اعمالی به کل سازه است.

$$N_u = N_g \pm \Delta N = N_g \pm \alpha V_c = 60 kN \pm \alpha \frac{2M_{uc}}{l_c - h_b} \quad (56)$$

با فرض این‌که بار جانبی وارد به ساختمان ۴ طبقه به صورت مثلثی باشد (شکل ۲) و جمع کل بار جانبی ( $F_T$ ) برابر با مجموع نیروی برشی تمام ستون‌ها فرض شود و همچنین در حالت حد نهایی، ستون‌ها از روی فونداسیون و همچنین تیرها در محل اتصال به ستون‌ها همگی مفصل خمیری شوند، آنگاه ضریب  $\alpha$  با برقراری تعادل لنگر برای کل سازه به راحتی قابل محاسبه است ( $\alpha = 3/39$ ) در واقع ضریب  $\alpha$  به تناسب، مقدار بار جانبی وارد به سازه، مقدار کشش و فشار ایجاد شده در ستون‌های کناری را برآورد می‌کند.

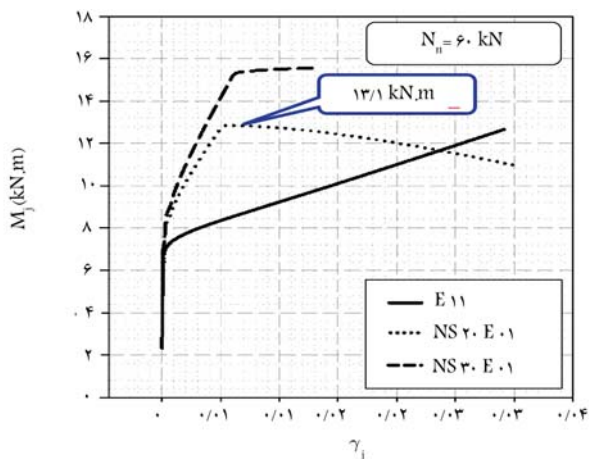
با کمک رابطه‌ی ۵۶ و لنگرهای مقاوم اجزاء اتصال در نیروهای محوری مختلف، نمودارهای اندرکنش M-N برای نمونه‌های موردنظر در پژوهش حاضر به صورت شکل ۱۵ تهیه شده‌اند. در شکل ۱۵ - الف، در نمونه‌ی NS، هم در حالت بار محوری ثابت و هم در حالت بار محوری متغیر، شکست نهایی با ترک‌های قطری در ناحیه‌ی اتصال اتفاق افتاده است. در وضعیت بار محوری ثابت، ظرفیت بار جانبی اعمالی به تیر  $V_b = 2176 kN$  (نقطه‌ی ۱ - a) و در حالت بار محوری متغیر،  $V_b = 1878 kN$  (نقطه‌ی ۲ - a) پیش‌بینی شده است. در شکل ۱۵ - ب، در نمونه‌ی E11 در حالتی که بار محوری ستون ثابت فرض شود، شکست نهایی با ایجاد خسارت در ناحیه‌ی اتصال است (نقطه‌ی ۱ - b)؛ ولی به دلیل نزدیک بودن به ظرفیت خمشی تیر، احتمالاً خسارت‌هایی نیز در تیر به وجود می‌آید، در حالی که در حالت بار محوری متغیر، در وضعیت Pull، شکست نهایی با خسارت‌های شدید در ناحیه‌ی اتصال ایجاد شده است (نقطه‌ی ۲ - b)؛ و به علت وجود وضعیت Push و افزایش نیروی محوری فشاری ستون، ظرفیت اتصال نیز در این وضعیت افزایش یافته است و احتمالاً خسارت‌هایی نیز در تیر مشاهده می‌شود (نقطه‌ی ۳ - b) با این حال ظرفیت نهایی اتصال در نمونه‌ی E11 در حالت بار محوری متغیر، وضعیت بارگذاری Pull را تعیین می‌کند. در نمونه‌ی NS2°E°1 در شکل ۱۵ - پ در نقطه‌ی ۱ - c شکست نهایی با خسارت در ناحیه‌ی اتصال و تشکیل مفصل خمیری در تیر همراه است؛ در حالی که در حالت بار محوری متغیر در وضعیت Pull در نقطه‌ی ۲ - c، شکست در ناحیه‌ی اتصال در ظرفیت کمتری مشاهده می‌شود. در نمونه‌ی اخیر، در وضعیت Push نیز ظرفیت نهایی توسط تیر با تشکیل مفصل خمیری همراه بوده است (نقطه‌ی ۳ - c). بنابراین برای نمونه‌ی NS2°E°1 در حالت بارگذاری محوری ثابت، ظرفیت اتصال کمی بیشتر از حالت بارگذاری



شکل ۱۲. الف) آرماتوربندی و قالب‌بندی، ب) شیارزنی جهت اجرای طرح تقویت به روش NSM، ج) نصب الیاف CFRP.

### ۱.۱.۱. تهیه‌ی نمودار اندرکنش M - N نمونه‌ها و تعیین ظرفیت مجموعه‌ی اتصال

در پژوهش حاضر، لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال به کمک مدل پیشنهادی و لنگرهای مقاوم اسمی مقاطع ستون و تیر طبق بخش ۴ محاسبه شده است. برای تهیه‌ی نمودارهای اندرکنش M-N همانند شکل ۱ و تخمین ظرفیت اتصال با در نظر گرفتن تغییرات بار محوری فشاری روی ستون، لازم است تغییرات نیروی محوری ستون متناسب با تغییرات لنگر ناشی از اعمال بار جانبی، به صورت خطوط مستقیم روی نمودارهای M-N مشخص شود (رابطه‌ی ۵۶). تغییرات فشار محوری ستون حول



شکل ۱۴. نمودار ظرفیت لنگر معادل در ناحیه‌ی اتصال متناسب با افزایش کرنش برشی (فقط برای نیروی محوری ۶۰ kN).

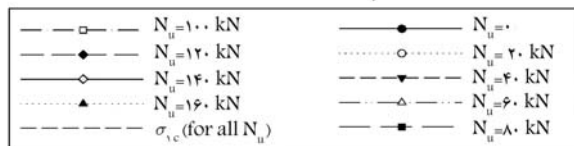
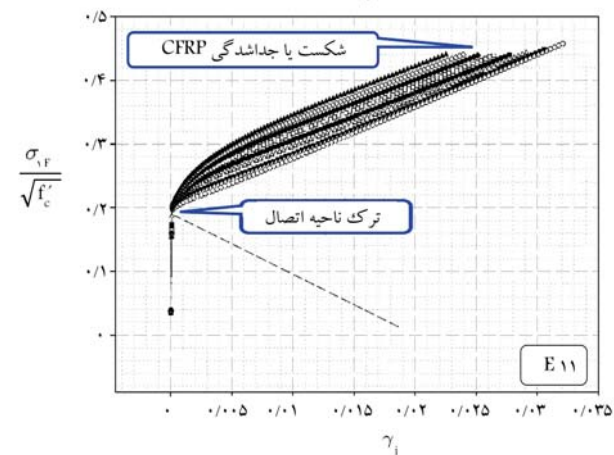
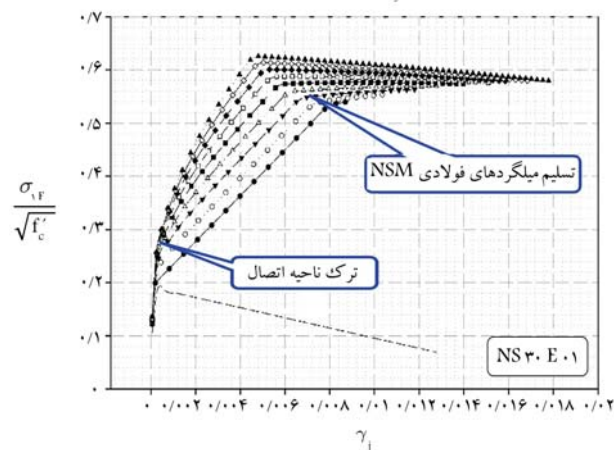
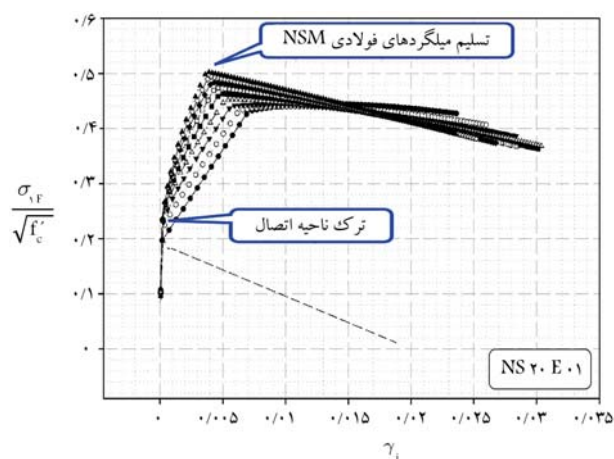
ناحیه‌ی اتصال باعث کاهش ظرفیت نهایی اتصال شده است. همچنین در وضعیت Push، بیشینه‌ی ظرفیت اتصال توسط تشکیل مفصل خمیری در تیر مشاهده می‌شود. با توجه به نمودارهای اندرکنش شکل‌های ۱۵ - پ و ۱۵ - ت، خسارت‌ها در تیر در محدوده‌ی بعد از ناحیه‌ی تقویت شده رخ داده است (تلاقی با نمودار ظرفیت  $M_{0.b.eq}$ ).

## ۱۲. راستی آزمایشی مدل پیشنهادی با سایر پژوهش‌های آزمایشگاهی

جهت راستی‌آزمایی مدل پیشنهادی، از نتایج ۴ پژوهش آزمایشگاهی [۲۲، ۲۱، ۱۸، ۱۴] استفاده شده است؛ که در آن‌ها، چندین نمونه‌ی اتصال کناری بررسی و آزمایش شده‌اند و برای نمونه‌های موجود در آن‌ها، طبق مدل پیشنهادی، نوع شکست و بیشینه‌ی ظرفیت اتصال پیش‌بینی شده است. مدل پیشنهادی مطابق جدول ۲ نیز نتایج را در نمونه‌های دارای تقویت، بسیار نزدیک به نتایج آزمایشگاهی گزارش کرده است.

## ۱۳. برنامه‌ی آزمایشگاهی

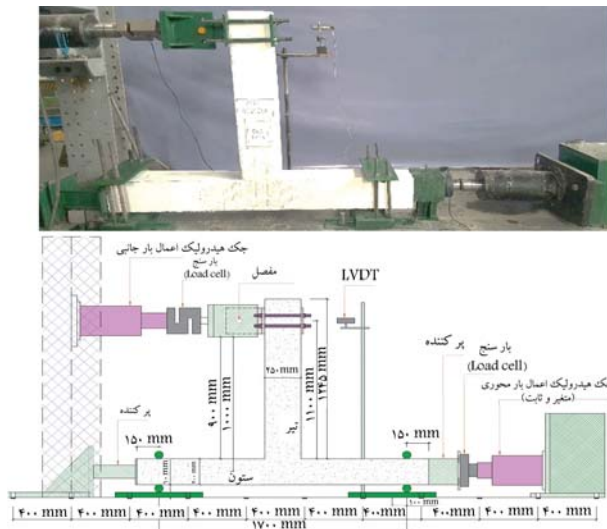
در پژوهش حاضر، نمونه‌های معرفی شده در جدول ۱، تحت بار جانبی متغیر تغییرشکل کنترل و همچنین بار محوری ستون (ثابت و متغیر) مطابق با دستگاه ارائه شده در شکل ۱۶، آزمایش شده‌اند. اتصالات در انتهای تیر و ستون به صورت کاملاً مفصلی در نظر گرفته شده‌اند. بارگذاری جانبی به تیر به صورت رفت و برگشت با مقادیر تغییرمکان‌های نسبی ۰٫۱، ۰٫۱۷۵، ۰٫۲، ۰٫۲۷۵، ۰٫۳، ۰٫۳۷۵، ۰٫۴، ۰٫۵ و ۰٫۶ درصد از طریق یک لولا ۱° انجام شده است. بارگذاری محوری ستون در نمونه‌هایی که ثابت در نظر گرفته شده بودند، همان بار ثقلی روی ستون (مطابق با ساختمان ۴ طبقه‌ی فرض طراحی اولیه) به مقدار  $60 \text{ kN}$  ( $0.5 \text{ Ag f}'_c$ ) در نظر گرفته شده بودند. بار محوری ستون در حالت متغیر نیز متناسب با تغییرات بار جانبی وارد به تیر در نظر گرفته شده است. برای محاسبه‌ی مقادیر بار محوری ستون متناسب با تغییرات بار جانبی وارد به تیر، کافی است از جایگزینی  $\frac{h}{V_0}$  به جای  $\frac{V_0}{h}$  در رابطه‌ی ۵۶، از رابطه‌ی مذکور بهره جست. مقادیر نیروی جانبی اعمالی به تیر و نیروی محوری



شکل ۱۳. منحنی‌های تنش کششی اصلی مقاوم نهایی ناحیه‌ی اتصال با توجه به افزایش کرنش برشی.

محوری متغیر پیش‌بینی می‌شود. این موضوع به طور واضح، اثر در نظر گرفتن بار محوری متغیر را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی  $NS30E01$ ، در حالت بار محوری ثابت، خرابی کامل در تیر با تشکیل مفصل خمیری همراه است (نقطه‌ی ۱ - d) و در وضعیت بار محوری متغیر نیز در وضعیت Pull در نقطه‌ی ۲ - d خسارت در





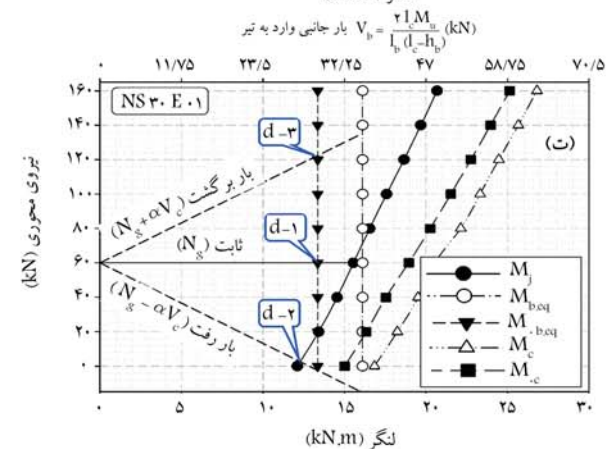
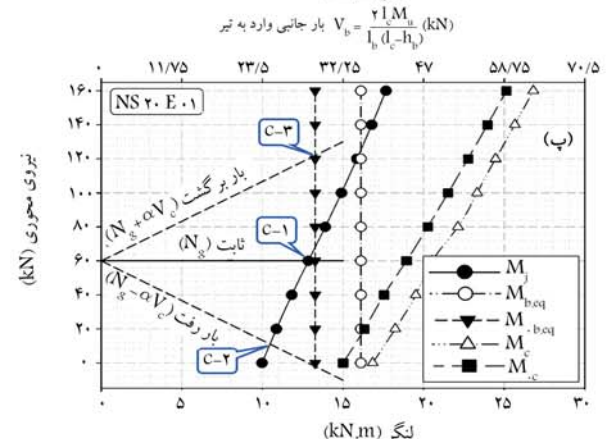
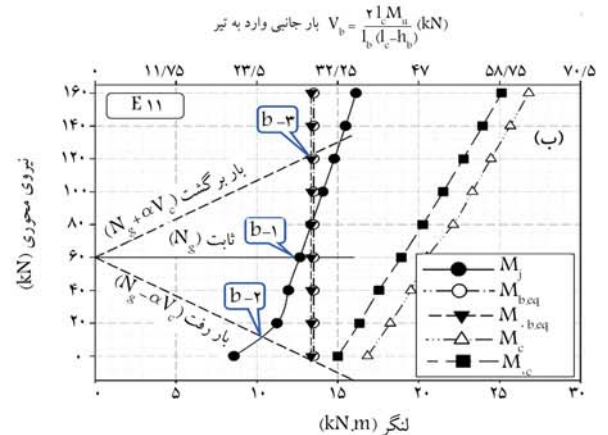
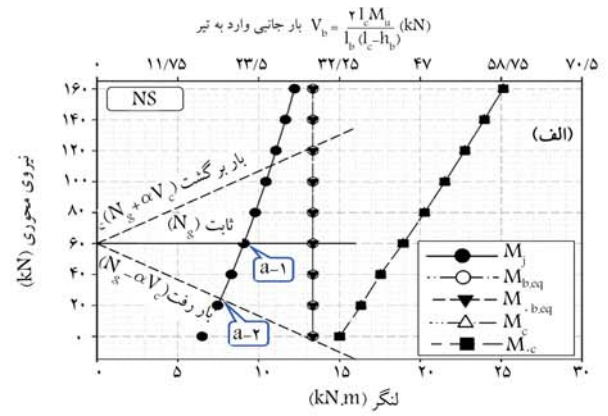
شکل ۱۶. دستگاه آزمایش نمونه‌ها.

به ستون توسط Load Cell و مقادیر تغییرمکان‌های انتهایی تیر توسط LVDT، اندازه‌گذاری، کنترل و ثبت شده‌اند.

### ۱.۱۳. نتایج آزمایش

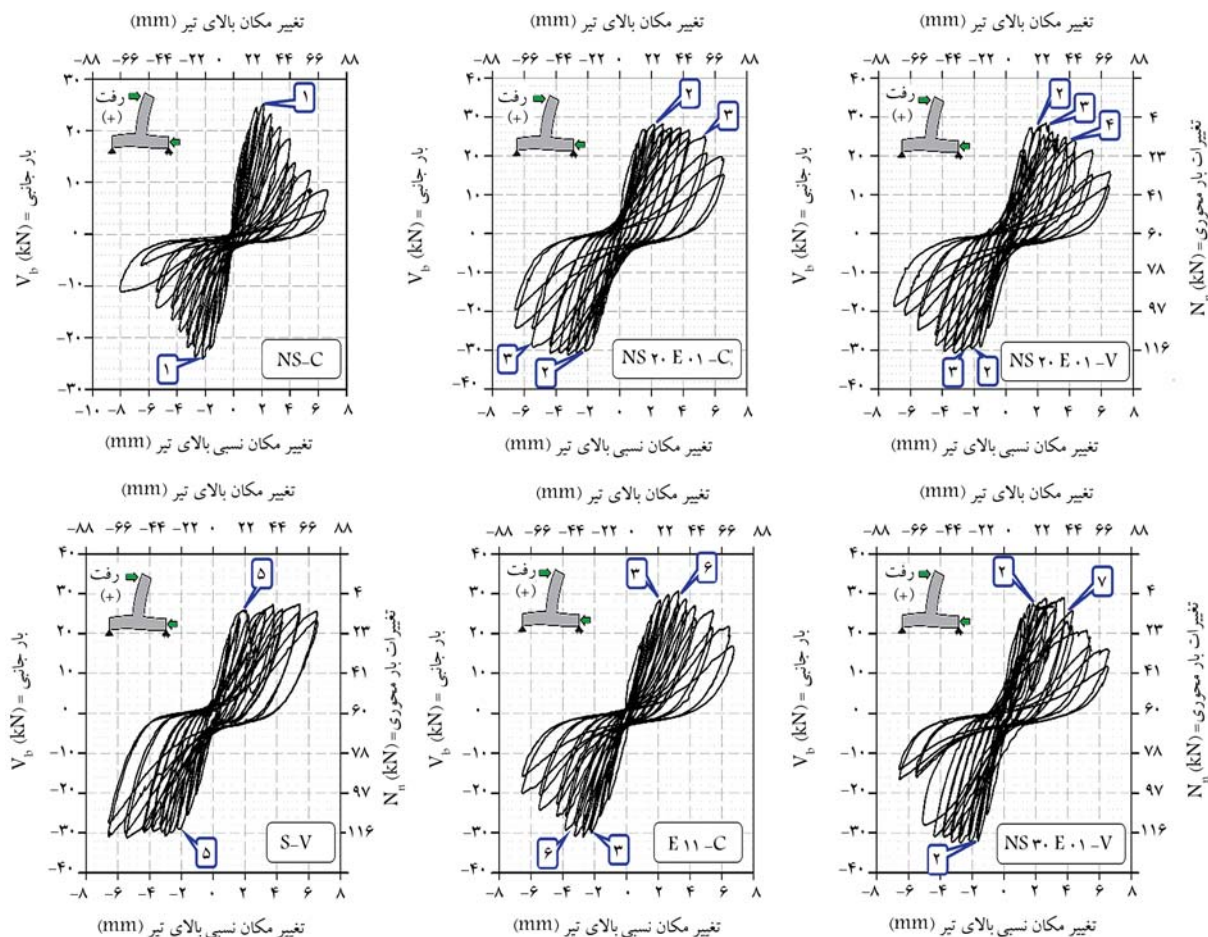
با توجه به منحنی بار - تغییرمکان نمونه‌ی NS-C در شکل ۱۷، ظرفیت نهایی با شکست زودهنگام برشی در ناحیه‌ی اتصال افتاده و در همان تغییرمکان‌های نسبی اولیه به شدت کاهش مقاومت ایجاد شده است.

در نمونه‌ی S-V در شکل ۱۷، تشکیل مفصل خمیری در تیر و رفتاری کاملاً شکل پذیر مشاهده می‌شود. اثر بار محوری متغیر در نمونه‌ی S-V با کاهش مقادیر پیشینه‌ی منحنی در وضعیت Pull نسبت به وضعیت Push کاملاً مشخص است؛ زیرا در وضعیت Pull، فشار محوری ستون در حال کاهش بوده و به همین دلیل گسترش ترک‌های قطری در ناحیه‌ی اتصال باعث افزایش تغییرمکان و در نتیجه کاهش باربری جانبی نمونه شده است. در نمونه‌ی تقویت شده‌ی E۱۱ در شکل ۱۷ از حدود تغییرمکان نسبی ۱/۵٪ به بعد، ترک‌های خمشی در تیر بر اتصال به ستون شروع شده و تا حدی میلگردهای تیر به حالت تسلیم رسیده‌اند؛ ولی از تغییرمکان نسبی ۴٪، جداسازی CFRP در ناحیه‌ی اتصال کاملاً مشهود است و در نهایت با پارگی CFRP نصب شده در راستای تیر در ناحیه‌ی اتصال، کاهش مقاومت شدید مشاهده می‌شود. منحنی‌های بار - تغییرمکان نمونه‌ی NS۲۰E۰۱ - C در شکل ۱۷، تشکیل مفصل خمیری در تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده را نشان می‌دهد و از حدود تغییرمکان نسبی ۵٪، ترک‌های خمشی تیر در بر اتصال به ستون نیز مشاهده می‌شوند. همچنین در مورد نمونه‌ی اخیر در وضعیت فشار محوری متغیر برای ستون (نمونه‌ی NS۲۰E۰۱ - V)، تشکیل مفصل خمیری در تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده و ترک‌های خمشی تیر در بر اتصال به ستون، تغییرمکان نسبی کمتری اتفاق افتاده و در وضعیت Push رفتار نسبتاً شکل پذیر ادامه پیدا کرده است؛ در حالی که در وضعیت Pull با کاهش فشار محوری ستون، در تغییرمکان نسبی ۴٪، با جدا شدن CFRP در ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون، ترک‌های قطری در ناحیه‌ی اتصال مشاهده می‌شوند، که این موضوع باعث کاهش ظرفیت باربری اتصال شده است. در نمونه‌ی NS۳۰E۰۱ - V طبق منحنی بار - تغییرمکان در شکل ۱۷، تشکیل مفصل خمیری در تیر بعد از ناحیه‌ی



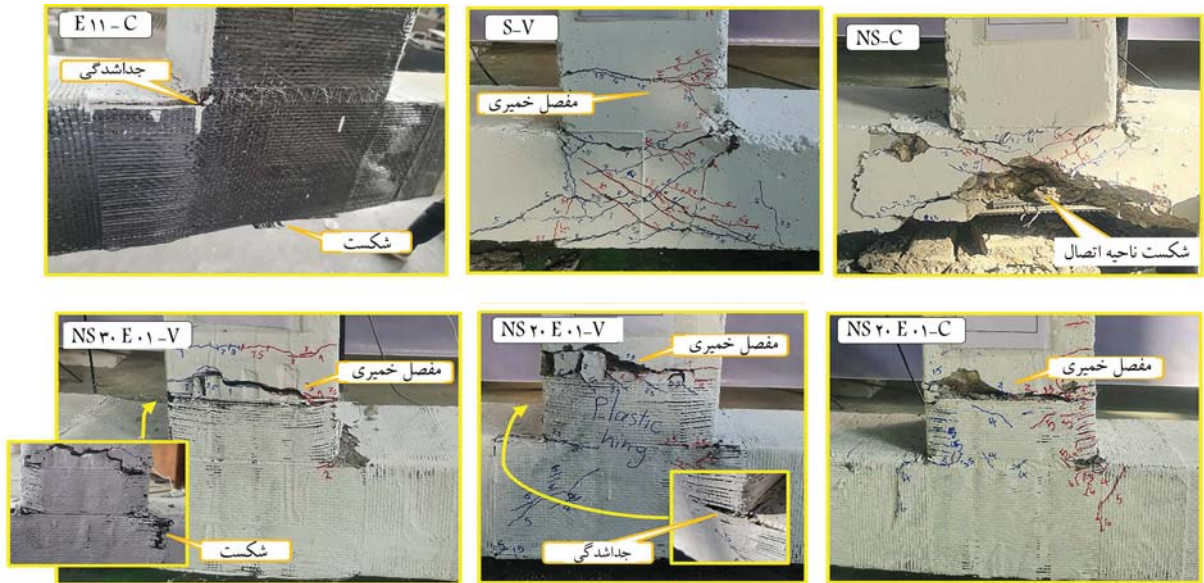
شکل ۱۵. نمودارهای اندرکنش M - N نمونه‌ها.

$\frac{V_A}{V_E}$	نتایج تحلیل مدل پیشنهادی ( $kN$ )		نتایج آزمایش ( $kN$ )		تنش فشاری محوری ستون	نوع تقویت	مقاومت بتن	نمونه‌ها
	پیش‌بینی ظرفیت بار جانبی ( $V_A$ )	پیش‌بینی نوع شکست	پیش‌بینی نوع شکست	پیش‌بینی ظرفیت بار جانبی ( $V_E$ )				
۰٫۹۲	۳۹٫۳۷	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۴۲٫۷۱	۱٫۱۵	CFRP Laminate	۲۲٫۸	F۱۱
۱٫۱۲	۴۹٫۷	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۴۴٫۴۱	۱٫۱۵	CFRP Laminate	۲۹٫۵	F۱۲
۰٫۹۸	۴۹٫۳۸	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۵۰٫۲۹	۱٫۱۵	CFRP Laminate	۲۷	F۲۱
۱٫۰۶	۵۳٫۲	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۵۰٫۰۴	۱٫۱۵	CFRP Laminate	۲۷٫۲	F۲۲
۱٫۰۷	۶۱٫۵۲	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۵۷٫۳۸	۲٫۸۷	CFRP Laminate	۲۷٫۸	F۲۲A
۱٫۱۵	۵۰٫۸۱	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۴۴٫۰۹	۱٫۱۵	CFRP Laminate	۱۹	SF۲۲
۰٫۷۸	۲۱٫۰۸	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۲۷	۱٫۱۵	None	۱۹٫۵	CI
۱٫۲۱	۱۰٫۴	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۸٫۵۶	۰	None	۳۶٫۵	NS
۱٫۱۹	۱۲٫۰۴	مفصل خمیری در تیر	مفصل خمیری در تیر	۱۰٫۱	۰	CFRP Sheet	۳۶٫۵	RNS - ۱
۰٫۹۶	۷۳٫۷	مفصل خمیری در تیر	مفصل خمیری در تیر	۷۷٫۱۶	۳٫۷	GFRP Sheet	۳۰	BWFLR
۰٫۸۱	۳۲٫۵۸	مفصل خمیری در تیر	مفصل در تیر و خرابی جزئی در اتصال	۴۰٫۱۶	۳٫۶۹	GFRP Sheet	۳۰	BWFMR
۱٫۱۴	۱۲٫۴	مفصل خمیری در تیر	مفصل در تیر و خرابی جزئی در اتصال	۱۰٫۹۲	۴٫۰۶	GFRP Sheet	۳۰	BWFSR
۰٫۹	۵۵٫۹	شکست ناحیه‌ی اتصال	شکست ناحیه‌ی اتصال	۶۲	۳٫۳۳	None	۱۷٫۹۵	J - ۰۱
۰٫۹	۷۱٫۷	شکست ناحیه‌ی اتصال	مفصل خمیری در تیر	۸۰	۳٫۳۳	CFRP Sheet	۱۷٫۹۵	J - ۰۲

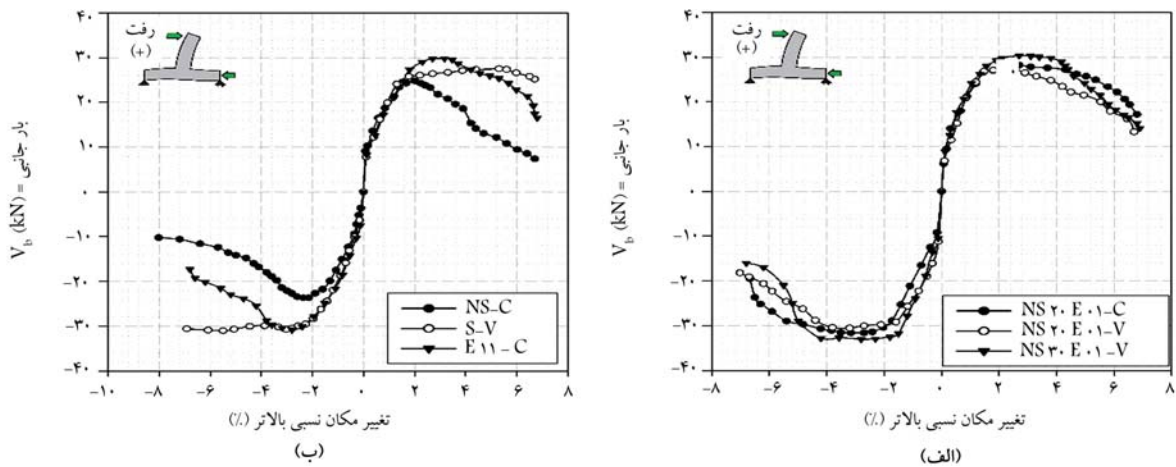


۱) شکست ترد برشی در ناحیه اتصال؛ ۲) تشکیل مفصل خمیری در تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده؛ ۳) ترک‌های خمشی در تیر در اتصال به ستون؛  
 ۴) ترک‌های قطری در ناحیه اتصال؛ ۵) تشکیل مفصل خمیری در تیر در اتصال به ستون؛ ۶) جداشدگی و پارگی CFRP در راستای تیر در ناحیه‌ی اتصال؛  
 ۷) جداشدگی و پارگی CFRP در راستای ستون در ناحیه اتصال.

شکل ۱۷. منحنی‌های چرخه‌ی بارگذاری جانبی اتصال در مقابل جابه‌جایی.



شکل ۱۸. وضعیت نمونه‌ها در شکست نهایی.



شکل ۱۹. مقادیر بیشینه منحنی‌های چرخه‌ی بارگذاری جانبی نمونه‌ها.

در صورت وجود فشار محوری متغیر برای نمونه‌ی اخیر، رفتاری تردتر نسبت به حالت موجود از خود نشان داده‌اند. در شکل ۱۹، ظرفیت بار جانبی در نمونه‌ی  $NS20.E01-V$  کمی کمتر از نمونه‌ی  $NS20.E01-C$  گزارش شده و همچنین نمونه‌ی  $NS20.E01-C$ ، شکست نرم‌تری نسبت به نمونه‌ی  $NS20.E01-V$  داشته است. این موضوع تأثیر بار محوری متغیر در ستون را نشان می‌دهد.

#### ۱۴. مقایسه و بررسی مدل پیشنهادی با نتایج آزمایش

ظرفیت نهایی و نوع شکست نمونه‌ها با توجه به نتایج آزمایش (شکل ۱۹) و منحنی‌های اندرکنش M-N مدل پیشنهادی (شکل ۱۵) به صورت خلاصه در جدول ۳ ارائه شده‌اند؛ که مطابق آن، مقادیر ظرفیت نهایی و نوع شکست در مدل پیشنهادی تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی دارد. بنابراین برای تهیه‌ی یک طرح ایمن جهت تقویت اتصال کناری ناقص می‌توان از مدل پیشنهادی بهره جست.

تقویت شده مشاهده می‌شود و رفتار خمیری تا تغییر مکان نسبی ۴٪ ادامه پیدا کرده است؛ ولی به علت سختی نسبتاً زیاد در ناحیه‌ی اتصال، پارگی CFRP در محدوده‌ی ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون اتفاق افتاده و رفتار اتصال بعد از آن با کاهش مقاومت همراه بوده است. توضیحات اخیر در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود.

برای نمایش بهتر بیشینه ظرفیت نمونه‌ها، از روی هم گذاشتن مقادیر بیشینه منحنی بار- تغییر مکان مطابق شکل ۱۹ استفاده شده است. با توجه به شکل ۱۹- الف، شکست نسبتاً تدریجی در نمونه‌ی  $E11-C$  مشخص است؛ در حالی که نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی به روش NSM، رفتار نسبتاً شکل‌پذیرتری از خود نشان داده‌اند (شکل ۱۹- ب). همچنین در شکل (۱۹- ب)، نمونه‌های تقویت شده به روش NSM در وضعیت فشار محوری متغیر نسبتاً رفتار تردتری در حالت بارگذاری ثابت محوری ستون از خود نشان داده‌اند.

این نکته حائز اهمیت است که نمونه‌ی تقویت شده به روش EBR (نمونه‌ی  $E11-C$ ) در وضعیت فشار محوری ثابت آزمایش شده و طبق توضیحات فوق،

جدول ۳. خلاصه‌ی مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی.

نام نمونه‌ها	بارگذاری بارگذاری		نتایج آزمایش		نتایج مدل پیشنهادی	
	بارگذاری جانبی	بارگذاری جانبی	شکست حاکم	بار محوری (kN) / بیشینه‌ی بار جانبی (kN)	شکست حاکم	بار محوری (kN) / بیشینه‌ی بار جانبی (kN)
	ستون	بارگذاری جانبی		(N <sub>n(E)</sub> ) / (V <sub>b(E)</sub> )		(N <sub>n(A)</sub> ) / (V <sub>b(A)</sub> )
NS - C	ثابت	Pull	ناحیه‌ی اتصال	۲۵/۱۵	ناحیه‌ی اتصال	۲۱/۶۰
		Push	ناحیه‌ی اتصال	-۲۴/۰۴		۶۰
E۱۱ - C	ثابت	Pull	ناحیه‌ی اتصال	۲۹/۹۴	ناحیه‌ی اتصال	۲۹/۳۸
		Push	ناحیه‌ی اتصال	-۳۰/۶۱		۶۰
NS۲۰E۰۱ - C	ثابت	Pull	مفصل خمیری در تیر	۲۸/۸۴	مفصل خمیری در تیر و خسارت در ناحیه‌ی اتصال	۳۰/۳۱
		Push	مفصل خمیری در تیر	-۳۱/۳۳		۶۰
NS۲۰E۰۱ - V	متغیر	Pull	مفصل خمیری در تیر و خسارت در ناحیه‌ی اتصال	۲۷/۶۷	ناحیه‌ی اتصال	۲۶/۷۹
		Push	مفصل خمیری در تیر	-۲۹/۵۰	مفصل خمیری در تیر	۳۱/۰۲
NS۳۰E۰۱ - V	متغیر	Pull	مفصل خمیری در تیر و خسارت در ناحیه‌ی اتصال	۲۹/۸۱	ناحیه‌ی اتصال و خسارت در تیر	۲۹/۱۴
		Push	مفصل خمیری در تیر	-۳۲/۵۹	مفصل خمیری در تیر	۳۱/۴۹

## ۱۵. نتیجه‌گیری

۲. بر اساس نتایج تحلیل با مدل پیشنهادی، کاهش نیروی فشاری ستون باعث کاهش مقاومت ناحیه‌ی اتصال شده است. بنابراین تغییرات نیروی فشاری ستون در یک اتصال کناری در قاب خمشی به شدت در مقاومت ناحیه‌ی اتصال تأثیرگذار بوده است؛

۳. تحلیل با مدل پیشنهادی به کمک نمودارهای M-N نشان داد که ارائه‌ی طرح تقویت با فرض ثابت گرفتن نیروی محوری ستون می‌تواند منجر به یک طرح غیرایمن شود. به‌عنوان مثال، در نمونه‌ی تقویت شده به روش EBR (E۱۱)، ظرفیت اتصال با فرض ثابت گرفتن بار محوری ستون برابر با ۲۹/۳۸ kN و در حالت بار محوری متغیر برابر با ۲۵/۲۵ kN بوده است. همچنین برای نمونه‌ی تقویت شده به روش NSM (NS۲۰E۰۱)، با فرض ثابت گرفتن بار محوری ستون، شکست با تشکیل مفصل خمیری در تیر همراه بوده است. در حالی که با متغیر فرض کردن بار محوری، خسارت‌ها در ناحیه‌ی اتصال نیز به‌وجود آمده و ظرفیت نهایی نیز کمتر بوده است؛

۴. مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های اتصال کناری در سایر پژوهش‌ها با نتایج تحلیل نمونه‌های حاضر با مدل پیشنهادی، تطابق قابل قبولی نشان داده است. مقدار تفاوت مقاومت ارائه شده در آزمایش و مدل تحلیلی برای نمونه‌های بدون تقویت، به‌طور میانگین  $\pm 17\%$  و برای نمونه‌های تقویت شده، به‌طور میانگین  $\pm 10\%$  به‌دست آمده است؛

۵. بر اساس نتایج آزمایش‌ها، منحنی‌های چرخه‌ی بارگذاری - جابه‌جایی نمونه‌ها

در پژوهش حاضر، یک مدل پیشنهادی برای پیش‌بینی نوع شکست و تعیین مقدار ظرفیت نهایی اتصال کناری تقویت شده ارائه شده است، که در آن از منحنی‌های M-N با در نظر گرفتن تأثیر بار محوری متغیر استفاده شده است. همچنین در پژوهش حاضر، یک روش تقویت ساده و مؤثر به کمک میلگردهای فولادی نصب شده در نزدیکی سطح (NSM) معرفی شده است. در بخش آزمایشگاهی از ۵ نمونه‌ی اتصال ناقص و یک نمونه با جزئیات کامل لرزه‌ی استفاده شده است. از ۵ نمونه‌ی اتصال ناقص، یک نمونه به‌عنوان شاهد و بقیه با روش‌های EBR و NSM مقاوم‌سازی شده‌اند. شرایط بارگذاری نمونه‌ها در آزمایشگاه به گونه‌ی تنظیم شده است که بعضی نمونه‌ها با بار محوری ثابت و بعضی با بار محوری متغیر، تحت بارگذاری جانبی به تیر، در حالت تغییرشکل کنترل قرار گرفته‌اند. در نهایت، به کمک سایر پژوهش‌های آزمایشگاهی و همچنین ۶ نمونه‌ی آزمایشگاهی در پژوهش حاضر، مدل پیشنهادی راستی‌آزمایی شده و نتایج مهمی بدین شرح به دست آمده است:

۱. تحلیل‌ها با مدل پیشنهادی نشان داد که با افزایش تغییرشکل برشی ناحیه‌ی اتصال، بعد از پارگی و جداشدگی CFRP در نمونه‌ی تقویت شده به روش EBR، کاهش ظرفیت اتصال به‌صورت ناگهانی اتفاق افتاده است. در مقابل، نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی به روش NSM، بعد از تسلیم شدن میلگردها، با شکستی نرم با ناحیه‌ی خمیری در نمودارهای چرخه‌ی همراه بوده‌اند؛

نشان داد که نمونه‌های تقویت به روش NSM، رفتار شکل‌پذیرتری نسبت به نمونه‌های تقویت به روش EBR داشته‌اند. در واقع، جدایش‌دگی و پارگی CFRP باعث شکست ترد در اتصال مذکور شده است؛

۶. نتایج آزمایش به کمک منحنی‌های چرخه‌ای بارگذاری - جابه‌جایی نشان داد که نمونه‌ها با بار محوری ثابت، رفتاری شکل‌پذیرتر و همچنین ظرفیت بیشتری نسبت به نمونه‌ها با بار محوری متغیر داشته‌اند. به عنوان مثال، در نمونه‌ی تقویت شده به روش NSM (NS۲۰E۰۱)، ظرفیت اتصال با ثابت در نظر گرفتن بار محوری برابر با  $287.84 \text{ kN}$  و با بار محوری متغیر برابر با  $277.5 \text{ kN}$  به دست آمده است. در واقع تفاوت‌های اخیر، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در نظر گرفتن بار محوری متغیر در یک اتصال کناری را نشان می‌دهد.

## علائم اختصاری

$A_g$ : مساحت مقطع ستون؛

$b_b$ : عرض مقطع تیر؛

$b_c$ : عرض مقطع ستون؛

$D_{sb}$ : قطر میلگردهای فولادی روش NSM در راستای تیر؛

$d_{eb}$ : عرض الیاف CFRP نصب شده در راستای تیر؛

$d_{ec}$ : عرض الیاف CFRP نصب شده در راستای ستون؛

$E_c$ : مدول کشسانی بتن؛

$E_e$ : مدول کشسانی مصالح طرح تقویت به روش EBR؛

$E_{el}$ : مدول کشسانی CFRP به روش EBR در راستای ستون؛

$E_{et}$ : مدول کشسانی CFRP به روش EBR در راستای تیر؛

$E_f$ : مدول کشسانی مصالح FRP؛

$E_s$ : مدول کشسانی میلگرد؛

$F_T$ : نیروی جانبی کل قاب سازه‌ی ساختمان مورد پژوهش؛

$f'$ : مقاومت مشخصه بتن؛

$f_{c2max}$ : بیشینه‌ی تنش فشاری بتن در المان تحت برش؛

$f_{ct}$ : بیشینه‌ی مقاومت کششی بتن؛

$f_u$ : تنش نهایی میلگرد؛

$f_y$ : تنش تسلیم میلگرد؛

$L$ : طول کل قاب سازه‌ی ساختمان مورد پژوهش؛

$M_{cb}$ : لنگر مقاوم خمشی مقطع تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده؛

$M_{cb,eq}$ : لنگر مقاوم خمشی مقطع تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده، معادل شده در ستون؛

$M_{cc}$ : لنگر مقاوم خمشی مقطع ستون بعد از ناحیه‌ی تقویت شده؛

$M_b$ : لنگر مقاوم خمشی مقطع تیر در بر اتصال؛

$M_{b,eq}$ : لنگر مقاوم خمشی مقطع تیر در بر اتصال، معادل شده در ستون؛

$M_c$ : لنگر مقاوم خمشی مقطع ستون در بر اتصال؛

$M_j$ : لنگر مقاوم خمشی ناحیه‌ی اتصال تقویت نشده؛

$M_{jr}$ : لنگر مقاوم خمشی ناحیه‌ی اتصال تقویت شده؛

$M_n$ : مقاومت خمشی اسمی؛

$M_{uc}$ : لنگر وارده به اتصال ناشی از اعمال بار جانبی؛

$N_g$ : نیروی محوری ستون ناشی از بار ثقلی؛

$N_n$ : مقاومت محوری اسمی؛

$N_u$ : نیروی محوری وارد به ستون؛

$n_{ec}$ : تعداد لایه‌های الیاف FRP به روش EBR در راستای ستون؛

$n_{eb}$ : تعداد لایه‌های الیاف FRP به روش EBR در راستای تیر؛

$n_{sb}$ : تعداد میلگردهای فولادی به روش NSM در راستای تیر؛

$n_{seb}$ : تعداد وجوه نصب به روش EBR در راستای تیر؛

$n_{sec}$ : تعداد وجوه نصب به روش EBR در راستای ستون؛

$n_{sbb}$ : تعداد وجوه نصب میلگرد فولادی به روش NSM در راستای تیر؛

$T_b$ : نیروی کششی نهایی میلگردهای تیر؛

$t_{eb}$ : ضخامت الیاف FRP به روش EBR در راستای تیر؛

$t_{ec}$ : ضخامت الیاف FRP به روش EBR در راستای ستون؛

$V_b$ : نیروی برشی در انتهای تیر در نمونه‌ی اتصال؛

$V_c$ : نیروی برشی در انتهای ستون در نمونه‌ی اتصال؛

$V_j$ : نیروی برشی در المان ناحیه‌ی اتصال؛

$v_j$ : تنش برشی در المان ناحیه‌ی اتصال؛

$v_{jmax}$ : تنش برشی بیشینه‌ی ممکن در المان ناحیه‌ی اتصال؛

$\Delta N$ : تغییرات نیروی محوری ستون ناشی از بار جانبی؛

$\Omega$ : ضریب هندسی برای محاسبه‌ی لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال؛

$\alpha$ : ضریب تغییرات بار محوری ستون ناشی از بار جانبی؛

$\gamma_j$ : کرنش برشی المان ناحیه‌ی اتصال؛

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ : کرنش‌های اصلی المان ناحیه‌ی اتصال؛

$\varepsilon_c$ : کرنش بتن؛

$\varepsilon_{cu}$ : کرنش فشاری نهایی بتن؛

$\varepsilon_{ei}$ : کرنش جزء الیاف FRP سطح کناری مقطع خمشی؛

$\varepsilon_l$ : کرنش المان ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون؛

$\varepsilon_{se}$ : کرنش فولادهای فشاری مقطع خمشی؛

$\varepsilon_{st}$ : کرنش فولادهای کششی مقطع خمشی؛

$\varepsilon_t$ : کرنش المان ناحیه‌ی اتصال در راستای تیر؛

$\varepsilon_{ni}$ : کرنش میلگردهای NSM سطح کناری مقطع خمشی؛

$\varepsilon_y$ : کرنش تسلیم فولاد؛

$\theta$ : زاویه‌ی جهات اصلی تنش در المان ناحیه‌ی اتصال؛

$\rho_{et}$ : نسبت الیاف FRP به سطح مقطع عضو در راستای تیر؛

$\rho_{el}$ : نسبت الیاف FRP به سطح مقطع عضو در راستای ستون؛

$\rho_{st}$ : نسبت میلگردهای فولادی NSM به سطح مقطع عضو در راستای تیر؛

$\sigma_1, \sigma_2$ : تنش‌های اصلی المان ناحیه‌ی اتصال؛

$\sigma_{1F}$ : تنش اصلی کششی نهایی المان ناحیه‌ی اتصال در جهت اصلی؛

$\sigma_{1c}$ : بیشینه‌ی تنش اصلی کششی مقاوم بتن غیرمسلح در جهت اصلی؛

$\sigma_{1r}$ : بیشینه‌ی تنش اصلی کششی مقاوم تأمین شده توسط مسلح‌کننده‌های سیستم مقاوم‌سازی در جهت اصلی؛

$\sigma_{el}$ : تنش مصالح FRP به روش EBR در ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون؛

$\sigma_{et}$ : تنش مصالح FRP به روش EBR در ناحیه‌ی اتصال در راستای تیر؛

$\sigma_l$ : تنش المان ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون؛

$\sigma_n$ : تنش محوری ستون ناشی از فشار ثقلی؛

$\sigma_{st}$ : تنش میلگردهای فولادی NSM در ناحیه‌ی اتصال در راستای تیر؛

$\sigma_t$ : تنش المان ناحیه‌ی اتصال در راستای تیر.

