



- ۱ اثر CERP بر رفتار تپرهای عمیق بتن مسلح
ابوالفضل عربزاده - اصغر امانی داشلجه - ایرج محمودزاده کنی - سعید اینانلو
- ۱۷ بررسی آزمایشگاهی اثر قوس-زدگی در مصالح دانه‌ای به کمک
دستگاه توسعه یافته دریچه
علی احمدی - سید احسان سیدی حسینی نیا
- ۳۱ بررسی اثر تنش‌های پسماند حاصل از جوشکاری بر رفتار دیوار پوشی فولادی
مجید قلهکی - فرزان خالدی - هادی معین
- ۴۳ بررسی کارایی طوفه‌های ال شکل در کاهش آبیستگی موضعی پیرامون
تکیه گاه پل با استفاده از مدل آزمایشگاهی
حسین خزیمه نژاد - مهدی قمشی - یوسف رمضانی
- ۵۷ بررسی شکل‌پذیری قاب‌های فولادی مهاربندی شده ضربدری واقع
در دو دهانه میانی مجاور هم
ابذر اصغری
- ۷۵ تشکیل ماتریس پایه پوچی تنک برای تحلیل بهینه سازه‌ها به روش فرمی
با استفاده از الگوریتم جستجوی سیستم ذرات باردار
مریم داعی - شهرزاد تمیمیزاد - سید حمید میرمحمدی
- ۸۵ تعیین خصوصیات دینامیکی سازه‌ها با استفاده از دستگاه جی‌پی‌اس
موسی محمودی صاحبی - میراحمد میرقاسم پور - محمد جواد نجاری
- ۹۹ پیش‌بینی ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی واقع بر خاک‌های دانه‌ای
با استفاده از مدل درختی MSP
وحید رضا کوهستانی - محمود حسنوراد - محمد رضا بازرگان لاری
- ۱۱۱ بهینه‌سازی هزینه انرژی با درنظر گرفتن قابلیت اطمینان هیدرولیکی و
کیفی شبکه‌های توزیع آب با استفاده از الگوریتم جامعه مورچگان
محمود فتوحی - مسعود تابش
- ۱۲۷ مدل سازی بالازدگی توفیل و شریان‌های حیاتی در زمین-های مستعد
روانگرایی تحت بار لرزه‌ای
علیرضا باقریه - ایمان لولوئی - امیرحسین باقریه
- ۱۴۵ بررسی اثر مؤلفه قائم زلزله بر دیوارهای پوشی فولادی با
ورق فازک (یادداشت پژوهشی)
مجید قلهکی - محمد جواد ستاری
- ۱۶۱ انتشار مولکولی یون کلر در سنگ مارن و ماسه سنگ (یادداشت پژوهشی)
کاظم بدوانی - یاشار داوری اصل

نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

(علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۱۴



نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

علمی-پژوهشی

سردییر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسوول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیأت تحریریه :

استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر مجتبی ازهري

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمدرضا اصفهانی

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر فریدون ایرانی

دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر بلواری بزار

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمدرضا جعفرزاده

استاد، دانشگاه سمنان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر علی خیرالدین

دانشیار، دانشگاه امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران

دکتر عباس سروش

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر فرزاد شهابیان مقدم

استاد، دانشگاه تهران، دانشکده فنی دانشکده مهندسی عمران

دکتر رضا عطار نژاد

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمد غفوری

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمود فغور مغربی

استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران

دکتر غلامرضا قدرتی امیری

استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر داود مستوفی نژاد

مسوول دفتر نشریه : تکتم هوشمند

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : سید عاطفه نوعی باغبان-تکتم هوشمند

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

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

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

چاپ: مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

- ۱ ابوالفضل عربزاده - اصغر امانی داشلجه
ایرج محمودزاده کنی - سعید اینانلو اثر CFRP بر رفتار تیرهای عمیق بتن مسلح
- ۱۷ علی احمدی - سید احسان سیدی حسینی نیا بررسی آزمایشگاهی اثر قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای به کمک دستگاه توسعه یافته دریچه
- ۳۱ مجید قلهکی - فرزان خالدی - هادی معین بررسی اثر تنشهای پسماند حاصل از جوشکاری بر رفتار دیوار بشی فولادی
- ۴۳ حسین خریمه نژاد - مهدی قمشی بررسی کارایی طوفه‌های ال شکل در کاهش آبستنگی
یوسف رمضانی موضعی پرامون تکیه‌گاه پل با استفاده از مدل آزمایشگاهی
- ۵۷ اباذر اصغری بررسی شکل‌پذیری قاب‌های فولادی مهاربندی شده
ضربدری واقع در دو دهانه میانی مجاور هم
- ۷۵ مریم داعی - شهرزاد تمجیدزاده تشكیل ماتریس پایه پوچی تنک برای تحلیل بهینه سازه‌ها
سید حمید میرمحمدی به روش نرمی با استفاده از الگوریتم جستجوی سیستم ذرات
باردار
- ۸۵ موسی محمودی صاحبی - میراحمد میرقاسمپور تعیین خصوصیات دینامیکی سازه‌ها با استفاده از دستگاه
محمد جواد نجاری جی‌پی‌اس
- ۹۹ وحید رضا کوهستانی - محمود حسنلوراد پیش‌بینی ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی واقع بر
محمد رضا بازرگان لاری خاک‌های دانه‌ای با استفاده از مدل درختی M5P
- ۱۱۱ محمود فتوحی - مسعود تابش بهینه‌سازی هزینه انرژی با درنظر گرفتن قابلیت اطمینان
هیدرولیکی و کیفی شبکه‌های توزیع آب با استفاده از
الگوریتم جامعه مورچگان
- ۱۲۷ علیرضا باقریه - ایمان لولوئی - امیرحسین باقریه مدل‌سازی بالازدگی تونل و شریان‌های حیاتی در
زمین‌های مستعد روانگرایی تحت بار لرزه‌ای
- ۱۴۵ مجید قلهکی - محمدجواد ستاری بررسی اثر مؤلفه قائم زلزله بر دیوارهای بشی فولادی با
ورق نازک (یادداشت پژوهشی)
- ۱۶۱ کاظم بدو - یاشار داوری‌اصل انتشار مولکولی یون کلر در سنگ مارن و ماسه‌سنگ
(یادداشت پژوهشی)

اثر CFRP بر رفتار تیرهای عمیق بتن مسلح

ابوالفضل عربزاده^(۱) اصغر امانی داشلجه^(۲) ایرج محمودزاده کنی^(۳) سعید اینانلو^(۴)

چکیده تیرهای عمیق، به دلیل داشتن هنالسه خاص، دارای رفتاری متفاوت از تیرهای معمولی هستند و تحقیقات گسترشده‌ای توسط محققان مختلف بر روی رفتار آنها صورت گرفته است. در این مقاله بحث مقاومت‌سازی این تیرها با الیاف پلیمری کربنی (CFRP) به صورت آزمایشگاهی مورد توجه قرار گرفته و با آزمایش بر روی ۱۰ نمونه، در مورد نحوه مقاومت‌سازی آنها بحث شده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان می‌دهد که استفاده از باندهای CFRP در جهت عدمود بر ترک‌های قطری در شرایطی مناسب‌تر از استفاده از CFRP قائم می‌باشد که به جای استفاده از تعداد CFRP کمتر با عرض زیاد، از باند بیشتر با عرض کمتر استفاده شود. همچنین مقایسه‌ای بین نتایج آزمایشگاهی با نتایج بدست آمده از روابط موجود در منابع صورت گرفته است که نشان می‌دهد روابط موجود نمی‌توانند پیش‌بینی صحیحی را از رفتار و بار نهایی تیرهای عمیق مقاوم شده با FRP در این مقاله ارائه نمایند.

واژه‌های کلیدی تیر عمیق؛ بتن مسلح؛ الیاف پلیمری کربنی.

CFRP Effects on Reinforced Concrete Deep Beams

A. Arabzadeh A. Amani Dashlejeh I. Mahmoudzade K. Saeed Inanloo

Abstract Deep beams are type of beams which their behavior is different from conventional beams because of their particular type of geometry. In this paper, the retrofitting of these beams is considered and 10 deep beams are tested experimentally and discussed about retrofitting methods. Experimental studies indicate that the use of CFRP bands in the direction perpendicular to diagonal cracks in comparison with the use of CFRP in vertical direction are appropriate in condition that many CFRP with less width be used instead of using wide CFRP with lower number. The comparison of the experimental results is conducted with the results of existing relations in literature. The comparison shows that the existing relations cannot correctly predict the behavior and ultimate load of deep beams retrofitted by FRP tested in this paper.

Keywords Deep Beam; Reinforced Concrete; Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP).

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۴/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۸/۶ می‌باشد

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

(۲) دانشجوی دکترای عمران، گرایش سازه، دانشگاه تربیت مدرس.

(۳) استاد، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.

(۴) کارشناس آزمایشگاه سازه، دانشگاه تربیت مدرس.

آنها از آزمایش خود به این نتیجه رسیدند که استفاده از شبکه‌های دوچرخه FRP بهترین آرایش برای تقویت تیرهای عمیق می‌باشد. مطالعهٔ تیرهای عمیق تقویت شده با FRP با تحقیقات پروین و مصلحی [5]، احمد و همکاران [6]، امام و همکاران [7]، معادوی و شریف [8] ادامه یافته است.

پارک و ابوطaha [9] مدل خرپایی (Strut) (STM) and Tie Model برای تیرهای عمیق مقاوم شده با نوار FRP ارائه دادند. فرآیند STM پیشنهادی یک فرآیند تکراری بود که با انتخاب خط مرکزی مدل خرپایی شروع می‌شد و نوارهای FRP چسبیده، به عنوان عضو کششی اضافی در مدل STM در نظر گرفته می‌شد. در محاسبهٔ نیروی اعضای کششی، نیروهای اعضای کششی فولادی و CFRP به نسبت ۱ و ۰/۷۵ با هم ترکیب می‌شد. کم در نظر گرفتن نیروی مربوط به FRP به خاطر جداسدگی از بتن قبل از رسیدن به مقاومت نهایی می‌باشد. ۱۷ تیر عمیق آزمایش شده توسط شلال و همکاران [1] و فانینگ و کلی [2] با استفاده از فرآیند STM پیشنهادی مورد ارزیابی قرار گرفت.

لی و همکاران [10] رفتار ۱۴ تیر عمیق T شکل مقاوم شده با ورق‌های CFRP تحت بارگذاری چهار نقطه‌ای را مورد بررسی قرار دادند. پارامترهای مهم مورد مطالعه عبارت بودند از طول مقاوم شدگی، ترکیب امتداد الیاف ورق‌های CFRP و مهار با استفاده از ورق‌های U شکل. نمونه‌های مورد نظر نسبت دهانه به عمق مؤثر ۱/۲۲ داشتند و در برش دارای کمبود بودند. از نتایج آزمایش‌ها به این نتیجه رسیده شد که متغیرهای طول مقاوم شدگی، ترکیب امتداد الیاف و مهار تأثیر عمده‌ای بر عملکرد برشی تیرهای عمیق مقاوم شده دارند.

آندرمات [11] به بررسی رفتار برشی ۱۲ تیر عمیق بزرگ مقیاس بتن مسلح تقویت شده با میلگرد FRP بدون آرماتور جان و نحوهٔ مدل‌سازی آن پرداخت. متغیرهای اصلی شامل نسبت دهانه برش خالص(a) به

مقدمه

تیرها جزو اعضای اصلی در سازه‌های بتن مسلح محسوب می‌شوند و توجه به تحلیل و طراحی صحیح آنها از عوامل تأثیرگذار در پیش‌بینی رفتار درست سازه می‌باشد. در سازه‌هایی مانند ساختمان‌های بلند، شاه‌تیر پلهای و سازه‌های دریابی حالی به وجود می‌آید که در آن نسبت طول به ارتفاع تیر به گونه‌ای می‌گردد که فرض توزیع خطی تنש و کرنش در مقطع تیر حاکم نمی‌شود. به این گونه از تیرها، تیرهای عمیق گفته می‌شود. در این شرایط رفتار تیر متفاوت از رفتار تیرهای معمولی می‌شود و در بیشتر مواقع، برش حاکم می‌شود. از دهه ۶۰ میلادی مطالعات بر روی تیرهای عمیق به صورت گستردگی آغاز شده و بررسی‌های تحلیلی و آزمایشگاهی فراوانی صورت گرفته و روابط گوناگونی بر مبنای روش‌های مختلف برای تحلیل و طراحی این تیرها ارائه گردیده است.

در سال‌های اخیر بحث مقاوم‌سازی اعضای بتن مسلح با الیاف FRP مورد توجه قرار گرفته و مشابه چنین مطالعاتی در مورد تیرهای عمیق نیز انجام شده است. تحقیقاتی صورت گرفته توسط شلال و همکاران [1] و فانینگ و کلی [2] یکی از اولین کارها در این زمینه است. این تحقیقات با کار ژانگ و همکاران [3] ادامه یافته‌اند که در آن برای بررسی رفتار برشی تیرهای عمیق تقویت شده در دو وجهه تیر با نوار FRP تحت زاویه‌های مختلف، ۱۶ تیر عمیق بدون آرماتور برشی فولادی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. نتایج تحقیق حاکی از بهبود رفتار برشی تیرها بوده است و عنوان شده است که مقدار این افزایش به نحوه قرارگیری ژاکت‌ها و شکل آنها بستگی دارد. هم‌چنین یک روش تحلیل و طراحی نیز برای مطالعه این تیرها توسط ژانگ و همکاران ارائه شده است. اسلام و همکاران [4] با انجام کار مشابهی، ۶ تیر عمیقی را که دارای کمبود آرماتور بودند، مورد آزمایش قرار دادند تا به نوع تقویت بهینه توسط FRP دو جهته دست یابند.

سفره آرماتور و گروه سوم تیرهای عمیق با ضخامت ۱۴cm و دو سفره آرماتور. دهانه خالص تمامی نمونه‌ها ۸۰cm و ارتفاع آنها ۴۰cm و به عبارتی نسبت طول به ارتفاع ۲ در نظر گرفته شده است. انتخاب این نسبت بهدلیل هم خوانی با تمامی آین نامه‌های موجود صورت گرفته است. میزان پوشش بتن در بالا و پایین نمونه‌ها ۴cm می‌باشد.

آرماتور گذاری نمونه‌ها بدین صورت می‌باشد که گروه اول طبق روابط موجود مبحث نهم مقررات ملی [۱۲] برای بار خشمی حدود ۳۰۰ kN طراحی شده‌اند و آرماتورهای برشی جان در چشممه‌های ۱۰cm قرار داده شده‌اند. از حذف یک سفره آرماتور از کل آرماتورها، نمونه‌های گروه دوم ساخته شده‌اند. دلیل حذف یک سفره از آرماتورها ایجاد نمونه‌ها با ضعف خشمی است. نمونه‌های گروه دوم دارای جزئیاتی مشابه گروه اول ولی با یک سفره آرماتور کمتر می‌باشند. حذف یک سفره آرماتور در این گروه باعث ضعف خشمی و برشی آن می‌شود ولی به دلیل ثابت ماندن ضخامت بتن، مقاومت خشمی تیر بیشتر از مقاومت برشی کاهش می‌یابد. در گروه سوم برای افزایش پوشش بتن روی میلگردها، ضخامت نمونه افزایش یافته است و آرماتورهای خشمی آن نیز برای بار ۵۰۰kN طراحی شده‌اند. جزئیات آرماتوربندی هر یک از گروه‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است. تمامی ابعاد نشان داده شده بر روی شکل بر حسب mm می‌باشند.