## پانوشتها

۱. تقویت به روش نصب در نزدیک سطح
۲. تقویت به روش نصب روی سطح

3. Pampanin
4. Priestley
5. Pampanin
6. debonding
7. delamination
8. Holzenkämpfer
9. Neubauer
10. hinge

## منابع (References)

1. Ruiz-Pinilla, J.G., Pallarés, F., Gimenez, E. and et al. "Experimental tests on retrofitted RC beam-column joints underdesigned to seismic loads: general approach", *Engineering Structures*, **59**, pp. 702-714 (2014).
2. Roy, B. and Laskar, A.I. "Cyclic performance of beam-column subassemblies with construction joint in column retrofitted with GFRP", *Structures*, **14**, pp. 290-300 (2018).
3. Shoukry, M.E., Tarabia, A.M. and Abdelrahman, M.Z. "Seismic retrofit of deficient exterior RC beam-column joints using steel plates and angles", *Alexandria Engineering Journal*, **61**(4), pp. 3147-3164 (2021).
4. Antonopoulos, C.P. and Triantafillou, T.C. "Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints", *Journal of Composites for Construction*, **7**(1), pp. 39-49 (2003).
5. Pampanin, S., Bolognini, D. and Pavese, A. "Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using fiber-reinforced polymer composites", *Journal of Composites for Construction*, **11**(2), pp. 211-226 (2007).
6. Akguzel, U. and Pampanin, S. "Effects of variation of axial load and bidirectional loading on seismic performance of GFRP retrofitted reinforced concrete exterior beam-column joints", *Journal of Composites for Construction*, **14**(1), pp. 94-104 (2010).
7. Al-Osta, M.A., Khan, U., Baluch, M.H. and et al. "Effects of variation of axial load on seismic performance of shear deficient RC exterior BCJs", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **12**(1) p. 46 (2018).
8. Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J. and et al. "Experimental study of RC beam-column joints strengthened using CFRP composites", *Composites Part B: Engineering*, **41**(1), pp. 76-85 (2010).
9. Singh, V., Bansal, P.P., Kumar, M. and et al. "Experimental studies on strength and ductility of CFRP jacketed reinforced concrete beam-column joints", *Construction and Building Materials*, **55**, pp. 194-201 (2014).
10. Tahnat, Y.B.A., Dwaikat, M.M. and Samaaneh, M.A. "Effect of using CFRP wraps on the strength and ductility behaviors of exterior reinforced concrete joint", *Composite Structures*, **201**, pp. 721-739 (2018).
11. Wang, G.-L., Dai, J.-G. and Bai, Y.-L. "Seismic retrofit of exterior RC beam-column joints with bonded CFRP reinforcement: An experimental study", *Composite Structures*, **224**, 111018 (2019).
12. Priestley, M.N., Seible, F. and Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons (1996).
13. Calvi, G.M., Magenes, G. and Pampanin S. "Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment", *Journal of Earthquake Engineering*, **6**(sup001), pp. 75-100 (2002).
14. Pampanin, S., Calvi, G.M. and Moratti, M. "Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads", in *12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Citeseer (2002).
15. Prota, A., Nanni, A., Manfredi, G. and et al. "Selective upgrade of beam-column joints with composites", *In Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Hong Kong*, pp. 919-926 (2001).
16. Vecchio, F.J. and Collins, M.P. "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear", *ACI J*, **83**(2), pp. 219-231 (1986).
17. ACI-440-2R. "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", American Concrete Institute (2017).
18. Saxena, P., Toutanji, H. and Noumowe, A. "Failure analysis of FRP-strengthened RC beams", *Journal of Composites for Construction*, **12**(1), pp. 2-14 (2008).
19. Holzenkämpfer, P. "Ingenieurmodelle des verbunds geklebter bewehrung für betonbauteile", (1994).
20. Neubauer, U. and Rostasy, F. "Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates", *In Proceedings of The Seventh International Conference on Structural Faults and Repair*, **2**, Concrete and Composites (1997).
21. Realfonzo, R., Napoli, A. and Pinilla, J.G.R. "Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems", *Construction and Building Materials*, **54**, pp. 282-297 (2014).
22. Choudhury, A., Deb, S. and Dutta, A. "Study on size effect of fibre reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beam-column connections under cyclic loading", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **40**(4), pp. 353-360 (2013).

# بررسی تشدیدکننده‌های متناوب به عنوان موانع موج برای کاهش امواج لرزه‌ی سطحی با استفاده از تئوری بلاخ - فلوکه

شهاب امانت (کارشناس ارشد)

رضا رفیعی دهخوارفانی\* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تهران

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - شماره ۱، ص. ۴-۵۳، پژوهشی)

هدف از پژوهش حاضر، بررسی تشدیدکننده‌های متناوب به‌عنوان یک رویکرد برای کاهش امواج لرزه‌ی سطحی است. به این منظور، ابتدا با استفاده از تئوری بلاخ - فلوکه، شبکه‌ی نامحدودی از تشدیدکننده ارزیابی شده است. سپس با استفاده از مفهوم خط صوت، شکاف‌باند مربوط به امواج سطحی تعیین شده‌اند. مفهوم خط صوت برای تشخیص امواج سطحی خالص به‌کار می‌رود. سپس از آنجایی که فرضیات تئوری بلاخ - فلوکه براساس شبکه‌ی نامحدود است، اما شبکه‌ی موانع لرزه‌ی در واقعیت شبکه‌ی محدود است، راستی‌آزمایی شکاف‌باند مذکور با در نظر گرفتن یک مدل شبکه‌ی محدود در دو حوزه بسامد و زمان ارزیابی شده است. نتایج به‌دست‌آمده نشان دادند که تشدیدکننده‌ی طراحی شده در پژوهش حاضر، شکاف‌باند قابل توجهی برای کاهش امواج سطحی دارد. همچنین نتایج حاصل از بررسی شبکه‌ی محدود نشان می‌دهد که با استفاده از تشدیدکننده‌های مذکور، دامنه‌ی امواج سطحی در بازه‌ی متناظر با شکاف‌باند در حوزه‌ی بسامد و زمان به ترتیب ۴۴ و ۷۲ کاهش یافته‌اند.

واژگان کلیدی: موانع لرزه‌ی، تشدیدکننده، شکاف‌باند، تئوری بلاخ - فلوکه، خط صوت.

amanat.shahab@ut.ac.ir  
rezarafiee@ut.ac.ir

## ۱. مقدمه

امروزه بررسی موانع لرزه‌ی، بخش عمده‌ی مطالعات مهندسی ژئوتکنیک را شامل می‌شود. در ادبیات فنی، پژوهشگران با به‌کارگیری تئوری‌ها و رویکردهای مختلف به طراحی و بررسی موانع لرزه‌ی پرداخته‌اند. یکی از رویکردهای مذکور، به‌کارگیری یک شبکه‌ی متناوب از موانع لرزه‌ی است که با توجه به ساختار موانع و آرایش شبکه‌ی اخیر، بخش قابل توجهی از امواج لرزه‌ی در برخورد با شبکه، بازتاب می‌شوند و به‌سازگی موردنظر نمی‌رسند. به منظور بررسی شبکه‌ی متناوب اشاره‌شده، رویکردهای عددی و آزمایشگاهی متنوعی ارائه شده است. یکی از به‌روزترین روش‌های موجود، تحلیل شبکه‌ی با استفاده از تئوری بلاخ - فلوکه<sup>۱</sup> است که در اصل یکی از تئوری‌های موجود در فیزیک حالت جامد و رویکردی برای بررسی یک شبکه‌ی نامحدود از موانع است که در اصطلاح به آن سلول واحد<sup>۲</sup> می‌گویند.

با فرض یک شبکه از سلول‌های واحد در اطراف سازه، تئوری بلاخ - فلوکه این امکان را فراهم می‌کند که با مدل کردن یک سلول واحد و اعمال شرایط مرزی تناوب فلوکه<sup>۳</sup>، شبکه به‌صورت نامحدود تحلیل شود. به این صورت که به‌ازاء بردار موج‌های مختلف در ناحیه‌ی بریلوئن اول<sup>۴</sup>، بسامدهای ویژه به‌دست می‌آیند و پس از پس‌پردازش‌های مناسب، وجود ناحیه‌ی که در آن هیچ بسامد ویژه‌ی نباشد، بررسی

امواج لرزه‌ی حاصل از زلزله، سالانه در سراسر جهان خسارت‌های جانی و مالی جبران‌ناپذیری را به جوامع بشری وارد می‌کنند. در نتیجه، مهندسان همواره در تلاش برای ارائه‌ی رویکردهای جدیدی به منظور کاهش امواج لرزه‌ی مخرب بوده‌اند. بسیاری از پژوهشگران با بهبود آیین‌نامه‌های طراحی یا به‌کارگیری مصالح جدید، برای مقاوم‌سازی سازه‌ها تلاش کرده‌اند. اما یکی دیگر از رویکردهایی که در مهندسی ژئوتکنیک از دیرباز مطالعه شده است، به‌کارگیری موانع لرزه‌ی در خاک اطراف سازه به‌منظور کاهش امواج لرزه‌ی منتقل شده به سازه است. شاید بتوان از اولین مطالعات صورت گرفته در این زمینه به مطالعات وودز<sup>۱</sup> (۱۹۶۸)<sup>۱</sup> در بیش از نیم قرن پیش اشاره کرد. در سال‌های بعد، نیز بسیاری از پژوهشگران به بررسی دقیق‌تر موانع لرزه‌ی با استفاده از روش‌های عددی و تجربی پرداخته‌اند. می و بولت<sup>۲</sup> (۱۹۸۲)<sup>۲</sup> یکی از اولین مدل‌سازی‌های عددی را بر روی ترانسه‌های موجود در خاک به‌منظور کاهش امواج لرزه‌ی انجام داده‌اند.

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۳/۹، اصلاحیه ۱۴۰۱/۵/۳۱، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۱۴

DOI:10.24200/J30.2022.60363.3099

می‌شود که در اصطلاح به بازه‌ی بسامدی مذکور، شکاف‌باند<sup>۷</sup> می‌گویند. شکاف‌باند در حقیقت بازه‌ی از بسامد است که در صورت داشتن یک شبکه‌ی نامحدود از موانع موردنظر، تمامی موج‌های دارای بسامدی در بازه‌ی شکاف‌باند در اثر برخورد با شبکه بازتاب می‌شوند و از شبکه عبور نمی‌کنند.<sup>[۳]</sup>

یکی از اولین پژوهش‌های انجام شده برای به کارگیری تئوری بلاخ - فلوکو در مهندسی عمران، توسط هوانگ و شی<sup>۸</sup> (۲۰۱۳)،<sup>[۴]</sup> صورت گرفته است. ایشان به بررسی زمین‌هایی شامل یک شبکه‌ی دوبعدی از سلول‌های واحد از شمع‌های بتنی پرداخته‌اند. همچنین علاوه بر در نظر گرفتن آرایش‌های مربعی و مثلثی برای شبکه، به بررسی تأثیر جنس خاک و اندازه‌ی شعاع شمع‌ها بر روی شکاف‌باند پرداخته و دریافته‌اند که ارتعاش‌های با بسامدی در بازه‌ی شکاف‌باند به کمک موانع اخیر به طور قابل توجهی کاهش می‌یابند. یکی دیگر از مطالعات جامع در حوزه‌ی اشاره شده، توسط درتیمانیس<sup>۹</sup> و همکاران (۲۰۱۶)،<sup>[۵]</sup> صورت گرفته است. ایشان سلول واحدی شامل یک هسته‌ی متراکم، یک پوسته‌ی نازک متشکل از یک ماده‌ی سبک، و تاندون‌های الاستومر را در نظر گرفتند و با استفاده از تئوری بلاخ - فلوکو و تحلیل ارتعاش کلاسیک، آن را ارزیابی کردند. طرح پیشنهادی ایشان می‌توانست شکاف‌باندی در بازه‌ی بسامدی خیلی کم، ۵ تا ۵۰ هرتز ایجاد کند.

با توجه به قرار گرفتن بیشتر سازه‌ها در سطح و یا در نزدیکی سطح زمین، امواج سطحی دارای تأثیر مخرب بیشتری هستند. به این منظور در بخش عمده‌ی از مطالعات موجود در ادبیات فنی، پژوهشگران به دنبال یافتن شکاف‌باند امواج سطحی هستند. به این منظور پو<sup>۱۰</sup> و شی<sup>۱۱</sup> (۲۰۱۷)،<sup>[۶]</sup> به بررسی انتشار امواج سطحی در ساختارهای یک‌بُعدی و دوبُعدی پرداخته‌اند. ایشان با استفاده از روش اجزاء محدود و معرفی یک پارامتر توزیع انرژی، روش جدیدی برای شناسایی حالت‌های موج سطحی پیشنهاد دادند. سپس اثربخشی روش جدید ارائه شده را با مقایسه با برخی از مطالعات مرتبط تأیید کردند و از روش مذکور برای مطالعه‌ی یک سیستم متناوب خاک - شمع بر اساس مدل عددی سه‌بُعدی استفاده کرده‌اند. سپس ایشان (۲۰۱۸)،<sup>[۳]</sup> در مطالعه‌ی دیگری به بررسی رفتار شمع برای کاهش امواج سطحی ناشی حرکت قطارها در یک زمین لایه‌ی پرداخته و علاوه بر جداسازی امواج سطحی، امواج ریلی را هم از امواج سطحی جدا کرده‌اند؛ زیرا امواج مذکور بیشترین آسیب را به سازه‌های عمرانی وارد می‌کنند. آن‌ها دریافته‌اند که با استفاده از شمع‌هایی از جنس خاکستر بادی<sup>۱۱</sup> می‌توان به یک شکاف‌باند برای امواج سطحی از نوع ریلی در بازه‌ی بسامدی ۳۹/۷ تا ۴۶ هرتز دست پیدا کرد که راستی‌آزمایی شکاف‌باند اخیر هم در حوزه‌ی بسامد و هم در حوزه‌ی زمان، به کمک شبیه‌سازی‌های اجزاء محدود مدل شبکه‌ی محدود تأیید شده است.

نکته‌ی قابل توجه در طراحی موانع لرزه‌ی، محدوده‌ی بسامد شکاف‌باند است. شکاف‌باند باید بر بازه‌ی از بسامد منطبق باشد که در صورت اعمال امواج لرزه‌ی در بازه‌ی بسامدی ذکر شده، سازه دچار آسیب شود. بدون شک امروزه امواج لرزه‌ی ناشی از زلزله، یکی مخرب‌ترین امواج لرزه‌ی هستند که کاهش آثار آن هدف بسیاری از مطالعات رشته‌ی مهندسی عمران در سراسر جهان است. بیشتر آسیب‌های ناشی از امواج لرزه‌ی ناشی از زلزله در بسامدهای پایین، یعنی در محدوده‌ی زیر ۱۰ هرتز، رخ می‌دهد؛ در نتیجه اهمیت وجود شکاف‌باند در بسامدهای پایین، بسیار زیاد است. به‌طور کلی، علاوه بر ساختار سلول واحد و نوع خاک، ابعاد سلول واحد یکی دیگر از عوامل مؤثر در کاهش بسامد شکاف‌باند است؛ به این صورت که معمولاً با افزایش ابعاد یک سلول واحد، بازه‌ی بسامدی شکاف‌باند کاهش می‌یابد.

به این منظور، عده‌ی از پژوهشگران به بررسی ابعاد سلول واحدی به ابعادی تا ۱۰ متر پرداخته‌اند، که می‌توانند به شکاف‌باند در بسامدهای پایین، دست پیدا کنند.<sup>[۷]</sup>

یکی از دیگر روش‌های مؤثر برای دستیابی به شکاف‌باند در بسامدهای پایین، استفاده از تشدیدکننده‌هاست<sup>۱۲</sup>. به‌طور کلی، تشدیدکننده‌ها با ایجاد تشدید در یک بازه‌ی خاص بسامدی موجب ایجاد شکاف‌باند می‌شوند. تشدیدکننده‌ها به دو صورت محصور و غیرمحصور در خاک در نظر گرفته می‌شوند. از نمونه مطالعات انجام شده در زمینه‌ی تشدیدکننده‌های محصور در خاک می‌توان به مطالعه‌ی پالمو<sup>۱۳</sup> و همکاران (۲۰۱۶)،<sup>[۹]</sup> اشاره کرد. آن‌ها به طراحی یک فراماده‌ی لرزه‌ی پرداخته‌اند که باعث تبدیل امواج لرزه‌ی سطحی ریلی به امواج حجمی برشی می‌شود. هر ساختار تشدیدکننده‌ی در نظر گرفته شده توسط ایشان، از یک جرم استوانه‌ی تشکیل شده است که توسط فنرهای الاستومر در داخل یک بدنه‌ی بتنی معلق است و می‌توان آن را با بسامد تشدید موردنظر تنظیم کرد. همچنین آن‌ها عملکرد هر فراماده را با یک مدل تجربی مقیاس‌یافته بررسی کرده و دریافته‌اند که حرکت سطح زمین را می‌توان تا ۵۰٪ با استفاده از تشدیدکننده‌های اخیر در بسامد زیر ۱۰ هرتز کاهش داد. بازه‌ی بسامدی اشاره‌شده، برای حفاظت از ساختمان‌ها و زیرساخت‌های عمرانی بسیار مناسب است.

محمد<sup>۱۴</sup> و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۱۰]</sup> به منظور کاهش امواج لرزه‌ی سطحی، از تشدیدکننده‌های فولادی غیرمحصور در خاک استفاده کردند و دو نوع ساختار فولادی برای تشدیدکننده‌ها در نظر گرفتند و آن‌ها را در خاک یک‌لایه و چندلایه ارزیابی کردند. با توجه به تشدید صورت گرفته، آن‌ها توانستند به شکاف‌باند‌هایی با بسامدهای پایین برای امواج سطحی دست پیدا کنند. همچنین ایشان نتایج به دست آمده از تحلیل شبکه‌ی محدود را که با استفاده از تئوری بلخ - فلوکو حاصل شده بود، با به کارگیری شبکه‌ی محدود در حوزه‌ی بسامد و زمان ارزیابی کردند و نتایج، نشان‌دهنده‌ی کارایی بالای تشدیدکننده‌های مذکور در کاهش امواج لرزه‌ی در بسامدهای پایین بوده است.

لیو<sup>۱۵</sup> و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۱۱]</sup> از هر دو مفهوم عمق انرژی<sup>۱۶</sup> و خط صوت<sup>۱۷</sup> به منظور به دست آوردن شکاف‌باند امواج سطحی استفاده کردند و نشان دادند که تشدیدکننده‌های در نظر گرفته شده با ارتفاع ۱۲ متر، توانایی تولید چندین شکاف‌باند را در بازه‌ی بسامدهای پایین دارند. همچنین دریافته‌اند که با ترکیب هر دو مفهوم عمق انرژی و خط صوت، می‌توان بازه‌ی شکاف‌باند را با دقت بالاتری محاسبه کرد. دو روش اصلی در پس‌پردازش امواج سطحی، روش‌های مبتنی بر توزیع انرژی<sup>[۱۲-۱۵]</sup> و روش خط‌صوت<sup>[۱۶-۱۷]</sup> هستند. در روش عمق مؤثر انرژی از این مفهوم استفاده می‌شود که بیشتر انرژی امواج سطحی در نزدیکی سطح قرار می‌گیرند؛ پس می‌توان با توجه به انرژی کرنشی، مودهای سطحی را از هم جدا کرد. مطالعات در روش خط صوت نشان داده است که کمترین مود حجمی در حقیقت در مرز بین امواج سطحی خالص با امواج سطحی غیرخالص و حجمی است؛ در نتیجه می‌توان از آن برای پیدا کردن شکاف‌باند امواج سطحی استفاده کرد.

در پژوهش حاضر سعی شده است با توجه به تئوری بلاخ - فلوکو و استفاده از خط صوت، یک ساختار از تشدیدکننده‌ها به منظور کاهش امواج سطحی ارائه شود. شایان ذکر است که برخلاف برخی مطالعات پیشین، که در آن‌ها عمدتاً از تشدیدکننده‌های فولادی استفاده شده است، در نوشتار حاضر جنس تشدیدکننده، بتنی بوده است که نسبت به مطالعات موجود، علاوه بر هندسه‌ی ساده‌تر، ابعاد و ارتفاع کوچک‌تری دارد، در نتیجه از لحاظ عملی، کاربردتری و اقتصادی‌تر است.



## ۲. روش پژوهش

### ۱.۲. تعریف مسئله

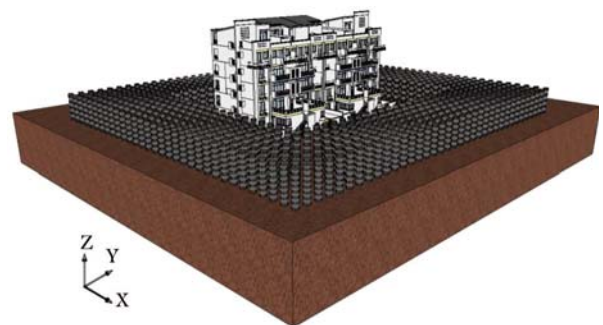
هدف اصلی در پژوهش حاضر، کاهش امواج لرزه‌یی سطحی با استفاده از یک شبکه از تشدیدکننده‌ها مانند شکل ۱ است. اما شبیه‌سازی یک شبکه‌ی کامل بدون استفاده از مفهوم سلول واحد و مرزهای متناوب به علت گسترده بودن هندسه با استفاده از بیشتر نرم‌افزارهای موجود عددی، بسیار پرهزینه و تقریباً غیرممکن است. این در حالی است که با استفاده تئوری بلاخ - فلوکه می‌توان رفتار یک تشدیدکننده را به راحتی در یک شبکه‌ی نامحدود و با هزینه‌ی محاسباتی بسیار کم بررسی کرد. بدین منظور در پژوهش حاضر، از تئوری بلاخ - فلوکه برای بررسی رفتار یک سلول واحد از یک تشدیدکننده استفاده و شکاف‌باند متناسب با امواج سطحی برای تشدیدکننده محاسبه شده است. همچنین از آنجا که در واقع، پیاده‌سازی یک شبکه‌ی نامحدود امکان‌پذیر نیست، راستی‌آزمایی شکاف‌باند موردنظر در یک شبکه‌ی محدود ساده شده در دو حوزه‌ی بسامد<sup>۱۸</sup> و زمان<sup>۱۹</sup> بررسی شده است. در پژوهش حاضر، برای بررسی شبکه‌های محدود و نامحدود از نرم‌افزار اجزاء محدود کامسول<sup>۲۰</sup> استفاده شده است که به دلیل قابلیت بسیار بالای آن در شبیه‌سازی مرزهای متناوب براساس تئوری بلاخ - فلوکه بوده است. در نتیجه به جای شبیه‌سازی یک شبکه‌ی کامل می‌توان از مفهوم سلول واحد استفاده کرد و هزینه‌های محاسباتی را به طرز محسوسی کاهش داد. از آنجا که برای حل مسئله هم در شبیه‌سازی سلول واحد (شبکه‌ی نامحدود) و هم در شبکه‌ی محدود از روش عددی اجزاء محدود استفاده شده است، لذا هندسه‌ی مسائل با استفاده از مش‌بندی گسسته شده‌اند.

### ۲.۲. تئوری بلاخ - فلوکه در ساختارهای متناوب

در مطالعه‌ی حاضر، رفتار مانع لرزه‌یی و خاک به صورت کشسان خطی، همگن و با صرف‌نظر کردن از میرایی، در نظر گرفته شده است؛ زیرا علاوه بر ساده کردن شبیه‌سازی، از کاهش دامنه‌ی امواج به دلیل میرایی مصالح صرف‌نظر شده است، تا کارایی مانع لرزه‌یی به صورت واضح‌تر مشخص شود. همچنین به منظور سادگی شبیه‌سازی، از رفتار ویسکوکشسان خاک و نیز رفتار غیرخطی بین خاک و مانع لرزه‌یی صرف‌نظر شده است. معادله‌ی انتشار موج در محیط همگن، ایزوتروپ و بدون میرایی مطابق رابطه‌ی ۱ است<sup>[۶]</sup>:

$$\rho \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} - \nabla c \nabla \mathbf{u} = 0 \quad (1)$$

که در آن،  $\nabla$  عملگر دیفرانسیلی،  $t$  پارامتر زمان،  $c$  تانسور کشسانی،  $\rho$  چگالی و



شکل ۱. یک مدل کامل از شبکه‌ی تشدیدکننده در اطراف سازه.

$\mathbf{u}$  بردار جابه‌جایی هستند. در یک ساختار متناوب میدان جابه‌جایی به صورت رابطه‌ی ۲ است<sup>[۱۰]</sup>:

$$\mathbf{u}(\mathbf{r}, t) = e^{i(\mathbf{K} \cdot \mathbf{r} - \omega t)} \mathbf{u}_{\mathbf{K}}(\mathbf{r}) \quad (2)$$

که در آن،  $\mathbf{u}_{\mathbf{K}}(\mathbf{r})$  میدان مدولاسیون جابه‌جایی<sup>۲۱</sup>،  $\omega$  بسامد زاویه‌یی و  $\mathbf{K} = (k_x, k_y)$  بردار موج است که  $k_x$  و  $k_y$  به ترتیب عدد موج<sup>۲۲</sup> در راستای فضای بریلوئن متقابل<sup>۲۳</sup> هستند. تمام واحدهای سازنده‌ی یک ساختار متناوب نامحدود که در اصطلاح به آن سلول واحد می‌گویند، دارای میدان‌های متناوبی هستند. در نتیجه میدان مدولاسیون جابه‌جایی، یک میدان متناوب در سلول واحد است. در نتیجه، اگر  $T$  بردار ثابت شبکه‌ی متناوب باشد، رابطه‌ی ۳ را خواهیم داشت<sup>[۱۸]</sup>:

$$\mathbf{u}_{\mathbf{K}}(\mathbf{r} + \mathbf{T}) = \mathbf{u}_{\mathbf{K}}(\mathbf{r}) \quad (3)$$

در اصل با استفاده از تئوری مذکور، شبکه‌ی اصلی به شبکه‌ی بریلوئن متقابل تبدیل می‌شود که بردارهای پایه‌ی شبکه‌ی بریلوئن متقابل، فضای فوریه‌ی بردارهای پایه‌ی شبکه‌ی اصلی هستند. در نتیجه، بردارهای پایه‌ی شبکه‌ی بریلوئن متقابل را می‌توان به فرم رابطه‌ی ۴ تعریف کرد:

$$\mathbf{b}_x = 2\pi \frac{\mathbf{a}_y \times \mathbf{a}_z}{\mathbf{a}_x \cdot (\mathbf{a}_y \times \mathbf{a}_z)}; \mathbf{b}_y = 2\pi \frac{\mathbf{a}_z \times \mathbf{a}_x}{\mathbf{a}_y \cdot (\mathbf{a}_z \times \mathbf{a}_x)}; \quad (4)$$

که در آن،  $\mathbf{a}_x$ ،  $\mathbf{a}_y$ ،  $\mathbf{a}_z$  بردارهای پایه‌ی فضای شبکه‌ی اصلی هستند. در پژوهش حاضر، شبکه به صورت دو بُعدی و دارای ساختار متناوب در نظر گرفته شده است، بنابراین بردارهای پایه‌ی فضای شبکه‌ی اصلی به صورت رابطه‌ی ۵ هستند:

$$\mathbf{a}_x = (a_x, 0, 0); \mathbf{a}_y = (0, a_y, 0); \mathbf{a}_z = (0, 0, 1) \quad (5)$$

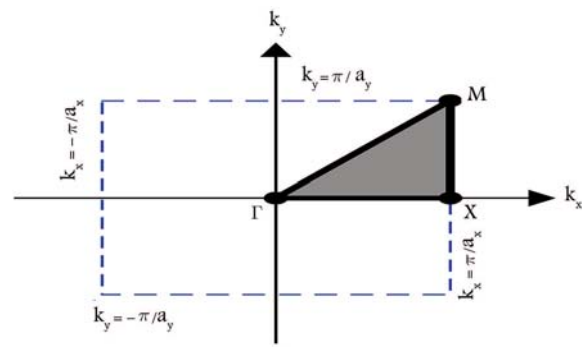
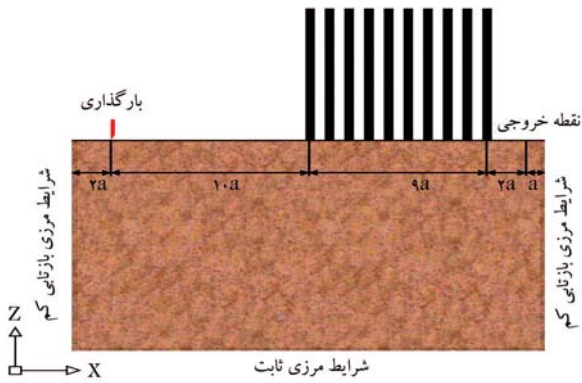
که در آن  $\mathbf{a}_x$  و  $\mathbf{a}_y$  به ترتیب ابعاد سلول واحد در راستای محورهای مختصات و عناصر پایه‌ی سازنده‌ی بردار ثابت شبکه‌ی متناوب هستند. در نتیجه رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$\mathbf{b}_x = (2\pi/a_x, 0, 0); \mathbf{b}_y = (0, 2\pi/a_y, 0) \quad (6)$$

از طرفی با جایگذاری رابطه‌ی ۳ در رابطه‌ی ۲، شرایط مرزی متناوب برای سلول واحد مطابق رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$\mathbf{u}(\mathbf{r} + \mathbf{T}, t) = e^{i(\mathbf{K} \cdot \mathbf{T}, t)} \mathbf{u}(\mathbf{r}, T) \quad (7)$$

به عبارتی دیگر، در واقع مطابق با شرایط مرزی به دست آمده، موج‌های ورودی و خروجی از یک سلول واحد، دارای اختلاف فاز  $\mathbf{K} \cdot \mathbf{T}$  هستند. سلول واحد بعد از اعمال شرایط مرزی در رابطه‌ی ۷، در حقیقت نماینده‌ی یک شبکه‌ی نامحدود است؛ به عبارتی دیگر، با اعمال شرایط مرزی اخیر به یک سلول واحد، معادله‌ی تبدیل به یک مسئله‌ی مقدار ویژه برای شبکه نامحدود می‌شود.<sup>[۱۹]</sup> هر نقطه از شبکه‌ی بریلوئن متقابل، در حقیقت متناظر با یک مود از شبکه‌ی نامحدود اصلی است. از طرفی، با توجه به متناوب بودن شبکه فقط کافی است که سلول واحد در کوچک‌ترین واحد تکرارشونده که به اصطلاح به آن ناحیه‌ی بریلوئن اول می‌گویند، بررسی شود. از طرفی در یک سلول واحد متقارن به دلیل تقارن، فقط می‌توان شبکه‌ی نامحدود را با  $\frac{1}{8}$  ناحیه‌ی بریلوئن اول بررسی کرد؛ که در اصطلاح به ناحیه‌ی اخیر، ناحیه‌ی بریلوئن ناکاستنی اول<sup>۲۴</sup> می‌گویند. ناحیه‌ی بریلوئن اول و ناحیه‌ی بریلوئن ناکاستنی اول در شکل ۲ مشاهده می‌شوند. با جایگذاری رابطه‌ی شرایط



شکل ۲. ناحیه‌ی خط چین، نشان‌دهنده‌ی ناحیه‌ی بریلوئن اول و ناحیه‌ی هاشورخورده، نشان‌دهنده‌ی ناحیه‌ی بریلوئن ناکاستنی اول است.

شکل ۳. شبکه‌ی محدود از تشدیدکننده برای بررسی در حوزه‌های بسامد و زمان.

که در آن،  $|K|$  بیانگر اندازه‌ی بردار موج و  $c_s$  سرعت موج برشی در خاک است که برابر با  $c_s = \sqrt{G/\rho}$  است. همچنین  $G$  مدول برشی و  $\rho$  چگالی خاک هستند.

مرزی متناوب در رابطه‌ی انتشار موج، مسئله‌ی مقدار ویژه به صورت رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید:

$$(\Omega(K) - \omega^2 M) \cdot U = 0 \quad (8)$$

که در آن  $\Omega(K)$ ، ماتریس سختی به صورت تابعی از بردار موج،  $M$  ماتریس جرم،  $\omega$  بسامد زاویه‌ی  $U$  بردار جابه‌جایی هستند. رابطه‌ی ۸، در حقیقت یک مسئله‌ی مقدار ویژه است که یک رابطه‌ی ضمنی بین بردار مکان و بسامدی برقرار می‌کند که از آن می‌توان نمودار رابطه‌ی پراکندگی  $^{25}$  را به دست آورد. سپس اگر بازه‌ی بسامد در نمودار رابطه‌ی پراکندگی دارای هیچ مودی نباشد، در اصطلاح به آن شکاف‌باند می‌گویند. شکاف‌باند در حقیقت بازه‌ی بسامد را نشان می‌دهد که امواجی با بسامدی در بازه‌ی بسامدی شکاف‌باند نمی‌توانند از شبکه‌ی نامحدود سلول‌های واحد موردنظر عبور کنند و در واقع توسط شبکه‌ی مذکور، بازتاب می‌شوند.

#### ۴.۲. بررسی شبکه‌ی محدود در حوزه‌ی بسامد و زمان

در حقیقت، شکاف‌باند بازه‌ی بسامد را نشان می‌دهد که در صورت وجود یک شبکه‌ی نامحدود از موانع موردنظر، هیچ مودی با بسامد مذکور از شبکه عبور نمی‌کند و در واقع بازتاب می‌شود. اما در واقعیت، ساخت یک شبکه‌ی نامحدود میسر نیست. بنابراین همانند برخی مطالعات پیشین در ادبیات فنی،<sup>[۱۱]، [۱۲]</sup> مانع لرزه‌ی اعتبار شکاف‌باند آن باید در یک شبکه‌ی محدود ارزیابی شود. بدین منظور در پژوهش حاضر، شبکه‌ی سه‌بعدی از یک ردیف  $10^\circ$  تایی از تشدیدکننده‌ها با ابعاد و شرایط مرزی مطابق شکل ۳ در نظر گرفته شده است که بتوان شبکه‌ی محدود را در حوزه‌های بسامد و زمان ارزیابی کرد. شایان ذکر است که شرایط مرزی در جهت عمود بر صفحه به صورت متناوب در نظر گرفته شده است، تا شرایط مدل‌سازی به واقعیت نزدیک‌تر باشد. در حقیقت فرض شده است در جهت عمود بر صفحه، به تعداد کافی، سلول واحد قرار گرفته است. همچنین در سمت راست و چپ مدل از شرایط مرزی جاذب استفاده شده است، تا امواج ارتعاشی از مدل خارج شوند؛ به عبارتی، یک محیط نیمه‌بی‌نهایت از خاک مدل‌سازی شده است. در انتهای مدل هم به دلیل فرض وجود سنگ بستر، از شرایط ثابت استفاده شده است.

به منظور بررسی راستی آزمایشی شکاف‌باند به دست آمده در حوزه‌ی بسامد، از تحلیل دامنه‌ی بسامدی برای شبکه‌ی محدود استفاده شده است. به این صورت که یک مدل اجزاء محدود از شبکه‌ی شامل تعدادی سلول واحد موردنظر توسط یک بارگذاری هارمونیک در نقطه‌ی ورودی بار مطابق شکل ۳ با بسامد متناسب با شکاف‌باند تحریک شده است. سپس با مقایسه‌ی جابه‌جایی نقطه‌ی خروجی در سمت دیگر تشدیدکننده، برای مدل با مانع لرزه‌ی و مدل بدون مانع لرزه‌ی، میزان کارایی مانع لرزه‌ی ذکر شده تعیین شده است. بدین منظور در پژوهش حاضر، ابتدا ضریب کاهش دامنه  $^{27}$  که در رابطه‌ی  $^{10}$  توسط وود (۱۹۶۸)،<sup>[۱]</sup> ارائه شده است، استفاده شده است:

$$AR = \frac{U_{with\ barriers}}{U_{without\ barriers}} \quad (10)$$

که در آن،  $U_{with\ barriers}$ ،  $U_{without\ barriers}$  به ترتیب مقدار جابه‌جایی کل در مدل با مانع و بدون مانع هستند. سپس میزان طیف کاهش دامنه  $^{28}$  مطابق رابطه‌ی  $^{11}$ ،<sup>[۲]</sup> محاسبه شده است:

$$ARS = 20 \log_{10} AR \quad (11)$$

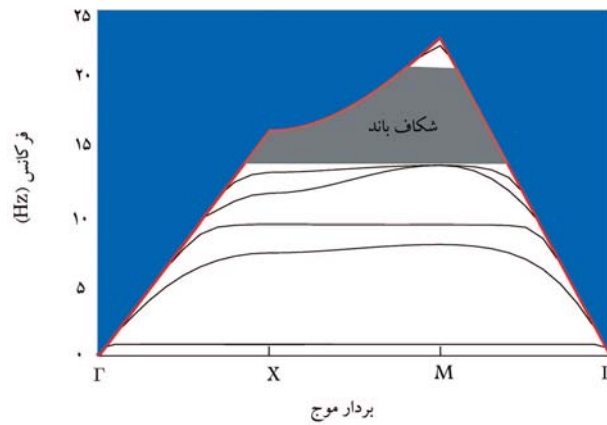
#### ۳.۲. مفاهیم خط صوت و مخروط صوت $^{26}$

مطالعات صورت گرفته شده در ادبیات فنی در فیزیک حالت جامد نشان داده‌اند که می‌توان مرزی بین امواج سطحی خالص و امواج سطحی ناخالص در نمودار رابطه‌ی پراکندگی رسم کرد که در اصطلاح به مرز ذکر شده، خط صوت می‌گویند. خط صوت در حقیقت کمترین مدهای حجمی در نمودار رابطه‌ی پراکندگی هستند. همچنین مخروط صوت، ناحیه‌ی بالایی خط صوت است که مودهایی که در درون آن قرار می‌گیرند، احتمالاً حالت‌های تشعشعی بسیار پرتلفات هستند.<sup>[۱۶]</sup> در نتیجه، فقط حالت‌های زیر خط صوت یا به عبارتی خارج از مخروط صوت، به عنوان مود سطحی خاص تلقی می‌شوند. در حقیقت مدهای سطحی خالص هستند که می‌توانند در سطح زمین در طول قابل ملاحظه‌ی ارتعاش پیدا کنند؛ اما مدهای سطحی ناخالص به سرعت در مسیر ارتعاش، انرژی خود را به لایه‌های پایینی منتقل می‌کنند و شدت آن‌ها در طول مسیر ارتعاش به سرعت کاهش می‌یابد. پس متداول است که در مطالعات این حوزه، از موج‌های سطحی ناخالص صرف‌نظر کرد و فقط مدهای بالای خط صوت، یعنی مدهای سطحی خاص تحلیل و بررسی شوند. مطالعات انجام شده نشان می‌دهند که خط صوت را می‌توان با استفاده از مشخصات مصالح بستر در تشدیدکننده‌ها تعیین کرد. لیو و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۱۷]</sup> خط صوت را با استفاده از رابطه‌ی ۹ رسم کردند و نشان دادند که مفهوم خط صوت به خوبی در کاربردهای مهندسی عمران کاربرد دارد:

$$\omega = |K| \cdot c_s \quad (9)$$

جدول ۲. مشخصات مصالح تشدیدکننده و خاک بررسی شده.

عنوان	مدول کشسانی	چگالی	ضریب پواسون
بتن	۲۵ گیگاپاسکال	۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب	۰/۲
خاک	۲۰ گیگاپاسکال	۱۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب	۰/۳



شکل ۵. نمودار رابطه‌ی پراکندگی برای تشدیدکننده‌ی بررسی شده (ناحیه‌های آبی و طوسی رنگ به ترتیب متناظر با مخروط صوت و شکاف باند هستند).

به شعاع  $0/5$  متر و ارتفاع ۶ متر از جنس بتن بوده و ثابت شبکه مربوط به سلول واحد برابر ۲ متر فرض شده است. نکته‌ی قابل توجه در پژوهش حاضر این است که تشدیدکننده‌ی مذکور نسبت به تشدیدکننده‌های در نظر گرفته شده در بسیاری از مطالعات موجود، ارتفاع بسیار کمتری دارد و همچنین در بسیاری از مطالعات موجود از مصالح فولادی یا خاصی استفاده شده است؛ اما در پژوهش حاضر، تشدیدکننده‌ی بررسی شده از جنس بتن بوده است که موجب کاربردی‌تر شدن پژوهش حاضر شده است. در پژوهش حاضر، خاک به صورت یک لایه به عمق  $3^0$  متر و مشابه مشخصات ارائه شده در پژوهش محمد و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۱۱]</sup> در نظر گرفته شده است. مشخصات بتن و خاک در جدول ۲ ارائه شده‌اند.

به منظور مدل‌سازی سلول واحد در نرم‌افزار کامسول از شرایط مرزی متناوب از نوع بلاخ - فلوکو با بردار موج متناسب در ناحیه‌ی بریلونن ناکاستی اول در چهار طرف مدل استفاده شده است تا شرایط نظیر شبکه‌ی نامحدود برقرار باشد. همچنین شرایط مرزی سطح به صورت آزاد و شرایط مرزی انتهایی مدل ثابت در نظر گرفته شده است، تا مدل‌سازی با واقعیت مطابقت داشته باشد.

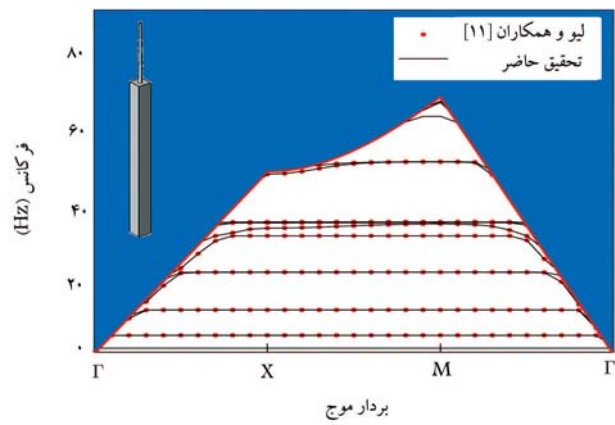
### ۳. نتایج و بحث

نمودار رابطه‌ی پراکندگی برای تشدیدکننده‌ی بررسی شده مطابق شکل ۵ است که نشان‌دهنده‌ی یک شکاف باند در بازه‌ی ۱۴ تا ۲۱ هرتز در زیر خط صوت است. در نتیجه، مطابق با توضیحات بخش‌های قبلی، مودهای خارج از خط صوت مذکور، مود سطحی خالص نیستند و در صورت وجود یک شکاف باند در زیر خط صوت انتظار می‌رود که ناحیه‌ی مذکور همانند یک شکاف باند امواج سطحی عمل کند.

نتایج به دست آمده در حوزه‌ی بسامد در شکل ۶ مشاهده می‌شوند که مطابق آن، در ناحیه‌ی متناظر با شکاف باند، مقدار طیف کاهش دامنه، منفی

جدول ۱. مشخصات مصالح در نظر گرفته شده در تحقیق لیو و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۱۱]</sup>.

عنوان	مدول کشسانی	چگالی	ضریب پواسون
تشدیدکننده	۱/۳۷ گیگاپاسکال	۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب	۰/۳
خاک	۱۳۷ گیگاپاسکال	۱۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب	۰/۳۵



شکل ۴. اعتبار سنجی پیاده‌سازی سلول واحد در نرم‌افزار کامسول با نتایج ارائه شده توسط لیو و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۱۱]</sup>. ناحیه آبی رنگ مخروط صوت را نشان می‌دهد.

اگر مانع لرزه‌ی کارایی مناسبی داشته باشد، انتظار می‌رود ضریب کاهش دامنه، کوچک‌تر از ۱ باشد و به طبع آن، طیف کاهش دامنه نیز باید منفی باشد. هر چه طیف کاهش دامنه منفی‌تر باشد، کارایی سلول واحد بیشتر است. به منظور بررسی در حوزه‌ی زمان از یک بارگذاری قائم با فرم  $F(t) = \sin(2\pi f_B t)$  در نقطه‌ی ورودی استفاده شده است که در آن  $f_B$  بسامد بارگذاری است که در ناحیه‌ی شکاف باند قرار دارد. سپس برای مدل با مانع و بدون مانع، جابه‌جایی نقطه‌ی خروجی در جهت قائم به دست آمده و پس از نرمال کردن به بیشینه‌ی جابه‌جایی حالت بدون مانع در یک نمودار رسم شده است که نمودار مذکور به خوبی نشان‌دهنده‌ی کارایی مانع لرزه‌ی در حوزه‌ی زمان است.

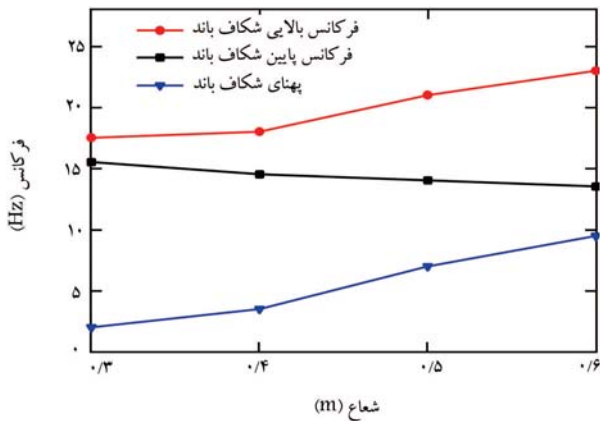
### ۵.۲. اعتبار سنجی

به منظور بررسی راستی آزمایشی پیاده‌سازی یک سلول واحد در نرم‌افزار کامسول، بخشی از نتایج به دست آمده توسط لیو و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۱۱]</sup> در پژوهش حاضر مجدداً بررسی شده است تا با تطبیق نتایج، اعتبار سایر مدل‌سازی‌های در پژوهش حاضر تأیید شوند. ایشان از تشدیدکننده‌هایی به فرم درخت به ارتفاع ۱۲ متر با شعاع پایینی  $0/3$  متر و شعاع بالایی  $0/15$  متر در یک سلول واحد با ثابت شبکه‌ی  $2^0$  متر متشکل از  $3^0$  متر خاک تک‌لایه استفاده کردند. مشخصات تشدیدکننده و خاک در نظر گرفته شده توسط آن‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

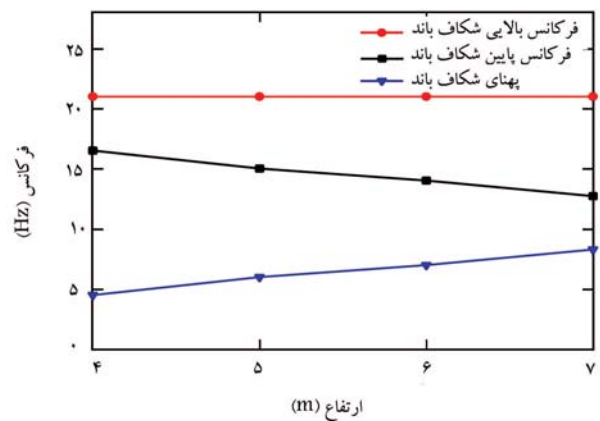
نتایج به دست آمده همراه با مخروط صوت در شکل ۴ مشاهده می‌شوند که مطابق آن با نتایج ارائه شده توسط لیو و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۱۱]</sup> تطابق دقیقی دارد و در نتیجه، راستی آزمایشی مدل‌سازی‌های اجزاء محدود را نشان می‌دهد. شایان ذکر است برای اطمینان از درستی نتایج، اندازه‌ی مش و نمو مربوط به عدد موج با استفاده از تحلیل حساسیت انتخاب شده است.

### ۶.۲. تشدیدکننده‌ی بررسی شده

در پژوهش حاضر، مانع لرزه‌ی به صورت یک تشدیدکننده با شکل استوانه‌ی و



شکل ۸. تغییرات پهنای، بسامدهای بالایی و پایینی شکاف باند به ازاء مقادیر مختلف شعاع تشدیدکننده.



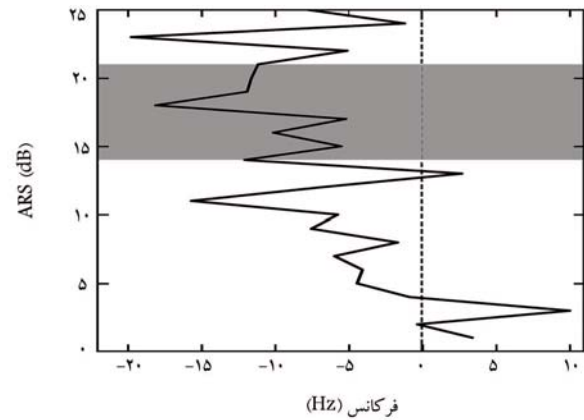
شکل ۹. تغییرات پهنای، بسامدهای بالایی و پایینی شکاف باند به ازاء مقادیر مختلف طول تشدیدکننده.

دو پارامتر اخیر در پهنای شکاف باند (BGW)، بسامد بالایی شکاف باند (UBG) و بسامد پایین شکاف باند (LBG) صورت گرفته است. نتایج حاصل به ازاء تغییرات بازه و عرض شکاف باند به ازاء شعاع و طول تشدیدکننده به ترتیب در شکل‌های ۸ و ۹ مشاهده می‌شوند. نتایج نشان می‌دهند که افزایش شعاع تشدیدکننده به ترتیب باعث افزایش و کاهش بسامد بزرگ‌تر و کوچک‌تر در شکاف باند و در نتیجه افزایش پهنای شکاف باند شده است. این در حالی است که بسامد بزرگ‌تر در شکاف باند با افزایش طول تشدیدکننده، ثابت مانده است، اما بسامد کوچک‌تر کاهش و مجدداً پهنای شکاف باند افزایش یافته است.

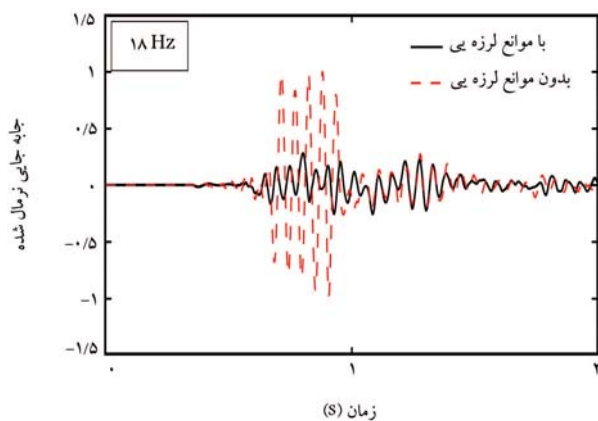
#### ۴. نتیجه گیری

استفاده از تشدیدکننده‌ها، یکی از روش‌های متداول در کاهش دامنه‌ی امواج لرزه‌یی سطحی است. در حقیقت، تشدید به وجود آمده بین تشدیدکننده و امواج سطحی باعث می‌شود که در یک بازه‌ی بسامدی، امواج از شبکه عبور نکنند و در عمل بازتاب شوند. در پژوهش حاضر، نیز با استفاده از تئوری بلاخ - فلوکه، یک تشدیدکننده‌ی بتنی بررسی شده است که از دو جهت کاربردی است:

۱. مصالح تشدیدکننده‌ی در نظر گرفته شده، بتن است که برخلاف مطالعات موجود از فولاد یا مصالح خاص و گران قیمت استفاده نشده است.



شکل ۶. طیف پاسخ دامنه در حوزه‌ی بسامد برای تشدیدکننده‌ی بررسی شده (ناحیه‌ی طوسی رنگ، ناحیه‌ی متناظر با شکاف باند است).



شکل ۷. نتیجه‌ی بررسی شبکه‌ی محدود تشدیدکننده‌ی بررسی شده در حوزه‌ی زمان.

است که نشانگر کارایی تشدیدکننده‌ی مذکور است. نکته‌ی قابل توجه، میزان منفی بودن طیف کاهش دامنه است، به طوری که در تمام ناحیه‌ی شکاف باند، مقدار آن تقریباً از  $-5/1$  - کمتر است که بیانگر کاهش قابل ملاحظه‌ی دامنه‌ی امواج لرزه‌یی سطحی است. مطابق رابطه‌ی ۱۱، اگر مقدار طیف کاهش دامنه کمتر از  $-5/1$  باشد، نشان دهنده‌ی بیش از ۴۴٪ کاهش در دامنه‌ی امواج لرزه‌یی سطحی است که مقدار بسیار قابل توجهی است. همچنین شایان ذکر است که به دلیل محدودیت‌های مدل‌سازی، شبکه‌ی محدود فقط در یک راستای افقی ناحیه‌ی بریلوئن ناکاستی اول بررسی شده است. از آنجایی که شکاف باندی که فقط متناسب با راستای اخیر است، متفاوت از بازه‌ی شکاف باند متناظر با ناحیه‌ی کامل بریلوئن ناکاستی اول است؛ لذا، در بسامدهای دیگر حوزه‌ی بسامد نیز کاهش مشاهده می‌شود. به عبارت دیگر، مدل‌سازی حوزه‌ی بسامد فقط به دلیل نشان دادن راستی‌آزمایی کارایی شکاف باند انجام شده است. نتایج بررسی شبکه در حوزه‌ی بسامد به ازاء  $f_B = 18 \text{ Hz}$  در شکل ۷ مشاهده می‌شود. مطابق با نتایج اخیر، تشدیدکننده‌ی بررسی شده در حوزه‌ی زمان نیز توانایی بسیار خوبی در کاهش امواج لرزه‌یی در محدوده‌ی شکاف باند دارد. مطابق با نتایج اخیر، میزان بیشینه‌ی دامنه‌ی ارتعاش ناحیه‌ی خروجی بعد از به کارگیری تشدیدکننده‌ها، ۷۲٪ کاهش یافته است.

دو پارامتر کلیدی تأثیرگذار در بازه و عرض شکاف باند در تشدیدکننده‌ها، طول و شعاع تشدیدکننده هستند. به این منظور در پژوهش حاضر، یک بررسی بر روی تأثیر

تشدیدکننده، بسامد بالایی شکاف باند ثابت مانده است.

نتایج به دست آمده، توانایی تشدیدکننده‌ی مذکور را در ایجاد شکاف باندی در بازه‌ی بسامدی ۱۴ تا ۲۱ برای شبکه‌ی نامحدود موانع مطابق با تئوری بلاخ - فلوکه نشان می‌دهد. همچنین راستی‌آزمایی شکاف باند اخیر با مدل‌سازی یک شبکه‌ی محدود در دو حوزه‌ی بسامد و زمان بررسی شده است که نتایج حاکی از توانایی تشدیدکننده‌ی موردنظر در کاهش امواج لرزه‌ی سطحی در بازه‌ی متناسب با شکاف باند بوده است.

۲. ارتفاع تشدیدکننده، ۶ متر بوده است. این در حالی است که در مطالعات موجود، ارتفاع تشدیدکننده معمولاً بیش از ۱۰ متر فرض شده است.

۳. با افزایش شعاع و طول تشدیدکننده، بازه‌ی شکاف باند افزایش و بسامد پایینی شکاف باند کاهش یافته‌اند. همچنین با افزایش شعاع تشدیدکننده، بسامد بالایی شکاف باند نیز افزایش یافته است. این در حالی است که به ازاء افزایش طول

## پانویس‌ها

1. Woods
2. May & Bolt
3. Bloch-Floquet Theory
4. unit cell
5. floquet periodicity
6. first brillouin zone
7. Bandgap
8. Huang & Shi
9. Dertimanis
10. Pu
11. Flyash
12. resonators
13. Palermo
14. Muhammad
15. Liu
16. depth of energy
17. sound line
18. frequency domain
19. time domain
20. Comsol
21. displacement modulation function
22. Wavenumber
23. Brillouin reciprocal space
24. first irreducible brillouin zone
25. dispersion relation
26. sound cone
27. amplitude reduction factor (AR)
28. amplitude reduction spectra (ARS)

## منابع (References)

1. Woods, R.D. "Screening of surface wave in soils", *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division*, **94**(4), pp. 951-979 (1968).
2. May, T.W. and Bolt, B.A. "The effectiveness of trenches in reducing seismic motion", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **10**(2), pp. 195-210 (1982).
3. Pu, X. and Shi, Z. "Surface-wave attenuation by periodic pile barriers in layered soils", *Construction and Building Materials*, **180**, pp. 177-187 (2018).
4. Huang, J. and Shi, Z. "Attenuation zones of periodic pile barriers and its application in vibration reduction for plane waves", *Journal of Sound and Vibration*, **332**(19), pp. 4423-4439 (2013).
5. Dertimanis, V.K., Antoniadis, I.A. and Chatzi, E.N. "Feasibility analysis on the attenuation of strong ground motions using finite periodic lattices of mass-in-mass barriers", *Journal of Engineering Mechanics*, **142**(9), pp. 04016060 (2016).
6. Pu, X. and Shi, Z. "A novel method for identifying surface waves in periodic structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **98**, pp. 67-71 (2017).
7. Miniaci, M., Krushynska, A., Bosia F. and et al. "Large scale mechanical metamaterials as seismic shields", *New Journal of Physics*, **18**(8), pp. 083041 (2016).
8. Du, Q., Zeng, Y., Huang, G. and et al. "Elastic metamaterial-based seismic shield for both Lamb and surface waves", *AIP Advances*, **7**(7), pp. 075015 (2017).
9. Palermo, A., Krodel, S., Marzani, A. and et al. "Engineered metabarrier as shield from seismic surface waves", *Scientific Reports*, **6**(1), pp. 1-10 (2016).
10. Muhammad, Lim, C. and Reddy, J. "Built-up structural steel sections as seismic metamaterials for surface wave attenuation with low frequency wide bandgap in layered soil medium", *Engineering Structures*, **188**, pp. 440-451 (2019).
11. Liu, Y.-f., Huang, J.-K., Li, Y.G. and et al. "Trees as large-scale natural metamaterials for low-frequency vibration reduction", *Construction and Building Materials*, **199**, pp. 737-745 (2019).
12. Graczykowski, B., Alzina, F., Gomis-Bresco, J. and et al. "Finite element analysis of true and pseudo surface acoustic waves in one-dimensional phononic crystals", *Journal of Applied Physics*, **119**(2), pp. 025308 (2016).
13. Liu, Z., Dong, H.-W. and Yu, G.-L. "Topology optimization of periodic barriers for surface waves", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, **63**(1), pp. 463-478 (2021).
14. Muzar, E. and Stotz, J.A. "Surface acoustic wave modes in two-dimensional shallow void inclusion phononic crystals on GaAs", *Journal of Applied Physics*, **126**(2), pp. 025104 (2019).
15. Westafer, R.S., Mohammadi, S., Adibi, A. and et al. "Computing surface acoustic wave dispersion and band gaps", in *Excerpt from the Proceedings of the COMSOL Conference* (2009).

16. Benchabane, S., Khelif, A., Rauch, J.-Y. and et al “Evidence for complete surface wave band gap in a piezoelectric phononic crystal”, *Physical Review E*, **73**(6), pp. 065601 (2006).
17. Khelif, A., Achaoui, Y., Benchabane, S. and et al. “Locally resonant surface acoustic wave band gaps in a two-dimensional phononic crystal of pillars on a surface”, *Physical Review B*, **81**(21), pp. 214303 (2010).
18. Kittel, C. “Introduction to solid state physics”, *American Journal of Physics*, **35**(6), pp. 547-548 (1967).
19. Cheng, Z. and Shi, Z. “Composite periodic foundation and its application for seismic isolation”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **47**(4), pp. 925-944 (2018).

# مطالعه‌ی عددی تأثیر هندسه‌ی سطوح جداری گروه شمع‌های مخروطی با مقاطع دایروی و مربعی در ظرفیت باربری محوری فشاری و بررسی بازدهی گروه

علیرضا شعبانپور\* (دکتری)

محمود قضاوی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - شماره ۳۸، شماره ۱/۴، ص. ۷۱-۶۱، پژوهشی)

شمع‌های مخروطی یا باریک‌شونده به شمع‌هایی اطلاق می‌شود که سطح مقطع آنها به صورت تدریجی و با حرکت به طرف نوک شمع کاهش می‌یابد. این تغییر هندسه باعث می‌شود که با ثابت ماندن حجم مصالح مصرفی در مقایسه با یک شمع متداول با سطح مقطع ثابت، باربری محوری فشاری شمع افزایش یابد. در پژوهش حاضر، به شبیه‌سازی عددی دو مطالعه‌ی آزمایشگاهی بر روی شمع‌های منفرد و گروه شمع‌های  $2 \times 2$  تحت بار محوری فشاری با مقاطع دایروی و مربعی مخروطی و یکنواخت معادل در دستگاه سانتریفیوژ پرداخته شده است. نتایج آزمایشگاهی و عددی انجام شده حاکی از برتری شمع و گروه شمع‌های مخروطی از منظر باربری محوری فشاری در مقایسه با مقطع یکنواخت معادل خود است. در مدل عددی شبیه‌سازی شده به بررسی ضرایب بازدهی گروه شمع‌های مخروطی و تحلیل توزیع تنش‌های برشی در محیط خاکی اطراف شمع‌ها و آثار هندسه‌ی سطوح جداری متفاوت شمع‌های دایروی و مربعی در میزان باربری آنها پرداخته و مشخص شد که کنج‌های محدب شمع‌های مربعی، اثر منفی در اصطکاک جداری شمع‌ها دارند.

واژگان کلیدی: شمع مخروطی، گروه شمع، شبیه‌سازی عددی، هندسه‌ی سطوح جداری، بازدهی گروه.

ashabanpour@mail.kntu.ac.ir  
ghazavi\_ma@kntu.ac.ir

## ۱. مقدمه

پی‌های عمیق (شمع‌ها)، در مواردی که پی‌های سطحی، امکان تحمل بار وارده از سازه را ندارند و یا در مواردی که نشست سازه، موضوع مهمی باشد و یا زمانی که سازه بر روی خاک ضعیفی قرار گرفته باشد، استفاده می‌شوند. در موارد مذکور از شمع جهت انتقال بار سازه به لایه‌های مقاوم در عمق بیشتری از زمین استفاده می‌شود. شمع‌های استفاده شده در کاربری‌های مهندسی عمدتاً شمع‌های مقطع ثابت در طول (شمع‌های غیرمخروطی) هستند. شمع‌های مخروطی، شمع‌هایی هستند که سطح مقطع آنها در قسمت سر شمع بیشتر است و رفته‌رفته، مقطع آن تا نوک شمع کاهش می‌یابد. در سه دهه‌ی اخیر، علاقه‌ی پژوهشگران به شمع‌های مخروطی بیشتر شده و بر اساس مطالعات انجام شده مشخص شده است که آنها، توزیع مصالح بهتر و مؤثرتری دارند و ظرفیت باربری بیشتری در بارگذاری‌های مختلف (نظیر بارگذاری‌های محوری فشاری و جانبی) از خود نشان می‌دهند. کاربری شمع‌ها در عمل عمدتاً به صورت گروهی است، اما بیشتر مطالعات انجام شده در مورد شمع‌های مخروطی بر روی شمع‌های منفرد با مقطع دایروی

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۴/۲۱، اصلاحیه ۱۴۰۱/۶/۱۳، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۲۰.

DOI:10.24200/J30.2022.60712.3118

## ۲. مروری بر ادبیات فنی

و مقیاس آزمایشگاهی بوده است. همچنین مطالعات عددی انجام شده بر روی شمع‌های مخروطی نیز عمدتاً مختص شمع‌های منفرد مقطع دایروی بوده و عملکرد گروهی آنها با مقاطع مختلف و با روش اجرای منطبق با واقعیت، که روش اجرایی با جابه‌جایی (با چکش شمع‌کوب) بوده است، پژوهشگران کمتر به آن توجه کرده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر، نتایج حاصل از مطالعات شعبانپور و قضاوی (۲۰۲۲)<sup>[۱]</sup>، بر روی شمع‌های منفرد مخروطی با مقاطع دایروی و مربعی تحت بارگذاری محوری فشاری و همچنین نتایج حاصل از مطالعات شعبانپور و دیگر همکارانش (۲۰۲۲)<sup>[۲]</sup>، بر روی گروه شمع‌های مخروطی مقطع دایروی و مربعی تحت بارگذاری محوری فشاری با روش اجرای کوبشی، که هر دو در دستگاه سانتریفیوژ و شتاب‌گرانش  $3g$  آزمایش شده‌اند، در محیط عددی و با نرم‌افزار فلک سه‌بعدی ( $FLAC^3D$ )<sup>۱</sup> شبیه‌سازی و نتایج حاصل با نگاه میکروسنجی، بررسی و تحلیل شده است.

روبینسکی و ماریسون<sup>۲</sup> (۱۹۶۴)<sup>[۳]</sup> در مطالعات خود با استفاده از روش رادیوگرافی،

جابه‌جایی و تراکم، خاک اطراف مدل شمع مخروطی را بررسی کرده و نظریه‌ی در زمینه‌ی انتقال ناچیز نیرو در اثر اصطکاک سطح در اطراف شمع‌های استوانه‌یی و انتقال قابل توجه نیرو در اطراف شمع‌های مخروطی ارائه داده‌اند. کوریان و سربوس<sup>۳</sup> (۱۹۹۵)،<sup>[۴]</sup> در پژوهش آزمایشگاهی - عددی خود به بررسی تأثیر شکل مقاطع مختلف شمع‌های مخروطی و مزایای آنها در مقابل شمع‌های استوانه‌یی معادل پرداختند. شمع‌ها با مقاطع دایروی، مربعی و مثلثی چوبی به طول و حجم یکسان در خاک ماسه‌یی بوده‌اند. روش اجرای شمع‌ها در پژوهش اخیر به صورت اجرای شمع‌های درجاریز (بدون جابه‌جایی) بوده است. بر اساس مطالعات انجام شده، بیشینه‌ی ظرفیت بار نهایی در شمع‌های مخروطی، ۱۰٪ بیشتر از شمع‌های استوانه‌یی معادل بوده است. وی وال‌نگار<sup>۴</sup> (۱۹۹۸)،<sup>[۵]</sup> در پژوهش خود به مطالعه‌ی عکس‌العمل شمع‌های مخروطی تحت بارگذاری محوری در فشارهای همه‌جانبه‌ی مختلف پرداخته‌اند. در گروه اول آزمایش‌ها در خاک با تراکم کم، بیشترین افزایش باربری محوری فشاری شمع‌ها ناشی از مخروطی بودن شمع‌ها در فشار همه‌جانبه‌ی معادل ۲۰ کیلوپاسکال بوده است، که اختلاف باربری ۲۵ درصدی ایجاد کرده بود. در گروه دوم آزمایش‌ها در خاک با تراکم متوسط، بیشترین افزایش باربری محوری فشاری ناشی از مخروطی بودن شمع‌ها در فشار همه‌جانبه‌ی معادل ۴۰ کیلوپاسکال رخ داده است، که افزایش باربری معادل ۴۰٪ را در پی داشته است. ایشان در پژوهش دیگری (۱۹۹۹)،<sup>[۶]</sup> به منظور بررسی عملکرد شمع‌های مخروطی در خاک ماسه‌یی درشت‌دانه، که تحت بار جانبی قرار گرفته‌اند، ۱۸ آزمون انجام دادند و دریافتند که شمع‌های مخروطی تا بیش از ۷۷٪، باربری جانبی بیشتری در مقایسه با شمع‌های استوانه‌یی معادل تحت بار جانبی از خود نشان داده‌اند. همچنین آنها در مطالعه‌ی دیگری (۲۰۰۰)،<sup>[۷]</sup> به بررسی ظرفیت باربری کششی شمع‌های مخروطی پرداختند و نشان دادند که نسبت باربری کششی به فشاری در شمع‌های استوانه‌یی بین ۵۹٪ تا ۷۰٪ و در شمع مخروطی با زاویه‌ی مخروطی ۹۵° بین ۳۷٪ تا ۵۸° بوده است. در پژوهش ال‌نگار و سکر<sup>۵</sup> (۲۰۰۰)،<sup>[۸]</sup> نیز با هدف بررسی خصوصیات کارایی محوری شمع‌های با مقطع متغیر و توسعه‌ی طراحی آنها، یک سری آزمایش‌های سانتی‌فیوژ انجام و مشخص شده است که ظرفیت باربری محوری فشاری شمع مخروطی به شمع استوانه‌یی معادل، تا ۸۸٪ افزایش یافته است. پایک<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۱۳)،<sup>[۹]</sup> نیز با هدف بررسی چگونگی تأثیرگذاری حالت خاک و زاویه‌ی مخروطی شمع در ظرفیت باربری محوری شمع‌های مخروطی، ۱۴ آزمایش آزمایشگاهی بر روی یک شمع استوانه‌یی و دو شمع مخروطی با زوایای مخروطی ۱ و ۱/۵ درجه انجام دادند و دریافتند که مقاومت نهایی واحد نوک شمع‌های مخروطی با افزایش میانگین تنش، تراکم نسبی خاک و زاویه‌ی مخروطی شمع‌ها افزایش یافته است. همچنین مقاومت نهایی واحد جداری شمع‌های مخروطی نیز با افزایش تنش‌های عمودی و افقی، تراکم نسبی خاک و زاویه‌ی مخروطی افزایش یافته است.

برخی مطالعات بزرگ‌مقیاسی در محل نیز انجام شده‌اند،<sup>[۱۰-۱۲]</sup> که تماماً برتری شمع مخروطی را در مقایسه با شمع مقطع یکنواخت معادل نشان داده‌اند. پژوهش‌های فوق‌الذکر، مربوط به مطالعات آزمایشگاهی و یا بزرگ‌مقیاس هستند، که عمده‌ی آنها در مورد شمع‌های مخروطی آزمایشگاهی بوده و تعداد مطالعات تحلیلی و عددی محدودتری در ادبیات فنی در مورد شمع‌های مخروطی انجام شده است، که در ادامه، به تعدادی از آنها اشاره شده است.

در مطالعه‌ی تحلیلی - عددی کدیکارا و مور<sup>۷</sup> (۱۹۹۳)،<sup>[۱۳]</sup> که نقطه‌ی عطفی در مورد شمع‌های مخروطی به حساب می‌آید، با استفاده از تئوری انبساط حفره (CEM)<sup>۸</sup> و ارائه‌ی رابطه‌ی تحلیلی با معیار گسیختگی موهر-کلمب، به محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع‌های مخروطی پرداخته شده است. در مطالعه‌ی تحلیلی -

عددی انجام شده توسط ماناندهار و یوسفوکو<sup>۹</sup> (۲۰۱۳)،<sup>[۱۴]</sup> که البته چند آزمون کوچک‌مقیاس آزمایشگاهی برای بررسی‌های اولیه نیز در آن انجام شده است، سعی شده است در راستا و تکمیل پژوهش اخیر،<sup>[۱۳]</sup> فرض ساده‌سازی شده‌ی ثابت ماندن زاویه‌ی اصطکاک داخلی و زاویه‌ی اتساع با معرفی روابط جدید اصلاح شود. در پژوهش عددی انجام شده توسط قضاوی و علم‌مردانی (۲۰۰۶)،<sup>[۱۵]</sup> که بر پایه‌ی روش اختلاف محدود و با استفاده از نرم‌افزار  $FLAC^{3D}$  انجام گرفته است، ظرفیت باربری محوری فشاری سه شمع سیلندری، مخروطی و مخروطی - پله‌یی معادل، بررسی و ارزیابی شده است. هدف اصلی نوشتار اخیر، بررسی امکان معادل‌سازی یک شمع مخروطی با قطعات منشوری است، که به صورت صلب در گره‌ها به هم متصل شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که اختلاف ظرفیت باربری شمع مخروطی و مخروطی - پله‌یی کمتر از ۱۰٪ است. ژان<sup>۱۰</sup> و همکاران (۲۰۱۲)،<sup>[۱۶]</sup> نیز به منظور مطالعه‌ی رفتار ظرفیت باربری محوری فشاری شمع‌های مخروطی، مطالعات عددی بر پایه‌ی روش اجزاء محدود با نرم‌افزار آباکوس<sup>۱۱</sup> انجام داده‌اند. روش اجرای شمع‌ها به صورت بتنی درجاریز با مقطع دایروی و طول ۴ متر و ۲ سری تحلیل شمع بوده است. بر اساس پژوهش اخیر، ظرفیت باربری محوری فشاری شمع مخروطی در زاویه‌ی مخروطی بهینه، حدود ۱۲٪ بیشتر از شمع مقطع یکنواخت معادل خود است و دریافتند که شمع مخروطی برای شرایطی مناسب است که شمع در حالت شناور قرار داشته باشد.

هاتف و شفقت (۲۰۱۵)،<sup>[۱۷]</sup> به مطالعه‌ی عددی رفتار شمع و گروه شمع‌های مقطع دایروی مخروطی و یکنواخت معادل و مقایسه‌ی ظرفیت باربری محوری فشاری آنها با استفاده از نرم‌افزار سه‌بعدی پلکسیس ( $PLAXIS^{3D}$ )<sup>۱۲</sup> پرداخته و دریافت‌اند که زاویه‌ی مخروطی بهینه برای شمع‌های منفرد جهت حصول بیشینه‌ی ظرفیت باربری محوری به طور کامل به زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک بستگی دارد. همچنین برای گروه شمع‌های مخروطی، افزایش ضریب فشار جانبی خاک باعث افزایش قابل توجه ظرفیت باربری محوری گروه شمع می‌شود و با افزایش زاویه‌ی مخروطی شمع‌ها، بازدهی گروه شمع مخروطی کاهش می‌یابد. در مطالعه‌ی عددی انجام شده‌ی والی و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۱۸]</sup> نیز به بررسی و مقایسه‌ی عددی ظرفیت باربری و نشست شمع‌های مخروطی و شمع‌های آندر - ریمد<sup>۱۳</sup> در خاک رس پرداخته شده است. در پژوهش تحلیلی دیگری که سورمه‌یی و قضاوی (۲۰۱۸)،<sup>[۲۰]</sup> انجام داده‌اند، یک روش تئوری مبتنی بر تئوری انبساط حفره در ارتباط با نظریه‌ی معادلات موج<sup>۱۴</sup> برای تحلیل شمع‌های مخروطی رانده شده به خاک‌های چسبیده توسعه داده شده است. توسلی و قضاوی (۲۰۲۰)،<sup>[۲۱]</sup> نیز با مدل‌سازی و تحلیل‌های عددی توسط نرم‌افزار  $FLAC^{3D}$  بر اساس روش تفاضل محدود، قابلیت رانده شدن شمع‌های با هندسه‌های مختلف به داخل خاک را بررسی کرده‌اند. همچنین نصرالله‌زاده و هاتف (۲۰۲۲)،<sup>[۲۲]</sup> به بررسی آزمایشگاهی و عددی ظرفیت باربری محوری فشاری شمع‌های منفرد و گروه شمع‌های مخروطی و سیلندری یکنواخت پرداختند و نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی را توسط نرم‌افزار  $PLAXIS^{3D}$  سه‌بعدی و اثر تعداد شمع‌ها و فاصله‌ی شمع‌های گروه در ظرفیت باربری محوری را به صورت عددی بررسی کردند و دریافتند که بازدهی گروهی شمع‌های مخروطی در مقایسه با شمع‌های استوانه‌یی در فواصل بیشتر شمع‌های گروه به بیشینه‌ی مقدار خود می‌رسد. نهایتاً نشان داده شد که با افزایش تعداد شمع‌ها در گروه شمع، بازدهی گروه شمع‌های استوانه‌یی و مخروطی با فاصله‌ی شمع‌های ثابت، سه برابر قطر شمع و بیشتر، افزایش یافته است.

در مطالعات انجام شده بر روی شمع‌های مخروطی، کاستی‌ها و نقص‌هایی وجود دارد که نهایتاً باعث عدم تدوین نتایج جامع در مورد شمع‌های مخروطی شده



جدول ۱. برنامه‌ی آزمایش‌های آزمایشگاهی انجام شده.

شماره‌ی آزمایش	مقطع شمع منفرد	مقطع گروه شمع ۴ تایی	زاویه‌ی مخروطی (درجه)	نسبت فاصله به قطر متوسط شمع‌ها در گروه
۱	دایروی	-	۰	-
۲	دایروی	-	۱/۲۸	-
۳	مربعی	-	۰	-
۴	مربعی	-	۱/۲۸	-
۵	-	دایروی	۰	۵
۶	-	دایروی	۱/۲۸	۵
۷	-	مربعی	۰	۳
۸	-	مربعی	۱/۲۸	۳
۹	-	دایروی	۰	۵
۱۰	-	دایروی	۱/۲۸	۵
۱۱	-	مربعی	۰	۳
۱۲	-	مربعی	۱/۲۸	۳

جدول ۲. جزئیات ابعادی شمع‌های مدل و پروتوتایپ.

اسم شمع	طول (سانتی متر)	قطر رأس شمع (سانتی متر)	قطر نوک شمع (سانتی متر)	قطر متوسط (سانتی متر)	سطح جانبی (سانتی متر مربع)	حجم (سانتی متر مکعب)	زاویه‌ی مخروطی (درجه)
CU	۳۸	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲۹۸	۱۸۷	۰
CT	۳۸	۳/۳	۱/۶	۲/۵	۲۹۳	۱۸۶	۱/۲۸
SU	۳۸	۲/۲	۲/۲	۲/۲	۳۳۵	۱۸۵	۰
ST	۳۸	۳	۱/۳	۲/۲	۳۲۷	۱۸۵	۱/۲۸
CU	۱۱۴۰	۷۵	۷۵	۷۵	۲۶۸۲۰۰	۵۰۴۹۰۰۰	۰
CT	۱۱۴۰	۹۹	۴۸	۷۵	۲۶۳۷۰۰	۵۰۲۲۰۰۰	۱/۲۸
SU	۱۱۴۰	۶۶	۶۶	۶۶	۳۰۱۵۰۰	۴۹۹۵۰۰۰	۰
ST	۱۱۴۰	۹۰	۳۹	۶۶	۲۹۴۳۰۰	۴۹۹۵۰۰۰	۱/۲۸

### ۳. شرح مختصری از آزمایش‌های آزمایشگاهی

سانتریفیوژ ژئوتکنیکی، ابزاری قدرتمند برای مهندسی ژئوتکنیک است، که قادر است اثر وابستگی رفتار مصالح خاکی به تنش را شبیه‌سازی کند. در واقع، به طور مصنوعی می‌توان رفتاری از مصالح مدل را ایجاد کرد، که توزیع و مقدار تنش در مدل و سازی اصلی یکسان باشد. در دو مطالعه‌ی آزمایشگاهی مذکور،<sup>[۱] و [۲]</sup> در مجموع ۱۲ آزمایش بارگذاری شمع در دستگاه سانتریفیوژ ژئوتکنیکی بر روی شمع‌های مقطع دایروی و مربعی تحت بارگذاری محوری فشاری انجام شده است، که ۴ مورد آن بر روی شمع‌های منفرد و ۸ مورد دیگر بر روی گروه شمع‌ها با فاصله‌ی مرکز به مرکز ۳ و ۵ برابر قطر متوسط شمع‌ها (۳D و ۵D) بوده است. خلاصه‌ی برنامه‌ی آزمایش‌های انجام شده در جدول ۱ ارائه شده است.

بر مبنای قوانین مقیاس در دستگاه سانتریفیوژ طول و ابعاد شمع با ضریب N و نیروی شمع با ضریب  $N^2$  مقیاس می‌شود. تمامی آزمایش‌های تحت شتاب گرانش ۳۰g (یعنی  $N=3$ ) انجام پذیرفته است. شمع‌های استفاده شده از جنس آلومینیوم بودند، که مشخصات آنها در ابعاد مدل و مقیاس شده (پروتوتایپ<sup>[۱۵]</sup>) در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین گروه شمع‌ها ۲ × ۲ بوده و تمامی شمع‌ها به

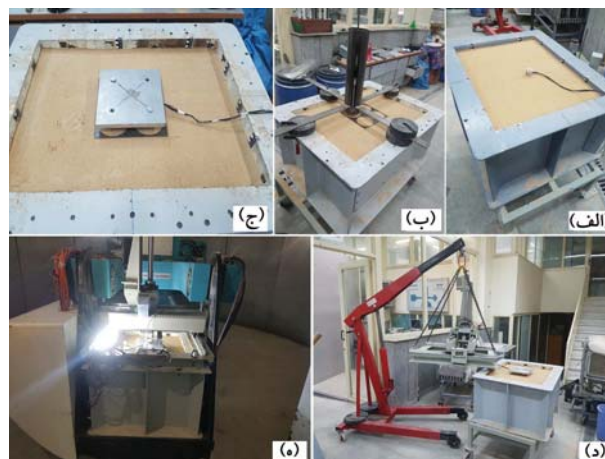
است. اولاً، بیشتر مطالعات بر روی شمع‌های منفرد بوده و مطالعات آزمایشگاهی و بزرگ‌مقیاس جامعی بر روی گروه شمع‌های مخروطی با مقاطع مختلف انجام نشده است. همچنین روش اجرا، که متغیر مهمی در نتایج حاصل از ظرفیت باربری محوری شمع‌های مخروطی است، عمدتاً به صورت درجاریز است، که با ماهیت اجرای واقعی شمع‌های مخروطی تفاوت دارد. همچنین اثر مقیاس در مطالعات آزمایشگاهی شمع‌های مخروطی لحاظ نشده است، که این موضوع بدون تردید در تعمیم نتایج آزمایشگاهی به بزرگ‌مقیاس با توجه به وابستگی ماهیت رفتار سازه‌های ژئوتکنیکی به تنش، ایجاد نقصان می‌کند. لذا نویسندگان پژوهش حاضر، در مطالعاتی جداگانه،<sup>[۱] و [۲]</sup> به بررسی و رفتارسنجی شمع‌های منفرد و گروه شمع‌های با مقاطع مختلف با اجرای کوبشی و تحت بارگذاری محوری فشاری در دستگاه سانتریفیوژ و تحت شتاب گرانش ۳۰g اقدام کرده و بدین ترتیب نواقص موجود در مطالعات پیشین را پوشش داده‌اند. هدف از پژوهش حاضر، شبیه‌سازی مطالعات انجام شده در مورد دو مقطع دایروی و مربعی در نرم‌افزار  $FLAC^{3D}$  و بررسی اثر هندسه‌ی سطح جانبی متفاوت شمع‌های گروه در ظرفیت باربری محوری فشاری و همچنین بررسی بازدهی گروه شمع‌هاست. در ادامه، شرح مختصری در مورد مطالعات آزمایشگاهی ذکر شده ارائه شده است.

جدول ۳. مشخصات فیزیکی و مکانیکی ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه.

مقدار	پارامتر
ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه	اسم تجاری خاک
۰/۳	متوسط اندازه‌ی دانه‌های خاک (میلی‌متر)
۰/۸۹ و ۰/۵۳	نسبت تخلخل بیشینه و کمینه
۲/۶۵	چگالی ویژه‌ی ذرات جامد
۲۵/۸ و ۳۶/۹٪	تراکم نسبی خاک قبل و بعد از حرکت سانتریفیوژ (درصد)
۳۲	زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک (درجه)
۲۵	مدول کشسانی (MPa)
۰	چسبندگی (kPa)
۱۷۲۹	چگالی خشک بیشینه (kg/m <sup>۳</sup> )
۱۴۰۱	چگالی خشک کمینه (kg/m <sup>۳</sup> )
٪۰/۶	درصد رطوبت

است، که برای شبیه‌سازی محیط‌های پیوسته به کار می‌رود. نرم‌افزار مذکور بر اساس تحلیل محاسباتی لاگرانژی استوار است، که برای مدل‌سازی تغییرشکل‌های بزرگ نیز مناسب است. با نرم‌افزار آیتسکا می‌توان رفتار سازه‌های خاکی، سنگی و یا سایر موارد را که دارای جریان خمیری در هنگام رسیدن به حد تسلیم هستند، شبیه‌سازی کرد. مدل‌های رفتاری متنوعی در نرم‌افزار به صورت پیش‌فرض تعریف شده است و همچنین می‌توان مدل‌های جدیدی را نیز به آن وارد کرد. هدف از تحلیل عددی یک پدیده‌ی ژئوتکنیکی، شبیه‌سازی تغییرات تنش کرنش محیط با بیشینه‌ی دقت ممکن است. به صورت مشخص در خصوص شبیه‌سازی‌های انجام شده در پژوهش حاضر، علاوه بر پیچیدگی‌های ذاتی محیط خاک، از مدل‌سازی فرایند نصب شمع‌ها نیز صرف‌نظر شده است. لذا راهبرد تحلیل در بخش کنونی این بوده است که پارامترهای خاک برای بهترین انطباق ممکن بین نتایج حاصل برای شمع منفرد دایروی مقطع یکنواخت در آزمایشگاه با نتایج حاصل از تحلیل عددی تدقیق شود. سپس در ادامه، سایر تحلیل‌ها، که تماماً با پارامترهای ذکر شده به دست آمده‌اند، انجام شده‌اند. به عبارتی، کالیبره کردن پارامترها فقط برای شمع منفرد دایروی مقطع یکنواخت انجام شده و این کار در سایر تحلیل‌ها تکرار نشده است. توجه شود تغییرات پارامترها به میزان اندک و در بازه‌ی قابل قبول برای خاک بوده است. در واقع، اصلی‌ترین پارامتری که در تحلیل‌ها تغییر داده شده است، مقدار چگالی خاک است؛ که به دلیل تراکم ناشی از اعمال شتاب مصنوعی  $g$  در دستگاه سانتریفیوژ در زمان بارگذاری آزمایش نیز مقدار آن بیش از مقدار استفاده شده در آماده‌سازی مدل فیزیکی بوده است. در واقع در مدل فیزیکی، خاک به صورت لایه‌لایه و با چگالی  $1500$  کیلوگرم بر مترمکعب (تراکم نسبی  $25/8$ ٪) اجرا شده است، که پس از اعمال شتاب سانتریفیوژ تراکم آن افزایش ( $36/9$ ٪) یافته است. در جدول ۴، مقادیر پارامترهای استفاده شده در تحلیل‌ها در مقایسه با مقادیر استخراج شده برای آنها در آزمایشگاه مکانیک خاک ارائه شده‌اند.

در شبیه‌سازی انجام شده از مدل رفتاری موهر - کلمب برای رفتار خاک و از مدل رفتاری کشسان خطی برای شبیه‌سازی رفتار شمع‌های مدل استفاده شده است. مرزها در کف مدل در هر سه امتداد  $X$ ،  $Y$ ،  $Z$  بسته شده‌اند. در طرفین (دیواره‌ها) نیز از قید غلظتی استفاده شده است. به این معنی که امکان جابه‌جایی قائم به گره‌ها داده شده است، اما جابه‌جایی افقی ممکن نبوده است.



شکل ۱. الف) آماده‌سازی جعبه‌ی خاک؛ ب) نصب شمع‌ها با چکش شمع‌کوب؛ ج) نصب سرشمع در گروه شمع‌ها؛ د) نصب سیستم بارگذاری و ابزارها؛ و) انتقال مدل آماده شده به سبد سانتریفیوژ جهت شروع آزمایش.

صورت کوبشی و با چکش شمع‌کوب در جعبه‌ی خاک اجرا شده‌اند. آماده‌سازی هر آزمایش، شامل ۵ مرحله‌ی اصلی بوده است، که تماماً در شتاب  $g$  انجام شده‌اند، که این مراحل عبارت‌اند از: الف) تهیه‌ی جعبه‌ی خاک با اجرای خاک به صورت لایه‌لایه و مترکم کردن هر لایه برای رسیدن به تراکم نسبی مطلوب؛ ب) کوبیدن شمع (در آزمایش شمع‌های منفرد) و یا ۴ شمع (در آزمایش‌های گروه) به صورت مجزا در محل تعیین شده توسط ضربه‌ی چکش و استفاده از سیلندر هادی برای هر شمع برای اطمینان از اجرای عمودی شمع‌ها؛ ج) نصب سرشمع (در مورد آزمایش‌های گروه شمع)؛ د) آماده‌سازی سیستم بارگذاری و ابزار دقیق (کرنش‌سنج)؛ هـ) انتقال مدل آماده شده به سبد سانتریفیوژ برای بارگذاری در شتاب  $g$ ، که تمامی مراحل اخیر در شکل ۱ مشاهده می‌شوند. نحوه‌ی اعمال بارگذاری به صورت کنترل جابه‌جایی و با نرخ ثابت اعمال بار ۲ میلی‌متر بر دقیقه انجام پذیرفته است.

خاک استفاده شده در پژوهش حاضر، نوعی ماسه‌ی سیلیسی معدنی موسوم به ماسه‌ی ۱۶۱ فیروزکوه بوده است، که مشخصات آن در جدول ۳ ارائه شده است. خاک مورد نظر به صورت لایه‌لایه در یک جعبه‌ی آزمایش مستطیلی با ابعاد  $78 \times 58$  سانتی‌متر و ارتفاع ۴۹ سانتی‌متر اجرا شده است. هر شمع منفرد با ۲ حرف لاتین، که حرف اول مربوط به مقطع شمع (دایروی: C و مربعی: D) و حرف دوم مربوط به مخروطی یا یکنواخت بودن مقطع شمع در طول (مخروطی: T و یکنواخت: U) بوده، نام‌گذاری شده است. همچنین گروه شمع‌ها نیز با ۴ حرف لاتین، که دو حرف اول، نظیر شمع‌های منفرد و دو حرف دوم، مربوط به فاصله‌ی شمع‌های گروه است (۳D و ۵D) نام‌گذاری شده‌اند.

#### ۴. مطالعه‌ی عددی

با هدف بررسی دقیق تر رفتار شمع‌های منفرد و گروه شمع‌های مخروطی و مقایسه‌ی آن با رفتار شمع‌های یکنواخت معادل (غیرمخروطی معادل)، مجموعه‌ی تحلیل‌ها به کمک نرم‌افزار تفاضل محدود  $FLAC^{3D}$  (نسخه‌ی پنجم) انجام شده است. نرم‌افزار  $FLAC^{3D}$ ، یک برنامه‌ی تفاضل محدود از مجموعه‌ی نرم‌افزارهای آیتسکا  $16$

جدول ۴. مقایسه‌ی متغیرهای خاک استفاده شده در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی.

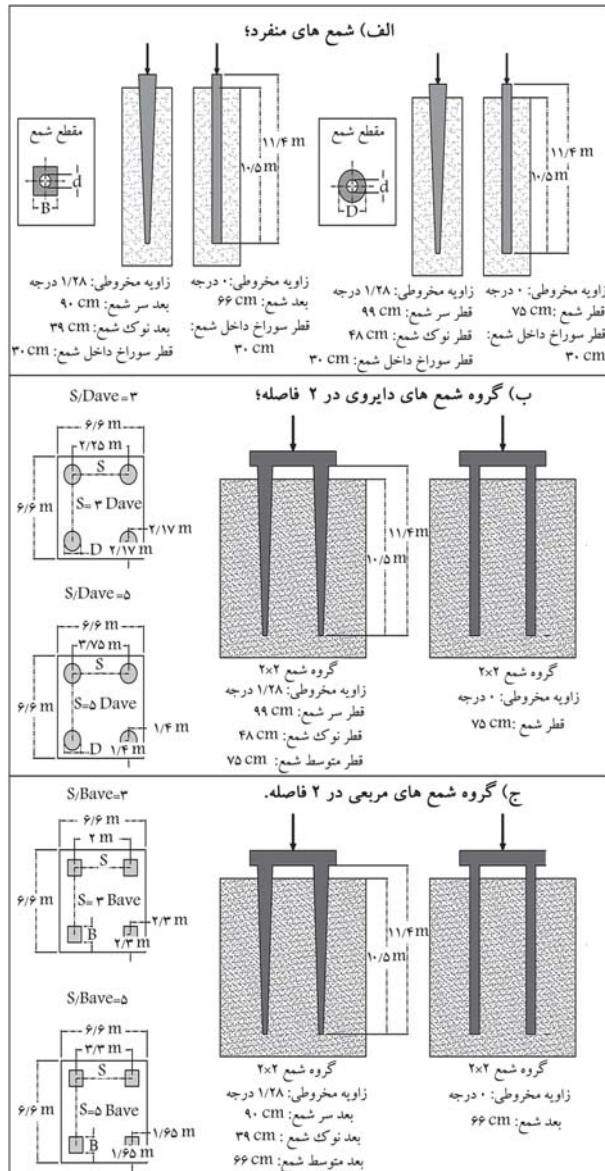
پارامتر	مقدار آزمایشگاه مکانیک خاک	مقدار در نظر گرفته شده در تحلیل عددی
زاویه اصطکاک داخلی خاک (درجه)	۳۱	۳۲
چسبندگی (kPa)	۴	۱
مدول کشسان (MPa)	۲۳	۲۵
چگالی ( $Kg/m^3$ )	۱۵۰۰	۱۶۰۰

جدول ۵. مشخصات مکانیکی مصالح شمع‌ها.

ویژگی	مقدار
مدل رفتاری	کشسان خطی
مدول بالک (MPa)	$6/4e^4$
مدول برشی (MPa)	$2/6e^4$
وزن مخصوص ( $Kg/m^3$ )	۲۳۵۷

جدول ۶. مشخصات در نظر گرفته شده برای خاک در مدل‌سازی.

ویژگی	مقدار
چگالی ( $Kg/m^3$ )	۱۶۰۰
مدول کشسان خاک (MPa)	۲۵
نسبت پواسون	۰/۳
زاویه اصطکاک (درجه)	۳۲
چسبندگی (kPa)	۱



شکل ۲. شماتیک مشخصات ابعادی هندسه‌ی شمع و گروه‌های شمع‌های شبیه‌سازی شده در ابعاد پروتوتایپ.