ارتفاع مفید(d)، نسبت آرماتور، ارتفاع عضو و مقاومت بتن بودند. نتایج نشان داد که مکانیسم قوسی قادر به تشکیل در تیرهای بتن مسلح با FRP دارای $\frac{a}{d} \leq 2/1$ می‌باشد.

در مجموع می‌توان گفت که تعداد مطالعات انجام شده بر روی تیرهای عمیق مقاوم شده با FRP به مرتب کمتر از مطالعات در مورد تیرهای معمولی است. از آن-جایی که مقاوم‌سازی پل‌ها با FRP در سال‌های اخیر از مهم‌ترین موارد کاربرد این مواد در مهندسی عمران بوده است و معمولاً شاه تیرها دارای رفتاری مشابه تیرهای عمیق هستند، بررسی و مطالعه بیشتر در زمینه مقاوم‌سازی تیرهای عمیق با FRP مورد نیاز است. در این مقاله، چنین مطالعه‌ای به صورت آزمایشگاهی صورت گرفته و حالت‌هایی از مقاوم‌سازی فرض گردیده که در مطالعات قبلی مدنظر قرار نگرفته است. در این تحقیق از بتن با مقاومت بالای ۴۰ MPa و CFRP استفاده شده و چندین آرایش از FRP مورد بررسی قرار گرفته است.

رفتار تیرهای عمیق

جزئیات آرماتور گذاری و مصالح. برای بررسی رفتار تیرهای عمیق، ۱۰ تیر عمیق دو سر ساده در آزمایشگاه ساخته شده و در سه گروه طبقه‌بندی شده‌اند. گروه اول تیرهای عمیق با دو سفره آرماتور و با ضخامت ۱۰cm، گروه دوم تیرهای عمیق به ضخامت ۱۰cm و با یک



شکل ۱ جزئیات آرماتور گذاری و تقویت‌های صورت گرفته در محل اعمال بار و تکیه‌گاهها برای جلوگیری از وقوع خرابی لهیبدگی تکیه‌گاهی

جدول ۱ جزئیات نمونه‌های مورد آزمایش

گروه	نام نمونه	جزئیات
اول	B1	تیز عمیق بتن مسلح به ضخامت ۱۰ cm با دو سفره آرماتور با دو آرماتور کششی نمره ۱۸
	B2	تیز عمیق بتن مسلح به ضخامت ۱۰ cm با دو سفره آرماتور با چهار آرماتور کششی نمره ۱۸
	BR1	+ تقویت با CFRP در راستای عمود بر ترک قطری در دو وجه تیز در ناحیه جان تیز با چهار نوار به عرض ۱۰ cm در دو وجه تیز
	BR2	+ تقویت با CFRP در راستای عمود بر ترک قطری در یک وجه تیز در ناحیه جان و بال تیز با دو نوار به عرض ۱۰ cm
	B3	تیز عمیق بتن مسلح به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر با یک سفره آرماتور
	BR3	+ تقویت با CFRP در راستای عمود بر ترک قطری در دو وجه تیز در ناحیه جان تیز با چهار نوار به عرض ۱۰ cm در دو وجه تیز
دوم	BR4	+ تقویت با CFRP در راستای عمود بر ترک قطری در یک وجه تیز در ناحیه جان و بال تیز با دو نوار به عرض ۱۰ cm
	B4	تیز عمیق بتن مسلح به ضخامت ۱۴ cm با دو سفره آرماتور با دو آرماتور کششی نمره ۲۰ و دو آرماتور کششی نمره ۱۸
	BR5	+ تقویت با CFRP یو شکل در دهانه برشی تیز
سوم	BR6	+ تقویت با CFRP در راستای عمود بر ترک قطری در یک وجه تیز در ناحیه جان و بال تیز با ۱۰ نوار به عرض ۵ cm

NSF برای کارایی بهتر نمونه بهره گرفته شده است. در جدول شماره ۲ مقادیر هر یک از مصالح بتن برای تهیه یک مترمکعب آورده شده است. نسبت آب به سیمان ۴/۰ بوده و شن و ماسه به نسبت ۵/۰۸ و ۴۲/۰ با هم مخلوط شده‌اند.

سیمان مصرفی از نوع یک رده ۴۲۵ تولید کارخانه سیمان تهران است. فوق روان‌کننده NSF براساس استاندارد C 494 ASTM F است و به نسبت ۱٪ وزن سیمان به مخلوط بتن اضافه گردیده است. اسلامپ بتن ۱۵ cm و اندازه بزرگ‌ترین سنگدانه بتن ۱۲ mm می‌باشد.

بهازای هر بار بتن ریزی، ۳ نمونه استوانه‌ای و ۳ نمونه مکعبی گرفته شده است. بعد از ساخت نمونه‌ها، پس از ۷ روز یک نمونه مکعبی و یک نمونه استوانه‌ای آزمایش شده و ۴ نمونه دیگر، ۲۸ روزه آزمایش شده‌اند. از فرمول ارائه شده توسط نویل [13] برای

در محل اعمال بار و تکیه‌گاه‌ها، آرماتورها و نشیمن‌گاه‌هایی اضافه شده است تا از وقوع خرابی در اثر لهیدگی محل اعمال بار یا تکیه‌گاه‌ها جلوگیری شود. این نشیمن‌گاه‌ها شامل ورق‌هایی به طول ۱۵ cm و ضخامت ۱ cm می‌باشد و دارای عرضی برابر با ضخامت نمونه‌هاست. بر روی این نشیمن‌گاه‌ها دو میلگرد نمره ۶ به صورت U شکل جوش شده است. این آرماتورها و نشیمن‌گاه‌ها همانند شکل (۱) در نمونه‌ها اضافه شده‌اند.

برای نام‌گذاری نمونه‌های ساده از حرف B و نمونه‌های مقاوم شده با CFRP از حروف BR استفاده شده است. نام نمونه‌ها به همراه توضیحات آنها در جدول (۱) و مقطع تیزهای آزمایش شده در شکل (۲) نشان داده شده است.

طرح اختلاط بتن بر مبنای حداقل مقاومت استوانه‌ای MPa ۴۰ تعیین شده و در آن از فوق (Naphthalene Sulfonate Formaldehyde) روان‌کننده

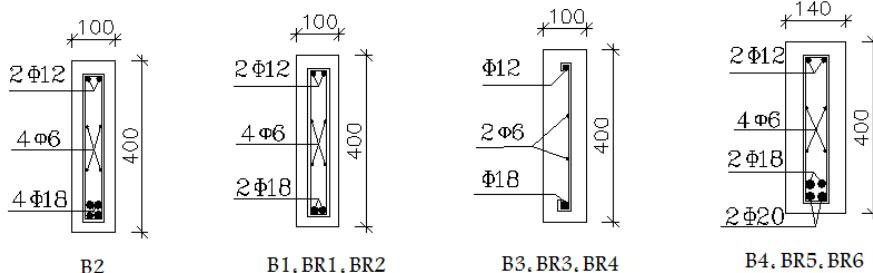
کیلوگرم بر لیتر در دمای ۲۵ درجه است و از آن در صنایع برقی و ساختمانی بهره گرفته می‌شود. EPIKURE سخت‌کننده مورد استفاده با نام تجاری F205 در چسباندن بر روی بتن در دمای اتاق می‌باشد. این محصول در دمای ۲۵ درجه سانتیگراد ۱/۰۴ کیلوگرم بر لیتر چگالی دارد.