با نشست ۱۲ میلی‌متر ( $Q_{12}$ ) برای یک شمع با مقطع یکنواخت دایره‌ی تحت بارگذاری محوری فشاری انتخاب شده است. برای بررسی تأثیر فاصله‌ی مرزها، با افزایش فاصله‌ی مرزهای مدل از مرکز شمع، مقدار پارامتر کنترلی پایش و ثبت شده است، که تغییرات آن با افزایش فاصله‌ی

#### ۱.۴. مشخصات شمع و خاک استفاده شده در شبیه‌سازی

مشخصات شمع‌ها در حالت پروتوتایپ و برای شتاب‌گرانش  $30g$  و با رعایت قوانین مقیاس در نظر گرفته شده است، که ابعاد آن در جدول ۲ ارائه شده است. طرح شماتیک شمع‌ها و گروه شمع‌ها با ۲ فاصله‌ی مختلف با ابعاد پروتوتایپ در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

تمامی نتایج ارائه شده در مطالعه‌ی حاضر مربوط به شمع با مقیاس پروتوتایپ است. آلیاژ مصرفی در ساخت شمع‌ها از جنس آلومینیوم بوده است، که خصوصیات مکانیکی آن در جدول ۵ ارائه شده است. با توجه به این‌که رفتار شمع‌ها بر اساس مدل رفتاری کشسان خطی شبیه‌سازی شده است، فقط پارامترهای کشسان برای تعریف رفتار آلیاژ مذکور کافی است. در شکل ۲، همان‌گونه که مشخص است، سوراخی به قطر ۱ سانتی‌متر در شمع‌های مدل ( $30$  سانتی‌متر در پروتوتایپ) به جهت عبور سیم‌های ابزار دقیق (کرنش‌سنج) و کاهش میزان خطای ناشی از آن بر میزان باربری جداری شمع‌ها تعبیه شده است. مشخصات در نظر گرفته شده برای تعریف رفتار خاک استفاده شده در مدل عددی به کمک معیار موهر - کلمب در جدول ۶ ارائه شده است.

#### ۲.۴. فاصله‌ی مرزها و ابعاد مش‌ها

برای اطمینان از عدم تأثیرگذاری فاصله‌ی مرزها و ابعاد مش در نتایج، از آنالیز حساسیت استفاده شده است. به این ترتیب که در دو مدل مجزای عددی، با افزایش تدریجی فاصله‌ی مرزها و کاهش تدریجی ابعاد مش از یک مقدار اولیه، منحنی بار - جابه‌جایی ترسیم و با هم مقایسه شده است. به عنوان پارامتر کنترلی، بار متناظر

جدول ۷. مقادیر متغیرهای مربوط به اینترفیس استفاده شده.

مقدار	پارامتر
۲۰/۸	(MPa)K
۹/۶	(MPa)G
۱۵	(cm) $\Delta z_{min}$
۲۲۴	سختی ظاهری محیط (MPa)
۲/۲۴	(GPa) $K_n, K_s$

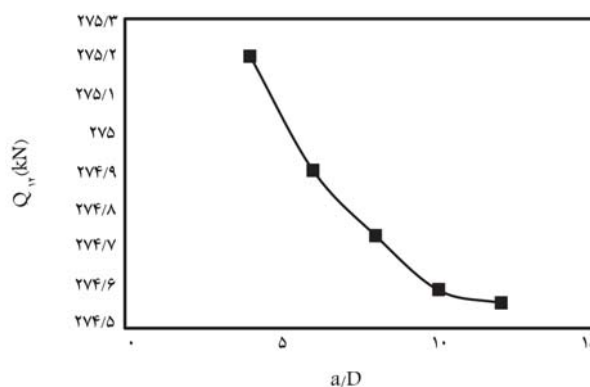
هر کدام با کمک ۳ گره تعریف می‌شوند، ارائه می‌کند. هر المان سطح مشترک، سطح تحت پوشش خود را به صورت وزنی بین گره‌های خود توزیع می‌کند، بنابراین هر گره، نماینده‌ی ویژگی‌های یک سطح مشخص است. باید توجه کرد که المان سطح مشترک در نرم‌افزار  $FLAC^{2D}$  به صورت یک طرفه است. مدل رفتاری سطح مشترک مذکور با استفاده از معیار خطی مقاومت برشی کلمب تعریف می‌شود. پارامترهای لازم برای تعریف معیار اخیر در المان‌های سطح مشترک، شامل پارامترهای مقاومتی معیار کلمب (چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک سطح لغزش، که در مثال حاضر بین خاک و جداره‌ی شمع است) و همچنین سختی برشی ( $k_s$ ) و نرمال ( $k_n$ ) سطح است. برای پارامترهای مقاومتی توصیه‌هایی جهت انتخاب مقادیر ذکر شده برای سطح مشترک خاک و مصالح دیگر نظیر آهن و بتن بر اساس مقادیر ذاتی پارامترهای مذکور در خاک در مراجع فنی ارائه شده است. همچنین در مورد مقادیر سختی نرمال و برشی دستورالعمل نرم‌افزار پیشنهاد می‌کند که مقدار سختی‌های  $k_n$  و  $k_s$  را ۱۰ برابر سختی معادل محیط مجاور سطح مشترک باید اختیار کرد. مقدار سختی ظاهری محیط، که در واحد تنش بر واحد طول بیان می‌شود، را نیز مطابق رابطه‌ی ۱ پیشنهاد می‌دهد:

$$\max \left[ \frac{(K + \frac{1}{3}G)}{\Delta z_{min}} \right] \quad (1)$$

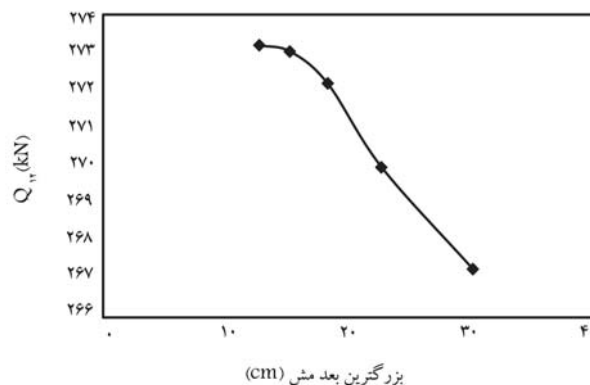
که در آن، K و G به ترتیب مدول بالک و مدول برشی محیط و  $\Delta z_{min}$  کوچک‌ترین بُعد زون‌های مجاور و در جهت نرمال است. در جدول ۷، مقادیر پارامترهای سطح مشترک استفاده شده در تحلیل‌ها ارائه شده است.

#### ۴.۴. راستی‌آزمایی نرم‌افزار

جهت بررسی درستی عملکرد نرم‌افزار از نتایج پژوهش وی وال‌نگار (۱۹۹۸) استفاده شده است. در پژوهش حاضر، مدل فیزیکی کوچک‌مقیاس از شمع استوانه‌یی و مخروطی در صندوقه‌ی فشار با امکان اعمال فشارهای همه‌جانبه‌ی مختلف به کل نمونه‌ی خاکی مطالعه شده است. راستی‌آزمایی نرم‌افزار برای نتایج شمع T۱ در پژوهش حاضر به طول تقریباً ۱/۵ متر و زاویه‌ی جداره‌ی ۹۵/۰ درجه انجام شده است. قطر رأس شمع T۱، ۲۰۳ میلی‌متر و قطر نوک آن ۱۵۲ میلی‌متر بوده است. خاک استفاده شده در پژوهش حاضر، دارای چگالی ۱۷۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب، زاویه‌ی اصطکاک داخلی ۲۸ درجه، چسبندگی ۰ و مدول بالک و برشی به ترتیب برابر با ۸/۳ و ۳/۸ مگاپاسکال گزارش شده است. در شکل ۵، مقایسه‌ی منحنی بار-جاب‌جایی مدل عددی ساخته شده در نرم‌افزار  $FLAC^{2D}$  با نتایج ارائه شده در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود، که انطباق قابل قبولی دارد.



شکل ۳. نتیجه‌ی آنالیز حساسیت نسبت به فاصله‌ی مرزها.



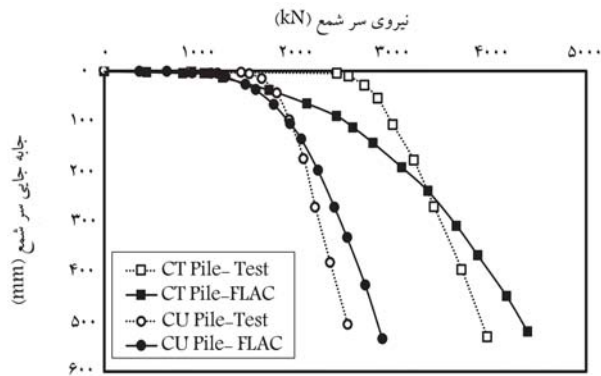
شکل ۴. نتیجه‌ی آنالیز حساسیت نسبت به ابعاد مش.

مرزهای مدل از شمع، در شکل ۳ مشاهده می‌شود. توجه شود که منحنی‌های بار-جاب‌جایی نیز از نظر مسیر و شکل مقایسه شده‌اند، اما جهت ترسیم نموداری حساسیت، از پارامتر  $Q_{12}$  استفاده شده است. مقدار  $a/D$  معرف نسبت فاصله‌ی دورترین نقطه‌ی مدل به قطر شمع است. همان‌طور که در شکل ۳ مشهود است، افزایش نسبت  $a/D$  حساسیت پارامترکنترلی به فاصله‌ی مرزها کاهش یافته است، به نحوی که برای  $a/D$  بزرگ‌تر از ۸، مرزها تأثیر قابل ملاحظه‌یی در رفتار مدل ندارند. به این ترتیب در تمامی مدل‌های منفرد و گروهی، ابعاد توده‌ی خاک به نحوی تعریف شده است که مرزها دست‌کم ۹ برابر قطر متوسط شمع از جداره‌ی شمع‌ها فاصله داشته باشند.

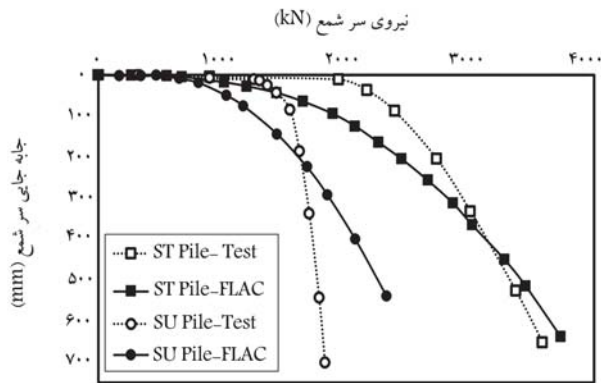
به طریق مشابه و برای ابعاد مش، بررسی نتایج ذکر شده نشان می‌دهد با کوچک‌تر شدن بزرگ‌ترین بُعد مش از ۱۸ سانتی‌متر، حساسیت پارامترکنترلی به ابعاد مش تا حد زیادی کاهش یافته است، که در شکل ۴ نیز مشاهده می‌شود. بر این اساس، برای رعایت مسئله‌ی مذکور و در عین حال اجتناب از افزایش قابل ملاحظه‌ی زمان تحلیل، ابعاد مش‌ها در نواحی حساس (نزدیک به شمع) از ۱۵ سانتی‌متر تجاوز نکرده است؛ اما در نواحی دورتر از شمع (نزدیک مرزها)، بزرگ‌ترین بُعد مش به مقدار بیشینه‌ی ۸۰ سانتی‌متر لحاظ شده است، که به این ترتیب مش‌بندی بهینه برای مدل حاصل شده است.

#### ۳.۴. المان‌های سطح مشترک

در پدیده‌های ژئوتکنیکی، که امکان لغزش دو سطح روی هم وجود دارد، نرم‌افزار  $FLAC^{2D}$  استفاده از المان‌های سطح مشترک را پیشنهاد می‌کند. نرم‌افزار  $FLAC^{2D}$  سطح مشترک را با استفاده از مجموعه‌یی از المان‌های مثلثی، که

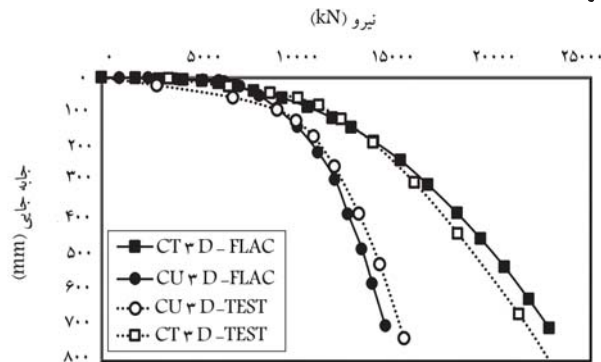


الف) مقطع دایروی؛

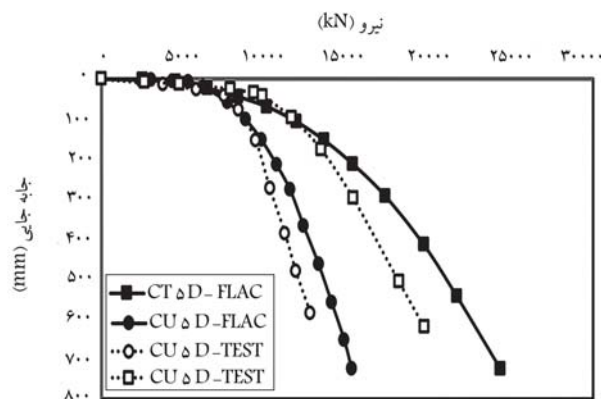


ب) مقطع منفرد.

شکل ۷. مقایسه‌ی منحنی بار-جاب‌جایی نتایج عددی و آزمایشگاهی برای شمع‌های منفرد.

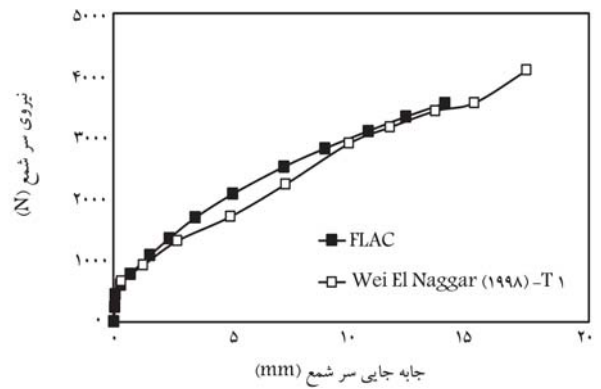


الف) با فاصله‌ی مرکز به مرکز ۳ D؛

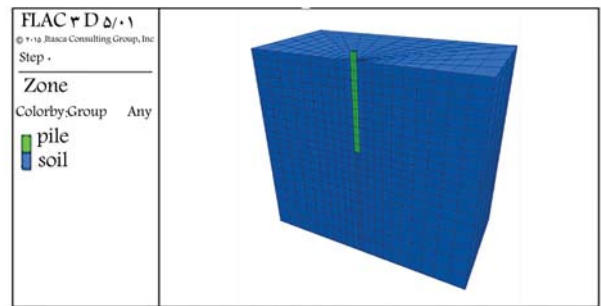


ب) با فاصله‌ی مرکز به مرکز ۵ D.

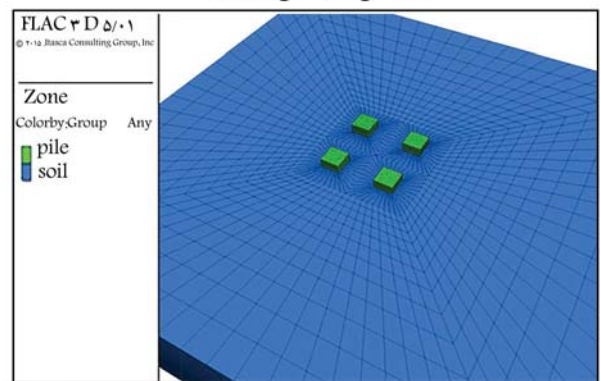
شکل ۸. مقایسه‌ی منحنی بار-جاب‌جایی نتایج گروه شمع ۲ × ۲ با مقطع دایروی.



شکل ۵. مقایسه‌ی نتایج شبیه‌سازی عددی پژوهش حاضر با شمع T۱ در پژوهش وی و ال نگار (۱۹۹۸).



الف) شمع منفرد مقطع دایروی؛



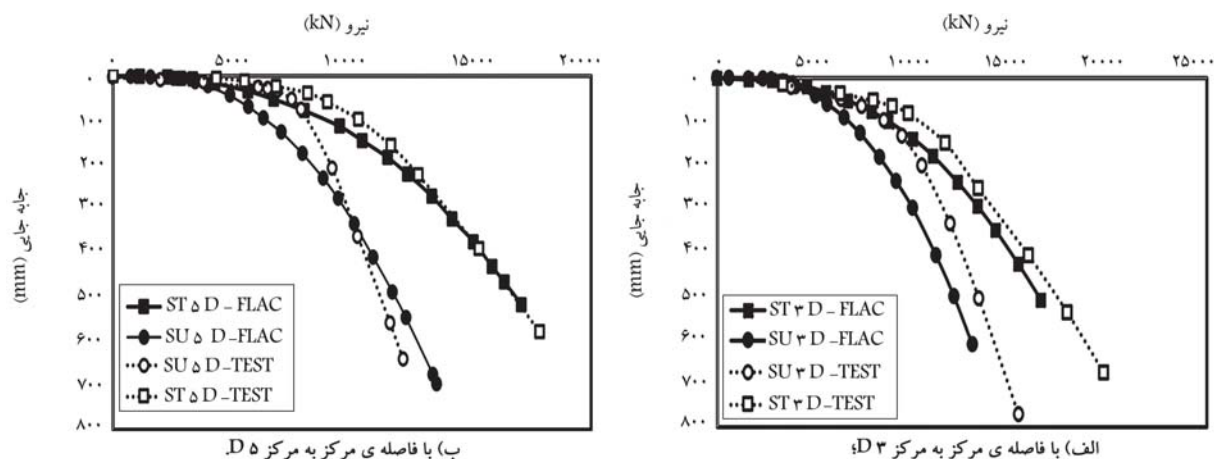
ب) گروه شمع مقطع مربعی بدون سر شمع.

شکل ۶. نمونه‌ی مش‌بندی شمع‌ها: (شکل بالایی) شمع منفرد مقطع دایروی.

#### ۵.۴. نتیجه‌ی شبیه‌سازی شمع‌های منفرد و گروه شمع‌ها

در بخش حاضر، نتایج مربوط به شبیه‌سازی‌های انجام شده برای ۱۲ آزمایش آزمایشگاهی شمع‌های منفرد و گروه شمع‌ها ارائه شده است. در شکل ۶، مش‌بندی یک نمونه از مدل‌های مربوط به شمع‌های منفرد و گروه شمع مشاهده می‌شود. در مورد مش‌بندی شمع منفرد، مقطع مدل مذکور از وسط نشان داده شده است، تا قرارگیری شمع در تراکم و چگالی مش‌ها بهتر ملاحظه شود.

در شکل‌های ۷ الی ۹، منحنی‌های بار-جاب‌جایی شمع‌های مختلف را که در آزمایش‌های آزمایشگاهی و همچنین تحلیل‌های عددی حاصل شده‌اند، مشاهده می‌شود. همان‌گونه که بیان شد، از آن‌جا که امکان مدل‌سازی فرایند اجرای شمع در شبیه‌سازی فراهم نبوده است، تلاش شد با در نظر گرفتن متغیر ضریب فشار جانبی خاک برای حالت روش اجرا با جاب‌جایی شمع‌ها، بهترین انطباق ممکن بین نتایج



شکل ۹. مقایسه‌ی منحنی بار - جابه‌جایی گروه شمع  $2 \times 2$  با مقطع مربعی.

جدول ۸. مقادیر ظرفیت باربری نهایی و ضریب کارایی گروه شمع  $2 \times 2$  حاصل از تحلیل عددی و آزمایش‌های سانتریفیوژ.

اسم	ظرفیت باربری نهایی (kN)		ضریب کارایی ( $E_g$ )		اثر مخروطی ( $C_r$ )		اثر سطح مقطع ( $C_{cs}$ )	
	آزمایشگاهی	عددی	آزمایشگاهی	عددی	آزمایشگاهی	عددی	آزمایشگاهی	عددی
CU	۱۹۲۷	۱۸۰۲	-	-	-	-	۱	۱
CT	۲۹۲۲	۲۴۱۰	-	-	۱/۵۲	۱/۳۴	۱	۱
SU	۱۶۵۲	۱۱۹۴	-	-	-	-	۰/۸۶	۰/۶۶
ST	۲۴۸۶	۱۷۸۵	-	-	۱/۵	۱/۴۹	۰/۸۵	۰/۸۴
CU $\Delta$ D	۸۵۶۰	۸۳۴۰	۱/۱۱	۱/۱۶	-	-	۱	۱
CT $\Delta$ D	۱۱۱۹۰	۱۰۵۰۰	۰/۹۶	۱/۰۹	۱/۳۱	۱/۲۶	۱	۱
SU $\Delta$ D	۷۸۸۰	۵۸۰۰	۱/۱۹	۱/۲۱	-	-	۰/۹۲	۰/۷
ST $\Delta$ D	۹۷۱۰	۸۰۶۰	۰/۹۸	۱/۱۲	۱/۲۳	۱/۴۲	۰/۸۷	۰/۷۹
CU $\nabla$ D	۸۳۷۰	۸۷۹۰	۱/۰۹	۱/۲۲	-	-	۱	۱
CT $\nabla$ D	۱۱۰۳۰	۱۰۶۳۰	۰/۹۴	۱/۱۰	۱/۳۲	۱/۲۱	۱	۱
SU $\nabla$ D	۷۷۲۰	۶۲۰۰	۱/۱۷	۱/۳۰	-	-	۰/۹۲	۰/۷
ST $\nabla$ D	۹۵۹۰	۸۰۹۰	۰/۹۶	۱/۱۳	۱/۲۴	۱/۳۶	۰/۸۷	۰/۸

برای محاسبه‌ی مقادیر ظرفیت باربری نهایی محوری فشاری از روی نمودار بار - نشست، مشابه آنچه در تفسیر نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی ارائه شده است،<sup>[۱۲]</sup> بار متناظر با جابه‌جایی  $8^\circ$  میلی‌متر، که تقریباً معادل  $1^\circ$  قطر متوسط شمع‌های دایره‌ی است، لحاظ شده است. این معیار بر اساس در نظر گرفتن پیشنهاد ترازاقی (۱۹۴۲)،<sup>[۱۳]</sup> است.

در جدول ۸، پارامتر  $C_r$  به جهت بررسی کمی اثر مخروطی شمع تعریف شده و برابر نسبت باربری یک شمع یا گروه شمع مخروطی به باربری شمع یا گروه شمع متناظر غیرمخروطی است. همچنین برای بررسی کمی اثر سطح مقطع، پارامتر  $C_{cs}$  تعریف شده است، که به صورت نسبت باربری شمع یا گروه شمع با مقطع مربعی به شمع یا گروه شمع متناظر با مقطع دایره‌ی است.

مطابق جدول ۸، هم نتایج آزمایشگاهی و هم عددی و هر دو مقطع شمع‌ها، ظرفیت باربری نهایی محوری فشاری شمع مخروطی در حالت‌های منفرد و گروه، از شمع معادل یکنواخت خود بیشتر است. در تمامی نتایج آزمایشگاهی و عددی، ظرفیت باربری نهایی محوری فشاری شمع‌های مقطع دایره‌ی بیشتر از مقطع مربعی بوده است. همچنین میزان افزایش باربری در مورد شمع‌های منفرد در اثر زاویه‌ی

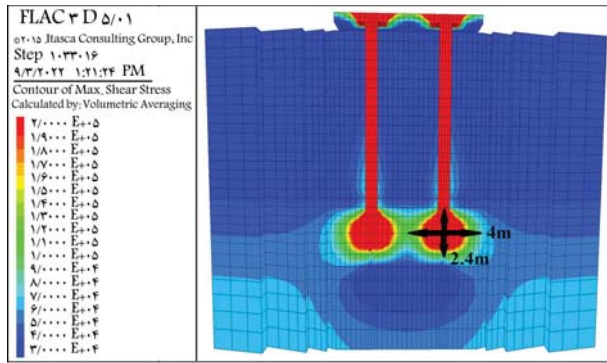
به دست آید و اثر روش اجرا تا حدی به صورت مصنوعی در متغیر ضریب فشار جانبی خاک لحاظ شود.

مطابق شکل‌های ۷ الی ۹، انطباق قابل قبولی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی حاضر به دست آمده و میزان اختلاف مشاهده شده به دلیل عدم مدل‌سازی کامل، روش اجرا منطقی و در حد قابل قبول است.

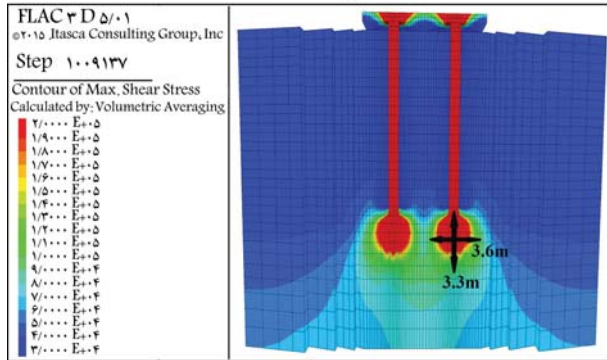
#### ۶.۴. بحث در مورد نتایج

در جدول ۸، ظرفیت باربری نهایی محوری فشاری شمع‌های منفرد و گروه شمع‌های حاصل از آزمایش‌های آزمایشگاهی و مدل عددی، شبیه‌سازی شده و همچنین ضریب کارایی گروه شمع‌های حاصل از هر دو مطالعه ارائه شده است. با توجه به اینکه نتایج ارائه شده برای گروه شمع‌های  $2 \times 2$  متشکل از ۴ شمع است، رابطه‌ی محاسبه‌ی ضریب کارایی گروه شمع ۴ تایی به صورت رابطه‌ی ۲ است:

$$E_g = \frac{Q_{Group}}{4Q_{single}} \quad (2)$$

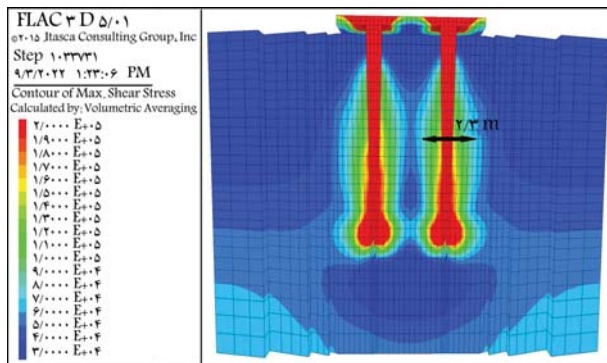


الف) مقطع دایروی؛

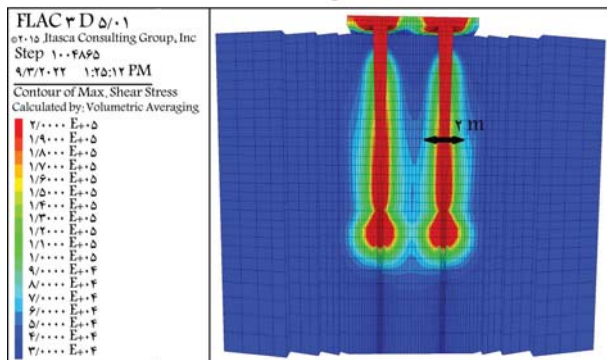


ب) مقطع مربعی.

شکل ۱۰. ابعاد حباب تنش‌های برشی اطراف شمع‌های یکنواخت در گروه شمع‌های با فواصل مرکز به مرکز ۵D.



الف) مقطع دایروی؛



ب) مقطع مربعی.

شکل ۱۱. ابعاد حباب تنش‌های برشی اطراف شمع‌های غیر یکنواخت در تراز ۶/۵- در گروه شمع‌های با فواصل مرکز به مرکز ۵D.

مخروطی، بیشینه ۵۲٪ بوده است، که مربوط به شمع مقطع دایروی است. این افزایش باربری در مورد گروه شمع‌ها کمتر از ۳۸٪ بوده است.

همچنین از نتایج مشخص است که مقادیر کمی ظرفیت باربری نهایی محوری فشاری شمع‌ها در هر دو حالت منفرد و گروه در مدل آزمایشگاهی بیشتر از مدل عددی است، که این موضوع به علت عدم شبیه‌سازی کامل روش اجرای شمع‌ها بوده است. همچنین بررسی نتایج نشان می‌دهد که افزایش باربری محوری فشاری شمع‌های منفرد مخروطی نسبت به مقطع یکنواخت معادل خود بیش از گروه شمع‌های مخروطی نسبت به مقطع یکنواخت معادل خود بوده است. نتیجتاً برتری شمع‌های مخروطی نسبت به شمع‌های غیرمخروطی در بارگذاری محوری فشاری، در حالت منفرد آن مشهودتر از حالت گروهی است.

مطابق جدول ۸ مشخص است که مقادیر ضریب کارایی گروه شمع‌های با مقاطع مخروطی (غیر یکنواخت) در هر دو فاصله ۳ و ۵ برابر قطر متوسط شمع‌ها، کوچک‌تر از مقدار متناظر برای شمع با مقطع یکنواخت است، که در نتایج آزمایشگاهی نیز مسئله‌ی مذکور مشاهده شده است. دلیل این موضوع احتمالاً تداخل بیشتر حباب‌های تنش به دلیل اثر پدیده‌ی انبساط حفرة استوانه‌یی در مورد جداری شمع‌های مخروطی بوده است، که در ادامه به بررسی این موضوع در مدل‌های عددی از روی کانتورهای توزیع تنش برشی اطراف شمع‌ها پرداخته شده است. همچنین مشخص است که با افزایش فاصله‌ی مرکز به مرکز شمع‌ها، روند کلی تغییرات مقدار ضریب کارایی، کاهش و در مسیر میل کردن به ۱ بوده است. مقدار ضریب کارایی گروه برای شمع‌های با مقطع مخروطی در تمامی حالت‌ها تقریباً نزدیک به ۱ بوده است. به این معنی که ظرفیت باربری گروه شمع مخروطی تقریباً برابر با مجموع باربری شمع‌ها منفرد مخروطی مشابه موجود در گروه است.

#### ۷.۴. بررسی اثر هندسه‌ی جداری شمع‌ها در ظرفیت باربری

ماهیت افزایش ظرفیت باربری محوری شمع‌های مخروطی، افزایش ظرفیت باربری جداری آنها به علت پدیده‌ی انبساط حفرة است، که اصطکاک جداری بیشتری را در دیواره‌ی شمع فعال می‌کند. اما علی‌رغم بیشتر بودن سطح جانبی شمع مربعی، ظرفیت باربری محوری شمع مقطع دایروی چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی بیشتر از شمع مقطع مربعی است. به همین جهت به منظور بررسی دلیل پدیده‌ی اخیر، بررسی توزیع تنش‌های برشی پیرامون شمع بعد از بارگذاری می‌تواند اطلاعات مفیدی ارائه کند. برای درک بهتر حدود ناحیه‌ی تأثیر حباب‌های تنش، ابعاد ناحیه‌ی تأثیر با تنش برشی بزرگ‌تر از ۸۰ کیلوپاسکال (رنگ آبی فیروزه‌یی) برای فواصل مرکز به مرکز ۵D برای هر دو مقطع در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است.

مطابق شکل‌های ۱۰ و ۱۱ مشخص است که در مورد شمع‌های با مقاطع یکنواخت، عمده‌ی تنش‌های برشی بزرگ ایجاد شده در محیط خاک، پیرامون نوک شمع‌ها متمرکز است؛ اما در شمع‌های با مقاطع مخروطی، پیرامون جداری شمع و تا شعاع قابل توجهی خاک، متحمل تنش‌های برشی بزرگ شده‌اند، که همین موضوع اصلی‌ترین دلیل بیشتر بودن ظرفیت باربری محوری فشاری شمع‌های مخروطی در مقایسه با شمع یکنواخت معادل است.

مطابق شکل ۱۰ مشخص است که در شمع‌های با مقطع یکنواخت، شعاع تأثیر شمع مقطع دایروی بیشتر از شمع مقطع مربعی است، اما عمق تأثیر زیر نوک شمع در مورد مقطع مربعی بزرگ‌تر از مقطع دایروی است. همچنین با توجه به شکل ۱۱، در شمع‌های مخروطی پیرامون جداری شمع و در عمق ۶/۵- از سطح خاک،

شمع‌های مقطع یکنواخت، تنش‌های برشی ایجاد شده در پیرامون شمع به جزء در سطح مشترک شمع - خاک، ناچیز است و ارائه‌ی مقطع عرضی تنش‌های برشی بیشینه برای شمع‌های مذکور، اطلاعات مفیدی ارائه نمی‌کند.

## ۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، شبیه‌سازی مطالعات آزمایشگاهی نویسندگان نوشتار حاضر، [۱ و ۲] در مورد شمع‌های مخروطی منفرد و گروهی با مقاطع دایروی و مربعی تحت بارگذاری محوری فشاری در دستگاه سانتریفیوژ ژئوتکنیکی و نیز تحلیل‌هایی بر اساس مدل عددی شبیه‌سازی شده انجام شده است؛ که در ادامه، نتایج آن به طور خلاصه بیان شده است:

۱- ظرفیت باربری محوری فشاری شمع‌های مخروطی در تمامی نتایج (آزمایشگاهی و عددی)، در هر دو حالت منفرد و گروهی از شمع یا گروه شمع معادل یکنواخت خود بیشتر بوده است. همچنین مقادیر کمی ظرفیت باربری نهایی محوری شمع‌های منفرد و گروهی در مدل آزمایشگاهی بیشتر از مدل عددی بوده است، که این موضوع به علت عدم شبیه‌سازی کامل روش اجرای شمع‌ها در مدل عددی است.

۲- برتری شمع‌های مخروطی نسبت به شمع‌های مقطع یکنواخت (غیرمخروطی) در بارگذاری فشاری، در حالت منفرد آن، مشهودتر از حالت گروهی بوده است.

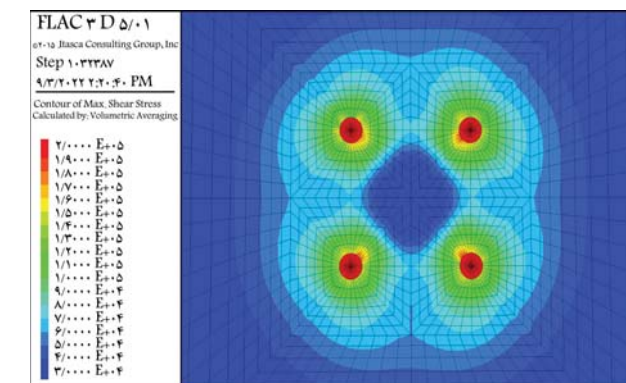
۳- مقادیر ضریب کارایی گروه شمع‌های با مقاطع مخروطی (غیریکنواخت) در هر دو فاصله‌ی ۳ و ۵ برابر قطر متوسط شمع‌ها، کوچک‌تر از مقدار متناظر برای شمع با مقطع یکنواخت بوده است.

۴- مقدار ضریب کارایی گروه برای شمع‌های با مقطع مخروطی در تمام حالت‌ها تقریباً نزدیک به ۱ بوده است، که نشان می‌دهد ظرفیت باربری گروه شمع مخروطی تقریباً برابر با مجموع باربری شمع‌های منفرد مخروطی مشابه موجود در گروه است.

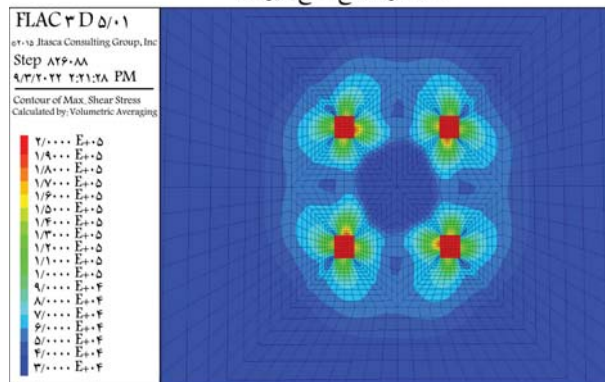
۵- شمع با مقطع دایروی، توزیع تنش یکنواخت‌تری در خاک اطراف شمع از خود نشان داده است. در مورد شمع مقطع مربعی در طرفین کنج اضلاع (کنج‌های محدب)، تنش برشی ایجاد شده در خاک به شدت کاهش یافته است. نتیجتاً داشتن اضلاع قائم نسبت به هم (داشتن زوایای تند محدب و شکستگی اضلاع) در مقطع شمع مربعی باعث شده است که عملکرد شمع در ایجاد مکانیزم‌های برشی در خاک پیرامون و فعال کردن مقاومت جداري خاک کاهش یابد؛ که این موضوع، باعث بیشتر بودن ظرفیت باربری شمع و گروه شمع مقطع دایروی مخروطی از شمع و گروه شمع مقطع مربعی مخروطی علی‌رغم کمتر بودن مساحت سطح جانبی آن شده است.

## پانوشته‌ها

1. FLAC<sup>3D</sup> (fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensional)



الف) گروه شمع مقطع دایروی؛



ب) گروه شمع مقطع مربعی.

شکل ۱۲. مقطع عرضی توزیع تنش برشی بیشینه در خاک پیرامون شمع‌های مخروطی در تراز ۶- و برای فاصله‌ی مرکز به مرکز ۵D: (شکل بالایی) گروه شمع مقطع دایروی.

حباب تنش شمع با مقطع دایره‌ی بزرگ‌تر از مقطع مربعی است. با توجه به این‌که تمام مقاطع فوق از محور تقارن گذرنده از مرکز شمع‌ها ترسیم شده‌اند، برای درک بهتر تأثیر هندسه‌ی سطح جدار مقطع شمع‌ها (سطوح محدب، تخت، و کنج‌های تیز) در انتقال تنش به خاک، مقاطع عرضی شمع‌های مخروطی (غیریکنواخت) در تراز ۶- متر و برای فواصل مرکز به مرکز ۵D در شکل ۱۲ ترسیم شده است، که مطابق آن، شمع با مقطع دایروی توزیع تنش یکنواخت‌تری در خاک اطراف شمع از خود نشان داده است.

در مورد شمع مقطع مربعی به وضوح مشخص است که در مورد شمع مقطع مربعی در طرفین کنج اضلاع (کنج‌های محدب)، تنش برشی ایجاد شده در خاک به شدت کاهش یافته است. به تعبیری به نظر می‌رسد تغییر زوایای تند محدب در مقطع شمع باعث شده است که عملکرد شمع در ایجاد مکانیزم‌های برشی در خاک پیرامون و فعال کردن مقاومت خاک کاهش یابد. لازم به ذکر است که در مورد

2. Robinsky & Morrison
3. Kurian & Srinivas
4. Wei & El Naggar
5. Sakr



6. Paik
7. Kodikara & Moore
8. cavity expansion method
9. Manandhar & Yasufuku
10. Zhan
11. ABACOUS
12. PLAXIS
13. Under-Reamed Piles
14. wave equation theory
15. Prototype
16. Itasca

## منابع (References)

1. Shabanpour, A. and Ghazavi, M. "Centrifuge tests on axially loaded tapered piles with different cross-sections under compressive and tensile loading", *Canadian Geotechnical Journal*, **99**(999), pp. 1-10 (2022).
2. Shabanpour, A., Ghazavi, M. and El Naggar, M.H. "Behavior of axially loaded tapered pile groups using centrifuge test", *Innovative Infrastructure Solutions*, (Under Review) (2022).
3. Robinsky, E.I. and Morrison, C.F. "Sand displacement and compaction around model friction piles", *Canadian Geotechnical Journal*, **1**(2), pp. 81-93 (1964).
4. Kurian, N.P. and Srinivas, M.S. "Studies on the behavior of axially loaded tapered piles by the finite element method", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **19**(12), pp. 869-888 (1995).
5. Wei, J. and El Naggar, M.H. "Experimental study of axial behavior of tapered piles", *Canadian Geotechnical Journal*, **35**(4), pp. 641-654 (1998).
6. El Naggar, M.H. and Wei, J.Q. "Response of tapered piles subjected to lateral loading", *Canadian Geotechnical Journal*, **36**(1), pp. 52-71 (1999).
7. El Naggar, M.H. and Wei, J.Q. "Uplift behavior of tapered piles established from model tests", *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(1), pp. 56-74 (2000).
8. Naggar, M.H.E. and Sakr, M. "Evaluation of axial performance of tapered piles from centrifuge tests", *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(6), pp.1295-1308 (2000).
9. Paik, K., Lee, J. and Kim, D. "Calculation of the axial bearing capacity of tapered bored piles", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, **166**(5), pp. 502-514 (2013).
10. Rybnikov, A.M. "Experimental investigations of bearing capacity of bored-cast-in-place tapered piles", *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **27**(2), pp. 48-52 (1990).
11. Ghazavi, M. and Ahmadi, H.A. "Time-dependent bearing capacity increase of uniformly driven tapered piles-field load test", *Proceedings of the 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, A Symposium in honor of Professor James K. Mitchell, Mariott Crystal City, Arlington, Virginia, USA (2008).
12. Khan, M.K., El Naggar, M.H. and Elkasabgy, M. "Compression testing and analysis of drilled concrete tapered piles in cohesive-frictional soil", *Canadian Geotechnical Journal*, **45**(3), pp. 377-392 (2008).
13. Kodikara, J.K. and Moore, I.D. "Axial response of tapered piles in cohesive frictional ground", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **119**(4), pp. 675-693 (1993).
14. Manandhar, S. and Yasufuku, N. "Vertical bearing capacity of tapered piles in sands using cavity expansion theory.", *Soils and Foundations*, **53**(6), pp. 853-867 (2013).
15. Ghazavi, M. and Lavasan, A.A. "Bearing capacity of tapered and step-tapered piles subjected to axial compressive loading", *In The 7th International Conference On Coasts, Ports & Marine Structures*, ICOPMAS, Tehran, Iran (2006).
16. Zhan, Y.G., Wang, H. and Liu, F.C. "Numerical study on load capacity behavior of tapered pile foundations", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, **17** (2012).
17. Hataf, N. and Shafaghat, A. "Numerical comparison of bearing capacity of tapered pile groups using 3D FEM", *Geomech. Eng.*, **9**(5), pp. 547-567 (2015).
18. Hataf, N. and Shafaghat, A. "Optimizing the bearing capacity of tapered piles in realistic scale using 3D finite element method", *Geotechnical and Geological Engineering*, **33**(6), pp. 1465-1473 (2015).
19. Vali, R., Mehrinejad Khotbehsara, E., Saberian, M. and et al. "A three-dimensional numerical comparison of bearing capacity and settlement of tapered and under-reamed piles", *International Journal of Geotechnical Engineering*, **13**(3), pp. 236-248 (2019).
20. Sormeie, A. and Ghazavi, M. "Analysis of non-uniform piles driven into cohesive soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **109**, pp. 282-285 (2018).
21. Tavasoli, O. and Ghazavi, M. "Effect of tapered and semi-tapered geometry on the offshore piles driving performance", *Ocean Engineering*, **201**, p.107147 (2020).
22. Nasrollahzadeh, E. and Hataf, N. "Experimental and numerical study on the bearing capacity of single and groups of tapered and cylindrical piles in sand", *International Journal of Geotechnical Engineering*, **16**(4), pp. 426-437 (2019).
23. Terzaghi, K. "Discussion of the progress report of the committee on the bearing value of pile foundations", *In Proceedings*, ASCE, **68**(2), pp. 311-323 (1942).



# کنترل لرزه‌ی پل بزرگراه محک با بهره‌گیری از سیستم کنترل نیمه‌فعال و کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم

سجاد ابریشمی (دانشجوی دکتری)

عباس کرم‌الدین\* (دانشیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

محمدرضا اکبرزاده توتونچی (استاد)

گروه مهندسی برق، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - شماره ۱/۴، ص. ۷۳-۸۳) (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، به منظور کنترل لرزه‌ی پل بزرگراه محک، از کنترل‌کننده‌ی انطباق‌پذیر فازی خودتنظیم (STFC) و میراگرهای نیمه‌فعال MR استفاده شده است. کنترل‌کننده‌ی STFC، با استفاده از یک ساختار دو قسمتی، مزایای سیستم‌های استنتاج فازی را با الگوریتم انطباق‌پذیر ترکیب می‌کند. ساختار خودتنظیم توانایی تنظیم برخط کنترل‌کننده را با توجه به مشخصات تحریکات لرزه‌ی و شرایط سازه‌ی به دست می‌دهد. به منظور افزایش کارآمدی، برخی پارامترهای کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی توسط الگوریتم ژنتیک تنظیم می‌شود. نهایتاً کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی تحت تحریک‌های تعیین شده برای پل محک قرار گرفته و معیارهای سنجش رفتار پل محاسبه شده است. بررسی رفتار سازه‌ی کنترل شده و مقادیر معیارهای سنجش از یک سو نشان می‌دهد که سیستم پیشنهادی، توانمندی بالایی در کاهش پاسخ‌های لرزه‌ی، به ویژه معیارهای مرتبط با خسارت، نظیر: جابه‌جایی میانه‌ی پل، تغییرشکل جداسازها و انرژی اتلافی در اعضاء سازه‌ی و از سوی دیگر، توان انطباق با شرایط مختلف لرزه‌ی را دارد.

واژگان کلیدی: کنترل لرزه‌ی، کنترل نیمه‌فعال، میراگر MR، کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم، کنترل‌کننده‌ی انطباق‌پذیر، پل بزرگراه محک، خسارت.