در ساخت نمونه‌های FRP دار، قبل از چسباندن CFRP ابتدا سطح مورد نظر توسط سمباده صاف شده است، سپس با استون تمیز و یک لایه رزین اپوکسی که با سخت‌کننده به نسبت ۱ به ۰/۵۸ مخلوط شده و به سطوح مورد نظر مالیده شده است. بعد از آن، ورق CFRP چسبانده شده و مجدداً یک لایه رزین دیگر به سطح ورق مالیده و به صورت کامل اشباع گردیده است.

تبديل مقاومت‌های مکعبی به استوانه‌ای استفاده شده است:

$$f'_c = \left[0/76 + 0/2 \log_{10} \left(\frac{f_{cu}}{19/59} \right) \right] f_{cu} \quad (1)$$

در رابطه بالا f'_c و f_{cu} به ترتیب مقاومت استوانه‌ای و مکعبی نمونه بتی می‌باشند. در همه تیرها از یک نوع آرایش برای آرماتورها استفاده شده و با انجام آزمایش کشش بر روی نمونه‌های ۴۰ cm از میلگردها، مقاومت تسلیم آنها همانند جدول (۳) به دست آمده است. ورق الیافی با مشخصاتی همانند جدول شماره (۴) از جنس کربن (CFRP) می‌باشد و الیاف آن یک‌جهته است. الیاف با نام Kor-CFW200 تولید آمریکا و بافته شده در کشور کره هستند. رزین اپوکسی با نام تجاری EPIKOTE 828 دارای چگالی ۱/۱۶



شکل ۲ مقطع تیرهای ساخته شده در آزمایشگاه

جدول ۲ مصالح مورد استفاده در مخلوط بتن

مصالح				
مقدار استفاده شده برای تهیه یک مترمکعب بتن				
فوق روان کننده (liter) NSF ۴/۴	ماسه (kg) ۶۷۳/۲	شن (kg) ۹۳۵	سیمان (kg) ۵۲۵	آب (kg) ۲۱۰

جدول ۳ مقاومت تسلیم آرماتورها

نمودار آرماتور	آرماتور نمره ۱۲	آرماتور نمره ۱۸	آرماتور نمره ۲۰	آرماتور نمره ۴۱۰
۸۸/۶	۳۴۸	۲۷۴	۴۱۰	مقاومت تسلیم (MPa)

جدول ۴ مشخصات الیاف CFRP

ضخامت (mm)	وزن یک متر مربع (gr)	مقاومت کششی الیاف (MPa)	مدول کششی (GPa)	چگالی (gr/cm³)
۰/۱۱۱	۲۰۰	۴۹۰۰	۲۳۰	۱/۸۰



شکل ۴ آرایش CFRP در تیر BR2



شکل ۳ آرایش CFRP در تیر BR1

۴ آرماتور کششی نمره ۱۸ استفاده شده و هیچ تقویتی در آنها صورت نگرفته است. تیرهای BR1 و BR2 تیرهایی هستند که جزئیات آرماتوربندی مشابه B1 داشته و به دو صورت با CFRP تقویت شده‌اند. در تیر BR1 ورقهای CFRP در دو وجه رو به رو و پشت تیر و با ابعاد ۱۰ در ۳۰ سانتی متر چسبانده شده‌اند. طول ورق‌ها به گونه‌ای در نظر گرفته شده است که در جهت عمود بر ترک قطری بوده و تنها در ناحیه جان تیر قرار داشته باشد. در شکل (۳) آرایش CFRP در تیر BR1 نشان داده شده است.

برای تیر BR2 آرایش دیگری همانند شکل (۴) در نظر گرفته شده است. در این تیر با ادامه دادن CFRP به ناحیه بال تیر، طول مهاری افزایش CFRP داده شده است. آرایش CFRP در این تیر، ۳ تفاوت عمده با تیر BR1 دارد:

- ۱- تقویت تنها در یک وجه تیر انجام شده است در حالی که در تیر BR1 در هر دو وجه است.
- ۲- در هر طرف وجه تیر از یک نوار ۱۰ سانتی بھره گرفته شده در حالی که در تیر BR1 در هر طرف از دو نوار ۱۰ cm و در مجموع ۲۰ cm نوار استفاده شده است.

آزمایش‌ها

ساخت و آزمایش تیرها فرآیندی چند مرحله‌ای است؛ به طوری که ابتدا نمونه‌های گروه اول و دوم ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته‌اند و سپس بر مبنای نتایج آنها نمونه‌های گروه سوم ساخته و آزمایش شده‌اند. بعد از آماده کردن تجهیزات بارگذاری (Load Cell) و تغییر مکان سنج (LVDT)، آزمایش نمونه‌ها آغاز شده و بار به صورت تک نقطه‌ای در وسط تیر و توسط جک ۱۰۰۰ kN و به صورت استاتیکی و با سرعت بارگذاری ۳ kN/s به نمونه‌ها اعمال شده است. از چهار تغییر مکان سنج در تمامی آزمایش‌ها استفاده شده است. یکی زیر جک بارگذاری، دومی زیر تیر و در وسط دهانه، سومی در پشت تیر و چهارمی در وجه جانبی تیر قرار داده شده است.

تجزیه و تحلیل نتایج آزمایشگاهی

گروه اول نمونه‌ها شامل تیرهای B1، B2، B1 و BR2 می‌باشد که ضخامت ۱۰ cm و دو سفره آرماتور دارند. تیرهای B1 و B2، نمونه‌های شاهد این گروه‌اند که در تیر B1 از دو آرماتور کششی نمره ۱۸ و در تیر B2 از

کردن و به نظر می‌رسید که این تیر دچار شکست خمی خواهد شد ولی با ادامه بارگذاری CFRP ناحیه برشی نیز به طور کامل جدا شد و تیر به یکباره در برش شکست. در واقع وجود CFRP باعث شده بود که از شکست برشی جلوگیری گردد ولی موقعی که جدالشگی اتفاق افتاد، شکست برشی اجتناب‌ناپذیر بود. با توجه به شکل (۵) مشخص است که استفاده از FRP باعث شده مسیر ترک‌ها عوض شود و الگوی ترک خوردگی تیرها تغییر کند.

از منحنی بار-افت وسط دهانه برای تیرهای گروه اول در شکل (۶) مشاهده می‌شود که با استفاده از CFRP رفتار BR2 به صورت خمی-برشی تبدیل شده و FRP باعث ضعیفتر شدن تیر در خمی گردیده است. در تیر BR1 نیز استفاده از CFRP باعث تغییرات چندانی در مقاومت نهایی تیر نشده است. در مجموع می‌توان گفت که استفاده از این دو آرایش FRP علی‌رغم تغییر دادن الگوی ترک خوردگی تیر، باعث افزایش مقاومت تیرها نشده است.

تیرهای گروه دوم جزئیاتی مشابه گروه اول دارند که تنها به جای دو سفره آرماتور، یک سفره آرماتور جاگذاری شود تا ظرفیت خمی و برشی تیر کمتر شده و پوشش بتن روی آرماتورها اضافه گردد. تیر ساده B3 نمونه شاهد این گروه بوده است و دو نمونه مقاوم شده BR3 و BR4 به ترتیب مشابه تیرهای BR1 و BR2 گروه اول با CFRP تقویت شده‌اند. نتایج مربوط به آزمایش این گروه در جدول (۶) نشان داده شده است که نشان می‌دهد استفاده از هر دو آرایش FRP باعث افزایش بار ترک خوردگی و افت وسط تیرها شده است.

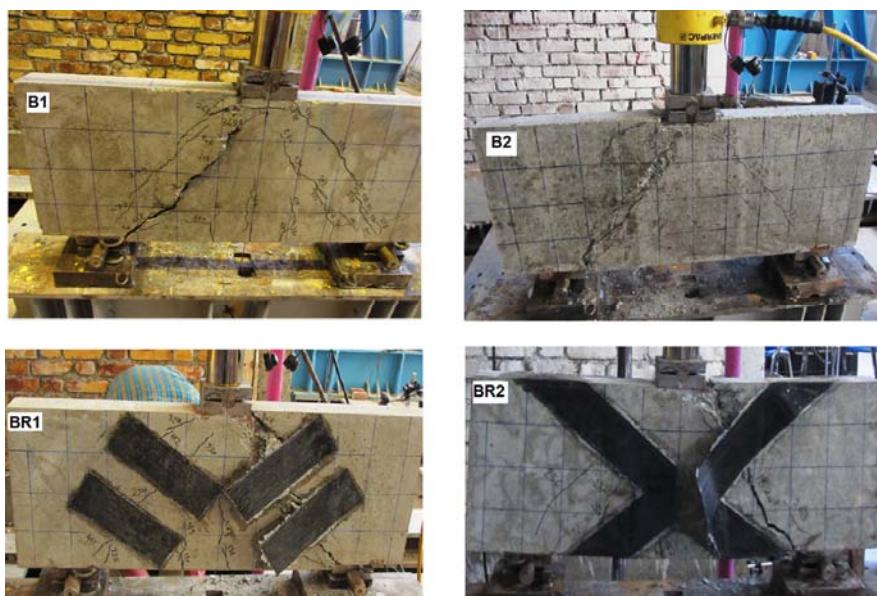
-۳- برای تیر BR1 از ۸ نوار ۱۰ cm در ۳۰ cm استفاده شده ولی در این تیر از دو نوار ۱۰ cm در ۹۰ cm بهره گرفته شده است.

در جدول و شکل (۵) به ترتیب نتایج حاصل از آزمایش و نحوه خرابی نمونه‌ها نشان داده شده است. در همه تیرهای این گروه، اولین ترک ابتدا در ناحیه خمی رخ داده است. همان‌طور که در جدول (۵) مشاهده می‌شود بیشترین مقاومت مربوط به تیر B2 می‌باشد که در آن چهار آرماتور کششی استفاده شده است در حالی که سه تیر دیگر دارای دو آرماتور کششی نمره ۱۸ می‌باشند. بیشترین مقاومت بتن مربوط به نمونه BR1 می‌باشد و با توجه به آن می‌توان گفت که مقاومت بیشتر نمونه BR1 نسبت به B1 به دلیل مقاومت بالای بتن آن است و نوع تعویت بکار رفته توسط CFRP تاثیری در مقاومت آن نداشته ولی وجود CFRP باعث کمتر شدن ترک، افزایش بار اولین ترک برشی به اندازه بیش از دو برابر و کاهش افت تیر به اندازه ۲۸٪ شده است. شکست نمونه BR1 به صورت ترد و ناگهانی و همراه با ایجاد ضربه شدید بود که همزمان با کنده شدن CFRP از روی بتن صورت گرفت.

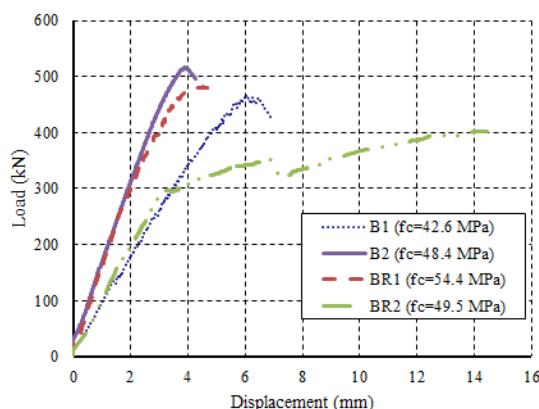
با مقایسه ترک‌ها و تعداد آنها در شکل (۵) می-توان گفت که کمترین تعداد و عرض ترک خوردگی در تیر B2 با دو آرماتور کششی اضافی است. در تیر BR2 با وجود این که عرض ترک‌ها و افت تیر بسیار بیشتر از تیرهای B1 و BR1 است ولی تعداد ترک‌ها کمتر از دو تیر دیگر می‌باشد. در این تیر در باری نظیر ۳۵۳KN، CFRP در وسط تیر پاره شد و بار به یکباره به ۳۲۰KN کاهش یافت ولی تیر دچار شکست نشد. با افزایش بیشتر بارگذاری به دلیل این که مسیر ترک‌های خمی باز شده بود، این ترک‌ها شروع به گسترش

جدول ۵ نتایج حاصل از آزمایش گروه اول تیرها

نام و نمونه تیر	مقاآمت استوانه‌ای بتن (MPa) (نسبت مقاآمت‌ها به (B1)	بار ترک‌خوردگی تیر (kN) (نسبت بار به (B1)	بار اولین ترک برشی (kN) (نسبت بار به (B1)	بار نهانی تیر (mm) (نسبت افت به (B1)	مود شکست تیر
B1	(۱) ۴۲/۶	(۱) ۱۲۰	(۱) ۱۳۸	(۱) ۴۶۷	برشی
B2	(۱/۱۴) ۴۸/۴	(۲/۰۸) ۲۵۰	(۲/۰۵) ۲۸۳	(۱/۱۰) ۵۱۶	برشی
BR1	(۱/۲۷) ۵۴/۴	(۱/۱۵) ۱۳۸	(۲/۱۳) ۲۹۴	(۱/۰۳) ۴۸۱	برشی
BR2	(۱/۱۶) ۴۹/۵	(۱/۳۹) ۱۶۷	(۱/۳۲) ۱۸۲	(۰/۸۶) ۴۰۳	برشی



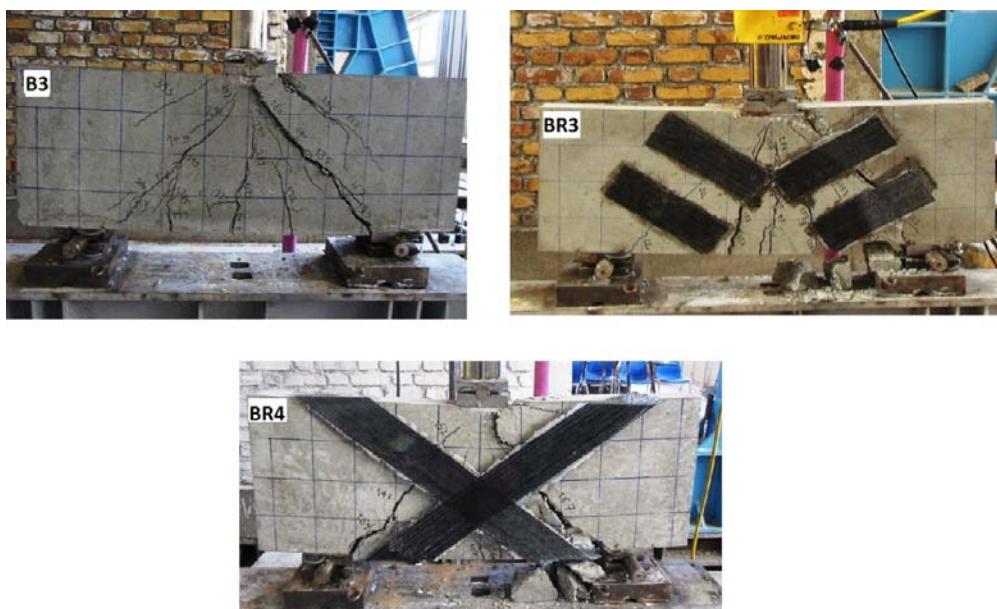
شکل ۵ نحوه خرابی نمونه‌های گروه اول



شکل ۶ منحنی بار-افت وسط دهانه تیرهای گروه اول

جدول ۶ نتایج حاصل از آزمایش گروه دوم تیرها

نام نمونه تیر	مقاومت استوانه‌ای بتن (MPa) (نسبت مقاومتها به B3)	بار ترک خوردگی تیر (kN) (نسبت بار به B3)	بار اولین ترک برشی (kN) (نسبت بار به B3)	بار نهایی تیر (kN) (نسبت بار به B3)	افت وسط تیر (mm) (نسبت افت به B3)	مود شکست تیر
B3	(۱) ۴۲/۶	(۱) ۶۰	(۱) ۱۰۱	(۱) ۳۸۰	(۱) ۸/۸۷	برشی
BR3	(۱/۲۸) ۵۴/۴	(۱/۱۰) ۶۶	(۲/۱۸) ۲۲۰	(۰/۹۲) ۳۵۱	(۱/۵۷) ۱۳/۹۱	برشی
BR4	(۱/۱۲) ۴۷/۹	(۱/۹۰) ۱۱۴	(۱/۴۱) ۱۴۳	(۰/۷۴) ۲۸۲	(۱/۹۱) ۱۶/۹۷	برشی