## ۱. مقدمه

امروزه حفاظت از سازه‌ها در برابر خطرهای طبیعی، نظیر باد و زلزله، یکی از دغدغه‌های اصلی مهندسان سازه محسوب می‌شود. به همین جهت، در سال‌های اخیر، مطالعات زیادی پیرامون کنترل ارتعاش‌های سازه‌ها در برابر باد و زلزله صورت گرفته است. بر این اساس، انواع مختلفی از میراگرها و سیستم‌های کنترل برای سازه‌ها معرفی و ارزیابی شده‌اند که شامل: سیستم‌های فعال، نیمه‌فعال، غیرفعال و ترکیبی هستند.<sup>[۱-۴]</sup> در این میان، عملکرد و رفتار دستگاه‌های کنترل فعال و نیمه‌فعال قابل تنظیم است. این مهم به وسیله‌ی یک کنترل‌کننده که فرمان مناسب را جهت تنظیم عملکرد رفتار دستگاه صادر می‌کند، صورت می‌گیرد. یکی از اصلی‌ترین پارامترهای مؤثر در کارآمدی سیستم‌های کنترل فعال و نیمه‌فعال، عملکرد مناسب الگوریتم‌های کنترل در تعیین دستور کنترل است. تاکنون انواع مختلفی از کنترل‌کننده‌ها در کنترل سازه‌ها استفاده شده‌اند که می‌توان آن‌ها را در دو دسته‌ی کلی الگوریتم‌های کلاسیک،

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۵/۸، اصلاحیه ۱۴۰۱/۶/۲۲، پذیرش ۱۴۰۱/۷/۲

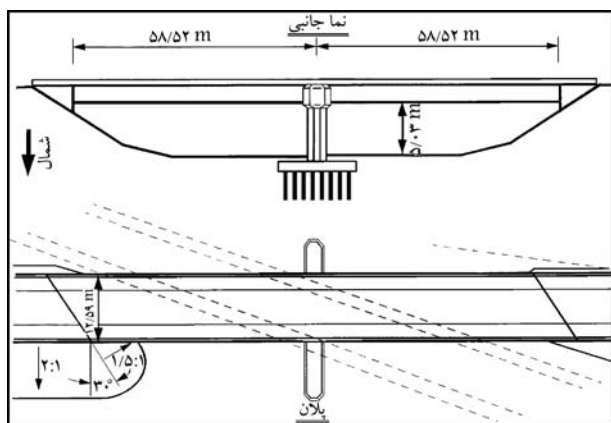
DOI:10.24200/J30.2022.60707.3117

sajjadabrishami@mail.um.ac.ir  
a-karam@um.ac.ir  
akbazar@um.ac.ir

نظیر LQR، LQG،  $H_2$  و  $H_\infty$  و الگوریتم‌های نوین یا مبتنی بر هوش، نظیر منطق فازی و شبکه‌های عصبی تقسیم‌بندی کرد.<sup>[۲]</sup>

در میان انواع سیستم‌های کنترل، سیستم‌های نیمه‌فعال به دلیل داشتن همزمان قابلیت اطمینانی مشابه سیستم‌های غیرفعال و قابلیت انطباق‌پذیری با شرایط مختلف مشابه با سیستم‌های فعال، بیشتر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته‌اند. باید افزود که سیستم‌های نیمه‌فعال می‌توانند کارایی مشابه و قابل رقابتی با سیستم‌های فعال داشته باشند، اگرچه در مقایسه با آن‌ها، دارای مزایایی نظیر کم هزینه‌تر بودن و نیاز به منبع توان کوچکتر هستند.<sup>[۲-۴]</sup>

به منظور سنجش کارایی سیستم‌های مختلف کنترل لرزه‌ی و انجام یک مقایسه‌ی قاعده‌دار و هدفمند میان راهکارهای مختلف، تاکنون انواع سازه‌های محک به‌عنوان یک بسته‌ی آموزشی در محیط نرم‌افزار متلب<sup>۱</sup> ایجاد شده‌اند.<sup>[۵-۹]</sup> که از جمله‌ی آن‌ها، پل بزرگراه جداسازی شده است.<sup>[۱۰-۱۱]</sup> از آنجا که پل‌ها نقش‌ی اساسی در شبکه‌ی حمل و نقل ایفا می‌کنند، اختلال در سرویس‌دهی آن‌ها می‌تواند منجر به بروز خسارت‌های گسترده‌ی مالی و جانی شود. لذا محافظت از پل‌ها در برابر زلزله، به



شکل ۱. پلان و برش پل بزرگراه محک.<sup>[۱۰]</sup>

کنترل نصب در پل است. به منظور بررسی سیستم‌های کنترل در سازه‌ی پل بزرگراه محک، ۶ شتاب‌نگاشت مختلف در دو راستای افقی متعامد در نظر گرفته شده است که مشخصات آن‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. ارزیابی کارایی سیستم‌های کنترل از طریق ۲۱ معیار سنجش تعریف شده برای پل بزرگراه محک صورت می‌پذیرد. در این میان، معیارهای اول تا ششم مربوط به بیشینه‌ی پاسخ‌ها، معیارهای هفتم و هشتم مربوط به رفتار غیرخطی سازه، معیارهای نهم تا چهاردهم مربوط به نرم پاسخ‌ها (انتگرال مربعات پارامتر پاسخ در طول زلزله) و سایر معیارها مربوط به ارزیابی امکانات موردنیاز برای سیستم کنترل است. باید افزود که مقدار معیارهای سنجش ۱ تا ۱۶، بیانگر نسبت پاسخ سازه‌ی کنترل شده به سازه‌ی کنترل نشده است. شرح بیشتر معیارهای سنجش پل بزرگراه محک در نوشتار آگروال و همکارانش (۲۰۰۹)<sup>[۱۰]</sup> ارائه شده است.

### ۳. سیستم کنترل نیمه‌فعال

به دلیل مزایای موجود برای کنترل نیمه‌فعال، از قبیل قابلیت اطمینان بالا، هزینه‌ی اندک، عدم نیاز به منبع انرژی بزرگ و توان انطباق با شرایط<sup>[۱۴]</sup> در پژوهش حاضر از سیستم نیمه‌فعال استفاده شده است. سیستم کنترل نیمه‌فعال متشکل از سه بخش است:

۱. دستگاه‌های کنترل قابل تنظیم که نیروی مقاوم کنترل را براساس رفتار سازه و فرمان کنترلی تولید می‌کنند.
۲. حسگرها که پاسخ‌های سازه را ثبت می‌کنند و در اختیار کنترل‌کننده قرار می‌دهند.
۳. کنترل‌کننده که وظیفه‌ی تعیین و صدور دستور کنترل (عموماً به شکل ولتاژ) را براساس اطلاعات حسگرها عهده‌دار است.

از جمله انواع دستگاه‌های کنترل نیمه‌فعال، میراگرهای MR هستند. میراگرهای MR علاوه بر مزایای ذکر شده برای سیستم‌های نیمه‌فعال، به دلیل داشتن توان واکنش بسیار سریع، قابلیت اطمینان بالا، توانمندی در کنترل سازه و هزینه‌ی نسبتاً پایین ساخت<sup>[۱۵]</sup> در پژوهش حاضر استفاده شده است.

به منظور کنترل لرزه‌ی پل بزرگراه محک، مشابه سیستم نیمه‌فعال نمونه‌ی فاز اول مطالعاتی پل<sup>[۱۱]</sup>، ۱۶ عدد میراگر MR با ظرفیت ۱۰۰۰ کیلو نیوتن در بیشینه‌ی ولتاژ ۱۰ ولت بین انتهای عرشه و کوله‌ها مدل شده است؛ به گونه‌ی که در محل هر یک از کوله‌ها، ۸ میراگر (نیمی در امتداد طولی و نیمی عمود بر امتداد طولی پل) در نظر گرفته شده است (شکل ۲).

جهت وجود قابلیت سرویس‌دهی پس از وقوع زمین‌لرزه، حائز اهمیت است.<sup>[۱۲]</sup> تخریب‌های شدید پل‌ها در اثر وقوع زمین‌لرزه‌هایی نظیر زلزله‌ی نورث‌ریج<sup>۲</sup> (۱۹۹۴)، کوبه<sup>۳</sup> (۱۹۹۵) و چی - چی<sup>۴</sup> (۱۹۹۹)، اهمیت این موضوع را بیش از پیش نشان داده است.<sup>[۱۳]</sup> بهره‌گیری از سیستم‌های کنترل لرزه‌ی در پل‌ها می‌تواند دستیابی به هدف اخیر را ممکن سازد. از دیگر مزایای استفاده از سیستم کنترل در پل‌ها می‌توان به کاهش جابه‌جایی‌ها و تغییرشکل‌های زیاد در جداسازهای لرزه‌ی که در زمان بروز زمین‌لرزه‌ها محتمل است، اشاره کرد.

با توجه به آنچه بیان شد، هدف از پژوهش حاضر، طرح یک سیستم کنترل لرزه‌ی به‌منظور کاهش هر چه بیشتر پاسخ‌های لرزه‌ی مرتبط با خسارت در سازه‌های پل، نظیر جابه‌جایی‌ها و تغییرشکل‌ها در پل و جداگرهای لرزه‌ی آن و نیز انرژی تلف شده در اعضاء سازه‌ی است. سنجش کارآمدی سیستم کنترل پیشنهادی پژوهش حاضر بر روی فاز نخست مطالعاتی سازه‌ی پل بزرگراه محک بررسی و ارزیابی شده است. برای این منظور و با توجه به مزایای ذکر شده برای سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال، در پژوهش حاضر از میراگرهای نیمه‌فعال MR استفاده شده است. برای ارائه‌ی دستور کنترل مناسب به میراگرها، یک الگوریتم انطباق‌پذیر فازی خودتنظیم طراحی و استفاده شده است. همچنین به منظور افزایش کارایی کنترل‌کننده‌ی استفاده شده، بخشی از پارامترهای اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی آن توسط الگوریتم ژنتیک تنظیم شده‌اند. لازم به ذکر است به دلیل تفاوت اثر زمین‌لرزه‌های مختلف در رفتار سازه‌ها، در کنترل‌کننده‌ی طراحی شده، علاوه بر شرایط رفتاری سازه، از مشخصات تحریک اعمالی نیز برای تعیین دستورکنترلی مناسب استفاده شده است. در ادامه، با معرفی پل بزرگراه محک و نیز کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم طراحی شده در پژوهش حاضر و مطالعه‌ی عددی آن بر سازه‌ی پل بزرگراه محک و بررسی پاسخ‌ها و معیارهای سنجش، کارایی سیستم کنترل پیشنهادی ارزیابی شده است.

### ۲. سازه‌ی معیار پل بزرگراه

مدل پل بزرگراه محک، توسط آگروال<sup>۵</sup> و همکارانش (۲۰۰۹)<sup>[۱۰]</sup> و بر مبنای تقاطع غیر هم‌سطح ۹۱/۵ واقع در شهرستان اورنج<sup>۶</sup> در کالیفرنیا<sup>۶</sup> جنوبی تعریف شده است. تقاطع مذکور، شامل یک پل جداسازی شده و پیوسته‌ی دو دهانه است که شاه‌تیری با مقطع قوطی‌شکل از جنس بتن پیش‌تینده دارد. این پل، متشکل از دو دهانه، هر یک به طول ۵۸/۵ متر، و دو کوله‌ی اریب با زاویه‌ی ۳۳ درجه است. عرشه متکی بر پایه‌ی با ستون‌ها و تیر عمیق سرستون پیش‌تینده با طول ۳۱/۴ متر است (شکل ۱).

در فاز نخست مطالعاتی پل بزرگراه محک، در مدل آن از ۸ جداگر لرزه‌ی لاستیکی - سربی در محل اتصال عرشه به کوله‌های انتهایی استفاده شده است. همچنین مجموعاً از ۱۶ دستگاه کنترل نیز که در محل بین عرشه و کوله‌های انتهایی و در دو راستای متعامد نصب هستند، استفاده شده است. مدل اجزاء محدود سه‌بعدی پل محک با ۴۳۰ درجه آزادی، نخست در نرم‌افزار آباکوس<sup>۷</sup> ایجاد شده و سپس ماتریس‌های سختی، جرم و میرایی سازه به محیط نرم‌افزار متلب انتقال یافته است. برای تحلیل لرزه‌ی سازه از آنالیز دینامیکی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری نیومارک استفاده و مدل سازه‌ی پل به همراه سیستم کنترل پیشنهادی در محیط سیمولینک<sup>۸</sup> تهیه و قابل اجرا شده است. لازم به ذکر است منشأ رفتارهای غیرخطی در مدل اشاره شده، مربوط به رفتار غیرخطی جداسازهای لرزه‌ی نصب در تکیه‌گاه‌ها، عملکرد غیرخطی مصالح در ستون‌های میانی پل، و رفتار غیرخطی دستگاه‌های

جدول ۱. مشخصات زمین‌لرزه‌های انتخابی پل بزرگراه محک.<sup>[۱۰]</sup>

زلزله	سال وقوع	بزرگی (Mw)	فاصله گسل (km)	بیشینه‌ی زمین			
				شتاب (g)	سرعت (cm/s)	شمالی - شرقی	جنوبی - غربی
نورث پالم اسپرینگز	۱۹۸۶	۶/۰	۷/۳	۰/۶۱۲	۰/۴۹۲	۳۳/۸	۷۳/۳
چی - چی	۱۹۹۹	۷/۶	۱۰/۳۹	۰/۴۱۷	۱/۱۵۷	۴۵/۶	۱۱۴/۷
امپریال ولی	۱۹۴۰	۷/۰	۸/۳	۰/۲۱۵	۰/۳۱۳	۳۰/۲	۲۹/۸
نورث ریج	۱۹۹۴	۶/۷	۷/۱	۰/۴۷۲	۰/۸۳۸	۷۳/۰	۱۶۶/۱
دوزچه - ترکیه	۱۹۹۹	۷/۱	۱۷/۶	۰/۸۲۲	۰/۷۲۸	۶۲/۱	۵۶/۴
کوبه	۱۹۹۵	۶/۹	۱۱/۱	۰/۵۰۳	۰/۵۰۹	۳۶/۶	۳۷/۳

جدول ۲. پارامترهای مدل بوک - ون میراگر MR با بیشینه‌ی ظرفیت ۱۰۰۰ KN و بیشینه‌ی ولتاژ ۱۰۷.<sup>[۱۱]</sup>

$a_a = 170872 \times 10^5 N/cm$	$A = 1/2$
$a_b = 4/9616 \times 10^5 N/(cm.v)$	$\eta = 50 s^{-1}$
$c_{.a} = 4/40 N.s/cm$	$\gamma = 3 cm^{-1}$
$c_{.b} = 44 N.s/(cm.v)$	$\beta = 3 cm^{-1}$
	$n = 1$

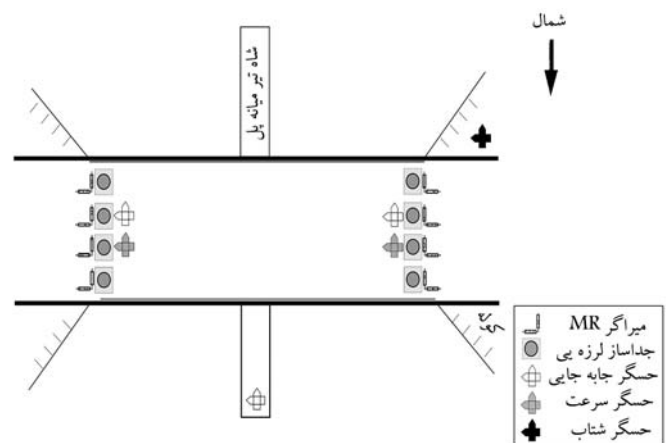
$$\dot{u}_c = -\eta(u_c - u_a) \quad (5)$$

که در آن‌ها،  $\dot{x}$  و  $\dot{u}_c$  به ترتیب سرعت و میرایی ویسکوز میراگر، متغیرهای  $\gamma, \beta, n$  و  $A$  نیز پارامترهای تنظیم‌کننده‌ی شکل حلقه‌های هیستریسیس میراگر،  $u_a$  و  $u_c$  به ترتیب ولتاژ ورودی و خروجی از فیلتر مرتبه‌ی اول،  $\eta$  ثابت زمان در فیلتر مرتبه‌ی اول و متغیرهای  $\alpha_a, \alpha_b, c_{.a}, c_{.b}$  نیز پارامترهایی برای در نظر گرفتن وابستگی نیروی میراگر به ولتاژ اعمالی هستند.<sup>[۱۱]</sup> به جهت تطابق با رفتار واقعی میراگر MR و برآورده ساختن ظرفیت اشاره شده، پارامترهای مدل بوک - ون با مقیاس‌سازی نتایج آزمایش‌های صورت گرفته در دانشگاه واشنگتن،<sup>[۱۶]</sup> محاسبه و در جدول ۲ درج شده است.<sup>[۱۱]</sup>

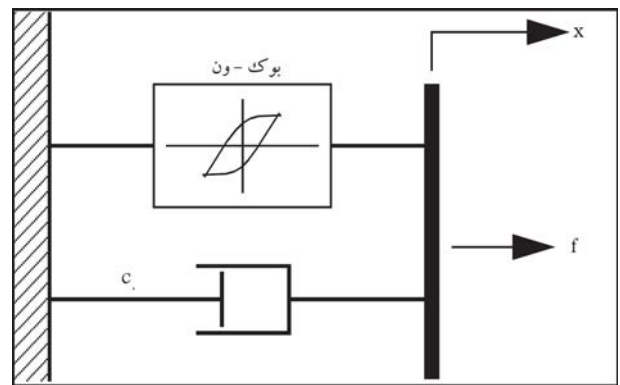
#### ۴. حسگرها

در سیستم کنترل طراحی شده برای پژوهش حاضر، از ۱۲ عدد حسگر، شامل چهار دسته استفاده شده است (مطابق شکل ۲):

۱. چهار عدد جابه‌جایی‌سنج در دو راستای متعامد طولی و عرضی (۲ عدد برای هر یک از دو انتهای عرشه) به منظور اندازه‌گیری تغییرمکان نسبی در محل قرارگیری جداسازهای لرزه‌ی و میراگرهای MR.
۲. چهار عدد سرعت‌سنج در دو راستای متعامد (۲ عدد در هر یک از دو انتهای عرشه) به منظور اندازه‌گیری سرعت انتهای عرشه که محل قرارگیری جداسازهای لرزه‌ی و میراگرهای MR است.
۳. دو عدد جابه‌جایی‌سنج روی شاه‌تیر میانی در دو راستای متعامد طولی و عرضی پل، به منظور اندازه‌گیری تغییرمکان نسبی و ارائه‌ی اطلاعات از وضعیت رفتاری میانه‌ی پل.



شکل ۲. محل قرار گرفتن دستگاه‌های کنترل و حسگرها در مدل پل بزرگراه محک.



شکل ۳. مدل رفتاری میراگر MR.<sup>[۱۶]</sup>

برای مدل‌سازی رفتار میراگرهای MR از مدل بوک - ون مطابق شکل ۳ استفاده شده است. در این حالت، معادلات حاکم بر رفتار میراگر به صورت روابط ۱ الی ۵ خواهد بود:<sup>[۱۱]</sup>

$$f = c \cdot \dot{x} + \alpha z \quad (1)$$

$$\dot{z} = -\gamma |\dot{x}| |z|^{(n-1)} - \beta \dot{x} |z|^n + A \dot{x} \quad (2)$$

$$\alpha = \alpha_a + \alpha_b u_c \quad (3)$$

$$c = c_{.a} + c_{.b} u_c \quad (4)$$

۴. دو عدد شتاب‌سنج در محل پی کوله‌ی غربی در دو راستای طولی و عرضی بل، برای اندازه‌گیری شتاب لحظه‌ی زمین در حین زلزله و ارائه‌ی اطلاعات از تحریک زمین لرزه. گفتنی است با انتقال‌گیری از شتاب ثبت شده توسط دو شتاب‌سنج اخیر، می‌توان سرعت زمین را تعیین کرد.

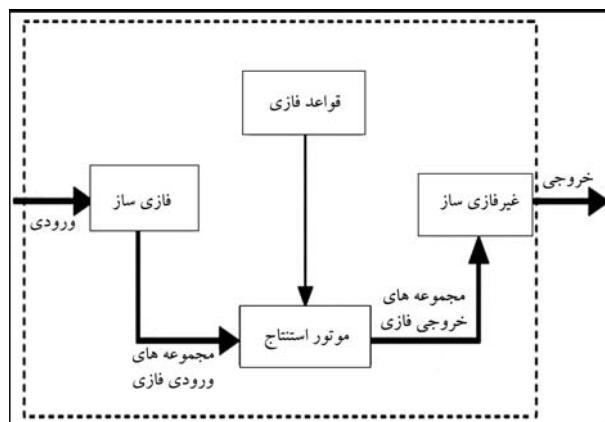
لازم به ذکر است که جانمایی و تعداد حسگرها به گونه‌ی انتخاب شده‌اند که با تعداد کمیته‌ی حسگر، دست‌یابی به رفتار سازه صورت گیرد و اطلاعات کاربردی را برای اخذ تصمیم مناسب در اختیار کنترل‌کننده قرار دهد. باید افزود که ظرفیت خروجی حسگرها و دامنه‌ی میدل A/D برابر با  $\pm 10$  ولت بوده و هر یک از پاسخ‌های اندازه‌گیری شده، اغتشاشی از نوع پالس مستطیلی گوسی با مقدار مؤثر (جذر میانگین مربعات)  $3/0$  ولت داشته‌اند (معادل  $3/0$  / دامنه‌ی میدل A/D).

## ۵. کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم

در طراحی الگوریتم کنترل برای سیستم پیشنهادی، هدف ارائه‌ی کنترل‌کننده‌ی بی‌است که بتواند از یک سو، پاسخ‌های لرزه‌ی سازه را به منظور کمیته‌سازی خسارت کاهش دهد و از سوی دیگر، در شرایط مختلف لرزه‌ی قابلیت و کارایی خود را حفظ کند. برای این منظور از کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم استفاده می‌شود. کنترل‌کننده‌ی ذکر شده، می‌تواند با بهره‌گیری همزمان از مزایای سیستم‌های استنتاج فازی و الگوریتم‌های انطباق‌پذیر خودتنظیم (که در ادامه بیان شده است)، اهداف سیستم کنترل را برآورده سازد. در ادامه‌ی بخش حاضر، نخست به مبانی سیستم‌های استنتاج فازی و کنترل‌کننده‌های انطباق‌پذیر خودتنظیم و قابلیت‌های آن‌ها پرداخته و سپس ارکان کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی شرح داده شده است.

### ۱.۱. مبانی سیستم‌های استنتاج فازی

از جمله شیوه‌های نوین در علم کنترل، استفاده از سیستم‌های استنتاج فازی است. تئوری مجموعه‌های فازی نخستین بار توسط زاده (۱۹۶۵)،<sup>[۱۷]</sup> مطرح شده و تکامل آن، شکل‌گیری منطق فازی و سیستم‌های استنتاج فازی را به دنبال داشته است. یک سیستم استنتاج فازی از چهار جزء: فازی‌ساز، پایگاه قواعد، موتور استنتاج و غیرفازی‌ساز تشکیل شده است (شکل ۴)؛<sup>[۱۸]</sup> که در آن، نخست درجه شمول ورودی‌های مختلف در مجموعه‌های فازی تعریف شده از طریق توابع عضویت مشخص می‌شود. در گام بعد، با بهره‌گیری از قواعد «اگر - آنگاه»<sup>۹</sup> فازی تعیین شده



شکل ۴. سیستم استنتاج فازی.<sup>[۱۸]</sup>

برای سیستم، استفاده از عملگرها و نیز ترکیب قواعد، خروجی موتور استنتاج تعیین می‌شود. در نهایت، با استفاده از فرایند غیرفازی‌سازی، خروجی به عدد غیرفازی تبدیل می‌شود.

از معروف‌ترین مدل‌های استنتاج فازی می‌توان به مدل ممدانی و سوگنو اشاره کرد. در مدل ممدانی، بخش نتیجه‌ی قواعد از مجموعه‌های فازی با توابع عضویت مشخص تشکیل می‌شود؛ اما در مدل سوگنو، برخلاف مدل ممدانی، بخش نتیجه‌ی قواعد را توابع چندجمله‌ی درجه‌ی اول و یا مقادیر ثابت (درجه صفر) تشکیل می‌دهند.<sup>[۱۹]</sup> این امر موجب افزایش سهولت و سرعت محاسبات در مدل سوگنو شده است که در کنترل‌کننده‌های لرزه‌ی می‌تواند حائز اهمیت باشد.

الگوریتم‌های کنترل فازی، مزایایی نظیر: سادگی در مدل‌سازی و طراحی، قابلیت در نظر گرفتن رفتارهای غیرخطی و عدم قطعیت‌ها، کارآمدی بالا در صورت تنظیم مناسب دارند. تاکنون پژوهش‌های متعددی به بررسی عملکرد کنترل‌کننده‌های فازی در زمینه‌ی کنترل لرزه‌ی سازه‌ها پرداخته‌اند که بیانگر عملکرد مطلوب این دسته از کنترل‌کننده‌ها در کاهش پاسخ‌های لرزه‌ی می‌باشد. به ویژه در مقایسه با الگوریتم‌های کلاسیک، نظیر LQG و الگوریتم بهینه‌ی مختصر شده<sup>۱۰</sup> بوده‌اند.<sup>[۲۰-۲۶]</sup> باید افزود از جمله مهم‌ترین مشکلات در برپا کردن سیستم استنتاج فازی، تعیین پارامترهای مناسب برای توابع ورودی و خروجی و نیز تعیین پایگاه قواعد فازی به گونه‌ی بی‌اشکاف است که اهداف کنترل هر چه بهتر برآورده شود. پژوهش‌های متعددی ضمن تأکید بر این مشکل، استفاده از الگوریتم ژنتیک به جهت بهینه‌سازی کنترل‌کننده‌ی فازی از طریق تعیین مقادیر بهینه برای توابع عضویت و یا قواعد فازی را در بهبود عملکرد و افزایش کارایی کنترل‌کننده‌ی فازی مؤثر دانسته‌اند.<sup>[۲۶-۲۹]</sup>

### ۲.۵. مبانی کنترل‌کننده‌های انطباق‌پذیر خودتنظیم

یکی از چالش‌های مهم در بحث طراحی الگوریتم‌های کنترل برای سازه‌های تحت زلزله، وجود عدم قطعیت‌های مختلف، نظیر: تغییر در مشخصات سازه (مانند سختی) در طول رخداد زلزله و ساختار غیرقابل پیش‌بینی تحریک لرزه‌ی می‌باشد که کارآمدی بسیاری از الگوریتم‌های کنترل به ویژه کنترل‌کننده‌های خطی را با مشکل مواجه می‌سازد.<sup>[۳۰]</sup> یکی از انواع الگوریتم‌های کنترل، که به منظور ارائه‌ی عملکرد مناسب در برابر عدم قطعیت‌ها و تغییرات مشخصات سازه پیشنهاد می‌شوند، کنترل‌کننده‌های انطباق‌پذیر<sup>۱۱</sup> هستند. در علم کنترل، عبارت انطباق‌پذیر به آن دسته از الگوریتم‌های کنترلی اطلاق می‌شود که دارای پارامترها و یا ساختاری با قابلیت تغییر و تنظیم در طول زمان استفاده و از طریق مکانیزم‌های خودکار باشد.<sup>[۳۰-۳۱]</sup> در این دسته از الگوریتم‌ها، پس از تشکیل ساختار کنترل‌کننده، قاعده‌ی تطبیق به گونه‌ی تعریف می‌شود که پایداری و همگرایی به پاسخ مطلوب را تضمین کند. تاکنون پژوهش‌های متعددی بر قابلیت‌ها و توانمندی‌های انواع الگوریتم‌های انطباق‌پذیر در کنترل سازه‌ها دلالت کرده‌اند.<sup>[۳۲-۳۸]</sup>

ارائه‌ی قاعده‌ی تطبیق مناسب، چالشی است که موجب پیچیده شدن طراحی کنترل‌کننده‌های انطباق‌پذیر می‌شود. از همین رو، دسته‌ی دیگر از کنترل‌کننده‌های انطباق‌پذیر، با نام خودتنظیم<sup>۱۲</sup> پیشنهاد شده‌اند که در آن‌ها از یک کنترل‌کننده‌ی فرعی به منظور تخمین و تنظیم پارامترهای کنترل‌کننده‌ی اصلی استفاده می‌شود. با رویه‌ی اخیر، ضمن حفظ انطباق‌پذیری، از پیچیدگی‌های ساختاری الگوریتم نیز کاسته می‌شود. در مبحث کنترل لرزه‌ی می‌تواند ضمن کاستن از دشواری‌های ارائه‌ی قاعده‌ی تطبیق، با کاهش حجم و زمان محاسبات، مانع بروز آثار منفی تأخیر زمانی شود.

کنترل‌کننده‌های فازی خودتنظیم، از جمله انواع کنترل‌کننده‌های انطباقی پذیر هستند، که از یک کنترل‌کننده اصلی<sup>۱۳</sup> فازی به همراه یک کنترل‌کننده فرعی<sup>۱۴</sup> که می‌تواند فازی، عصبی، یا از انواع دیگر باشد، تشکیل شده‌اند. در کنترل‌کننده‌های فازی خودتنظیم رایج، کنترل‌کننده فرعی از طریق تنظیم ضرایب مقیاس برای متغیرهای ورودی یا خروجی کنترل‌کننده اصلی (و یا هر دو)، قابلیت انطباقی پذیر بودن را مهیا می‌سازد.<sup>[۳۹]</sup> مطالعات انجام شده در حوزه کنترل سازه روی کنترل‌کننده‌های فازی خودتنظیم حاکی از توانمندی آن‌ها در کاهش پاسخ‌های لرزه‌یی سازه‌ها و نیز مقاوم بودن در برابر عدم قطعیت در مشخصات سازه‌یی و در شرایط مختلف لرزه‌یی است.<sup>[۲۵-۲۳]</sup>

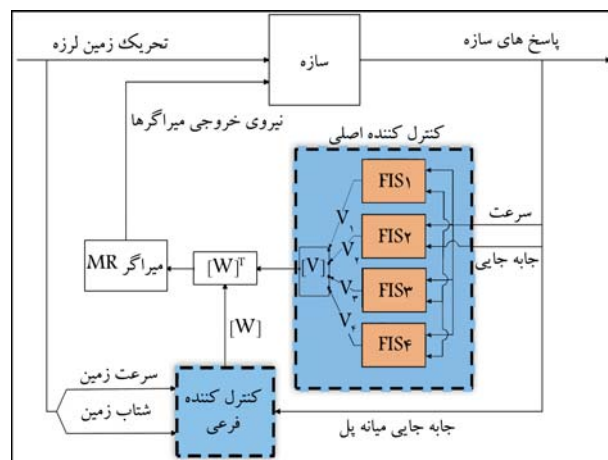
### ۳.۵. طراحی کنترل‌کننده فازی خودتنظیم پیشنهادی

با توجه به مزایای ذکر شده برای سیستم‌های فازی و نیز الگوریتم‌های انطباقی پذیر خودتنظیم، در پژوهش حاضر به عنوان الگوریتم کنترل سیستم پیشنهادی از کنترل‌کننده فازی خودتنظیم (STFC) استفاده شده است. اگرچه در برخی پژوهش‌های صورت گرفته در زمینه کنترل لرزه‌یی سازه‌ها با استفاده از کنترل‌کننده فازی خودتنظیم، تلاش شده است که تنظیم ضرایب مقیاس متغیرهای ورودی و خروجی کنترل‌کننده اصلی با استفاده از مشخصات تحریک اعمالی به سازه انجام پذیرد؛<sup>[۲۵،۲۳]</sup> اما راهکاری قاعده‌مند که تضمین‌کننده عملکرد مکانیزم تطبیق (با استفاده از تنظیم ضرایب مقیاس) در جهت افزایش کارآمدی کنترل‌کننده باشد، ارائه نشده است. به جهت رفع نقطه ضعف ذکر شده، در طراحی کنترل‌کننده فازی خودتنظیم پیشنهادی در پژوهش حاضر که ساختار کلی آن به صورت دیاگرام بلوکی در شکل ۵ مشاهده می‌شود، دو ویژگی مضاعف در نظر گرفته شده است:

۱. در بخش کنترل‌کننده اصلی، از ۴ سیستم استنتاج فازی مجزا استفاده شده است که هر یک برای شرایط لرزه‌یی و سازه‌یی متفاوتی توسط الگوریتم ژنتیک بهینه شده‌اند.

۲. در کنترل‌کننده فرعی فازی، برای انجام فرایند تنظیم ضرایب مقیاس، علاوه بر استفاده از پارامترهای مرتبط با تحریک لرزه‌یی (که در کنترل‌کننده‌های فازی خودتنظیم لرزه‌یی پژوهش‌های پیشین معمول بوده است)، شرایط رفتاری سازه نیز در تصمیم‌گیری دخیل می‌شود.

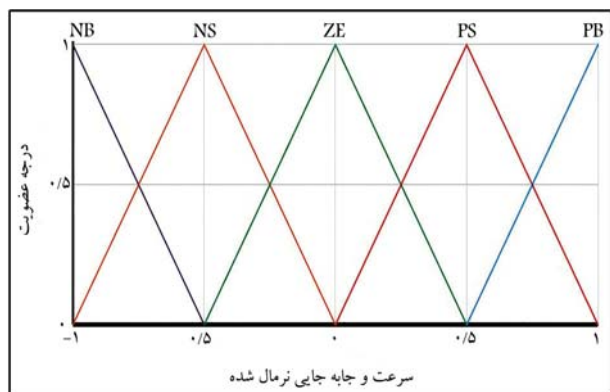
به کمک پارامترهای استفاده شده در کنترل‌کننده فرعی تعیین می‌شود که شرایط سازه و تحریک اعمالی به آن در هر لحظه، مشابه کدامیک از حالت‌های بهینه‌سازی



شکل ۵. نمودار بلوکی کنترل‌کننده فازی خودتنظیم پیشنهادی.

۱. کنترل‌کننده اصلی: این کنترل‌کننده، از ۴ سیستم استنتاج فازی سوگو با نام‌های FIS۱ تا FIS۴ تشکیل شده است که ورودی سیستم‌های فازی سوگو، سرعت و جابه‌جایی نرمال شده در بازه‌ی [۱ -۱] است (که از تقسیم خروجی حسگرها بر بیشینه مقدار ولتاژ دامنه‌ی خروجی حسگر، یعنی ۱۰ ولت، به دست می‌آید) که از حسگرهای نصب شده در محل بین عرشه و کوله‌ی پل به دست می‌آید. در شکل ۶، توابع عضویت مرتبط با فضای ورودی FISها مشاهده می‌شود که براساس توزیع یکنواخت بین ۵ تابع عضویت مثلثی انتخاب شده‌اند. با توجه به استفاده از مدل سوگو، خروجی هر یک از FISها به صورت یک عدد ثابت در بازه‌ی [۱ ۰] است که به عنوان ولتاژ نرمال شده استفاده می‌شود و از ضرب آن در بیشینه ولتاژ قابل اعمال (۱۰ ولت)، ولتاژ کنترلی میراگر MR به دست می‌آید.

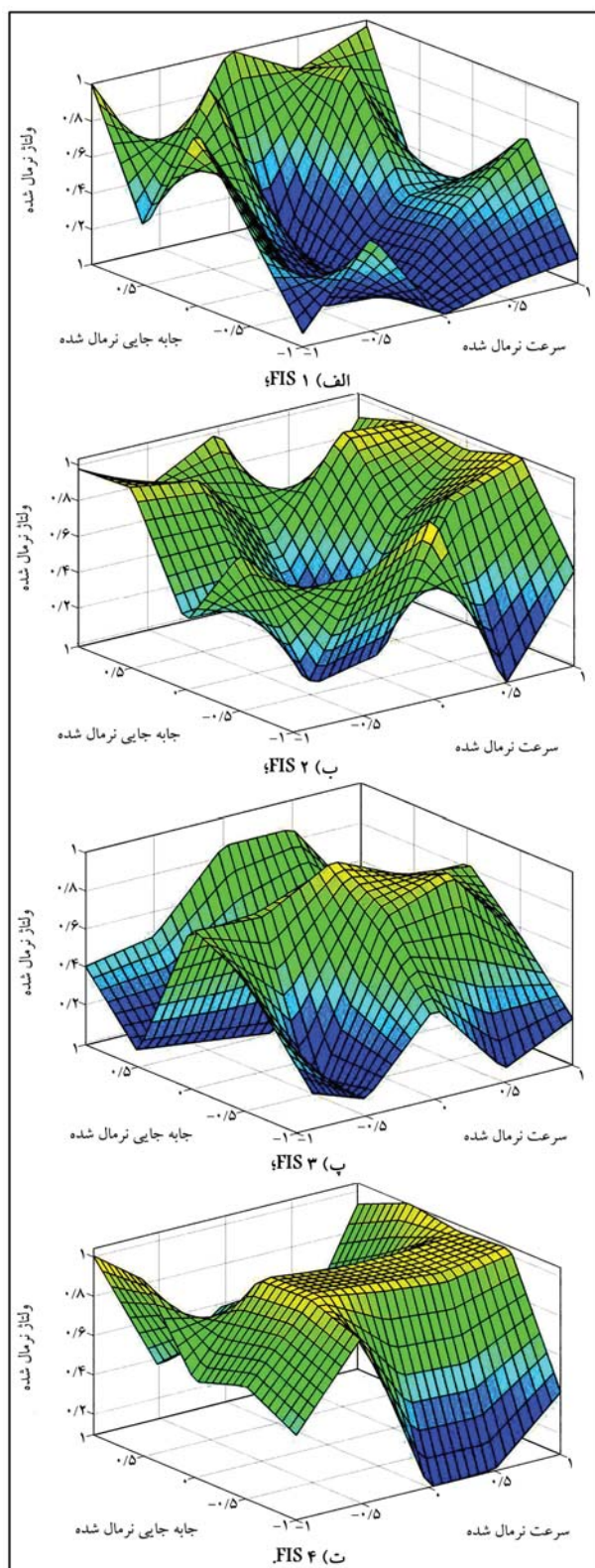
پایگاه قواعد سیستم‌های استنتاج مذکور در جدول ۳ ارائه شده است؛ که مطابق آن، مقادیر r۱ تا r۲۵ پارامترهای ثابت بخش خروجی هستند که با استفاده از الگوریتم ژنتیک تنظیم می‌شوند. به منظور افزایش کارآمدی در شرایط مختلف لرزه‌یی، هر یک از FISها برای شرایط خاصی از زمین‌لرزه بهینه شده‌اند. بر این اساس، FIS۱ تا FIS۴ به ترتیب برای زلزله‌های نورث‌پالم اسپرینگز با



شکل ۶. توابع عضویت فازی ورودی در سیستم‌های استنتاج فازی FIS۱ تا FIS۴.

جدول ۳. پایگاه قواعد سیستم‌های استنتاج فازی FIS.

جابه‌جایی نرمال شده					
PB	PS	ZE	NS	NB	
r۵	r۴	r۳	r۲	r۱	N
r۱۰	r۹	r۸	r۷	r۶	NS
r۱۵	r۱۴	r۱۳	r۱۲	r۱۱	Z
r۲۰	r۱۹	r۱۸	r۱۷	r۱۶	PS
r۲۵	r۲۴	r۲۳	r۲۲	r۲۱	PB



شکل ۷. خروجی سیستم استنتاج فازی.

به منظور متمایز کردن نوع تحریک لرزه‌ای و اخذ تصمیم صحیح در کنترل‌کننده‌ی فرعی، با استفاده از دو شتاب‌سنج، شتاب زمین در دو جهت عمود بر هم اندازه‌گیری می‌شود و با انتگرال‌گیری، سرعت زمین در این دو جهت نیز به دست

ضریب شدت  $0/5$ ، نورث پالم اسپرینگز با ضریب شدت  $1/5$ ، نورث‌ریچ با ضریب شدت  $0/5$  و نورث‌ریچ با ضریب شدت  $1/5$  بهیمن شده‌اند. همچنین با توجه به اینکه هدف در استفاده از کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی، کاهش پاسخ‌های مرتبط با خسارت است، تابع هدف در استفاده از الگوریتم ژنتیک، باید از معیارهای سنجش مرتبط با خسارت در سازه‌ی پل بزرگراه محک تشکیل شود. یکی از پاسخ‌های سازه‌ی پل، که با خسارت حین زلزله مرتبط است، جابه‌جایی‌های رخ داده در میانه‌ی پل است. بر این اساس از دو معیار بیشینه‌ی جابه‌جایی میانه‌ی پل ( $J_2$ ) و نرم جابه‌جایی میانه‌ی پل ( $J_{11}$ ) در تابع هدف استفاده شده است. همچنین انحنای ناشی از لنگر خمشی رخ داده در ستون‌های میانی پل نیز از جمله پاسخ‌های سازه‌ی پل مرتبط با خسارت است که با استفاده از وارد کردن دو معیار بیشینه‌ی شکل‌پذیری رخ داده ( $J_6$ ) و نرم شکل‌پذیری ( $J_{12}$ ) در تابع هدف لحاظ شده است. بیشینه‌ی شتاب میانه‌ی پل (معیار  $J_4$ ) نیز به جهت احتمال تأثیر در خسارت ادوات غیرسازه‌ی پل در تابع هدف استفاده می‌شود. با توجه به آنچه بیان شد، تابع هدف طبق رابطه‌ی ۶ تعیین شده است:

$$CF = \sqrt{0/25(J_1^2 + J_2^2 + J_6^2) + 0/125(J_{11}^2 + J_{12}^2)} \quad (6)$$

که در آن،  $CF$  مقدار تابع هدف و  $J_1, J_2, J_4, J_6, J_{11}$  و  $J_{12}$  معیارهای سنجش سازه‌ی پل هستند که پیش‌تر معرفی شده‌اند. لازم به ذکر است به دلیل تأثیرگذاری بیشتر بیشینه‌ی پاسخ‌ها در خسارت وارد به سازه‌ی پل در مقایسه با نرم پاسخ‌ها، ضریب وزن معیارهای مرتبط با بیشینه‌ی پاسخ‌ها در تعریف تابع هدف، دو برابر معیارهای نرم در نظر گرفته شده است.

در شکل ۷، نمودار خروجی سیستم‌های استنتاج فازی FIS ۱ تا FIS ۴ پس از بهیمن‌سازی با الگوریتم ژنتیک مشاهده می‌شود. بر این اساس، برای هر ورودی کنترل‌کننده‌ی اصلی با استفاده از ۴ سیستم استنتاج فازی مختلف، تعداد ۴ دستور کنترل (ولتاژ) در قالب بردار  $[v^T] = [v_1, v_2, v_3, v_4]$  ارائه شده است.

۲. کنترل‌کننده‌ی فرعی: همان‌گونه که پیش‌تر نیز بیان شد، به منظور دستیابی به ساختاری انطباق‌پذیر و تعیین فرمان کنترل مناسب از میان خروجی FIS‌ها، از کنترل‌کننده‌ی فرعی استفاده می‌شود. در واقع در کنترل‌کننده‌ی فرعی، هدف تشخیص شباهت وضع سازه تحت تحریک به وضعیت‌های بهیمن‌سازی صورت گرفته برای FIS‌های موجود در کنترل‌کننده‌ی اصلی و بر مبنای آن وزن‌دهی به ولتاژهای خروجی هر یک از FIS‌ها به منظور تعیین پاسخ مطلوب است. تأثیرگذاری و ویژگی‌های زمین‌لرزه در عملکرد کنترل‌کننده‌ها به حدی است که در برخی مواقع مشاهده می‌شود که پاسخ‌هایی نظیر شتاب یا جابه‌جایی در زمین‌لرزه‌های میدان نزدیک و پالس‌گونه در سازه‌ی کنترل شده نسبت به کنترل نشده افزایش یافته است. [۲۸، ۲۳، ۲۴، ۲۵] به همین جهت مشخصات زلزله به عنوان پارامتر تمایزدهنده و اثرگذار در کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی در نظر گرفته می‌شود. از جمله مواردی که رفتار لرزه‌ی سازه‌ها و به دنبال آن کارایی سیستم کنترل را تحت تأثیر قرار می‌دهد، ماهیت میدان‌دور یا میدان‌نزدیک زمین‌لرزه است. [۲۶] به عنوان وجه تمایز زلزله‌های میدان‌دور و میدان‌نزدیک، سرعت زمین انتخاب می‌شود. [۲۶] وجود پالس‌های بزرگ شتاب و سرعت در تحریک لرزه‌ی نیز اثر قابل توجهی در رفتار سازه و عملکرد سیستم کنترل خواهد داشت. به عنوان وجه تمایز برای مشخص کردن پالس‌های ذکر شده و کلاً زلزله‌های پالس‌گونه می‌توان از نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین (PGV/PGA) استفاده کرد. [۲۵]



به عنوان «اندک» و مشابه تحریکات میدان دور فرض شده است. برای بیشینه‌ی جابه‌جایی میانه‌ی پل (mD) نیز مقادیر بیش از  $4m/0$  به عنوان «زیاد» و نشان‌دهنده‌ی شرایط آستانه‌ی خسارت سازه و مقادیر کمتر از  $2m/0$  ثانیه به عنوان «اندک» و بیانگر شرایط عادی سازه در نظر گرفته شده است.

لازم به ذکر است، از آنجا که در کنترل‌کننده‌ی فرعی تشخیص شباهت وضع سازه تحت تحریک به وضعیت‌های بهینه‌سازی FIS انجام می‌گیرد، بنابراین تعیین کران‌های توابع عضویت متغیرهای PV و PV/PA با توجه به وضعیت شتاب نگاشت زلزله‌های استفاده شده در بهینه‌سازی صورت گرفته است. همچنین کران‌های توابع عضویت دو پارامتر PV و PV/PA به گونه‌ی انتخاب شده است که بتوان با استفاده از آن‌ها تقسیم‌بندی زمین‌لرزه‌های میدان دور، میدان نزدیک، و پالس‌گونه‌ی بررسی شده در پژوهش کالکان و کونا<sup>[۲۵]</sup> (۲۰۰۶) را مشابه پژوهش مذکور انجام داد. همچنین تعیین کران متغیر mD نیز با توجه به شرایط سازه‌ی پل بوده است، که در آستانه‌ی بروز خسارت و رفتار غیرخطی قرار می‌گیرد. بنابراین، کران‌های پارامترهای مذکور براساس انتخاب نویسندگان پژوهش حاضر بر مبنای ارائه‌ی عملکرد مناسب فقط در پژوهش فعلی صورت گرفته است و تعیین آن در سایر سازه‌ها و پژوهش‌های مرتبط نیازمند بررسی و مطالعه جامع‌تر خواهد بود.

در جدول ۴، پایگاه قواعد کنترل‌کننده‌ی فازی ارائه شده است. تنظیم پایگاه قواعد نیز به گونه‌ی صورت گرفته است که چنانچه شرایط لرزه‌ی و سازه‌ی مشابه شرایط بهینه‌سازی هر یک از چهار FIS بود، ضریب وزن خروجی مربوط به آن FIS برابر با ۱ باشد و ضریب وزن خروجی سایر FIS‌ها صفر شود. از عملکرد ترکیبی کنترل‌کننده‌های اصلی و فرعی، ساختار خودتنظیم به گونه‌ی به دست خواهد آمد که با تنظیم برخی خروجی کنترل‌کننده‌ی اصلی، بتواند در شرایط مختلف لرزه‌ی و رفتاری سازه، دستور مناسب کنترلی را ارائه دهد.

## ۶. مطالعه‌ی عددی کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم

### (STFC) در پل بزرگراه محک

به منظور بررسی عملکرد سیستم کنترل پیشنهادی با کنترل‌کننده‌ی STFC، مدل‌سازی عددی سیستم کنترل نیمه‌فعال با میراگر MR و کنترل‌کننده‌ی STFC بر روی برنامه‌ی تهیه شده برای سازه‌ی پل بزرگراه محک در محیط نرم‌افزارهای متلب و سیمولینک انجام شده است، سازه‌ی پل تحت شتاب‌نگاشت‌های ذکر شده در جدول ۱ قرار

جدول ۴. پایگاه قواعد کنترل‌کننده‌ی فازی فرعی.

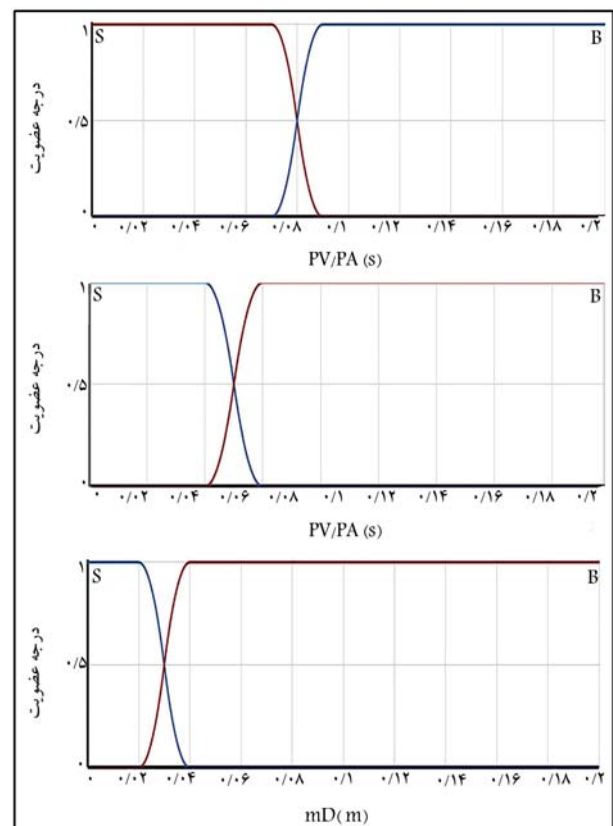
قاعده	بخش خروجی (نتیجه)				بخش ورودی (فرض)		
	$w_4$	$w_2$	$w_2$	$w_1$	mD	PV	PV/PA
۱	۰	۰	۰	۱	S	S	S
۲	۰	۰	۱	۰	B	S	S
۳	۰	۱	۰	۰	S	B	S
۴	۰	۱	۰	۰	B	B	S
۵	۰	۱	۰	۰	S	S	B
۶	۱	۰	۰	۰	B	S	B
۷	۱	۰	۰	۰	S	B	B
۸	۱	۰	۰	۰	B	B	B

می‌آید. سپس با استفاده از جذر مجموع مربعات دو راستای متعامد، برآیند شتاب و سرعت زمین محاسبه و برای ۳ ثانیه‌ی اخیر ذخیره می‌شود و بیشینه‌ی سرعت ثبت شده‌ی زمین (PV) و نیز نسبت بیشینه‌ی سرعت به بیشینه‌ی شتاب زمین (PV/PA) در این مدت به عنوان پارامتر تفکیک‌کننده‌ی تحریک لرزه‌ی تعیین می‌شود. همچنین از جابه‌جایی میانه‌ی پل (mD)، به عنوان معیاری که نشان‌دهنده‌ی شرایط پاسخ‌های سازه‌ی است در کنترل‌کننده‌ی فرعی استفاده می‌شود. در نهایت از یک سیستم استنتاج فازی سوگنو با ۳ ورودی (PV/PA، PV و mD) و ۴ خروجی که شامل ضرایب وزن هر یک از FIS‌ها است (با مقداری بین ۰ و ۱) استفاده می‌شود. بنابراین خروجی کنترل‌کننده‌ی فرعی  $[w]^T = [w_1, w_2, w_3, w_4]$  (برداری از ضرایب مقیاس) خواهد بود که برای تنظیم دستور مطلوب از کنترل‌کننده‌ی اصلی در رابطه‌ی ۷ استفاده می‌شود:

$$V = [w]^T [v] \quad (7)$$

که در آن،  $V$  ولتاژ نهایی خروجی کنترل‌کننده‌ی STFC،  $[v]$  بردار خروجی کنترل‌کننده‌ی اصلی و  $[w]$  بردار خروجی کنترل‌کننده‌ی فرعی هستند. برای هر یک از ورودی‌های کنترل‌کننده‌ی فرعی، دو تابع عضویت Z شکل و S شکل در نظر گرفته شده است که در شکل ۸ مشاهده می‌شود.

در تعریف توابع عضویت ورودی، برای PV/PA، مقادیر بزرگتر از  $90/0$  ثانیه به عنوان «زیاد» و مشابه زلزله‌های پالس‌گونه و مقادیر کمتر از  $70/0$  ثانیه به عنوان «اندک» و مشابه تحریکات زمین‌لرزه‌ی غیرپالسی در نظر گرفته شده است. همچنین برای سرعت زمین حین زلزله (PV)، مقادیر بیش از  $60m/s/0$  به عنوان «زیاد» و مشابه زلزله‌های میدان نزدیک و مقادیر کمتر از  $40m/s/0$  ثانیه



شکل ۸. توابع عضویت ورودی کنترل‌کننده‌ی فازی فرعی.

کنترل پیشنهادی در کاهش پالس‌های جابه‌جایی میانه‌ی پل است، که حاکی از قابلیت کنترل‌کننده‌ی STFC در کاهش جابه‌جایی‌های سازی پل و خسارت‌های ناشی از آن است. همچنین در جدول ۵، معیارهای سنجش محاسبه شده برای سیستم کنترل پیشنهادی پژوهش حاضر در کلیه‌ی زمین‌لرزه‌های بررسی شده و میانگین هر معیار ارائه شده است. مقادیر معیارهای سنجش مربوط به سیستم کنترل دیگری با میراگرهای مشابه و کنترل‌کننده‌ی فازی متشکل از FIS۲ معرفی شده در بخش قبل (بهینه شده برای زمین‌لرزه‌ی نورث پالم اسپرینگز با ضریب شدت ۱/۵) نیز در جدول ۵ با عنوان GFLC درج شده است. علاوه بر این، معیارهای سنجش به دست آمده از سیستم کنترل پژوهش نینگ ۱۶ و همکاران (۲۰۰۹) با میراگرهای نیمه‌فعال MR و کنترل‌کننده‌ی فازی انطباق‌پذیر ترکیب شده با مود لغزش (AFSMC) ۱۷ نیز در جدول ۵ ارائه شده است. از بررسی مقادیر معیارهای سنجش برای کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی STFC و مقایسه‌ی آن با دو سیستم GFLC و AFSMC در زلزله‌های مختلف، می‌توان دریافت که:

۱. کنترل‌کننده‌ی STFC، بیشینه و نرم برش پایه‌ی پل تحت زلزله‌های مختلف (به جز نورث پالم اسپرینگز) را کاهش داده است. این کاهش در زلزله‌های نورتریج و چی - چی قابل ملاحظه است. همچنین بیشینه و نرم لنگرهای واژگونی نیز کاهش یافته است.

۲. بیشینه و نرم جابه‌جایی میانه‌ی پل توسط سیستم پیشنهادی در زلزله‌های مختلف کاهش چشم‌گیری داشته‌اند (به طور میانگین به ترتیب در حدود ۴۵ و ۵۵ درصد). بیشینه و نرم تغییرشکل در جداسازهای لرزه‌ی پل نیز تحت زلزله‌های مختلف به طور میانگین نسبت به حالت کنترل نشده به ترتیب در حدود ۶۰ و ۷۳ درصد کاهش یافته‌اند.

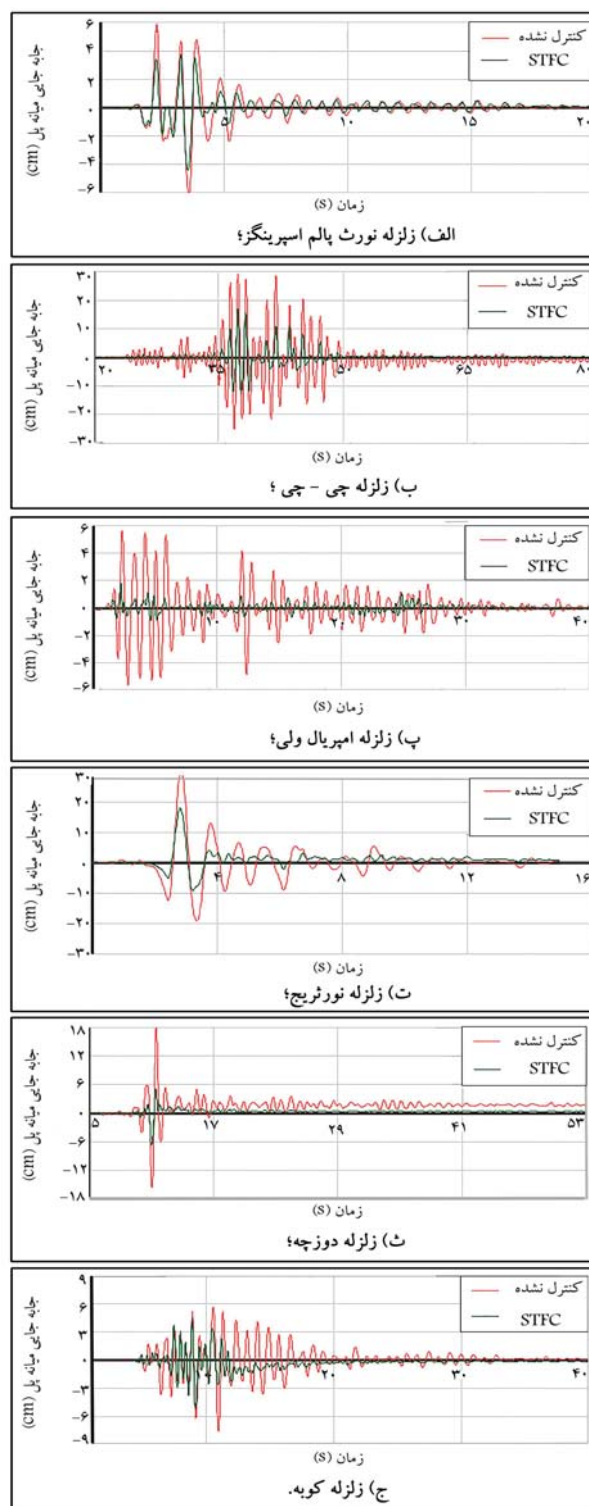
۳. به جز زمین‌لرزه‌های نورتریج و چی - چی، در سایر زلزله‌ها، کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی STFC در کاهش بیشینه‌ی شتاب موفق نبوده است. تعدد معیارهای مرتبط با تغییرشکل ( $J_6$ ,  $J_{11}$ ,  $J_{12}$ ) در تابع هدف بهینه‌سازی را می‌توان علت این امر دانست. البته امر اخیر در سازه‌ها با جداسازهای لرزه‌ی دور از انتظار نیست و مشاهده می‌شود که کنترل‌کننده‌های GFLC و AFSMC نیز در کاهش بیشینه‌ی شتاب پل وضعیت مشابهی داشته و موفق نبوده‌اند.

۴. کاهش بیشینه و نرم انحنای پایه‌های پل (معیار شکل‌پذیری) نیز توسط STFC به طور میانگین بیش از ۵۰٪ بوده است. حتی در زلزله‌ی دوزچه‌ی ترکیه، کاهش بیشینه‌ی شکل‌پذیری به ۸۷٪ رسیده است.

۵. سیستم کنترل پیشنهادی تعداد مفاصل خمیری تشکیل شده در زلزله‌های چی چی و نورتریج را به نصف حالت کنترل نشده و در زلزله‌ی دوزچه‌ی ترکیه از ۳ عدد در حالت کنترل نشده،<sup>[۱۰]</sup> به صفر کاهش داده است. انرژی تلف شده در سازه نیز نسبت به حالت کنترل نشده بیش از ۸۳٪ کاهش یافته است.

۶. از مقایسه‌ی معیارهای سنجش به دست آمده از کنترل‌کننده‌ی STFC با کنترل‌کننده‌ی انطباق‌پذیر فازی AFSMC، مشاهده می‌شود که کنترل‌کننده‌ی STFC در کاهش عموم پاسخ‌ها در زمین‌لرزه‌های مختلف توانمندتر بوده است. به ویژه برتری مذکور در معیارهای مرتبط با خسارت (مانند: جابه‌جایی میانه‌ی پل، تغییرشکل در تکیه‌گاه‌ها، شکل‌پذیری، انرژی تلف شده در سازه، و تعداد مفاصل خمیری ایجاد شده) مشهود است.

۷. از مقایسه‌ی معیارهای سنجش به دست آمده از کنترل‌کننده‌ی STFC با کنترل‌کننده‌ی فازی GFLC نیز مشاهده می‌شود که اگرچه عملکرد هر دو کنترل‌کننده در کاهش پاسخ‌ها تحت زلزله‌ی نورث پالم اسپرینگز تقریباً مشابه



شکل ۹. تاریخچه جابه‌جایی میانه پل.

گرفته است. در نهایت پاسخ‌های لرزه‌ی سازه با انجام آنالیز غیرخطی و معیارهای سنجش پل محاسبه شده‌اند.

در شکل ۹، تاریخچه‌ی جابه‌جایی میانه‌ی دهانه‌ی پل را در زمین‌لرزه‌های مختلف برای دو حالت سازه‌ی کنترل نشده و کنترل شده با کنترل‌کننده‌ی STFC مشاهده می‌شود. بررسی و مقایسه‌ی تصاویر مذکور به خوبی نشانگر توانمندی سیستم

جدول ۵. معیارهای سنجش پل بزرگراه محک کنترل شده به وسیله میزگر MR و کنترل کننده های STFC، GFLC و AFSMC.

میانگین	کوبه	دوزجه ترکیه	نورثریج	امپریال ولی	جی جی	نورث پالم اسپرینگر	کنترل کننده	معیارهای ارزیابی
۰/۸۳۴۷ ۰/۸۳۹۵ ۰/۸۰۶۲	۰/۸۸۹۸ ۰/۸۷۱۹ ۰/۸۲۲۹	۰/۸۸۰۱ ۰/۸۹۰۰ ۰/۹۶۲۵	۰/۷۷۵۸ ۰/۸۱۱۵ ۰/۷۰۰۱	۰/۷۲۶۴ ۰/۷۳۲۵ ۰/۶۶۷۳	۰/۷۰۰۳ ۰/۷۵۶۲ ۰/۶۴۶۸	۱/۰۳۵۹ ۰/۹۷۴۷ ۱/۰۳۷۲	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۱</sub> (بیشینه برش پایه)
۰/۸۰۸۴ ۰/۸۰۹۰ ۰/۶۸۳۶	۰/۶۳۰۷ ۰/۵۸۶۸ ۰/۶۰۵۸	۰/۹۷۰۸ ۰/۹۷۳۲ ۰/۵۶۹۷	۰/۹۵۹۰ ۰/۹۶۰۸ ۰/۹۳۸۶	۰/۶۵۳۳ ۰/۶۷۷۷ ۰/۳۶۳۹	۰/۹۵۹۱ ۰/۹۷۲۸ ۰/۹۵۱۵	۰/۶۷۷۲ ۰/۶۸۲۴ ۰/۶۷۲۰	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۲</sub> (بیشینه لنگر واژگونی)
۰/۷۰۳۸ ۰/۷۲۹۳ ۰/۵۴۳۵	۰/۷۲۵۲ ۰/۶۷۵۵ ۰/۶۸۹۲	۰/۶۷۳۵ ۰/۶۷۲۷ ۰/۳۷۶۵	۰/۷۰۶۳ ۰/۷۴۹۵ ۰/۵۸۲۷	۰/۷۳۲۸ ۰/۷۵۴۰ ۰/۳۱۷۳	۰/۶۷۸۰ ۰/۷۹۶۶ ۰/۵۸۰۵	۰/۷۰۶۹ ۰/۷۲۷۵ ۰/۷۱۴۹	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۳</sub> (بیشینه جابه جایی میانه ی پل)
۰/۹۸۱۶ ۰/۹۸۴۰ ۰/۹۶۹۹	۰/۹۷۶۵ ۱/۰۰۴۰ ۱/۰۳۲۲	۰/۸۹۱۱ ۰/۹۰۳۸ ۱/۱۹۸۴	۰/۹۳۲۴ ۰/۹۵۷۳ ۰/۷۶۴۳	۱/۱۰۵۹ ۰/۹۵۵۰ ۱/۰۲۱۴	۰/۹۷۶۱ ۱/۰۳۰۴ ۰/۸۲۳۰	۱/۰۰۷۴ ۱/۰۵۳۲ ۰/۹۸۰۰	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۴</sub> (بیشینه شتاب میانه ی پل)
۰/۵۵۵۹ ۰/۵۴۶۷ ۰/۴۱۴۶	۰/۳۷۲۰ ۰/۳۰۵۴ ۰/۳۵۱۳	۰/۶۴۶۵ ۰/۶۱۶۷ ۰/۳۱۲۸	۰/۶۶۴۶ ۰/۷۰۰۷ ۰/۵۴۰۵	۰/۳۹۱۷ ۰/۴۱۷۳ ۰/۱۲۲۹	۰/۶۲۸۷ ۰/۷۴۱۹ ۰/۵۴۳۶	۰/۶۳۲۰ ۰/۴۹۴۸ ۰/۶۱۶۸	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۵</sub> (بیشینه تغییر شکل در تکیه گاه)
۰/۵۵۳۸ ۰/۵۹۷۴ ۰/۴۳۰۸	۰/۶۳۰۷ ۰/۵۸۶۸ ۰/۶۰۵۸	۰/۲۴۴۳ ۰/۲۵۴۵ ۰/۱۲۵۵	۰/۵۹۵۴ ۰/۶۵۷۳ ۰/۳۹۳۷	۰/۶۵۳۳ ۰/۶۷۷۷ ۰/۳۶۳۹	۰/۵۲۱۸ ۰/۷۲۵۴ ۰/۴۲۴۲	۰/۶۷۷۲ ۰/۶۸۲۴ ۰/۶۷۲۰	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۶</sub> (بیشینه شکل پذیری)
۰/۰۹۸۵ ۰/۱۲۷۴ ۰/۰۴۱۰	۰ ۰ ۰	۰/۰۱۶۱ ۰/۰۲۱۳ ۰	۰/۳۴۸۷ ۰/۴۱۸۷ ۰/۱۶۷۴	۰ ۰ ۰	۰/۲۲۶۴ ۰/۳۲۴۶ ۰/۰۷۸۴	۰ ۰ ۰	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۷</sub> (بیشینه انرژی تلف شده)
۰/۲۹۱۷ ۰/۳۳۳۳ ۰/۱۶۶۷	۰ ۰ ۰	۰/۳۳۳۳ ۰/۳۳۳۳ ۰	۰/۷۵ ۱ ۰/۵	۰ ۰ ۰	۰/۶۶۶۷ ۰/۶۶۶۷ ۰/۵	۰ ۰ ۰	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۸</sub> (تعداد مفصل پلاستیک)
۰/۷۴۰۷ ۰/۷۴۵۸ ۰/۶۸۴۸	۰/۷۲۵۶ ۰/۷۱۴۳ ۰/۷۳۵۵	۰/۷۴۷۵ ۰/۷۵۸۶ ۰/۸۵۸۹	۰/۷۳۵۱ ۰/۷۵۷۱ ۰/۵۸۶۵	۰/۵۸۱۸ ۰/۵۳۷۷ ۰/۵۵۶۹	۰/۷۶۵۱ ۰/۷۷۷۲ ۰/۵۰۹۵	۰/۸۸۹۲ ۰/۹۲۹۹ ۰/۸۶۱۲	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۹</sub> (نرم برش پایه)
۰/۶۱۳۷ ۰/۶۱۰۴ ۰/۴۶۰۸	۰/۶۲۷۹ ۰/۶۰۰۸ ۰/۵۳۴۴	۰/۴۱۱۸ ۰/۴۲۰۶ ۰/۲۳۸۲	۰/۷۴۰۳ ۰/۷۸۱۷ ۰/۶۳۶۹	۰/۵۳۲۳ ۰/۴۹۵۰ ۰/۲۸۱۴	۰/۷۴۸۹ ۰/۷۴۳۱ ۰/۴۶۸۱	۰/۶۲۱۳ ۰/۶۲۱۴ ۰/۶۰۵۶	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۱۰</sub> (نرم لنگر واژگونی)
۰/۶۰۷۷ ۰/۶۰۷۷ ۰/۴۳۳۹	۰/۶۶۱۴ ۰/۶۳۱۲ ۰/۵۷۱۱	۰/۴۹۲۸ ۰/۴۹۷۸ ۰/۲۹۱۶	۰/۶۵۸۵ ۰/۶۸۹۷ ۰/۵۱۲۰	۰/۵۵۵۴ ۰/۵۱۴۷ ۰/۱۹۳۶	۰/۶۲۲۵ ۰/۶۶۱۵ ۰/۳۹۰۵	۰/۶۵۵۶ ۰/۶۵۱۴ ۰/۶۴۴۸	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۱۱</sub> (نرم جابه جایی میانه ی پل)
۰/۸۴۲۲ ۰/۸۷۴۴ ۰/۹۰۱۳	۰/۹۵۳۷ ۰/۹۷۰۰ ۱/۰۳۶۲	۰/۹۲۴۴ ۰/۹۴۸۶ ۱/۲۱۴۴	۰/۷۹۷۲ ۰/۸۶۴۰ ۰/۷۹۷۰	۰/۷۴۱۰ ۰/۶۹۸۹ ۰/۸۵۱۵	۰/۷۹۲۱ ۰/۸۵۵۷ ۰/۶۵۱۸	۰/۸۴۴۵ ۰/۹۰۹۰ ۰/۸۵۶۹	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۱۲</sub> (نرم شتاب میانه ی پل)
۰/۴۰۵۲ ۰/۴۱۵۵ ۰/۳۷۵۷	۰/۲۴۶۳ ۰/۲۳۴۵ ۰/۲۲۳۹	۰/۳۲۹۶ ۰/۳۲۷۰ ۰/۲۰۴۵	۰/۶۳۰۳ ۰/۶۵۱۴ ۰/۴۷۲۸	۰/۳۴۶۸ ۰/۳۲۱۱ ۰/۱۱۰۴	۰/۵۸۹۶ ۰/۶۲۰۷ ۰/۳۵۶۱	۰/۲۸۸۶ ۰/۳۳۸۰ ۰/۲۸۶۴	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۱۳</sub> (نرم تغییر شکل در تکیه گاه)
۰/۵۱۶۷ ۰/۴۶۸۲ ۰/۴۲۱۴	۰/۶۲۷۹ ۰/۶۰۰۸ ۰/۵۳۴۴	۰/۰۶۱۵ ۰/۰۷۳۱ ۰/۰۲۲۹	۰/۸۷۹۰ ۰/۵۷۴۰ ۰/۸۲۴۰	۰/۵۳۲۳ ۰/۴۹۵۰ ۰/۲۸۱۴	۰/۳۷۸۲ ۰/۴۴۵۰ ۰/۲۶۰۱	۰/۶۲۱۳ ۰/۶۲۱۴ ۰/۶۰۵۶	GFLC AFSMC STFC	J <sub>۱۴</sub> (نرم شکل پذیری)

### ۷. نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، پس از اشاره به مزایای سیستم های استنتاج فازی و نیز الگوریتم های کنترل انطباق پذیر، کنترل کننده ی فازی خود تنظیم بهیسه شده به عنوان الگوریتمی انطباق پذیر برای کنترل لرزه یی پیشنهاد شده است. به منظور سنجش کارایی الگوریتم

است، اما کنترل کننده ی STFC در کاهش عموم پاسخ ها و به ویژه معیارهای مرتبط با خسارت، در دیگر زمین لرزه ها (اعم از زمین لرزه های میدان نزدیک، نظیر نورثریج و میدان دور، نظیر کوبه) کارآمدتر بوده است. لذا می توان نتیجه گرفت که فرایند تطبیق در کنترل کننده ی STFC به خوبی عملکرد کنترل کننده را در جهت کاهش پاسخ ها و رسیدن به هدف (کاهش خسارت) پیش می برد.

ادامه‌ی جدول ۵.

میانگین	کوبه	دوزچه ترکیه	نورثریج	امپریال ولی	چی چی	نورث پالم اسپرینگز	کنترل کننده	معیارهای ارزیابی
۰/۰۱۸۲ ۰/۰۱۶۹ ۰/۰۲۳۴	۰/۰۱۲۱ ۰/۰۱۲۸ ۰/۰۲۲۸	۰/۰۲۲۴ ۰/۰۱۸۸ ۰/۰۲۴۶	۰/۰۲۵۱ ۰/۰۲۳۷ ۰/۰۲۴۹	۰/۰۱۰۶ ۰/۰۰۹۲ ۰/۰۲۳۰	۰/۰۲۵۳ ۰/۰۲۴۱ ۰/۰۲۴۸	۰/۰۱۳۷ ۰/۰۱۲۸ ۰/۰۲۰۴	GFLC AFMSC STFC	J <sub>۱۵</sub> (بیشینه نیروی کنترل)
۰/۱۵۳۰۶ ۰/۱۵۲۰۸ ۰/۳۹۶۰	۰/۳۶۶۸ ۰/۳۰۱۱ ۰/۳۴۶۳	۰/۶۴۰۹ ۰/۶۱۱۴ ۰/۳۱۰۰	۰/۶۰۵۴ ۰/۶۳۸۲ ۰/۴۹۲۳	۰/۳۶۰۲ ۰/۳۸۳۸ ۰/۱۱۳۰	۰/۶۰۲۰ ۰/۷۱۰۴ ۰/۵۲۰۵	۰/۶۰۸۴ ۰/۴۷۹۷ ۰/۵۹۳۷	GFLC AFMSC STFC	J <sub>۱۶</sub> (بیشینه حرکت دستگاه کنترل)
- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	GFLC AFMSC STFC	J <sub>۱۷</sub> (بیشینه توان مورد نیاز)
- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	GFLC AFMSC STFC	J <sub>۱۸</sub> (انرژی توان مورد نیاز)
۱۶ ۱۶ ۱۶	۱۶ ۱۶ ۱۶	۱۶ ۱۶ ۱۶	۱۶ ۱۶ ۱۶	۱۶ ۱۶ ۱۶	۱۶ ۱۶ ۱۶	۱۶ ۱۶ ۱۶	GFLC AFMSC STFC	J <sub>۱۹</sub> (تعداد دستگاه های کنترل)
۸ ۴۸ ۱۲	۸ ۴۸ ۱۲	۸ ۴۸ ۱۲	۸ ۴۸ ۱۲	۸ ۴۸ ۱۲	۸ ۴۸ ۱۲	۸ ۴۸ ۱۲	GFLC AFMSC STFC	J <sub>۲۰</sub> (تعداد حسگرها)
- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	GFLC AFMSC STFC	J <sub>۲۱</sub> (بعد منبع محاسباتی)

AFSMC، توانمندی‌های الگوریتم انطباق‌پذیر خودتنظیم پیشنهادی در پژوهش حاضر را بیش از پیش اثبات می‌کند.

- توانایی و کارایی بیشتر کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم پیشنهادی در مقایسه با کنترل‌کننده‌ی فازی GFLC در کاهش پاسخ‌های لرزه‌ی پل محک، علاوه بر اینکه بیانگر صحت عملکرد کنترل‌کننده‌های اصلی و فرعی در STFC است، نشان می‌دهد که فرایند تطبیق‌پذیری در کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی، دستور کنترل را به درستی در شرایط مختلف در جهت کمینه‌سازی پاسخ‌های سازه، اصلاح و صادر می‌کند. باید افزود که بررسی کاهش معیارهای نرم پاسخ در کنار معیارهای بیشینه‌ی پاسخ تحت تحریک‌های مختلف، می‌تواند گواه مضاعفی بر این ادعا باشد.
- قابلیت کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی (با توجه به استفاده از سیستم نیمه‌فعال) در کاهش پاسخ‌های لرزه‌ی، می‌تواند هزینه‌ی ساخت و نگهداری را کاهش دهد.

پیشنهادی، کنترل‌کننده‌ی موردنظر به همراه میراگرهای نیمه‌فعال MR برای کنترل لرزه‌ی پل بزرگراه محک استفاده شده است. از بررسی نتایج و محاسبه‌ی معیارهای سنجش مرتبط به سازه‌ی پل محک، می‌توان دریافت که:

- با توجه به کاهش قابل ملاحظه‌ی معیارهای مرتبط با خسارت (نظیر: جابه‌جایی میانه‌ی پل، تغییرشکل جداسازها، شکل‌پذیری، انرژی تلف شده، و تعداد مفاصل خمیری تشکیل شده در سازه)، می‌توان سیستم پیشنهادی را در دستیابی به هدف طراحی شده برای آن که کاهش خسارت سازه‌ی پل بزرگراه محک است، توانمند ارزیابی کرد.
- کارآمدی چشمگیر کنترل‌کننده‌ی فازی خودتنظیم پیشنهادی در کاهش پاسخ‌های لرزه‌ی در انواع زمین‌لرزه‌ها، بیانگر عملکرد مطلوب سیستم انطباق‌پذیر الگوریتم ذکرشده و مقاوم بودن آن نسبت به عدم قطعیت در تحریک زمین‌لرزه است. مضاف بر اینکه برتری کنترل‌کننده‌ی پیشنهادی در مقایسه با کنترل‌کننده‌ی انطباق‌پذیر

## پانوشتها

1. Matlab
2. Northridge
3. Kobe
4. Chi-Chi

5. Agrawal
6. Orange
7. ABAQUS
8. SIMULINK
9. if-then
10. clipped-optimal algorithm
11. adaptive controller

12. self-tuning
13. primary controller
14. secondary controller
15. Kalkan & Kunnath
16. Ning
17. adaptive fuzzy sliding mode controller

## (References) منابع

1. Bathaei, A. and Zahrai, S.M. "Improving semi-active vibration control of an 11-story structure with non-linear behavior and floating fuzzy logic algorithm", *Structures*, **39**, pp. 132-146, (2022).
2. Bozorgvar, M. and Zahrai, S.M. "Semi-active seismic control of buildings using MR damper and adaptive neural-fuzzy intelligent controller optimized with genetic algorithm", *Journal of Vibration and Control*, **25**(2), pp. 273-285 (2019).
3. Gkatzogias, K.I. and Kappos, A. "Semi-Active control systems in bridge engineering: A review of the current state of practice", *Structural Engineering International*, **26**(4), pp. 290-300 (2016).
4. Ou, J. and Li, H. "Design approaches for active, semi-active and passive control systems based on analysis of characteristics of active control force", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **8**(4), pp. 493-506 (2009).
5. Spencer Jr., B.F., Dyke, S.J. and Deoskar, H.S. "Benchmark problems in structural control-part I: Active mass driver system", *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **27**(11), pp. 1127-1139 (1998).
6. Ohtori, Y., Christenson, R.E., Spencer Jr., B.F. and et al. "Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings", *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(4), pp. 366-385 (2004).
7. Yang, J.N., Agrawal, A.K., Samali, B. and et al. "Benchmark problem for response control of wind excited tall buildings", *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(4), pp. 437-446 (2004).
8. Dyke, S.J., Caicedo, J.M., Turan, G. and et al. "Phase I benchmark control system for seismic response of cable-stayed bridges", *Journal of Structural Engineering*, **129**(7), pp. 857-872 (2003).
9. Narasimhan, S., Nagarajaiah, S., Gavin, H. and et al. "Smart base-isolated benchmark building. Part I: Problem definition", *Journal of Structural Control and Health Monitoring*, **13**(2-3), pp. 573-588 (2006).
10. Agrawal, A.K., Tan, P., Nagarajaiah, S. and et al. "Benchmark structural control problem for a seismically excited highway bridge-Part I: Problem definition", *Journal of Structural Control and Health Monitoring*, **16**(5), pp. 509-529 (2009).
11. Tan, P. and Agrawal, A.K. "Benchmark structural control problem for a seismically excited highway bridge-Part II: Phase I sample control designs", *Journal of Structural Control and Health Monitoring*, **16**(5), pp. 530-548 (2009).
12. Bhowmik, K. and Saha, P. "Seismic response control of benchmark highway bridge using passive hybrid control systems", *International Journal of Materials and Structural Integrity*, **11**(4), pp. 155-174 (2017).
13. Hosseini, R., Rashidi, M., Bulajić, B. and et al. "Multi-Objective optimization of three different SMA-LRBs for seismic protection of a benchmark highway bridge against real and synthetic ground motions", *Applied Sciences*, **10**(12), pp. 4076-4101 (2020).
14. Soto, M.G. and Adeli, H. "Semi-active vibration control of smart isolated highway bridge structures using replicator dynamics", *Engineering Structures*, **186**, pp. 536-552 (2019).
15. Takin, K., Doroudi, R. and Doroudi, S. "Vibration control of structure by optimizing the placement of semi-active dampers and fuzzy logic controllers", *Australian Journal of Structural Engineering*, **22**(3), pp. 222-235 (2021).
16. Yi, F., Dyke, S.J., Caicedo, J.M. and et al. "Experimental verification of multi-input seismic control strategies for smart dampers", *Journal of Engineering Mechanics*, **127**(11), pp. 1152-1164 (2001).
17. Zadeh, L.A. "Fuzzy Set", *Journal of Information and Control*, **8**, pp. 338-353 (1965).
18. Mendel, J.M., John, R.I. and Liu, F. "Interval type-2 fuzzy logic systems made simple", *Fuzzy Systems, IEEE Transactions on*, **14**(6), pp. 808-821 (2006).
19. Kia, S.M. "Soft computing in MATLAB", Tehran: Rayane Sabz, 5th Ed., (in Persian) (2018).
20. Baghban, A., Karamodin, A. and Kazemi, H.H. "The effect of fuzzy controller on damage of steel structure considering structural uncertainties", *Journal of Scientia Iranica C*, **23**(6), pp. 2441-2450 (2016).
21. Bozorgvar, M. and Zahrai, S.M. "Semi-active seismic control of a 9-story benchmark building using adaptive neural-fuzzy inference system and fuzzy cooperative co-evolution", *Smart Structures and Systems*, **23**(1), pp. 1-14 (2019).
22. Datta, T.K. and Madan, A. "Semi-active fuzzy control of the seismic response of building frames with MR dampers", *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **41**(1), pp. 99-118 (2012).
23. Bathaei, A., Zahrai, S.M. and Ramezani, M. "Semi-active seismic control of an 11-DOF building model with TMD+MR damper using type-1 and -2 fuzzy algorithms", *Journal of Vibration and Control*, **24**(13), pp. 2938-2953 (2017).
24. Lakhani, M.T. and Soni, D.P. "Comparative study of smart base-isolation using fuzzy control and neural network", *Procedia Engineering*, **173**, pp. 1825-1832 (2017).
25. Reigles, D.G. and Symans, M.D. "Supervisory fuzzy control of a base isolated benchmark building utilizing a neuro-fuzzy model of controllable fluid viscous dampers", *Journal of Structural Control and Health Monitoring*, **13**(2-3), pp. 724-747 (2006).
26. Azadvar, M., Hajkazemi, H. and Karamodin, A. "A Study on the optimization of the performance of type 1 fuzzy controller based on the IDA method", *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, **43**, pp. 807-819 (2019).

27. Ali, S.F. and Ramaswamy, A. "GA-optimized FLC-driven semi-active control for phase-II smart nonlinear base-isolated benchmark building", *Journal of Structural Control & Health Monitoring*, **15**(5), pp. 797-820 (2008).
28. Karamodin, A., Irani, F. and Baghban, A. "Effectiveness of a fuzzy controller on the damage index of nonlinear benchmark buildings", *Journal of Sciatica Iranica A*, **19**(1), pp. 1-10 (2012).
29. Bathaei, A., Ramezani, M. and Zahrai S.M. "Comparing fuzzy type-1 and -2 in semi-active control with TMD considering uncertainties", *Smart Structures and Systems*, **23**(2), pp. 155-171 (2019).
30. Venazi, I. "A review on adaptive methods for structural control", *The Open Civil Engineering Journal*, **10**(1), pp. 653-667 (2016).
31. Ozbulut, O.E., Bitaraf, M. and Hurlebaus, S. "Adaptive control of base-isolated structures against near-field earthquakes using variable friction dampers", *Journal of Engineering Structures*, **33**(12), pp. 3143-3154 (2011).
32. Soares, R.W., Barroso, L.R. and Al-Fahdawi, O.A. "Simple adaptive control to attenuate bridge's seismic responses considering parametric variations", *Advances in Structural Engineering*, **23**(1), pp. 1-14 (2019).
33. Bitaraf, M. and Hurlebaus, S. "Semi-active adaptive control of seismically excited 20-story nonlinear building", *Journal of Engineering Structures*, **56**(11), pp. 2107-2118 (2013).
34. Hosseini, A., Taghikhany, T. and Yeganeh Fallah, A. "Direct adaptive algorithm for seismic control of damaged structures with faulty sensors", *Journal of Vibration and Control*, **24**(24), pp. 5854-5866 (2018).
35. Hosseini, A., Taghikhany, T. and Jahangiri, M. "Optimal tuned direct adaptive controller for seismic protecting of structures", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, **32**(18-19), pp. 2139-2152 (2021).
36. Rahmani, B., Ziaiefar, A. and Hashemi, Sh. "Output feedback-based adaptive fuzzy sliding mode control for seismic response reduction of base-isolated buildings", *ISA Transactions*, **126**, pp. 94-108 (2022).
37. Ning, X.L., Tan, P., Huang, D.Y. and Zhou, F.L. "Application of adaptive fuzzy sliding mode control to a seismically excited highway bridge", *Journal of Structural Control and Health Monitoring*, **16**(6), pp. 639-656 (2009).
38. Zhu, H., Chen, Z., Wang, J. and et al. "Fuzzy adaptive compensation control for uncertain building structural systems by sliding-mode technology", *Complexity*, **2018**, pp. 1-6 (2018).
39. Mosè, G. and Bartolomeo, C. "Adaptive type-2 fuzzy control of non-linear systems", *2009 IEEE International Conference on Intelligent Computing and Intelligent Systems*, pp. 705-709 (2009).
40. Zamani, A.A., Tavakoli, S. and Etedali, S. "Control of piezoelectric friction dampers in smart base-isolated structures using self-tuning and adaptive fuzzy proportional-derivative controllers", *Journal of Fuzzy Sets and Systems*, **28**(10), pp. 1-16 (2016).
41. Saeed, M.U., Sun, Z. and Elias, S. "Semi-active vibration control of building structure by self tuned brain emotional learning based intelligent controller", *Journal of Building Engineering*, **46**(2), pp. 1-24 (2022).
42. Hosseini, A. and Taghikhany, T. "Online self-tuning mechanism for direct adaptive control of tall building", *International Journal of Adaptive Control and Signal Processing*, **32**(3), pp. 424-446 (2018).
43. Guclu, R. and Yazici, H. "Self-tuning fuzzy logic control of a non-linear structural system with ATMD against earthquake", *Journal of Nonlinear Dynamic*, **56**, pp. 199-211 (2009).
44. Zhao, D. and Li, Y. "Fuzzy control for seismic protection of semiactive base-isolated structures subjected to near-Fault earthquakes", *Journal of Mathematical Problems in Engineering*, **1**, pp. 1-17 (2015).
45. Zhao, D., Liu, Y. and Li, H. "Self-tuning fuzzy control for Seismic protection of smart base-isolated buildings subjected to pulse-type near-Fault earthquakes", *Journal of Applied Sciences*, **7**(2), pp. 185-206 (2017).
46. Mavroeidis, G.P., Dong, G. and Papageorgiou, A.S. "Near-fault ground motions, and the response of elastic and inelastic single-degree-of-freedom (SDOF) systems", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **33**(9), pp. 1023-1049 (2004).
47. Kalkan, E. and Kunnath, S.K. "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings", *Earthquake Spectra*, **22**(2), pp. 367-390 (2006).

# تبیین اثر زیرساخت‌های مدیریت دانش از طریق فرایندهای مدیریت دانش در عملکرد تیم‌های موقت در پروژه

سمیرا دهقانی (کارشناس ارشد)

هانی اربابی\* (استادیار)

محمدحسین صبحیه (دانشیار)

گروه مدیریت پروژه و ساخت، دانشکده هنر، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۱ (ص. ۳۸-۳۹، شماره ۱/۴، ص. ۸۵-۹۶، یادداشت نهمی)

امروزه با وجود افزایش رقابت جهانی در بازار، شیوع شکل‌های موقت همکاری و کار پروژه‌محور در حال افزایش است. به همین ترتیب میزان دانش مورد استفاده در کارها در حال رشد است. با این حال، ماهیت موقت پروژه‌ها از انتقال دانش بین پروژه‌ها پشتیبانی نمی‌کند. برخی پژوهشگران اذعان دارند که مدیریت دانش، یکی از راه‌های موفقیت‌آمیز بهبود عملکرد تیم است. پژوهش حاضر با هدف تحلیل رابطه بین زیرساخت‌های مدیریت دانش، فرایندهای مدیریت دانش و عملکرد تیم پروژه، که ماهیت موقت دارند، انجام شده است. راهبرد استفاده شده در پژوهش حاضر، پیمایش و واحد تحلیل، تیم‌های پروژه‌ها بوده است. جمع‌آوری داده‌ها از طریق ارسال نسخه‌ی تحت وب صورت گرفته است. تعداد ۸۶ پرسش‌نامه جمع‌آوری و تحلیل داده‌ها با استفاده از تحلیل مسیر از طریق معادلات ساختاری انجام شده است. نتایج نشان داد که فرهنگ همکاری، اعتماد، حمایت مدیریت ارشد، انگیزش و پشتیبانی فناوری اطلاعات، که از مؤلفه‌های زیرساخت‌های مدیریت دانش هستند، در فرایندهای مدیریت دانش تأثیر دارند و فرایندهای مدیریت دانش نیز در مؤلفه‌های عملکرد تیم پروژه، یعنی: اثربخشی، نوآوری و کارایی تأثیر مثبت دارند.

واژگان کلیدی: عملکرد، تیم پروژه، مدیریت دانش، زیرساخت‌های مدیریت دانش، فرایندهای مدیریت دانش.

samira.dehghani@modares.ac.ir  
arbabi@modares.ac.ir  
sobhiyah@modares.ac.ir

## ۱. مقدمه

همان زمان، اشتغال موقت به شرکت‌ها اجازه می‌دهد تا در هزینه‌ها صرفه‌جویی کنند و از پایگاه دانش گسترده‌ی کارکنان موقت بهره‌برند. در نتیجه، اشتغال موقت به طور مداوم در محبوبیت رشد کرده است.

به رغم مزایا و نتایج مثبت حاصل از به کارگیری کار تیمی موقت، بی‌توجهی به عوامل و مؤلفه‌های ایجاد تیم، موجب بروز مشکلات و مسائل عدیده‌ی می‌شود که نه فقط افزایش عملکرد را به همراه نخواهد داشت، بلکه در مواردی به شکست‌های اساسی نیز منجر می‌شود. بر این اساس، آسیب‌شناسی کار تیمی موقت، عوامل تشکیل‌دهنده و اثرگذار در ایجاد آن و دست‌یابی به تیم‌های کارا و اثربخش بسیار ضروری است؛ به طوری که بدون شناخت عوامل مؤثر در عملکرد کار تیمی، نمی‌توان تیم‌های اثربخشی ایجاد کرد.<sup>[۱]</sup>

دامنه‌ی وسیع توانایی‌های موجود در یک تیم، از مزایای آن است؛ اما باید به این نکته توجه کرد که هر یک از توانایی‌های افراد به تنهایی در جهت افزایش کارایی تیم مؤثر واقع نخواهد شد. همان‌گونه که بسیاری از پژوهشگران خاطر نشان کرده‌اند، فقط حضور دانش افراد در تیم‌ها، عملکرد را بهبود نمی‌بخشد؛ چرا که اگر چنین دانشی

امروزه با وجود تغییرات سریع در فناوری اطلاعات و ارتباطات، سازمان‌ها برای انجام کارها به صورت پویا از تیم‌های پروژه کمک می‌گیرند؛ زیرا انتظار می‌رود کار در تیم‌ها به توجه به وجود مجموعه‌ی گسترده‌تری از دیدگاه‌ها و امکان درهم آمیختن ایده‌ها، منجر به ایجاد دستاوردهای جدیدتر و نتایج خلاقانه شود.<sup>[۱]</sup> همچنین این باور وجود دارد که در تیم‌ها، دامنه‌ی وسیع‌تری از توانایی‌ها وجود دارد و کارها با سرعت و انعطاف‌پذیری بیشتری انجام می‌شوند.<sup>[۲]</sup> امروزه شرکت‌ها در سراسر جهان به طور فزاینده‌ی به کارکنان موقت در پروژه‌ها متکی هستند. برخلاف کارمندان دائم، رابطه‌ی شرکت با کارکنان موقت در سازمان‌های پروژه‌محور، شامل: توافق صریح برای استخدام طولانی‌مدت نیست. در پاسخ به بازارهای در حال تغییر، تقاضاهای نوسان و فناوری‌های در حال تحول، شرکت‌ها می‌توانند کارمندان موقت را برای مدت محدودی بدون خطر نقض قراردادهای قانونی یا روان‌شناختی استخدام کنند. در

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۲/۸، اصلاحیه ۱۴۰۱/۳/۱۰، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۱۳.

DOI:10.24200/J30.2022.59850.3071

اعمال و یا استفاده نشود، وجود آن برای موفقیت پروژه، سودی نخواهد داشت.<sup>[۴]</sup> اما شواهد نشان می‌دهند تیم‌های فعال در سازمان‌های مختلف ایران، علی‌رغم پایین بودن شاخص فرهنگی فردگرایی هافستد<sup>۱</sup> و تجارب کارهای گروهی و قبیله‌بی در گذشته و همچنین حضور متخصصان توانمند، دچار ناکارآمدی فراوانی هستند. در سراسر دنیا با توجه به اهمیت حیاتی تیم‌ها و همچنین میزان موفقیت کم پروژه‌ها، تیم پروژه توسط پژوهشگران سازمانی به طور گسترده مطالعه می‌شود.<sup>[۲]</sup> همچنین پژوهش‌هایی در جهت بررسی تأثیر مدیریت دانش در نوآوری به عنوان یکی از ابعاد عملکرد انجام شده است.<sup>[۵]</sup> در گروهی دیگر از پژوهش‌ها به بررسی تأثیر ابعاد مختلف توانمندسازهای مدیریت دانش در کارایی تیم پرداخته شده است.<sup>[۶]</sup> اما پژوهشی با هدف بررسی تأثیر مدیریت دانش در تیم‌های با ماهیت موقت پروژه توسط پژوهشگر یافت نشده و انجام پژوهشی با هدف شفاف‌سازی وضعیت کنونی عملکرد تیم‌های کاری، زیرساخت‌ها به عنوان توانمندسازها و فرایندهای مدیریت دانش و در نهایت، بررسی حدود تأثیر سه مؤلفه‌ی اخیر در یکدیگر ضروری است. در حالی که پیوندهای بین برخی عناصر زیرساخت‌های دانش و فرایندهای مدیریت دانش و بین فرایندهای مدیریت دانش و عملکرد تیم مستقلاً بررسی شده است، مطالعات کمی ارتباط بین سه مفهوم اخیر را بررسی کرده‌اند. لازم به ذکر است که پیوندهای پیش‌گفته عموماً در تیم‌های دائمی اثبات و به بررسی تیم‌های با ماهیت موقت، کمتر پرداخته شده است. بنابراین، هدف پژوهش حاضر عبارت از تبیین اثر متغیرهای زیرساخت‌های مدیریت دانش از طریق فرایندهای مدیریت دانش در متغیرهای عملکرد فنی تیم پروژه بوده است. در ادامه، پس از معرفی مبانی نظری و مدل مفهومی پژوهش، روش‌شناسی، یافته‌های پژوهش، بحث و نتیجه‌گیری ارائه شده است.

## ۲. مبانی نظری و مدل مفهومی پژوهش

### ۲.۱. تیم و اثر بخشی تیم

موفقیت سازمان‌های امروزی وابسته به توانایی آنها برای پاسخگویی سریع به تغییرات در ابعاد جهانی، سرعت یادگیری آنها، میزان گسترش توانایی ارتباطات افقی در سازمان و میزان کار گروهی در آنهاست. محبوبیت تیم‌ها در قرن بیست و یکم در حال رشد است. سازمان‌ها کار خود را از طریق تیم‌های مختلف انجام می‌دهند. تیم‌ها ثابت کرده‌اند که عملکرد جمعی بیش از مجموع عملکردهای فردی است. هنگامی که گروه‌ها در تیم‌ها فعالیت می‌کنند، مزایای عمده‌ی از قبیل: تنوع دانش، ایده‌ها، مهارت‌ها و ابزارها و تفکر در بین اعضا تیم را ارائه می‌دهند.<sup>[۷]</sup> عملکرد تیم را می‌توان به عنوان اجرای یک عمل، چیزی که انجام شده یا آنچه در درون تیم اتفاق افتاده است، تلقی کرد.<sup>[۸]</sup> اعضاء تیم باید مهارت‌های لازم برای حفظ تیم را داشته باشند؛ مانند ابراز اطمینان در رابطه با به اشتراک گذاشتن اطلاعات مربوط به کار، توانایی حل‌وفصل اختلافات و همچنین تقویت انگیزش در بین خود.<sup>[۹]</sup> برخی پژوهشگران در پژوهشی تلاش کرده‌اند تا مدلی جامع برای عملکرد تیم پروژه معرفی کنند.<sup>[۱]</sup> مدل مذکور، معیارهای سنجش عملکرد را سه معیار: اثربخشی، کارایی و نوآوری در نظر گرفته است.