شکل ۷ نحوه خرابی گروه دوم نمونه‌ها

ترک خوردگی تیر و انتقال بار از برش به مسیر خمشی و رفتار خمشی تیر است. چنان‌چه ورق‌های FRP تا لحظه وقوع شکست از روی بتن جدا نمی‌شدند انتظار می‌رفت که BR3 در خمسم خراب شود، ولی با جدا شدن FRP موجود در ناحیه برشی و ضعیف‌تر شدن این ناحیه، به یکباره انرژی فوق العاده‌ای به ناحیه ضعیف برشی منتقل شد و تیر با ضربه و به صورت ناگهانی در برش شکست.

در تیر BR4 تعداد ترک‌ها به مراتب کمتر بود و با افزایش بار، عرض ترک‌های قبلی بیشتر و بیشتر

شکل (۷) نحوه خرابی تیرهای این گروه را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود در این گروه بدليل تک سفره‌ای بودن نمونه‌ها، ظرفیت خمشی تیرها نیز پایین است و تعداد و عرض ترک‌های خمشی خیلی بیشتر از نمونه‌های گروه اول می‌باشد. در هر سه تیر این گروه تا آخرین لحظات بارگذاری هم ترک‌های خمشی و هم برشی در حال رشد بودند. تیر BR3 دچار شکست ناگهانی برشی شد؛ به‌گونه‌ای که علی‌رغم افت زیاد تیر نسبت به نمونه معمولی، مقاومت نهایی آن به اندازه ۳۰ kN کمتر از نمونه معمولی شده. دلیل این امر تغییر الگوی

بهطوری که ضخامت تیر از ۱۰ cm به ۱۴ cm افزایش داده شده و از دو آرماتور کششی نمره ۲۰ به اضافه دو آرماتور کششی نمره ۱۸ برای افزایش مقاومت خمی آن استفاده شده است. B4، نمونه شاهد تقویت نشده این گروه است و تیرهای BR5 و BR6 با جزئیات آرماتوربندی مشابه B4 با CFRP تقویت شده‌اند.

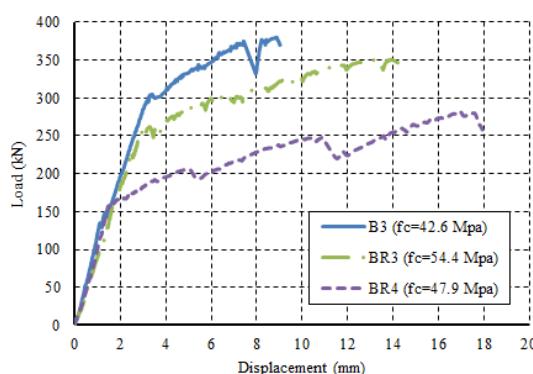
تیر BR5 توسط ورقهای CFRP به صورت U همانند شکل (۹) تقویت شده است. در استفاده از FRP برای مقاومسازی، معمولاً قسمت بالایی تیر توسط عضوی که روی تیر قرار گرفته پوشانده شده است و امکان قرار دادن FRP در بالای تیر وجود ندارد. به همین دلیل برای عملی تر شدن ایده تقویت، به جای دورپیچ کردن تیر از آرایش U شکل استفاده شده است.

در تیر BR6 باز هم از آرایش عمود بر قطر برشی استفاده شده ولی این بار، تعداد باند CFRP بیشتر شده و عرض آنها به ۵cm تقلیل یافته است. تقویت در این تیر فقط در یک وجه صورت گرفته است. گوشه‌های تیز تیر به صورت گرد درآورده شده‌اند تا از تمرکز تنفس در این نواحی جلوگیری شود. آرایش FRP تیر BR6 در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

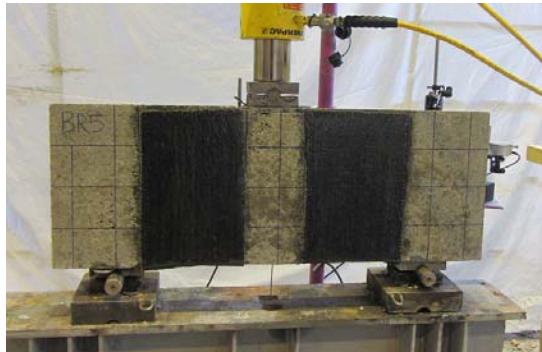
می‌شد. در باری معادل CFRP، ۲۴۷kN در ناحیه پایین تیر پاره شد و افت شدیدی در بار مشاهده شد ولی تیر خراب نشد. با افزایش بیشتر بار، عرض ترک‌های خمی و برشی بیشتر و بیشتر شد و تا لحظه شکست نمونه احتمال وقوع هر دو شکست خمی و برشی می‌رفت که در نهایت نمونه با شکست برشی مواجه شد. در این تیر نیز همانند BR3 مود رفتاری تیر به صورت خمی-برشی بود و به کارگیری FRP باعث ضعف تیر در خمی شده بود.

در شکل (۸) منحنی بار - افت وسط دهانه تیرها نشان داده شده است. در این منحنی افت‌های شدیدی در بار دیده می‌شود که به دلیل جداسدگی مرحله‌ای CFRP از روی تیر در جاهای مختلف تیر می‌باشد. مشاهده می‌شود که در این گروه از تیرها نیز استفاده از دو آرایش قبلی مقاومت تیرها را افزایش نداده ولی باعث افزایش شکل پذیری تیر شده است.

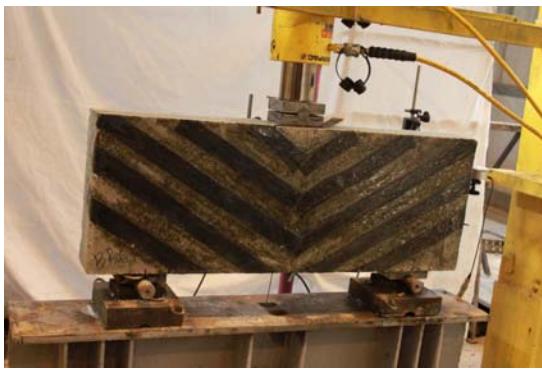
ساخت و آزمایش تیرهای گروه سوم بعد از آزمایش دو گروه قبلی و بر مبنای نتایج آنها صورت گرفته است. با توجه به این‌که دو آرایش قبلی در افزایش مقاومت تیرها کارآیی چندانی نداشتند، در این گروه از دو آرایش جدید CFRP استفاده گردیده است.