اثربخشی گروه، تا حدودی به عنوان کمیت یا کیفیت خروجی تعریف شده است.<sup>[۱۰]</sup> انتظارها معمولاً برای پروژه‌های مختلف و در بین ذی‌نفعان مختلف متفاوت است؛ بنابراین معیارهای مختلفی برای ارزیابی اثربخشی در مطالعات پیشین استفاده شده است. بیشترین مواردی که استفاده شده‌اند، رسیدن به عملکرد فنی مورد نظر،

مانند: کیفیت، بهره‌وری یا قابلیت اطمینان پاسخگویی به نیاز مشتری و رسیدن به اهداف کیفیت بوده است.<sup>[۱۱]</sup>

کارایی به توانایی تیم پروژه برای تحقق اهداف بودجه و برنامه‌ی زمان‌بندی و استفاده از منابع در محدودیت‌ها اشاره دارد.<sup>[۱۱]</sup> می‌توان کارایی تیم را بر اساس واحد پول خرج شده یا واحد زمانی که صرف شده است، سنجید. بهره‌وری تیم، معیاری کمی برای سنجش عملکرد تیم است.<sup>[۱۲]</sup>

نوآوری به پیشرفت خلاق تیم‌ها در تولید ایده‌های جدید، روش‌ها، رویکردها، اختراعات یا برنامه‌های کاربردی و درجه‌ی جدید بودن نتایج پروژه اشاره دارد.<sup>[۱]</sup> نوآوری، جنبه‌ی مهمی است که سازمان‌ها هنگام ایجاد راهبردهای تجاری خود برای ایجاد و حفظ مزیت رقابتی باید در نظر داشته باشند.<sup>[۱۳]</sup> به نظر می‌رسد نوآوری در تیم‌های پروژه در مقایسه با سایر تیم‌ها، معیار منحصر به فردی از عملکرد تیم است.<sup>[۱]</sup>

### ۲.۲. تیم‌های موقت و مدیریت دانش

از جمله عوامل اثرگذار در عملکرد تیم پروژه و متغیرهای آن، فرایندهای مدیریت دانش است. دانش به عنوان سلاح مهمی برای حفظ مزیت رقابتی شناخته می‌شود. مدیریت دانش به شناسایی و استفاده از دانش جمعی برای کمک به تیم‌ها و سازمان‌ها به رقابت می‌پردازد. معمولاً، مدیریت دانش، شامل: فرایندهای مدیریت دانش به همراه زیرساخت‌ها و یا توانمندسازهای مدیریت دانش است، که فرایندهای مدیریت دانش را پشتیبانی و تقویت می‌کنند.<sup>[۱۳]</sup> ویژگی‌های اشتغال موقت، زمینه‌ی جالبی از تنش را فراهم می‌سازد. به نظر می‌رسد فعالیت‌های نوآورانه‌ی یک شرکت از انعطاف‌پذیری کارگران موقت، سود کمتری می‌برد؛ اما دیدگاه مقابل نیز وجود دارد که اذعان دارد کارمندان موقت به شرکت‌ها اجازه می‌دهند تا از دانش بیرونی بهره ببرند و به شبکه‌های مختلف دسترسی داشته باشند. استخدام موقت، ارتباط‌های سازمانی و روابط بین کارکنان را تضعیف می‌کند. علاوه بر این، با توجه به دوره‌ی تصدی سازمانی محدود خود، کارکنان موقت نه دارای عمق دانش هستند و نه همیشه می‌دانند چگونه اطلاعات را به اشتراک بگذارند.<sup>[۱۴]</sup> بنابراین ضرورت پرداختن به مسئله‌ی مدیریت دانش و کارایی تیم‌های موقت در پروژه‌ها چالشی است که باید بیش از پیش به آن توجه کرد. در جدول ۱، خلاصه‌ی ادبیات در خصوص مدیریت دانش در تیم‌های موقت ارائه شده است.

### ۳.۲. فرایندها و زیرساخت‌های مدیریت دانش

کوچا<sup>۲</sup> (۲۰۰۱)،<sup>[۱۵]</sup> مدل فرایندی مدیریت دانش را مبتنی بر دو بخش ارائه کرده است: بخش اول، مبتنی بر فرایندهای نظم‌دهی، یعنی آنچه را که برای شروع و کنترل فعالیت‌های مدیریت دانش باید انجام شود، توصیف کرده است. بخش دوم، فرایندهای عملیاتی آنچه را که هنگام انجام فعالیت‌های مدیریت دانش انجام می‌شود، توصیف کرده است. در حقیقت در بخش اول، زیرساخت‌های مورد نیاز برای حمایت از مدیریت دانش ارائه شده است.

میشرا و باسکر<sup>۳</sup> (۲۰۱۱)،<sup>[۱۶]</sup> با تحلیل زمینه‌ی، چهار فرایند مدیریت دانش را ارائه کرده‌اند، که عبارت‌اند از: ایجاد دانش، اشتراک دانش، ارتقاء دانش و حفظ دانش. چنگ و همکاران (۲۰۱۵)،<sup>[۱۷]</sup> فرایندهای مدیریت دانش را در ۴ دسته طبقه‌بندی کرده‌اند: ایجاد، ذخیره‌سازی، انتقال و کاربرد. کاراداد<sup>۴</sup> و همکاران (۲۰۰۹)،<sup>[۱۸]</sup> چارچوب فرایند مدیریت دانش را بررسی کرده‌اند، که عمدتاً بر مفاهیم مراحل توسعه، مانند: زیرساخت دانش، ترکیب دانش، فیلتر کردن دانش، مخزن دانش، اشتراک



جدول ۱. پژوهش های صورت گرفته در خصوص مدیریت دانش در تیم های موقت.

ماخذ	سال	موضوع/ خلاصه
[۱۵]	۲۰۱۸	ساختن زمینه مشترک برای تیم های موقت در دنیای مجازی با تعامل غیررسمی.
[۱۶]	۲۰۲۰	نتایج نشان می دهد که چگونه برخی مکانیسم های یکپارچه مانند تصمیم های تجمعی و تجربه رهبر تیم با ایجاد یک اثر تعاملی، بر عملکرد موقت تیم تأثیر می گذارند.
[۱۷]	۲۰۲۲	این پژوهش یادگیری در تیم های موقت را از طریق بررسی تأثیرات متفاوت قرار گرفتن در معرض شریک بر اساس نقش اعضای تیم بررسی می کند.
[۱۸]	۲۰۱۹	ارزش اعتماد کم (سوء ظن سالم) برای پردازش اطلاعات و عملکرد تیم های موقت را بررسی می کند.

دانش، کاربرد دانش و در نهایت عملکرد دانش در فرایند مدیریت دانش تأکید داشته اند. ابوبکر و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۱۳]</sup> به فعالیت های بستر ساز مدیریت دانش یا زیرساخت های مدیریت دانش، که می توانند ایجاد دانش، محافظت از دانش و به اشتراک گذاری دانش در یک سازمان را تسهیل کنند، اشاره کرده اند: ساختار سازمان، فرهنگ سازمان و فناوری اطلاعات.

با توجه به مرور ادبیات پیشین می توان به دو بخش مهم چارچوب های مدیریت دانش، یعنی فرایندهای مدیریت دانش و زیرساخت های مدیریت دانش پی برد. زیرساخت مدیریت دانش، پیش نیازی برای تقویت فرایندهای مدیریت دانش در یک سازمان در نظر گرفته می شود، که بر رویکرد بلندمدت دانش در سازمان تأکید دارد. زیرساخت مدیریت دانش به عنوان مکانیسم هایی برای توسعه ای دانش در سازمان تعریف می شود، که فرایند ایجاد و تولید دانش را تحریک می کند.<sup>[۱۴]</sup>

● فرضیه ی اول: اعتماد بین اعضای تیم پروژه در فرایندهای مدیریت دانش، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

عمران<sup>۵</sup> (۲۰۱۴)،<sup>[۱۵]</sup> زیرساخت مدیریت دانش را به عنوان محیط سازمان تعریف کرد، که توسط آن دانش کسب، بازیابی، اعمال، محافظت و ذخیره می شود تا استفاده ی آسان شود. کوشواها و راثو<sup>۶</sup> (۲۰۱۵)،<sup>[۱۶]</sup> به این نتیجه رسیدند که زیرساخت مدیریت دانش، شامل دو عنصر اصلی است: زیرساخت های فنی و اجتماعی. آنها پیشنهاد کرده اند که زیرساخت فنی، شامل: زیرساخت های فناوری اطلاعات، ابزارها و سخت افزار است. در حالی که زیرساخت اجتماعی، شامل: فرهنگ سازمانی، ساختار سازمانی و منابع انسانی است.

میکویوچ<sup>۸</sup> و همکاران (۲۰۲۰)، به نقش مشارکت افراد و سیستم مدیریت دانش به منظور افزایش عملکرد سازمان ها<sup>[۱۹]</sup> و همچنین پنالور<sup>۹</sup> و همکاران (۲۰۱۸)، به نقش ایجاد سیستم همکاری برای دست یابی به دانش سازمانی و دانش بین سازمانی اشاره کرده اند.<sup>[۲۰]</sup> همکاری، به میزان کمکی که افراد یک گروه در کار خود به طور فعال به یکدیگر می کنند، گفته می شود. این امر زمانی ممکن است که افراد، مایل به اشتراک گذاری اطلاعات و دانش باشند و مدیریت دانش مؤثر به فرهنگ همکاری نیاز دارد.<sup>[۲۱]</sup>

هر کدام از زیرساخت های اخیر به نوبه ی خود از زیرمؤلفه های دیگری تشکیل شده اند. از سوی دیگر، برخی پژوهشگران عامل مدیریت را، که پیشینه ی مهمی به عنوان قابلیت های مدیریت دانش دارد، به عوامل قبلی اضافه کرده اند. آنها پس از انتخاب متغیرهای مذکور، برای هر گروه، چند عامل را معرفی کرده اند. همکاری، اعتماد و فرهنگ یادگیری از عوامل متغیر فرهنگ بوده اند. برای متغیر ساختار، عدم تمرکز بر ساختار را در نظر گرفته اند. در مورد مدیریت، دو عامل پشتیبانی مدیریت ارشد و تشویق و انگیزش را مهم دانسته و برای متغیر آخر، یعنی فناوری، عامل پشتیبانی فناوری اطلاعات را مهم معرفی کرده اند.<sup>[۲۲]</sup> در ادامه، به تعریف عوامل اشاره شده و بررسی رابطه ی آنها با متغیرهای عملکرد تیم پروژه پرداخته شده است.

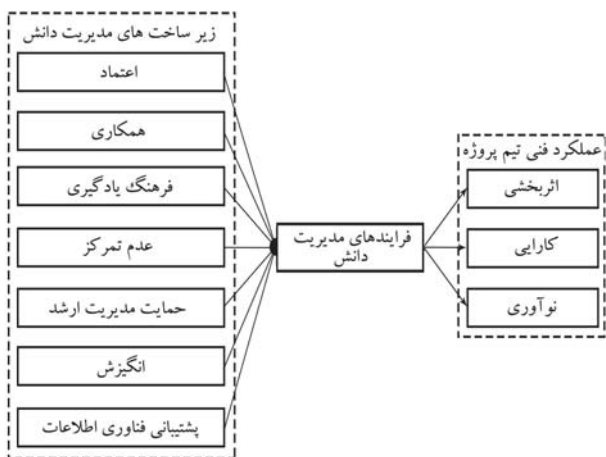
● فرضیه ی دوم: همکاری بین اعضای تیم پروژه در فرایندهای مدیریت دانش، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

فرهنگ در پژوهش های مختلف به عنوان یکی از عوامل کلیدی موفقیت مدیریت دانش مطرح شده است. پژوهشگران، آثار فرهنگ سازمانی را در هر یک از فرایندهای مدیریت دانش به طور جداگانه بررسی کرده اند. آدینات و عبدالفتاح<sup>۱۰</sup> (۲۰۱۹)،<sup>[۳۱]</sup> نشان داده اند که جمع گرایی یکی از ابعاد فرهنگ سازمانی است و در ایجاد دانش تأثیر مثبت معنی داری دارد. اجمل و کوسکین<sup>۱۱</sup> (۲۰۰۸)،<sup>[۳۲]</sup> استدلال کرده اند که فرهنگ سازمانی می تواند ایجاد و انتقال دانش را در یک سازمان، محدود یا تسهیل کند. العادله و العطاوی<sup>۱۲</sup> (۲۰۱۱)،<sup>[۳۳]</sup> با استفاده از ۱۰ ویژگی فرهنگ سازمانی، اثر فرهنگ در توزیع دانش را بررسی کرده اند، که عبارت اند از: گشودگی به تغییر، نوآوری، اعتماد، کار تیمی، روحیه، جریان اطلاعات، مشارکت کارکنان، نظارت، خدمات مشتری و جهت گیری پاداش.

بنابراین به نظر برخی پژوهشگران، عامل اعتماد، رابطه ی تنگاتنگی با مدیریت دانش دارد. فورد<sup>۷</sup> (۲۰۰۱)، انواع اعتماد را تعریف کرده و نشان داده است که چگونه هر نوع اعتماد در فرایندهای مدیریت دانش اثر می گذارد.<sup>[۲۸]</sup> یکی از پرکاربردترین تعاریف اعتماد عبارت است از: «تأمیل یک طرف برای آسیب پذیر بودن در برابر اقدامات طرف دیگر، بر اساس این انتظار که طرف مقابل اقدام خاصی را انجام دهد که برای اعتمادکننده مهم است، صرف نظر از توانایی نظارت یا کنترل آن طرف دیگر». در خصوص رابطه ی اعتماد با ایجاد دانش می توان به اعتمادی که کارکنان در هنگام ایجاد دانش جدید بدون وجود ترس از توییح اشتباهات توسط سازمان

● فرضیه ی سوم: فرهنگ یادگیری بین اعضای تیم پروژه در فرایندهای مدیریت دانش، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

عدم تمرکز، نشان دهنده ی میزان پراکندگی اختیارات تصمیم گیری است.<sup>[۲۷]</sup> پراکندگی قدرت موجب افزایش خودانگیختگی و آزادی بیان می شود. تمرکز قدرت، مانع راه حل های خلاقانه می شود که می تواند برای ایجاد دانش بسیار مهم باشد. ژانگ<sup>۱۳</sup>



شکل ۱. مدل مفهومی پژوهش.

نتایج پژوهش استانستی<sup>۱۴</sup> (۲۰۲۰)<sup>[۶]</sup> و ابوبکار<sup>۱۵</sup> و همکارانش (۲۰۱۹)<sup>[۲۳]</sup> نشان داد که بین متغیرهای مدیریت دانش و خلاقیت سازمانی با کارایی کارکنان، رابطه‌ی معناداری وجود دارد. از میان ابعاد مدیریت دانش، بُعد ذخیره‌ی دانش و از میان ابعاد خلاقیت سازمانی، بُعد صلاحیت منابع انسانی، بیشترین رابطه را با کارایی کارکنان داشته‌اند. پژوهش ایرانزاده (۲۰۱۵)<sup>[۴۰]</sup> نیز در بررسی رابطه‌ی مؤلفه‌های مدیریت دانش و کارایی نیروی انسانی دریافته است که تمامی ابعاد مدیریت دانش در کارایی نیروی انسانی تأثیر می‌گذارند.

• فرضیه‌ی نهم: فرایندهای مدیریت دانش در کارایی تیم پروژه، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

نوآوری در ادبیات به روش‌های مختلفی تعریف شده است. به طور کلی، نوآوری دسته‌بندی‌های تثبیت شده‌ی مانند: نوآوری محصول، فرایند، سازمانی و بازاریابی مشخص می‌شوند، که بر حسب پیوندهایشان با نوآوری‌های تکنولوژیکی به توضیح آنها پرداخته و نظریه‌پردازی شده‌اند. با این حال، چالش‌های جهانی و تغییرات در ساختار تولید دانش منجر به نوآوری‌های متنوعی شده است.<sup>[۴۱]</sup> مدیریت دانش فقط روی نوآوری متمرکز نیست؛ بلکه محیطی را ایجاد می‌کند که باعث می‌شود نوآوری صورت گیرد. یافته‌های اده و آباوو<sup>۱۶</sup> (۲۰۲۰)<sup>[۴۲]</sup> نشان می‌دهد که شیوه‌های مدیریت دانش به نوآوری شرکت، هم به صورت مستقیم و نیز غیرمستقیم کمک می‌کند. نتایج پژوهش ایشان نشان می‌دهد که تولید، ذخیره و کاربرد دانش در نوآوری شرکت، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

• فرضیه‌ی دهم: فرایندهای مدیریت دانش در نوآوری تیم پروژه، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

در نتیجه مدل مفهومی پژوهش مطابق شکل ۱ به دست آمده است.

### ۳. روش‌شناسی

پژوهش حاضر از روش پیمایش برای جمع‌آوری داده‌ها استفاده کرده است. جامعه‌ی آماری، تیم‌های کاری پروژه‌ی در شرکت‌های پیمانکاری رتبه یک رشته‌ی ابنیه و ساختمان، راه و ترابری، صنعت و معدن، ارتباطات و نفت و گاز استان تهران بوده‌اند که افراد شاغل در پروژه‌ها به عنوان نماینده‌ی تیم‌ها در پرسش‌نامه‌ها مشارکت داشته‌اند. علت انتخاب شرکت‌های پیمانکاری اخیر، اهمیت نقش کار تیمی در آنها

و همکاران (۲۰۱۰)<sup>[۲۰]</sup>، نشان داده‌اند وقتی ساختار سازمانی کمتر رسمی، غیرمتمرکزتر و یکپارچه‌تر باشد، تعامل اجتماعی مطلوب‌تر است. از سوی دیگر، ثابت شده است که تعامل اجتماعی، رابطه‌ی مثبتی با مدیریت دانش دارد.<sup>[۲۴]</sup>

• فرضیه‌ی چهارم: عدم تمرکز ساختارهای سازمانی اعضای تیم پروژه در فرایندهای مدیریت دانش، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

بسیاری از پژوهشگران نیز بر اهمیت نقش حمایت مدیریت ارشد در مدیریت دانش تأکید کرده‌اند. حمایت مدیریت ارشد به چشم‌انداز و راهبردهای سازمانی بستگی دارد و به اعضای سازمان کمک می‌کند تا منافع خود را در اشتراک دانش و استفاده از دانش بیشتر کنند. بنابراین، مدیریت ارشد به شدت در فرهنگ، هنجارها و اقدام‌های راهبردی سازمان تأثیر می‌گذارد.<sup>[۲۷]</sup>

• فرضیه‌ی پنجم: حمایت مدیریت ارشد تیم پروژه در فرایندهای مدیریت دانش، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

سیستم‌های تشویقی و انگیزشی، روش‌های معمولی برای تشویق در جهت تحقق اهداف سازمانی با ارائه‌ی پاداش‌های بیرونی و نیز تدبیری ضروری برای جذب مشارکت اعضای در فعالیتهای مؤثر مدیریت دانش هستند. سازمان‌ها ممکن است تحت فشار قرار گیرند تا انگیزه‌ی لازم را به وجود آورند، که دانش را به اشتراک گذارند و این مشوق‌ها، پایه‌ی برای حمایت از مدیریت دانش است.<sup>[۲۷]</sup> در صورت وجود مزایای ذاتی، کارمندان دانش خود را به مخازن دانش انتقال می‌دهند؛ بنابراین، انتظارات و پاداش‌های مناسب منجر به مشارکت بیشتر در فعالیتهای مدیریت دانش می‌شود.<sup>[۲۵]</sup>

• فرضیه‌ی ششم: ایجاد انگیزش در جهت به اشتراک‌گذاشتن دانش بین اعضای تیم پروژه در فرایندهای مدیریت دانش، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

بسیاری از پژوهشگران نیز اظهار داشته‌اند که فناوری اطلاعات، عامل مهمی در ایجاد و انتقال دانش است. فناوری اطلاعات از دو طریق مهم در فرایند مدیریت دانش تأثیر می‌گذارد: (۱) بانک اطلاعاتی و فناوری ذخیره‌ی اطلاعات، امکان جمع‌آوری سریع، ذخیره و تبادل دانش را در مقیاس وسیع فراهم می‌کند. (۲) فناوری گردش کار و گروه‌های کاری، ادغام جریان‌های دانش جدا از هم را تسهیل می‌کند. فناوری اطلاعات با تسهیل فرایندهای مدیریت دانش، در بهبود یادگیری و عملکرد نقش دارد.<sup>[۲۷]</sup>

• فرضیه‌ی هفتم: پشتیبانی فناوری اطلاعات بین اعضای تیم پروژه در فرایندهای مدیریت دانش، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

در پژوهش‌های بسیاری نیز به تأثیر فرایندهای مدیریت دانش در عملکرد تیم پروژه اشاره شده است. مدیران به طور فزاینده، پایگاه داده‌های دانش و آموزش به اشتراک‌گذاری دانش را برای بهبود اثربخشی تیم پیاده‌سازی کرده‌اند.<sup>[۲۶]</sup> اشتراک‌گذاری دانش، منجر به پیشرفت یادگیری سازمانی و در نهایت، غنی‌سازی اثربخشی خواهد شد.<sup>[۳۷]</sup>

پژوهش منصوری (۲۰۱۶)<sup>[۳۸]</sup> نشان می‌دهد مدیریت دانش با اثربخشی، رابطه‌ی معناداری دارد. به علاوه، مدیریت دانش، قابلیت پیش‌بینی اثربخشی سازمانی را دارد. در پژوهش صابری (۲۰۱۹)<sup>[۳۹]</sup> یافته‌ها نشان دادند که مدیریت دانش در اثربخشی سازمانی تأثیر مستقیم دارد و همچنین مدیریت دانش از طریق خرد سازمانی در اثربخشی سازمانی به صورت غیرمستقیم تأثیر دارد.

• فرضیه‌ی هشتم: فرایندهای مدیریت دانش در اثربخشی تیم پروژه، تأثیر مثبت و معناداری دارد.

جدول ۲. آمار جمعیت شناختی پاسخ دهندگان به پرسش نامه.

ویژگی جمعیت شناختی	شاخص ها	تعداد	فراوانی %
سن	تا ۲۵ سال	۲	۲/۳
	۲۵ تا ۳۵ سال	۵۲	۶۰/۴
	۳۵ تا ۴۵ سال	۲۸	۳۲/۵
	بیشتر ۴۵ سال	۴	۴/۶
جنسیت	زن	۲۴	۲۷/۹
	مرد	۶۲	۷۲/۱
میزان تحصیلات	کاردانی	-	-
	کارشناسی	۶	۷
	کارشناسی ارشد	۶۰	۶۹/۸
	دکتر	۲۰	۲۳/۳
ماهیت پروژه	ابنیه و ساختمان	۴۰	۴۶/۵
	راه و ترابری	۲۰	۲۳/۳
	صنعت و معدن	۱۴	۱۶/۳
	ارتباطات	۴	۴/۷
	نفت و گاز	۸	۹/۳
آیا در شرکت شما واحد مدیریت دانش وجود دارد؟	بلی	۲۶	۳۰/۲
	خیر	۶۰	۶۹/۸
آیا در شرکت شما در انتهای پروژه، ارزیابی عملکرد تیم پروژه انجام می شود؟	بلی	۴۰	۴۶/۵
	خیر	۴۶	۵۳/۵

همچنین در پژوهش حاضر، در رابطه با مقیاس های گوناگون در پرسش نامه، از طیف فاصله بی (پنج تایی) لیکرت (خیلی مخالفم معادل ۱، مخالفم معادل ۲، نه موافق و نه مخالفم معادل ۳، موافقم معادل ۴، خیلی موافقم معادل ۵) استفاده شده است. همچنین در پژوهش حاضر، واحد تحلیل، تیم های پروژه بوده و افراد پاسخ دهنده به سؤال های پرسش نامه، به عنوان نماینده تیم ها در نظر گرفته شده اند. در واقع، مشغولان به فعالیت در تیم های پروژه، پاسخ دهندگان به سؤال های پرسش نامه بوده اند. شرط پاسخگویی این بود که افراد مذکور با همکاری سایر هم تیمی های خود، در پروژه هایی مشغول باشند که تا حدود زیادی پیشرفت داشته و یا اینکه اخیراً به اتمام رسیده است. همچنین موقع ارسال پرسش نامه به شرکت های ذکر شده از آنها خواسته شد که پرسش نامه را در اختیار اعضای از شرکت خود بگذارند که شروط پیش گفته خیر را داشته باشند. اگر چند نفر از اعضای شرکت در چند تیم از پروژه های مختلف مشغول بودند، هر کدام به نمایندگی از تیم پروژه خود و به طور مجزا، پرسش نامه ها را پُر کرده اند. روند جمع آوری داده ها با توجه به شیوع ویروس کرونا و عدم امکان حضور در شرکت ها و همایش ها، به صورت آنلاین و از طریق ایمیل بوده است. به این صورت که ابتدا با مراجعه به سایت برنامه و بودجه (sajar.mporg.ir) و به کمک فیلترهای موجود در قسمت جستجوی پیشرفته و استفاده از فیلترهای وضعیت گواهی نامه، استان محل ثبت شرکت و نوع گواهی نامه، رشته و پایه، فهرستی از حدود ۴۰۰ شرکت پیمانکاری پایه یک، شاغل در تهران و با وضعیت گواهی نامه معتبر، که در حوزه های ساختمان و ابنیه، راه و ترابری، صنعت و معدن، ارتباطات و نفت و

بوده و همچنین تیم های موقت در پروژه ها، برخلاف سازمان های کارفرمایی بسیار متداول است.

برای حصول اطمینان از این که پرسش شوندگان، مفاهیم موجود در پرسش نامه را درک کرده باشند، معیارهای انتخاب شوندگان عضویت در دفتر مدیریت دانش و یا مدیریت پروژه سازمان و یا دست کم داشتن دانش مدیریت پروژه بوده است. ویژگی های جمعیت شناختی که در پژوهش حاضر بررسی شده اند عبارتند از: سن، جنسیت، میزان تحصیلات، ماهیت (نوع فعالیت) شرکت و نوع پروژه بی که پاسخ دهندگان در آن مشغول فعالیت بوده اند (جدول ۲).

مطابق جدول ۲، در ۶۹/۸٪ از تیم های پروژه بی مشارکت کننده در پژوهش، واحد مدیریت دانش وجود نداشته و فعالیت های مدیریت دانش به صورت تخصصی و حرفه بی در شرکت، جاری نبوده است. همچنین در بیش از نیمی از تیم ها در انتهای پروژه، هیچ ارزیابی از عملکرد تیم پروژه صورت نگرفته است.

پژوهشگر حاضر به گردآوری داده ها از طریق پرسش نامه بی ساختار یافته و با سؤال های بسته پرداخته است. پرسش نامه از سه بخش: (۱) سؤال های مربوط به عملکرد تیم پروژه که از نوشتار لیو و همکارش (۲۰۱۶)<sup>[۱]</sup> اقتباس شده بودند، (۲) سؤال های مربوط به فرایندهای مدیریت دانش با اقتباس از نوشتار کیانتو<sup>۱۷</sup> و همکارانش (۲۰۱۶)<sup>[۲۳]</sup> و (۳) سؤال های مربوط به زیرساخت های مدیریت دانش که از نوشتار لی و همکارانش (۲۰۱۲)<sup>[۲۷]</sup> اقتباس شده اند، تشکیل شده است. پرسش نامه ها به صورت آنلاین و از طریق ایمیل در اختیار افراد مورد نظر قرار گرفته اند.

گاز به دست آمد. حدود ۱۰۰ شرکت به نامه‌ی درخواست همکاری پاسخ دادند که در نهایت، لینک پرسش‌نامه برای آنها ارسال شد. با توجه به این نکته که برخی از پرسش‌نامه‌ها توسط افراد یک تیم پر شده بودند، لذا بین آنها میانگین گرفته شد و در نهایت، ۸۶ پرسش‌نامه‌ی معتبر به دست آمد.

جهت تجزیه و تحلیل داده‌های گردآوری شده از طریق توزیع پرسش‌نامه، با بررسی‌های انجام شده و مشورت با دو مشاور آماری، با توجه به نوع مدل پژوهش (تعداد متغیرها، تعداد روابط بین متغیرها و نوع روابط بین آنها)، حجم جامعه و نمونه‌ی پژوهش و تعداد گویه‌های پرسش‌نامه، مدل معادلات ساختاری (SEM) ۱۸ و شاخص‌های آماری آزمون مذکور در نرم‌افزارهای SPSS (آمار توصیفی) و همچنین SmartPLS (مدل‌سازی و سنجش روابط و متغیرهای مدل و دیگر آزمون‌های آماری خاص ابزار مذکور)، به عنوان بهترین ابزار بخش کمی استفاده شده است.

مدل‌سازی معادلات ساختاری و تحلیل مسیر از جمله روش‌هایی هستند که در تجزیه و تحلیل چندمتغیره به کار می‌روند. با توجه به این‌که مدل مفهومی پژوهش حاضر، یک مدل چندمتغیره و با روابط پیچیده بین متغیرهاست، برای تأیید یا رد فرضیه‌های پژوهش از مدل معادلات ساختاری و تحلیل مسیر استفاده شده است. برای اجرای مدل معادلات ساختاری، روش‌های متنوعی وجود دارد که یکی از جدیدترین آنها، روش کمینه‌ی مربعات جزئی (PLS) ۱۹ است، که روشی واریانس‌محور است. روش PLS معمولاً زمانی استفاده می‌شود که حجم نمونه‌ی پژوهش کم و یا تعداد متغیرها زیاد باشد. [۲۱] در پژوهش حاضر، با توجه به حجم کم نمونه‌ها (۸۶ نمونه) و روابط نسبتاً پیچیده‌ی متغیرها از ابزار PLS استفاده شده است.

جهت روایی ابزارهای استفاده شده، از جمله سؤال‌های پرسش‌نامه از اعتبار صوری استفاده شده است؛ به این منظور، سؤال‌های ذکر شده پس از تنظیم، در اختیار دو استاد دانشگاهی، یک نفر از دانشجویان مدیریت پروژه و یک خبره‌ی صنعتی که تجربه‌ی مطالعاتی و فعالیت عملی خوبی در زمینه‌ی مدیریت دانش داشتند، قرار گرفت، که پس از اعلام نظر آنها، ایرادهای وارد شده به سؤال‌های پرسش‌نامه برطرف شد. همچنین از ضریب آلفای کرونباخ برای ارزیابی پایایی سؤال‌های پرسش‌نامه استفاده شد، که مقدار ۰/۸۷۶ به دست آمد، که مقدار مناسبی است.

#### ۴. یافته‌ها

##### ۴.۱. آمار توصیفی متغیرهای پژوهش

وضعیت آمار توصیفی متغیرهای زیرساخت‌های مدیریت دانش در تمامی تیم‌های پروژه‌ی که در پژوهش حاضر مشارکت داشته‌اند، در جدول ۳ ارائه شده است. مطابق جدول ۳، در هر هفت متغیر، میانگین آنها کمتر از حد متوسط، یعنی

جدول ۳. آمار توصیفی مؤلفه‌های زیرساخت‌های مدیریت دانش.

مؤلفه‌های زیرساخت‌های مدیریت دانش	میانگین	انحراف معیار
همکاری	۲/۹۱	۰/۹۶۶
اعتماد	۲/۶۷	۰/۹۸۷
فرهنگ یادگیری	۲/۰۰	۰/۹۷۰
عدم تمرکز	۲/۵۸	۱/۰۲۳
حمایت مدیریت ارشد	۲/۲۸	۰/۹۲۹
انگیزش	۲/۱۴	۰/۹۳۵
پشتیبانی فناوری اطلاعات	۲/۳۳	۱/۰۱۱

عدد ۳ است و فقط در مورد مؤلفه‌ی همکاری با توجه به نزدیکی عدد ۲/۹۱ با عدد ۳ می‌توان گفت در وضعیت متوسطی به سر می‌برد و بیان‌گر این موضوع است که وضعیت زیرساخت‌های مدیریت دانش کمتر از حد متوسط است و نیاز به فرهنگ‌سازی دارد. نتایج حاصل با آمار به دست آمده از اطلاعات دموگرافیک پاسخ‌دهندگان هم‌خوانی دارد؛ مشخص است که در شرکت‌هایی که واحد مدیریت دانش وجود ندارد، در زمینه‌ی زیرساخت‌های مدیریت دانش نیز ضعیف هستند. به بیان دیگر، شاید وجود واحد مدیریت دانش در هر شرکتی بتواند به عنوان یکی از زیرساخت‌های دانش عمل کند؛ در واقع، همان نقشی که دفتر مدیریت پروژه برای تقویت مدیریت پروژه در هر شرکتی می‌تواند ایفا کند. همچنین وضعیت آمار توصیفی مؤلفه‌های فرایند‌های مدیریت دانش در جدول ۴ ارائه شده است؛ که مطابق آن، در هر ۵ مؤلفه، میانگین آنها کمتر از حد متوسط یعنی عدد ۳ است و نشان می‌دهد که وضعیت فرایند‌های مدیریت دانش در تمامی ۸۶ نمونه‌ی بررسی شده، کمتر از حد متوسط و یا ضعیف است.

وضعیت مؤلفه‌های عملکرد فنی تیم پروژه نیز در تمامی ۸۶ نمونه‌ی بررسی شده در جدول ۵ ارائه شده است.

مطابق جدول ۵ در دو مؤلفه‌ی کارایی و نوآوری، میانگین از عدد ۳ یعنی حد متوسط طیف پایین‌تر است و فقط در مؤلفه‌ی اثربخشی، میانگین معادل عدد ۳/۱۲ است و مقدار کمی از حد متوسط بالاتر است؛ بنابراین باید گفت وضعیت نوآوری و کارایی در تیم‌های پروژه، بسیار ضعیف بوده و فقط مؤلفه‌ی اثربخشی، وضعیت نسبتاً خوبی داشته است. در مورد دو متغیر کارایی و نوآوری می‌توان نتیجه گرفت وضعیت نوآوری از کارایی بهتر است. نتیجه‌ی اخیر با پاسخ‌های مشارکت‌کنندگان در پژوهش و در پاسخ به آخرین سؤال بخش دموگرافیک پرسش‌نامه، هم‌خوانی دارد؛ به عبارتی حدود ۵۴٪ پاسخ‌دهندگان به این نکته اشاره کرده‌اند که در انتهای پروژه‌هاشان، ارزیابی عملکرد تیم پروژه انجام نمی‌شود.

##### ۴.۲. آمار استنباطی متغیرهای پژوهش

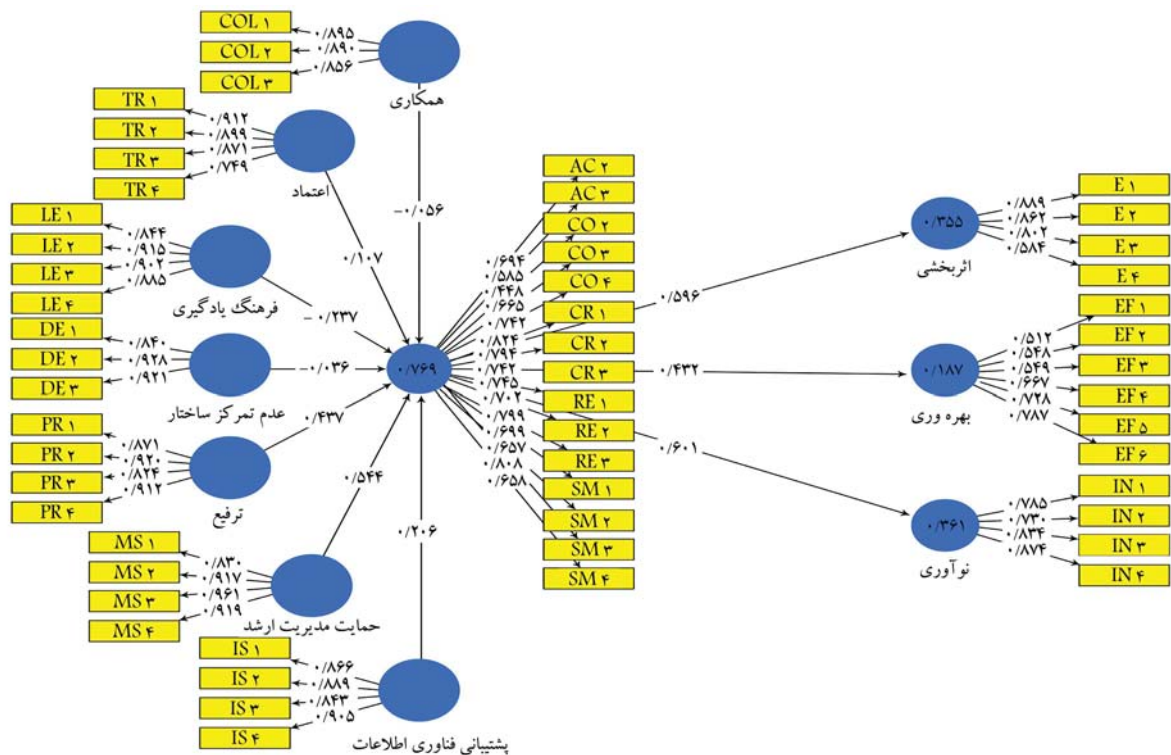
هدف بخش حاضر، آزمون فرضیه‌های مدل مفهومی پژوهش است. در شکل ۲ و ۳، به ترتیب مقادیر ضرایب استاندارد شده‌ی بارهای عاملی و ضرایب t-value مشاهده می‌شود.

جدول ۴. آمار توصیفی مؤلفه‌های فرایند‌های مدیریت دانش.

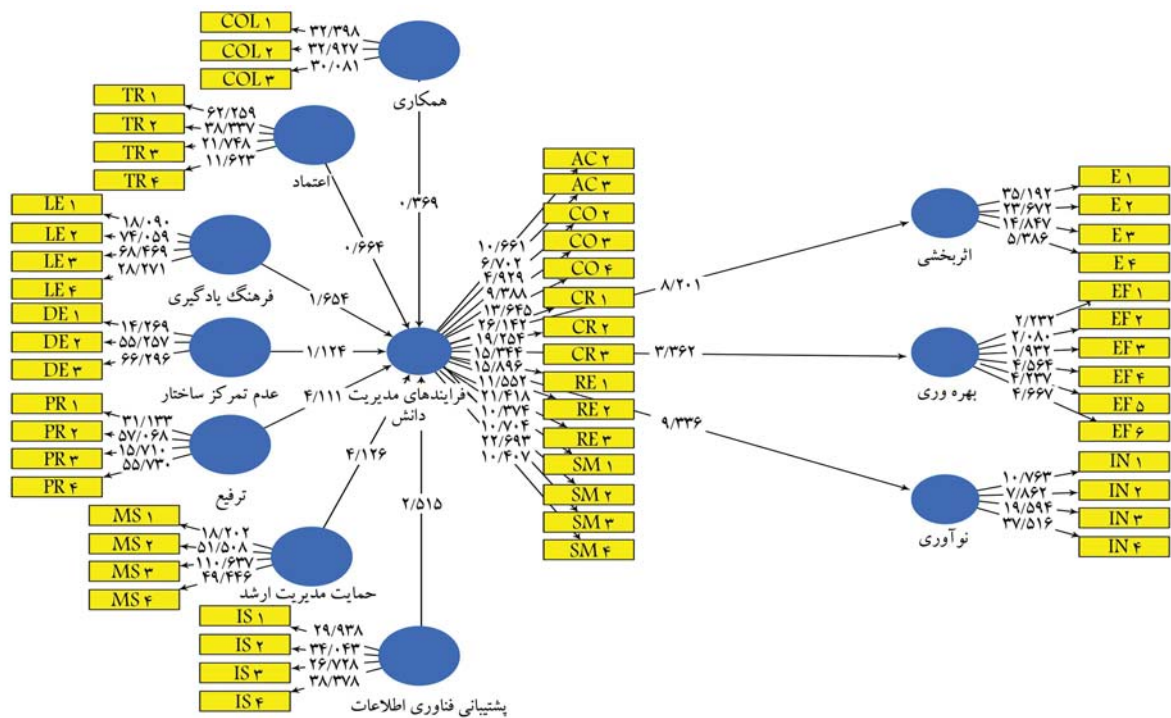
مؤلفه‌های فرایند‌های مدیریت دانش	میانگین	انحراف معیار
اکتساب دانش	۲/۲۳	۰/۷۴۶
اشتراک‌گذاری دانش	۲/۵۱	۰/۸۵۱
خلق دانش	۲/۲۶	۰/۸۷۰
کدگذاری دانش	۲/۲۱	۰/۸۲۸
حفظ دانش	۲/۴۰	۱/۱۷۱

جدول ۵. آمار توصیفی مؤلفه‌های عملکرد فنی تیم پروژه.

مؤلفه‌های عملکرد فنی تیم پروژه	میانگین	انحراف معیار
اثربخشی	۳/۱۲	۰/۷۵۸
کارایی	۱/۹۳	۰/۷۶۴
نوآوری	۲/۴۰	۰/۸۱۶



شکل ۲. مدل مفهومی پژوهش با ضرایب استاندارد شده بارهای عاملی.



شکل ۳. مدل مفهومی پژوهش با ضرایب t-values.

نتایج پایایی ترکیبی برای تمامی سازه‌های پژوهش (متغیرها)، نیز مطابق جدول ۶، قبول شده است. نتایج مربوط به بررسی روایی همگرا در جدول ۷ نشان می‌دهد که با توجه به حدود گفته شده برای معیار روایی، تمامی متغیرهای پژوهش به جز متغیر کارایی

(با فاصله‌ی نسبتاً کمی از حد مطلوب)، در حد مناسبی هستند و مطلوبیت مدل اندازه‌گیری را تأیید می‌کنند. همچنین با توجه به معیار روایی واگرا در جدول ۸ واگرایی مدل در حد مناسبی است. مطابق جدول ۹، میزان شاخص پیش‌بین تعدیل شده برای فرایندهای مدیریت دانش، در حد قوی؛ برای اثربخشی و نوآوری، در حد متوسط

جدول ۶. ضریب پایایی ترکیبی متغیرهای پژوهش.

متغیرها	ضریب پایانی ترکیبی ( $CR > 0.7$ )	نتیجه
همکاری	۰/۹۱۲	مطلوب
اعتماد	۰/۹۱۹	مطلوب
فرهنگ یادگیری	۰/۹۳۶	مطلوب
عدم تمرکز ساختار	۰/۹۲۵	مطلوب
حمایت مدیریت ارشد	۰/۹۴۹	مطلوب
انگیزش	۰/۹۳۵	مطلوب
پشتیبانی فناوری اطلاعات	۰/۹۳۰	مطلوب
فرایندهای مدیریت دانش	۰/۹۳۸	مطلوب
اثر بخشی	۰/۷۸	مطلوب
کارایی	۰/۸۰۲	مطلوب
نوآوری	۰/۸۸۲	مطلوب

جدول ۷. نتایج بررسی روایی همگرا با معیار AVE.

متغیرهای پژوهش	AVE $> 0.5$	نتیجه
همکاری	۰/۷۸۶	مطلوب
اعتماد	۰/۷۴۰	مطلوب
فرهنگ یادگیری	۰/۷۸۶	مطلوب
عدم تمرکز ساختار	۰/۸۰۵	مطلوب
حمایت مدیریت ارشد	۰/۸۲۵	مطلوب
انگیزش	۰/۷۸۲	مطلوب
پشتیبانی فناوری اطلاعات	۰/۷۶۸	مطلوب
فرایندهای مدیریت دانش	۰/۵۰۷	مطلوب
اثر بخشی	۰/۸۳۱	مطلوب
کارایی	۰/۴۸۰	نامطلوب
نوآوری	۰/۶۵۲	مطلوب

و برای نوآوری، ضعیف برآورد شده است. مقدار  $0.769$  برای فرایندهای مدیریت دانش به این معناست که مؤلفه‌های زیرساخت‌های مدیریت دانش،  $0.76/9$  از تغییرات فرایند مدیریت دانش را پیش‌بینی می‌کنند و مابقی تغییرات متغیر مذکور، وابسته به متغیرهای دیگری است که در پژوهش حاضر نیامده است. مقادیر شاخص ارتباط پیش‌بین برای پژوهش حاضر در جدول ۱۰ ارائه شده است، که نشان از مطلوب بودن شاخص ذکر شده برای تمامی روابط موجود در مدل دارد.

مقادیر شاخص اندازه‌ی اثر برای پژوهش حاضر در جدول ۱۱ ارائه شده است، که نشان از مطلوب بودن شاخص اندازه‌ی اثر برای تمامی روابط موجود در مدل دارد. شاخص نیکویی بارز مدل در جدول ۱۲ ارائه شده است. با توجه به این که شاخص GFI (بالای  $0.7$ ) و ریشه‌ی خطای میانگین مجذورات تقریب (کمتر از  $0.8$ ) قرار دارند، مدل از لحاظ شاخص‌های نیکویی بارز در سطح مطلوبی قرار دارد.

### ۳.۴. آزمودن فرضیه‌های مدل مفهومی پژوهش

نتایج مربوط به تأیید یا عدم تأیید هر کدام از فرضیه‌های پژوهش، در جدول ۱۳ ارائه شده است.

همان‌طور که نتایج نشان داد، برخی فرضیه‌ها تأیید شده و برخی تأیید نشده‌اند. به صورت کلی، تأثیر عدم تمرکز ساختار و فرهنگ یادگیری بین افراد تیم پروژه در فرایندهای مدیریت دانش تأیید نشده‌اند. شاید یکی از دلایل عدم تأیید آنها، تأثیر عدم تمرکز ساختار در فرایندهای مدیریت دانش این باشد که در تیم‌های پاسخ‌دهنده، فواصل قدرت زیادی بین سطوح مختلف سلسله‌مراتب وظیفه‌ی وجود داشته است و افراد برای اشتراک دانش و ایده‌ها، آزادی عمل و به دنبال آن انگیزه‌ی زیادی نداشته باشند. شاید وجود سلسله‌مراتب عمودی وظیفه‌ی به جای سلسله‌مراتب افقی، که کمی منعطف‌تر است، در بروز این دیدگاه پاسخ‌دهندگان بی‌تأثیر نباشد. موضوعی که پاسخ‌دهندگان بدون اطلاع از منظور پژوهشگر از طرح گویه‌های پژوهش به آن پاسخ داده‌اند.

اما در عدم تأیید فرضیه‌ی تأثیر فرهنگ یادگیری در فرایندهای مدیریت دانش، به نظر می‌رسد آن‌چنان که می‌باید به فرصت‌های توسعه‌ی شغلی اعضای تیم پروژه‌ها توجه نمی‌شود. بی‌توجهی به برگزاری همایش‌ها، سمینارها و البته تعریف مسیرهای شغلی آتی اعضای تیم پروژه‌ها، از موضوعاتی است که به نظر می‌آید به دست فراموشی سپرده شده و با اتمام تیم پروژه، منحل شده است و سنگ بنای شغلی آینده‌ی افراد مذکور، تعریف و بسترسازی نمی‌شود. مشابه با مورد قبل، متغیر فرهنگ یادگیری، آن‌چنان که در برخی پژوهش‌ها به آن توجه شده است، در محیط کاری به آن توجه نمی‌شود و شاید در گفتگوی کلامی با کارکنان تیم پروژه‌ها، خیلی از تأثیر مثبت متغیر مذکور آگاه نباشند.

در مورد دیگر متغیرها و آثار آنها در یکدیگر، با وجود وضعیت نسبتاً نامطلوبی از آنها در تیم‌های پروژه‌ی پاسخگو، شاید اعضای تیم‌ها بیشتر از آثار آنها در یکدیگر آگاه باشند. با این حال، با وجود حرکت از سمت چپ به سمت راست مدل پژوهش، تأثیر زیرساخت‌های مدیریت دانش در عملکرد تیمی مشخص می‌شود و چه بسا سرمایه‌گذاری در زیرساخت‌ها به عنوان سنگ بنا و با توجه و اولویت بیشتری نسبت به فرایندهای مدیریت دانش، مشهود است؛ در واقع با ارتقاء وضعیت زیرساخت‌های مدیریت دانش در هر کدام از متغیرهای تعریف شده، شاید بتوان وضعیت بهتری را در فرایندهای مدیریت دانش به دست آورد. این موضوع از آن‌جا مشخص می‌شود که میانگین متغیرهای زیرساخت‌های مدیریت دانش، کمتر از میانگین متغیرهای فرایندهای مدیریت دانش و همچنین میانگین متغیرهای فرایندهای مدیریت دانش، کمتر از میانگین متغیرهای عملکرد تیمی به دست آمده است. به عبارتی دیگر، از سمت چپ به راست مدل پژوهش، وضعیت میانگین متغیرها رو به افول رفته است.

### ۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به بررسی تأثیر زیرساخت‌های مدیریت دانش در فرایندهای مدیریت دانش و در نتیجه تأثیر فرایندهای مدیریت دانش در عملکرد تیم پروژه پرداخته شده است. نتایج حاصل از تجزیه و تحلیل داده‌ها نشان داده است که وضعیت زیرساخت‌های مدیریت دانش، که شامل: همکاری، اعتماد، فرهنگ یادگیری، عدم تمرکز ساختار، حمایت مدیریت ارشد، انگیزش و پشتیبانی فناوری اطلاعات است، در تیم‌های پروژه اصلاً مناسب نیست و از حد متوسط نیز پایین‌تر است. همچنین فرایندهای مدیریت دانش، شامل: مؤلفه‌های اکتساب دانش، اشتراک‌گذاری، خلق

جدول ۸. روایی و اگر با روش فورنل و لارکر.

پشتیبانی IT	همکاری نوآوری	فرهنگ یادگیری	فرایند مدیریت دانش	عدم تمرکز ساختار	حمایت مدیریت ارشد	انگیزش	کارایی	اعتماد	اثر بخشی	متغیرها
										اثر بخشی
										اعتماد
										کارایی
										انگیزش
										حمایت مدیریت ارشد
										عدم تمرکز ساختار
										فرایند مدیریت دانش
										فرهنگ یادگیری
										نوآوری
										همکاری
										پشتیبانی IT

جدول ۹. ضریب  $R^2$  متغیرهای وابسته‌ی پژوهش.

متغیر وابسته	ضریب تعیین	ضریب تعیین تعدیل شده	نتیجه
فرایندهای مدیریت و دانش	۰/۷۶۹	۰/۷۴۸	قوی
اثر بخشی	۰/۳۵۵	۰/۳۴۸	متوسط
کارایی	۰/۱۸۷	۰/۱۷۷	ضعیف
نوآوری	۰/۳۶۱	۰/۳۵۴	متوسط

جدول ۱۰. ضریب  $Q^2$  متغیرهای وابسته‌ی پژوهش.

متغیر	$Q^2$	نتیجه
فرایندهای مدیریت دانش	۰/۳۴۳	مطلوب (قدرت پیش‌بینی قوی)
اثر بخشی	۰/۴۰۵	مطلوب (قدرت پیش‌بینی قوی)
کارایی	۰/۱۷۴	مطلوب (قدرت پیش‌بینی کم)
نوآوری	۰/۴۲۵	مطلوب (قدرت پیش‌بینی قوی)

جدول ۱۱. ضرایب  $f^2$  متغیرهای پژوهش.

متغیر مستقل	متغیر وابسته	$f^2$	نتیجه
همکاری	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۰۰۲	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر کوچک)
اعتماد	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۰۰۷	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر کوچک)
فرهنگ یادگیری	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۰۳۹	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر متوسط)
عدم تمرکز ساختار	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۰۱۱	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر کوچک)
حمایت مدیریت ارشد	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۲۶۶	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر متوسط)
انگیزش	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۱۶۲	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر بزرگ)
پشتیبانی فناوری اطلاعات	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۰۷۲	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر متوسط)
	اثر بخشی	۰/۵۵۱	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر بزرگ)
	کارایی	۰/۲۳۰	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر بزرگ)
	نوآوری	۰/۵۵۶	مطلوب (اندازه‌ی تأثیر بزرگ)

جدول ۱۲. شاخص‌های نیکویی برازش مدل.

شاخص	ضریب تبیین	ضریب تبیین اصلاح شده
SRMR	۰/۰۴۵	۰/۰۴۴
GFI	۰/۸۹۷	۰/۹۲۹

جدول ۱۳. نتایج برآورد ضرایب معناداری تی و ضریب مسیر استاندارد شده.

نتیجه	متغیر مستقل	متغیر وابسته	B	t - value	سطح معناداری
تأیید	همکاری	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۰۵۶	۲/۷۵۱	۰/۰۴
تأیید	اعتماد	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۱۰۷	۴۵۶/۲	۰/۰۰
عدم تأیید	فرهنگ یادگیری	فرایندهای مدیریت دانش	-۰/۲۳۷	۱/۶۶۰	۰/۰۹۸
عدم تأیید	عدم تمرکز ساختار	فرایندهای مدیریت دانش	-۰/۰۸۶	۱/۰۷۶	۰/۲۸۲
تأیید	حمایت مدیریت ارشد	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۵۴۴	۴/۱۸۵	۰/۰۰
تأیید	انگیزش	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۴۳۷	۳/۸۹۵	۰/۰۰
تأیید	پشتیبانی IT	فرایندهای مدیریت دانش	۰/۲۰۶	۲/۶۳۰	۰/۰۰۹
تأیید	فرایندهای مدیریت دانش	اثر بخشی	۰/۵۹۶	۸/۳۹۱	۰/۰۰
تأیید	فرایندهای مدیریت دانش	کارایی	۰/۴۳۲	۳/۰۱۵	۰/۰۰۳
تأیید	فرایندهای مدیریت دانش	نوآوری	۰/۶۰۱	۹/۳۴۴	۰/۰۰

پولیتیس<sup>۲۰</sup> (۲۰۰۳)،<sup>[۴۴]</sup> به تأثیر اعتماد بین فردی در مدیریت دانش (اکتساب) اعضاء تیم و پیامدهای آن برای عملکرد تیم اطلاعات پرداخته است. یافته‌های ایشان حاکی از آن بود که بیشتر ابعاد اعتماد بین فردی به طور مثبت با متغیرهای کسب دانش مرتبط است. همچنین آثار اعتماد بین فردی در عملکرد تیم تا حد زیادی توسط متغیرهای مداخله‌گر کسب دانش میانجی‌گری شده است. در ضمن، کلیه‌ی زیرساخت‌های مدیریت دانش فراتر از اعتماد، بررسی شده و فرایندهای مدیریت دانش نیز محدود به اکتساب نشده است. همچنین یافته‌های پژوهش پولیتیس در رابطه با تأثیر اعتماد از طریق اکتساب دانش و تأثیر در عملکرد تیم با یافته‌های پژوهش حاضر سازگار بوده است.

به هر صورت آنچه ارزشمند است، این است که از یافته‌های پژوهش حاضر در محیط واقعی پروژه‌ها استفاده شود، تا صنعت کاران بدانند با تقویت چه مؤلفه‌هایی می‌توانند عملکرد تیم‌های خود را ارتقاء بخشند.

با این حال، پژوهش حاضر فقط در محیط تیم‌های پروژه‌ی خاص صنعت ساخت و ساز و مشغول به فعالیت در شرکت‌های پیمانکاری انجام شده و انجام مطالعات مجزایی در صنایع دیگر و حتی تیم‌های پروژه‌ی مشغول به فعالیت در شرکت‌های با ماهیت کارفرمایی، مشاوره، طرح و ساخت نیز می‌تواند نتایج ارزشمندی را به همراه داشته باشد؛ در نتیجه، انجام پژوهشی با موضوع تأثیر مدیریت دانش در عملکرد پروژه‌ها به تفکیک ماهیت آنها به پژوهشگران آتی پیشنهاد می‌شود. از طرفی، جامعه‌ی آماری پژوهش حاضر که فقط در استان تهران و با تعداد نمونه‌های محدودی انجام شده است، از دیگر محدودیت‌های پژوهش حاضر است.

همچنین در پژوهش حاضر، متغیرهای مدیریت دانش به عنوان متغیرهای مستقل در نظر گرفته شده‌اند، که در عملکرد تیم اثر می‌گذارند. وقتی پیاده‌سازی و یا توسعه‌ی مدیریت دانش با موانعی مواجه شود، بالطبع ارتقاء عملکرد اعضاء تیم نیز با موانعی مواجه می‌شود، که موانع مذکور در پژوهش حاضر بررسی نشده‌اند؛ لذا انجام مطالعاتی با عنوان‌های موانع موجود بر سر راه ایجاد زیرساخت‌های مدیریت دانش در سازمان‌ها و عوامل ناکارآمدی سیستم مدیریت دانش در سازمان‌ها به پژوهشگران آتی پیشنهاد می‌شود.

دانش، کدگذاری و حفظ دانش نیز وضعیت مناسبی ندارند و میانگین آنها از حد متوسط پایین‌تر است و در مورد مؤلفه‌های عملکرد تیم، یعنی: اثربخشی، کارایی و نوآوری، فقط اثربخشی تیم از حد متوسط بیشتر است و می‌توان گفت وضعیت قابل‌قبولی دارد.

نتایج حاصل از بررسی مدل اندازه‌گیری نشان داد که ۸ فرضیه تأیید شده و دو فرضیه تأیید نشده‌اند. فرضیه‌هایی که تأیید شده‌اند، هم‌خوانی خوبی با مطالعات پیشین را نشان می‌دهند. اما مهم‌تر فرضیه‌هایی هستند که تأیید نشده‌اند.

فرضیه‌ی سوم، که رابطه‌ی فرهنگ یادگیری و فرایندهای مدیریت دانش را ارزیابی کرده است، تأیید نشده است. به این معنا که لزوماً افزایش یادگیری فردی منجر به بهبود فرایندهای مدیریت دانش نمی‌شود. به نظر می‌رسد بر سر تبدیل دانش ضمنی افراد به دانش تیم و در نتیجه دانش شرکت‌ها، مانع بزرگی وجود دارد که دانش شرکت‌ها، یا به صورت دانش فردی باقی می‌ماند و در سطح محدودی بهره‌برداری می‌شود و یا این‌که به علت بلااستفاده بودن، به دانشی غیرقابل استفاده مبدل می‌شود. توجه بیشتر به مواردی چون لزوم توسعه‌ی شعلی و موضوعات آموزش و اشتراک دانش در همایش‌ها و اجتماعات حرفه‌ی در شرایط فعلی احساس می‌شود.

همچنین فرضیه‌ی چهارم، که به بررسی عدم تمرکز ساختار در فرایندهای مدیریت دانش پرداخته است، تأیید نشده است. شاید به صورت کلی، در تمامی ۸۶ نمونه‌ی بررسی شده، نوعی فرهنگ سلسله‌مراتبی قدرت حاکم باشد و افراد برای تبدیل و اشتراک دانش خود به دانش تیمی، اختیارات کافی نداشته نباشند. بعضاً فواصل قدرت، سطوح قدرت را در تیم‌های پروژه حاکم می‌کنند، که فرصت‌های نوآورانه را با موانع جدی مواجه می‌سازد.

فرضیه‌ی پنجم پژوهش، نیز که به بررسی رابطه‌ی حمایت مدیریت ارشد روی فرایندهای مدیریت دانش پرداخته است، تأیید نشده است. به نظر می‌رسد مفاهیم مدیریت دانش هنوز در بین مدیران پروژه‌ها نیز غریبه باشد. تا وقتی کارمندان سطوح پایین‌تر، تمایل رهبران خود به سمت این موضوعات را نبینند، ممکن است رغبتی نیز جهت تلاش برای پیاده‌سازی این مفاهیم نداشته باشند. در حقیقت خود را از داشتن پشتوانه‌ی محکم محروم می‌دانند.



## پانویسها

1. Geert Hofstede
2. Kucza
3. Mishra & Bhaskar
4. Karadsheh
5. Imran
6. Kushwaha & Rao
7. Ford
8. Miković
9. Peñalver
10. Adeinat & Abdulfatah
11. Ajmal & Koskinen
12. Al-Adaileh & Al-Atawi
13. Zheng
14. Estanesti
15. Abubakar
16. Ode & Ayavoo
17. Kianto
18. Structure equation modeling
19. Partial least squares
20. Politis

## منابع (References)

1. Fedor, D.B., Ghosh, S., Caldwell, S.D. and et al. "The effects of knowledge management on team members' ratings of project success and impact", *Decision Sciences*, **34**(3), pp. 513-539 (2003).
2. Liu, W.-H. and Cross, J.A. "A comprehensive model of project team technical performance", *International Journal of Project Management*, **34**(7), pp. 1150-1166 (2016).
3. Kheyrandish, M. "A comprehensive model of key factors of teamwork effectiveness and its measuring scales in organizational context", *Organizational Behaviour Studies Quarterly*, **4**(3), pp. 31-60 (2015).
4. Sung, S.Y. and Choi, J.N. "Effects of team knowledge management on the creativity and financial performance of organizational teams", *Organizational Behavior and Human Decision Processes*, **118**(1), pp. 4-13 (2012).
5. Huang, J.W. and Li, Y.H. "The mediating effect of knowledge management on social interaction and innovation performance", *International journal of Manpower*, **30**(3), pp.285-301 (2009).
6. Estanesti, S. and Sholibour, A. "Investigation of the relationship between knowledge management and organizational creativity with staff productivity (case study: iranshahr steam power plant)", *Management Researches*, **12**(46), pp. 305-328 (2020).
7. Taylor, T. "The challenge of project team incentives", *Compensation & Benefits Review*, **42**(5), pp. 411-419 (2010).
8. Henderson, S. and Walkinshaw, O. "Command team assessment: principles, guidance and observations", *Unpublished Report, QinetiQ, Fort Halstead* (2002).
9. Bell, S.T. "Deep-level composition variables as predictors of team performance: A meta-analysis", *Journal of applied psychology*, **92**(3), p. 595-615 (2007).
10. Kim, J. and Burton, R.M. "The effect of task uncertainty and decentralization on project team performance", *Computational & Mathematical Organization Theory*, **8**(4), pp. 365-384 (2002).
11. Liu, W.-H. "A comprehensive model of perceived project team performance", (2012).
12. Sudhakar, G. "Different dimensions of teams", *Ecoforum Journal*, **2**(2), pp. 29-35 (2013).
13. Lee, H. and Choi, B. "Knowledge management enablers, processes, and organizational performance: An integrative view and empirical examination", *Journal of Management Information Systems*, **20**(1), pp. 179-228 (2003).
14. Ritter-Hayashi, D., Knoblen, J. and Vermeulen, P.A.M. "Temporary employment: Curse or blessing for a firm's absorptive capacity?", *Technological Forecasting and Social Change*, **173**, 121090 (2021).
15. Kohonen-Aho, L. and Tiilikainen, S. "Constructing shared context for temporary teams in virtual worlds with informal interaction", *Proceedings of the International Conference for Information Systems*, Seoul, South Korea: Association for Information Systems (2018).
16. Massaro, M., et al., "Intellectual capital and performance in temporary teams?", *Management Decision*, **58**(3), pp. 410-427 (2020).
17. Dai, H., Swaminathan, J.M. and Xu, Y. "Leveraging the experience: exploration and exploitation in gig worker learning process", *Available at SSRN 4106978* (2022).
18. Thommes, M.S. and Uitdewilligen, S. "Healthy suspicion: the value of low swift trust for information processing and performance of temporary teams", *Group Dynamics: Theory, Research, and Practice*, **23**(2), p. 124-139 (2019).
19. Kucza, T. "Knowledge management process model", *VTT Technical Research Centre of Finland* (2001).
20. Mishra, B. and Bhaskar, A.U. "Knowledge management process in two learning organisations", *Journal of Knowledge Management*, **15**(2), pp. 344-359 (2011).
21. Chang, C.L.-H. and Lin, T.-C. "The role of organizational culture in the knowledge management process", *Journal of Knowledge Management*, **19**(3), pp. 433-455 (2015).
22. Karadsheh, L., Mansour, E., Alhawari, S. and et al. "A theoretical framework for knowledge management process: towards improving knowledge performance", *Communications of the IBIMA*, **7**, pp. 67-79 (2009).
23. Abubakar, A.M., Elrehail, H., Alatailat, M.A. and et al. "Knowledge management, decision-making style and organizational performance", *Journal of Innovation & Knowledge*, **4**(2), pp. 104-114 (2019).
24. Abualoush, S., Bataineh, K. and Alrowwad, A.A. "The role of knowledge management process and intellectual capital as intermediary variables between knowledge management infrastructure and organization performance", *Interdisciplinary Journal of Information, Knowledge, and Management*, **13**, p. 279 (2018).
25. Imran, M.K. "Impact of knowledge management infrastructure on organizational performance with moderating

- role of KM performance: An empirical study on banking sector of Pakistan”, *Information and Knowledge Management* (2014).
26. Kushwaha, P. and Rao, M.K. “Integrative role of KM infrastructure and KM strategy to enhance individual competence”, *VINE*, **45**(3), pp. 376-396 (2015).
  27. Lee, S., Kim, B.G. and Kim, H. “An integrated view of knowledge management for performance”, *Journal of Knowledge Management*, **16**(2), pp.183-203 (2012).
  28. Ford, D.P. “Trust and knowledge management: The seeds of success”, In: Holsapple, C.W. (eds) *Handbook on Knowledge Management I. International Handbooks on Information Systems*, Springer, Berlin, Heidelberg, bf 1, pp.553-575 (2004). DOI.org/10.1007/978-3-540-24746-3-29.
  29. Miković, R., Petrović, D. Milić, M. and et al. “The integration of social capital and knowledge management –The key challenge for international development and cooperation projects of nonprofit organizations”, *International Journal of Project Management*, **38**(8), pp. 515-533 (2020).
  30. Peñalver, A.J.B., Conesa, J.A.B., Santos, M.C. and et al. “Influence of cooperation and collaborative ICT in knowledge management”, *Journal of Scientific and Industrial Research*, **77**(6), pp. 313-317 (2018).
  31. Adeinat, I.M. and Abdulfatah, F.H. “Organizational culture and knowledge management processes: case study in a public university”, *VINE Journal of Information and Knowledge Management Systems*, **49**(1), pp. 35-53 (2019).
  32. Ajmal, M.M. and Koskinen, K.U. “Knowledge transfer in project-based organizations: An organizational culture perspective”, *Project Management Journal*, **39**(1), pp. 7-15 (2008).
  33. Al-Adaileh, R.M. and Al-Atawi, M.S. “Organizational culture impact on knowledge exchange: Saudi Telecom context”, *Journal of Knowledge Management*, **15**(2), pp. 212-230 (2011).
  34. Zheng, W., Yang, B. and McLean, G.N. “Linking organizational culture, structure, strategy, and organizational effectiveness: mediating role of knowledge management”, *Journal of Business Research*, **63**(7), pp. 763-771 (2010).
  35. Kankanhalli, A., Tan, B.C.Y. and Wei, K.-K. “Contributing knowledge to electronic knowledge repositories: An empirical investigation”, *MIS quarterly*, **29**(1), pp. 113-143 (2005). DOI:org/10.2307/25148670.
  36. Child, J.T. and Shumate, M. “The impact of communal knowledge repositories and people-based knowledge management on perceptions of team effectiveness”, *Management Communication Quarterly*, **21**(1), pp. 29-54 (2007).
  37. Jaradat, N.M.S. and Al Maani, A.I. “The impact of knowledge management infrastructure on performance effectiveness in Jordanian organizations”, *Arab Economic and Business Journal*, **9**(1), pp. 27-36 (2014).
  38. Mansoori, V. and et al. “The relationship between knowledge management with organizational effectiveness in the youth and sports ministry’s staff”, *Contemporary Studies On Sport Management*, **6**(11), pp. 41-50 (2016).
  39. saberi, A. and goodarzi, S. “The impact of knowledge management on the effectiveness of the ministry of youth and sports with emphasis on the role of mediator organizational wisdom”, *Research on Educational Sport*, **7**(16), pp. 149-168 (2019).
  40. Iranzadeh, S., Fakhimiazar, S. and Jedare Sefedgare, A. “Effect of KM components on labor productivity using factor analysis in finance and credit institution of Tabriz”, *The Journal of Productivity Management*, **9**(33), pp. 27-45 (2015).
  41. Edwards-Schachter, M. “The nature and variety of innovation”, *International Journal of Innovation Studies*, **2**(2), pp. 65-79 (2018).
  42. Ode, E. and Ayavoo, R. “The mediating role of knowledge application in the relationship between knowledge management practices and firm innovation”, *Journal of Innovation & Knowledge*, **5**(3), pp. 210-218 (2020).
  43. Kianto, A., Vanhala, M. and Heilmann, P. “The impact of knowledge management on job satisfaction”, *Journal of Knowledge Management*, **20**(4), pp. 621-626 (2016).
  44. Politis, J.D. “The connection between trust and knowledge management: What are its implications for team performance”, *Journal of Knowledge Management*, **7**(5), pp. 55-66 (2003).

## راهنمای نگارش مقالات مجله‌ی علمی و پژوهشی

شریف

مجله‌ی علمی و پژوهشی «شریف» از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه‌ی پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتلای سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه‌ی مجموعه‌ی مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدیع در زمینه‌های علمی و فنی بوده و در مجله‌ی دیگری به چاپ نرسیده باشند؛ مقاله‌های ارائه شده در کنفرانس، از این امر مستثنی هستند و مانند سایر مقالات، ارزیابی شده و در صورت تایید به چاپ می‌رسند.

۲. مقالات مبتنی بر تحقیقات نظری و علمی پیشرفته، دارای یکی از مشخصات زیر:

۱.۲. با نقد و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به نتایج تازه‌ی دست یافته باشند.

۲.۲. به اختصار و در زمینه‌های فنی، صنعتی و پژوهشی تدوین شده باشند.

۳.۲. پژوهش، تالیف و استخراج از برخی آثار برجسته‌ی علمی و فنی باشند.

### \* مشخصات مقالات ارسالی:

مقاله به صورت دوستونی (طول سطر ۸٫۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تمامی معادلات، علائم ریاضی، رابطه‌ها الزاماً فقط در محیط MathType ارائه شود) و متضم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنما به نشانی سایت مجله <http://journal.sharif.ir> به دفتر مجله ارسال شود.

\* ضمن معرفی نویسنده مسئول مقاله، نشانی پست الکترونیکی کلیه نویسندگان قید شود.

\* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندگان و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندگان، نشانی پست الکترونیکی ایشان، چکیده فارسی بین ۱۳۰ تا ۱۵۰ کلمه، چکیده انگلیسی در حد یک صفحه A4 کامل (قلم Times فونت ۱۲) و کلمات کلیدی فارسی و انگلیسی ارائه شود.

\* سایر اجزای اصلی مقاله، نظیر مقدمه، عنوان بخش‌های اصلی و زیربخش‌ها، نتیجه‌گیری به صورت شماره بندی و کاملاً مشخص باشد، حجم مقاله نیز بین ۷ - ۱۵ صفحه — با احتساب شکل و نمودار — باشد.

\* کلیه‌ی عبارات، اصطلاحات و اعداد و ارقام در جداول، نمودارها و شکل‌ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل‌ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

**نکته:** از آنجا که مطالب مجله در ستون‌های ۸٫۵ سانتی‌متری آراسته می‌شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی‌متر با ضخامت کادر ۸px و خط نمودار ۶px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل‌ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 یا پسوند JPG یا Tif امکان‌پذیر است.

\* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متداول فارسی می‌باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه‌ی لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

**یادآوری مهم و ضروری:** با توجه به یکسان سازی شکل‌های کلیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کانتور (فتشار، سرعت، تنش و...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل‌های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

\* کلیه‌ی منابع مورد استفاده، شماره‌بندی (از شماره یک و به‌طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [ ] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه منابع مورد استفاده به زبان انگلیسی ارائه شود. با توجه به مثال‌های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه‌ی (In Persian) داخل پرانتز قید شده و سال آنها نیز به میلادی برگردان شوند).

#### Examples:

##### Journals:

Mirghafoori, S.H., Sadeghi Arani, Z. and Jafarnejad, A. "Forecasting success of commercialization of innovative ideas using artificial neural networks; the case of inventors and innovations in Yazd province", *Journal of Science and Technology Policy*, 4(1), pp. 63-76 (In Persian) (2011).

##### Journals:

Johnson, W. and Mamalis, A.G. "The prefabrication of circular plate with four sided pyramidally - headed square-section punches", *Int. J. of Mech. Sci.*, 20 (3), pp.801-820 (1990).

##### Books:

Hindmarsh, J. "The electrical-circuit viewpoint", *In Electrical Machines and their Applications*, P. Hammond, Ed., 4th Edn., pp. 57-130, Pergamon Press, Oxford, UK (1975).

##### Proceedings and reports:

Walker, L.K. and Morgan, J.R. "Field performance of firm silty clay", *9th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.*, 1, Tokyo, Japan, pp.341-346 (1977).

Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. "Design and construction of stone columns", Report SCEGIT 83-10, Georgia Inst. of Tech., Atlanta, GA, submitted to Fed. Highway Admin (1983).

Bhandari, R.K.M. "Behavior of tank founded on soil reinforced with stone columns", *VIII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Helsinki (1983).

© Sharif University of Technology

- Received 27 February 2022; received in revised form 31 May 2022; accepted 4 September 2022.

### Abstract

**Objective:** Today, despite the increase in global competition in the market, the prevalence of temporary forms of cooperation and project-based work is increasing. Likewise, the intensity of knowledge of the content of the work is growing. However, the temporary nature of projects does not support the transfer of knowledge between and within projects. Some researchers acknowledge that knowledge management is one of the most successful ways to improve team performance. As a result, the present study analyzed the relationship among knowledge management infrastructure, knowledge management processes, and project team performance.

**Research Methodology:** The strategy used in the present study is survey-based. The statistical population comprises the project work teams in contracting companies ranked in construction, road, transportation, mining, communications, oil, and gas in Tehran province. People working on projects have participated as representatives of teams in filling out questionnaires. Data collection was done by sending a web-based version of the ques-

tionnaire via Email. Of 400 qualified companies, nearly 100 companies accepted to participate in research. Finally, 86 valid questionnaires were collected. Data analysis was performed using path analysis through structural equations.

**Results:** The results of data analysis showed that the state of knowledge management infrastructure including cooperation, trust, learning culture, decentralization, senior management support, motivation, and IT support is not appropriate in project teams and is below average. Moreover, knowledge management processes including the components of knowledge acquisition, sharing, knowledge creation, coding, and knowledge retention are not in good condition, and their average is lower than the average. The standard is higher and in an acceptable condition. The results show that the culture of cooperation, trust, support of senior management, motivation, and IT support, which are components of knowledge management infrastructure, affect knowledge management processes which affect such elements as project team performances, namely effectiveness and innovation. Performance has a positive effect.

**Key Words:** Performance, project team, knowledge management, knowledge management infrastructure, knowledge management processes.

cross-section impose negative effect on shear stress mobilized on the pile surface. In addition, the pile group efficiency of tapered piles is generally lower than corresponding values for uniform cross-section piles. Also, the group efficiency of all tapered pile groups was almost equal to unity, meaning that the load carried by the group is equal to the sum of the load carried by individual similar piles.

**Key Words:** Tapered pile, pile group, numerical simulation, geometry of surface area, group efficiency.

## SEISMIC CONTROL OF BENCHMARK HIGHWAY BRIDGE USING SEMI-ACTIVE CONTROL SYSTEM AND SELF-TUNING FUZZY CONTROLLER

**S. Abrishami**

sajjadabrishami@mail.um.ac.ir

**A. Karamodin**(corresponding author)

a-karam@um.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering**

**Faculty of Engineering**

**Ferdowsi University of Mashhad**

**M.R. Akbarzadeh Totonchi**

akbazar@um.ac.ir

**Dept. of Electrical Engineering**

**Faculty of Engineering**

**Ferdowsi University of Mashhad**

**DOI:10.24200/J30.2022.60707.3117**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 4.1, Page 73-84, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 30 July 2022; received in revised form 13 September 2022; accepted 24 September 2022.

### Abstract

During the past few decades, extensive damage to structures due to severe earthquakes has encouraged structural engineers to use seismic control systems. Bridges are critical nodes in transportation networks and must remain utilizable after an earthquake. Therefore, a higher level of performance with less structural damage is required for bridges. In the present research, a self-tuning fuzzy controller (STFC) with semi-active MR dampers is proposed to reduce the seismic response of the benchmark highway bridge. This controller combines the advantages of fuzzy inference systems and adaptive control in a two-part control architecture consisting of primary and secondary controllers. More specifically, the self-tuning mechanism considers different characteristics

of seismic excitations and structural conditions to increase the controller efficiency in different situations. The role of the primary controller is to determine the input damper voltage, while the secondary controller adjusts them online according to seismic excitations and structural conditions. In order to increase the effectiveness of the proposed controller, the output parameters of the Sugeno fuzzy inference systems in the primary controller were set by a genetic algorithm. Finally, the proposed STFC was employed under several patterns from actual benchmark earthquakes and the evaluation criteria of a seismically excited highway bridge benchmark were determined. The obtained results exhibited a higher ability of the proposed self-tuning fuzzy controller to improve the highway bridge benchmark criteria, especially those related to damage such as displacement at bridge midspan, deformation of bearings, curvature of bent columns, and dissipated energy at the structural members. On the other hand, the evaluation criteria suggest that the proposed self-tuning fuzzy controller could reduce seismic responses under different earthquakes and adapt to different seismic excitations. Moreover, comparing the proposed controller with another adaptive fuzzy controller indicates the higher efficiency of the proposed STFC approach, especially in improving damage-related performance measures.

**Key Words:** Seismic control, semi-active control, MR damper, self-tuning fuzzy controller, adaptive controller, benchmark highway bridge, damage.

## THE EFFECT OF KNOWLEDGE MANAGEMENT INFRASTRUCTURE THROUGH KNOWLEDGE MANAGEMENT PROCESSES ON THE PERFORMANCE OF TEMPORARY TEAMS IN THE PROJECT

**S. Dehghani**

samira.dehghani@modares.ac.ir

**H. Arbabi**(corresponding author)

arbabi@modares.ac.ir

**M.H. Sobhiyah**

sobhiyah@modares.ac.ir

**Dept. of Project Management and Construction**

**Faculty of Arts**

**Tarbiat Modares University**

**DOI:10.24200/J30.2022.59850.3071**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 4.1, Page 85-96, Research Note

## INVESTIGATION OF PERIODIC RESONATORS AS WAVE BARRIERS FOR MITIGATING SURFACE SEISMIC WAVES USING BLOCH-FLOQUET THEORY

Sh. Amanat

amanat.shahab@ut.ac.ir

R. Rafiee-Dehkharghani (corresponding author)

rezarafiee@ut.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

University of Tehran

DOI:10.24200/J30.2022.60363.3099

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 4.1, Page 53-60, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 30 May 2022; received in revised form 22 August 2022; accepted 5 September 2022.

### Abstract

Every year around the world, earthquakes and other seismic waves cause damage to civil infrastructures. The most harmful waves for civil infrastructure are surface waves, as this study focused on it. Therefore, this study aims to investigate the behavior of resonators as an approach to reducing surface seismic waves based on both infinite and finite lattices for the proposed resonator. To this end, first, an infinite lattice is evaluated using the Bloch-Floquet theory by modeling the smallest repetition of the considering lattice. The dispersion relation of the considered resonator is obtained by an eigenfrequency analysis for each wave vector in the first irreducible Brillouin zone. Then, the bandgap for surface waves is defined using the sound line concept, a common approach in solid-state physics to find the pure surface modes of the dispersion relation for resonators. The sound line concept is used to distinguish between the pure surface and other waves, such as body waves. In Bloch-Floquet theory, the lattice is assumed to have an infinite number of unit cells; however, in real applications, the lattice needs to have a finite number of unit cells. Therefore, the accuracy of the bandgap obtained for the infinite lattice is evaluated by considering a finite lattice model in both frequency and time domains to consider a more realistic case. The results show that the considered resonator has a notable surface wave bandgap. Moreover, the results of the finite lattice conform well to the results of the infinite lattice in both frequency and time domains. The proposed resonator is made of concrete and has a height of six meters, and the unit cell constant is considered two meters. The obtained bandgap is between 14 and 21 Hz, confirmed by a finite model in both frequency and time domains. As a result, the proposed resonator can reduce surface seismic waves efficiently.

**Key Words:** Seismic barriers, resonator, bandgap, Bloch-floquet theory, sound line.

## NUMERICAL INVESTIGATION OF THE EFFECT OF SHAFT SURFACE GEOMETRY OF TAPERED PILE GROUP WITH CIRCULAR AND SQUARE CROSS-SECTIONS ON BEARING CAPACITY AND GROUP EFFICIENCY INQUIRY

A. Shabanpour (corresponding author)

ashabanpour@mail.kntu.ac.ir

M. Ghazavi

ghazavi\_ma@kntu.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

K. N. Toosi University of Technology

DOI:10.24200/J30.2022.60712.3118

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 4.1, Page 61-71, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 12 July 2022; received in revised form 4 September 2022; accepted 11 September 2022.

### Abstract

Piles with a gradually decreasing cross-section area from pile top to the tip is called tapered piles. Making this change in pile geometry could improve pile behavior in terms of axial compression load bearing, compared to conventional uniform cross-section piles. The beneficial effect of shaft taper pile on the capacity and performance of axially loaded single piles is well documented in the literature. However, the behavior of tapered pile groups has been rarely investigated experimentally and numerically. In this study, a numerical investigation of single tapered pile and pile group behavior based on an experimental investigation in geotechnical centrifuge is conducted. This investigation included both circular and square cross-sections for tapered pile and 2x2 pile group. The results of experimental and numerical modeling highlight the considerable advantage of circular and square tapered piles over the uniform cross-section ones in terms of axial compressive load-bearing capacity. Although the surface area of the circular tapered piles is smaller than square ones, the results surprisingly imply upon an increase in the axial bearing capacity. In numerical simulation, pile group efficiency of tapered pile and shear stress distribution in the soil medium around the pile are investigated. Moreover, the effect of shaft surface geometry of tapered pile with circular and square cross-sections on axial compression load-bearing capacity is also investigated. The findings of numerical simulations indicate that the concave corners of the pile

- Received 23 May 2022; received in revised form 10 September 2022; accepted 20 September 2022.

### Abstract

Reactive Powder Concrete (RPC) is a type of ultra-high-performance concrete (UHPC). Reactive powder concrete is composed of very fine aggregates (Cement, fine aggregate, quartz powder and Silica sand), strong super-plasticizers, and a small amount of water. Improvement of microstructure, elimination of coarse aggregate, particle packing, and toughness enhancement are the main principles of RPC development. Reactive powder concrete has a high modulus of elasticity and low water absorption and also has a high compressive strength. Reactive Powder Concrete contains high amounts of cement. This high ratio increases the production cost of this concrete in addition to causing issues such as high hydration temperature and concrete shrinkage. In this study, due to the difference in material and composition of materials in Iran with other countries, one should use 5 ratios of silica sand to cement including 1, 1.1, 1.2, 1.25, 1.3 and, then, add 4%, 5%, and 6% of the volume of concrete Fiberglass to each ratio. Increasing the sand to cement ratio up to 1.2 can improve the concrete behavior by reducing the amount of cement used. Moreover, According to the SEM images, by increasing the sand-cement ratio to 1.2 with the improvement of concrete microstructure, the compressive strength increased. On the other hand, in this sand-cement ratio, microcracks were reduced compared to the sample with a sand-cement ratio of 1, and water absorption of concrete was reduced. Moreover, the tensile behavior of RPC must be improved using another material due to the limit set on the largest grain size in it. Adding glass fibers at the rate of 4-5% of concrete weight to the mix design and converting reactive powder concrete to composite reduces the number of microcracks, which improves the microstructure of concrete. As a result, the behavior of concrete is enhanced against tension and flexure. Moreover, with the addition of glass fibers, the behavior of concrete against water is strengthened and the water absorption of reactive powder concrete sample armed with glass fibers is appropriate.

**Key Words:** Reactive powder concrete, glass fiber, silica sand, scanning electron microscope.

## ANALYSIS AND STRENGTHENING OF RC EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS CONSIDERING COLUMN AXIAL FORCE VARIATION

S. Ziaalgha

s.zia.civil@gmail.com

M. Esfahani (corresponding author)

esfahani@um.ac.ir

Faculty of Civil Engineering  
Ferdowsi University, Mashhad

DOI:10.24200/J30.2022.60213.3097

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 4.1, Page 37-52, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 30 May 2022; received in revised form 13 August 2022; accepted 29 August 2022.

### Abstract

In this study, an analytical method is developed to predict the behavior of deficient reinforced concrete beam-column joints after strengthening. Deficient joint is a joint without shear reinforcement. In this analytical method, different types of failure are estimated using principal stress-strain relationships in the joint and by determining the final capacity of beam and column. The use of relations between principal stresses in the joint accounts for the variation of the axial stress of the column in equations and joint capacities. The equations are obtained by considering the strength and deformation limit states in the joint, and a numerical method is employed to solve them. The proposed analytical method provides useful information regarding the strengthened joint capacity as well as how different types of strengthened methods work. This information can be used to select the strengthening method of the deficient joints. In the study, the calculation sequence of beam-column joints is illustrated using column axial force versus flexural capacity relationship of the joint members, employed as a criterion to determine the method and the amount of strengthening materials. In the experimental part of the study, 3 specimens with axial load variation and 3 specimens with constant axial load were conducted. The specimens were strengthened using either near-surface mounted steel reinforcement (NSM) or externally bonded reinforcement (EBR) with CFRP sheets. The experimental results indicated that the behavior of joints was significantly affected by considering the column axial force. Additionally, strengthening the joints by NSM method with steel bars rather than EBR method led to more ductile behavior. Finally, the proposed analytical method was compared with the results of the experimental specimens from other studies and 6 experimental specimens conducted in this study. Comparison of the experimental results with the values of the analytical method demonstrated that the proposed analytical method could adequately predict the behavior of beam-column joints.

**Key Words:** Beam-column joint, NSM strengthening, EBR strengthening, axial force variation.

different diameters 5, 10, 15, and 20 cm and three different ratios of skirt length to bucket diameter ( $d/D$ ) were 0, 0.5, and 1. Similar to the first series, in the second series of experiments, the bucket foundation was subjected to a vertical loading at a ratio of saturated sand to excessive pore pressure ( $ru = \Delta u/\sigma$ ). In these experiments, two kinds of bucket foundation with diameters of 10 and 20 cm and different buried foundation depths of 0, 0.5, and 1 were used. The results showed that skirt length and width of the foundation enhanced the bearing capacity of foundation. The bearing capacity of bucket foundation was twice more than the surface circular foundation at both ratios of pore water pressure. By increasing the ratio of pore water pressure, the reduction of bearing capacity of surface circular foundation was greater than that of bucket foundation.

**Key Words:** Vertical bearing capacity, bucket foundation, offshore constructions, saturated soil.

## FEASIBILITY STUDY ON PROMOTING THE VALUE OF LARGE-SCALE CONSTRUCTION PROJECTS USING THE COMBINATION OF VALUE ENGINEERING AND THE ANFIS METHOD

**A. Tajaddini**(corresponding author)

a.tajaddini@kiaou.ac.ir

**P. Aalipour**

aalipour@kiaou.ac.ir

**A. Paydar**

a.paydar@iaumalard.ac.ir

**S. Kashian**

s.kashian@yahoo.com

Dept. of Civil Engineering

Karaj branch, Islamic Azad University

DOI:10.24200/J30.2022.60060.3082

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 4.1, Page 13-22, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 3 April 2022; received in revised form 22 August 2022; accepted 5 September 2022.

### Abstract

Value Engineering (VE) enables project managers to discover the size and location of problems in a project and to mitigate any potential backwardness. The current

research aimed to find major impressive criteria and to measure their impact level on promoting the value of large-scale/mega projects using VE concepts. The hindrance and obstacles available in the application of VE in construction engineering were considered to ensure the accuracy. The main research objective was to forecast the effect of quality, cost, and time factors on the project value using an adaptive neuro fuzzy inference system (ANFIS) model. To create the ANFIS model, the required data were collected through a five-point scale Likert questionnaire, by which the expert opinions were obtained, and pairwise comparisons of the items were accomplished. The model was created using MATLAB. The statistical population was adopted from the experts and managers working in a large-scale project who were familiar with the concepts and details of VE and project management. According to the literature, more than 50 VE criteria were found, which were then reduced to 25 criteria based on experts' opinions. These final criteria were categorized into three groups: cost, time, and quality. Afterwards, the data collected via the questionnaires were analyzed by the ANFIS model. Before completing the calculations, validity and reliability of the analytical model were investigated to ensure that the results are both valid and reliable enough for further use. The results showed that the criterion entitled 'proper programming ...' had the highest impact on promoting the projects value, while the criterion entitled 'prevention of work and responsibility interference ...' had the least influence. Both of the mentioned criteria were situated in the group of cost, indicating the higher importance of this group than that of the other groups.

**Key Words:** Value engineering; analytical model; large-scale construction projects; ANFIS method.

## LABORATORY STUDY OF THE EFFECT OF ADDING GLASS FIBERS ON REACTIVE POWDERED CONCRETE

**A. Heidari** (corresponding author)

heidari@sku.ac.ir

**F. Naderi**

Fariidnaderii@gmail.com

Faculty of Civil Engineering

Shahrekord University

DOI:10.24200/J30.2022.60199.3098

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 4.1, Page 25-36, Original Article

© Sharif University of Technology



# Abstracts of Papers in English

## EVALUATION OF THE VERTICAL BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BUCKET FOUNDATION IN SATURATED SAND

**S. Aghadadadashi**

sdaghadadashi@semnan.ac.ir

**A.Haddad**(corresponding author)

ahadad@semnan.ac.ir

**Faculty of Civil Engineering**

**Semnan University**

**S.M.H. Khatami**

mkhatami@tvu.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering**

**Technical and Vocational University**

**DOI:10.24200/J30.2022.58608.2986**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 4.1, Page 3-11, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 14 August 2021; received in revised form 4 September 2022; accepted 11 September 2022.

### Abstract

The rapid growth of the demand for renewable energy and the development of infrastructure in offshore area in order to produce the green energy have attracted the attention of many researchers. One of the well-known foundations used for offshore wind turbines is bucket foundation. In this study, the behavior of bucket foundations in saturated sandy soil at different levels of pore water pressure ratios was investigated via physical modeling approach to reach a better understanding of such foundations.

A large soil container of 1.20 m in length, 0.9 m in width, and 0.9 m in height was selected. The Boblosar sand was chosen for experimental tests and is classified as poorly graded sand (SP) categorized by unified soil Classification system (USCS). Excessive pore water pressure could be applied in the soil medium by upward seepage. The problem was investigated for excessive pore water pressure ratios of 0 and 1. Two series of experiments were conducted to study the behavior of bucket foundation under vertical loading. In the first series of experiments, the bucket foundation was loaded by a vertical load in saturated sand without any excessive pore water pressure. Four kinds of bucket foundation were used with

## Civil Engineering

**Sharif**

4.1

**Winter  
2023**

Editor-in-Chief: Mohsen Ghaemian

This Journal is published under the auspices of Sharif University of technology, Office of the Vice-Chancellor-in-Charge of Research.

The Journal is published quarterly in Farsi language, aims at establishing a relationship between scientists active in different branches of science and technology and, in particular, at providing a forum for exchange of knowledge between scientists and technologists related to scientific problems prevailing in contemporary society. The journal also strives to present practical and theoretical analyses of these issues and facilitates the circulation of modern scientific findings by scientists and researchers for practical application. In addition, “**Sharif**” publishes original papers focusing on issues of specific concern to universities, including research, technological advancements, and topics related to matters of higher education.

**P.O.BOX 11155-8639 AZADI AVENUE, TEHRAN, I.R. IRAN**

**Phone: (98-21) 66005419 - 66164093 Fax: (98-21) 66012983**

**Web: <http://journal.sharif.ir/> [http:// www. globalsciencejournals.com](http://www.globalsciencejournals.com)**

**E-mail: [pajouhesh@sharif.edu](mailto:pajouhesh@sharif.edu)**

## CONTENTS

- 3 **EVALUATION OF THE VERTICAL BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BUCKET FOUNDATION IN SATURATED SAND**  
S. Aghadadadashi, A. Haddad and S.M.H. Khatami
- 13 **FEASIBILITY STUDY ON PROMOTING THE VALUE OF LARGE-SCALE CONSTRUCTION PROJECTS USING THE COMBINATION OF VALUE ENGINEERING AND THE ANFIS METHOD**  
A. Tajaddini, P. Aalipour, A. Paydar and S. Kashian
- 25 **LABORATORY STUDY OF THE EFFECT OF ADDING GLASS FIBERS ON REACTIVE POWDERED CONCRETE**  
A. Heidari and F.Naderi
- 37 **ANALYSIS AND STRENGTHENING OF RC EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS CONSIDERING COLUMN AXIAL FORCE VARIATION**  
S. Ziaalhagh and M. Esfahani
- 53 **INVESTIGATION OF PERIODIC RESONATORS AS WAVE BARRIERS FOR MITIGATING SURFACE SEISMIC WAVES USING BLOCH-FLOQUET THEORY**  
Sh. Amanat and R. Rafiee-Dehkharghani
- 61 **NUMERICAL INVESTIGATION OF THE EFFECT OF SHAFT SURFACE GEOMETRY OF TAPERED PILE GROUP WITH CIRCULAR AND SQUARE CROSS-SECTIONS ON BEARING CAPACITY AND GROUP EFFICIENCY INQUIRY**  
A. Shabanpour and M. Ghazavi
- 73 **SEISMIC CONTROL OF BENCHMARK HIGHWAY BRIDGE USING SEMI-ACTIVE CONTROL SYSTEM AND SELF-TUNING FUZZY CONTROLLER**  
S. Abrishami, A. Karamodin and M.R. Akbarzadeh Totonchi

### RESEARCH NOTE:

- 85 **THE EFFECT OF KNOWLEDGE MANAGEMENT INFRASTRUCTURE THROUGH KNOWLEDGE MANAGEMENT PROCESSES ON THE PERFORMANCE OF TEMPORARY TEAMS IN THE PROJECT**  
S. Dehghani, H. Arbabi and M.H. Sobhiyah

### APPENDIX

- 103 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**