شکل ۸ منحنی بار- افت وسط دهانه تیرهای گروه دوم



شکل ۹ آرایش CFRP در تیر ۵



شکل ۱۰ آرایش CFRP در تیر ۶

جدول ۷ نتایج حاصل از آزمایش گروه سوم تیرها

نام نمونه تیر	مقاومت استوانه‌ای بتن (نسبت مقاومت‌ها به B4)	بار اولین تیر (kN)	بار اولین تیر (نسبت بار به B4)	بار اولین تیر (نسبت بار به B4)	بار اولین تیر (نسبت بار به B4)	افت وسط تیر (mm)	مود شکست تیر
B4	(۱) ۴۶/۴	(۱) ۳۸۱	(۱) ۳۸۱	(۱) ۳۸۱	(۱) ۵۷۶	(۱/۲۰) ۳/۰۲	برشی
BR5	(۱/۰۳) ۴۸	FRP زیر	FRP زیر	(۱/۰۶) ۶۱۰	(۱/۲۲) ۳/۶۹	(۱/۰۶) ۶۱۰	برشی
BR6	(۱/۰۳) ۴۸	(۰/۹۴) ۳۶۰	(۰/۹۴) ۳۶۰	(۱/۰۸) ۶۲۲	(۱/۴۶) ۴/۴۰	(۱/۰۸) ۶۲۲	برشی

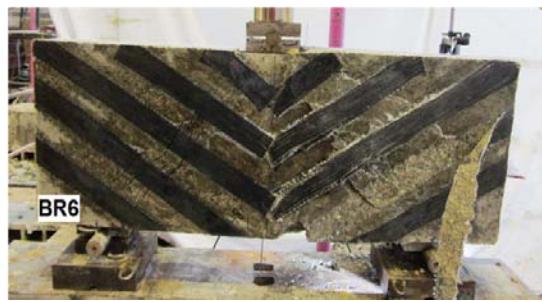
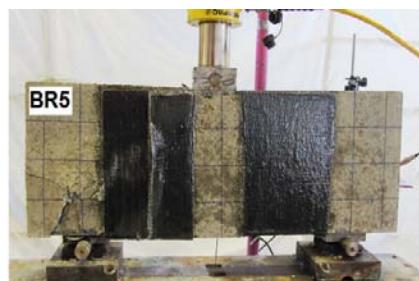
بتن با ضخامت بیشتر نسبت به نمونه‌های ۱۰ سانتی قبلي دچار ترک‌خوردگي كمتری شده است. در اين نمونه اولین ترک، به صورت برشی و در باري حدود ۳۸۱kN قابل مشاهده بود. تشکيل عضو فشاری قطری بتني در اين نمونه به خوبی مشهود است. همان‌طور که انتظار مي‌رفت به خاطر مقاومت خمشی و برشی بالاي اين نمونه نسبت به نمونه‌های مشابه ۱۰cm قبلي، افت

در جدول (۷) نتایج آزمایش نمونه‌های گروه سوم و در شکل (۱۱) نحوه خراibi تيرهای گروه سوم نشان داده شده است. در اين گروه، هر سه تير داراي مقاومت بتن تقریباً یکسانی بودند. اولین ترک مشاهده شده در تيرهای اين گروه به صورت برشی بود. از روی شکل (۱۱) مشخص است که شکست هر سه تير به صورت برشی است. تير B4 به دلیل داشتن

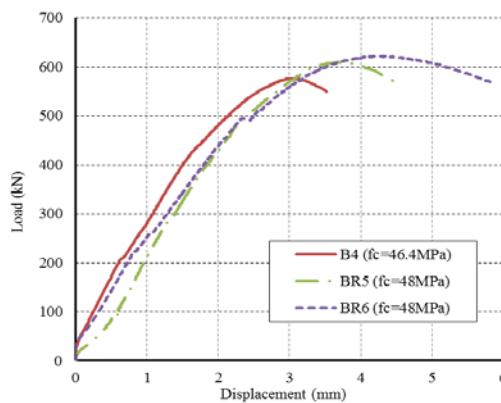
قرار داشت. سه باند دیگر فقط در وجه تیر چسبانده شده بودند و با جداشدن از روی تیر نقش خود را در افزایش مقاومت از دست دادند. این تیر در بار 622 kN شکست که 8% بیشتر از بار خرابی تیر ساده B4 بود. در شکل (۱۲) منحنی بار-افت نمونه‌های B4، BR5 و BR6 نشان داده شده است. از روی شکل مشخص است که استفاده از FRP باعث افزایش مقاومت تیر شده که این افزایش برای تیر BR5 به اندازه 6% و برای تیر BR6 8% است. همچنین شکل پذیری نمونه BR6 بیشتر از دو تیر دیگر می‌باشد. ذکر این نکته ضروری است که تقویت صورت گرفته در تیر BR6 تنها در یک وجه تیر می‌باشد در حالی که حالت U شکل استفاده شده در تیر BR5 در دو وجه تیر چسبانده شده است. در صورت تقویت هر دو وجه تیر همانند آرایش به کار رفته در تیر BR6 می‌توان انتظار داشت که به مقاومت بالاتری دست یافته شود. به شرطی که مقاومت خمی تیر به اندازه‌ای بزرگ باشد که مسیر انتقال بارها عوض نشود.

تیر نیز کمتر بود. تیر BR5 خرابی برشی به همراه لهیدگی یکی از تکیه‌گاهها را تجربه کرد. در این تیر تا قبل از پاره شدن FRP مقاومت تیر در حال افزایش بود که به یکباره بعد از پاره شدن FRP ترک برشی در زیر FRP ایجاد شد و با ادامه بارگذاری، لهیدگی تکیه‌گاهی روی داد. افزایش مقاومت این نمونه نسبت به نمونه بدون FRP در حدود 6% بود.

در تیر BR6 خرابی به صورت تدریجی بود، به طوری که با پاره شدن یا جدا شدن هر باند به دلیل مقاومت دیگر باندها نمونه دچار خرابی نمی‌شد و تا پاره شدن آخرین باند مقاوم، نمونه دارای مقاومت بود. نمونه با جدا شدن باند قطري وسط وارد فاز خرابی شد. اصلی‌ترین و کارآمدترین باند، دومین باند از پایین بود که با توجه به این‌که در هر دو سمت تا وجه تیر نیز ادامه داشت دارای مقاومت بیشتری بود. اولین باند از پایین نیز دارای چنین حالتی بود ولی با توجه به محل قرارگیری آن، تحت تنشی‌های کمتری



شکل ۱۱ نحوه خرابی نمونه‌های گروه سوم



شکل ۱۲ منحنی بار-افت وسط دهانه تیرهای گروه سوم

جدول ۸ مقایسه نتایج حاصل از آزمایش و روابط تحلیلی

بار نهایی بدست آمده از روابط تحلیلی (kN) (نسبت بار تحلیلی به آزمایشگاهی)						بار نهایی آزمایشگاهی (kN) P_{ex}	مقواومت فشاری f'_c بتن (MPa)	ضخامت تیر (mm)	نام نمونه تیر
زانگ و همکاران [3]	عربزاده و همکاران [17]	مائو و سو [16]	کنگ و همکاران [15]	ACI ۳۱۸ [14]	مبخت نهم مقررات ملی [۱۲]				
۱۶۰/۱ (۰/۳۴)	۲۴۹/۹ (۰/۵۳)	۲۶۶/۵ (۰/۵۷)	۳۶۴/۶ (۰/۷۸)	۲۲۸/۵ (۰/۵۱)	۲۲۹/۷ (۰/۴۹)	۴۶۷	۴۲/۶	۱۰۰	B1
۱۶۰/۱ (۰/۲۹)	۲۵۸/۹ (۰/۵۰)	۲۸۱ (۰/۵۴)	۳۸۶/۵ (۰/۷۵)	۲۴۲/۷ (۰/۴۷)	۲۳۳/۸ (۰/۴۵)	۵۱۶	۴۸/۴	۱۰۰	B2
۸۰ (۰/۲۱)	۲۴۹/۹ (۰/۶۶)	۱۸۶/۵ (۰/۴۹)	۳۴۸/۳ (۰/۹۲)	۱۷۳/۳ (۰/۴۵)	۱۷۵/۱ (۰/۴۶)	۳۸۰	۴۲/۶	۱۰۰	B3
۱۶۰/۱ (۰/۲۶)	۴۳۷/۶ (۰/۷۶)	۳۲۲/۴ (۰/۵۶)	۳۸۹/۹ (۰/۶۸)	۳۰۷/۴ (۰/۵۳)	۳۰۹/۲ (۰/۵۴)	۵۷۶	۴۷/۴	۱۴۰	B4
۱۶۹/۳ (۰/۳۵)	X	X	X	X	X	۴۸۱	۵۴/۴	۱۰۰	BR1
۱۶۱/۳ (۰/۴۰)	X	X	X	X	X	۴۰۳	۴۹/۵	۱۰۰	BR2
۸۸/۱ (۰/۲۵)	X	X	X	X	X	۳۵۱	۵۴/۴	۱۰۰	BR3
۸۱/۲ (۰/۲۹)	X	X	X	X	X	۲۸۲	۴۷/۹	۱۰۰	BR4
۲۲۱/۳ (۰/۳۶)	X	X	X	X	X	۶۱۰	۴۸	۱۴۰	BR5
۱۶۷/۱ (۰/۲۷)	X	X	X	X	X	۶۲۲	۴۸	۱۴۰	BR6

توجه: اعداد داخل پرانتز نسبت بار تحلیلی به بار آزمایشگاهی می‌باشند.

روابط موجود انجام شده است. تمامی تیرها دارای دهانه 800 mm و ارتفاع 400 mm می‌باشند.

مشاهده می‌شود که در تمامی تیرهای بار نهایی آزمایشگاهی بیشتر از تحلیلی است. به طور کلی مقداری از بالا بودن بار نهایی آزمایشگاهی به بار تحلیلی مربوط به تقویت‌های صورت گرفته در محلهای اعمال بار و تکیه‌گاه‌های است که برای جلوگیری از وقوع خرابی لهیدگی تعییه شده‌اند که اندکی به مقاومت برشی نمونه نیز اضافه می‌کند.

در روابط تحلیلی مربوط به تیرهای عمیق معمولی در جدول، رابطه کنگ و همکاران [15] دارای بهترین جواب می‌باشد. دلیل بهتر بودن جواب‌های آن، بیشتر فرض کردن مقاومت ناشی از بتن نسبت به سایر روابط است. نتایج به دست آمده از مبحث نهم و آیین‌نامه ACI318-99 خیلی محافظه‌کارانه می‌باشد. زیرا روابط آیین‌نامه‌ای در جهت اطمینان دست بالا در نظر گرفته می‌شوند و اثرات ناشی از قفل و بست دانه‌ای و آرماتورهای کششی در داخل اثرات ناشی از بتن و فولاد در رابطه مقاومت برشی گنجانده شده‌اند. رابطه محقق و همکاران [17] نیز دارای جواب‌های خوبی است و اصلی‌ترین دلیل محافظه‌کارانه شدن جواب‌های آن نسبت به رابطه کنگ و همکاران، بسیار ناچیز فرض کردن مقاومت ناشی از فولاد جان (حدود ۰/۱٪) است.

در مورد تیرهای عمیق مقاوم شده با FRP تنها رابطه رابطه پیشنهادی ژانگ و همکاران [3] است که از تعمیر رابطه پیشنهادی مائو و سو [16] برای تیرهای عمیق معمولی به دست آمده است، ولی دارای نتایج بسیار محافظه‌کارانه‌ای است. هم‌چنین رابطه پیشنهادی ژانگ و همکاران [3] در حالت تیر عمیق ساده، مستقل از مقاومت بتن، ضخامت تیر و ارتفاع تیر است. جواب‌های به دست آمده از آن برای حالت تقویت شده با FRP نیز خیلی محافظه‌کارانه است. با توجه به جدول شماره ۸ مشاهده می‌شود که با استفاده از این رابطه، به کارگیری آرایش‌های موردنظر در این تحقیق

مقایسه نتایج

در این بخش نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از روابط موجود در مراجع دیگر مقایسه شده است. برای مقایسه نتایج تیرهای عمیق معمولی از مبحث نهم مقررات ملی [۱۲]، آیین‌نامه ۹۹-۱۴ ACI318 [14]، رابطه ارائه شده توسط کنگ و همکاران [15]، رابطه پیشنهادی مائو و سو [16] و رابطه پیشنهادی محقق و همکاران [17] استفاده شده است.

در مورد تیرهای عمیق مقاوم شده با FRP، به طور کلی آیین‌نامه‌ای وجود ندارد که به طور اخص برای تیر عمیقی که با FRP تقویت شده، رابطه‌ای ارائه داده باشد. آیین‌نامه ۰۸-۲۰۰۸ ACI 440.2R-18 [18] رابطه مقاومت برشی ناشی از FRP را ارائه نموده و برای محاسبه مقاومت ناشی از بتن و فولاد در تیرهای معمولی به آیین‌نامه ۳۱۸-۰۵ ACI 318-05 [19] ارجاع داده است. نشریه ۳۴۵ ایران [۲۰] نیز وضعیت مشابهی دارد و در آن تنها به مقاومسازی تیرهای معمولی با FRP پرداخته شده است. بنابراین نمی‌توان از آیین‌نامه ۰۸-۲۰۰۸ ACI 440.2R-18 [18] و نشریه ۳۴۵ ایران [۲۰] برای مقایسه نتایج تیرهای عمیق تقویت شده با FRP استفاده کرد.

چند رابطه نیز توسط محققان برای محاسبه مقاومت برشی تیرهای عمیق مقاوم شده در مراجع پیشنهاد شده‌اند که شامل رابطه پیشنهادی ژانگ و همکاران [13]، معادلی و شریف [8] و پارک و ابوظاها [9] می‌باشند. رابطه پیشنهادی ژانگ و همکاران بر مبنای رابطه پیشنهادی مائو و سو [16] قرار دارد. تحقیق انجام شده توسط معادلی و شریف [8] برای پیش‌بینی مقاومت برشی تیرهای عمیق دارای بازشوی مقاوم شده با FRP است و رابطه پیشنهادی برای تیرهای بدون بازشو صادق نیست. رابطه پیشنهادی پارک و ابوظاها [9] هم تنها برای حالتی است که از نوار FRP به صورت U شکل با نوارهایی به عرض کم استفاده شود.

در جدول (۸) مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج

به تعداد بیشتر و با عرض کمتر اینه خوبی است. در نظریه ۳۴۵ برای تقویت برشی هیچ اشاره‌ای به تیرهای عمیق نشده است. در حالی که به دلیل شکست برشی تیرهای عمیق، تقویت برشی آنها از اهمیت دوچندانی برخوردار است. در نظریه فرض شده که تقویت برشی همانند به کارگیری خاموت در سرتاسر طول تیر انجام می‌گیرد ولی در تیرهای عمیق تعیین کننده‌ترین محل برای برش، دهانه برشی و محل ترک‌های قطری است. این نظریه دارای محدودیت‌های فراوانی است و کلیه حالات تقویت را در نظر نگرفته است. بر مبنای آزمایش‌های انجام شده و مقایسه نتایج با روابط موجود، مشخص شد که هیچ‌کدام از روابط موجود در مراجع مورد بررسی، پیش‌بینی درستی از رفتار تیرهای عمیق مقاوم شده با FRP آزمایش شده در این مقاله را ندارند.

باعث افزایش مقاومت برشی تیر شده است در حالی که نتایج آزمایشگاهی برای تعدادی از آرایش‌ها خلاف آن را نشان می‌دهند. بنابراین می‌توان گفت که این رابطه بایستی اصلاح شود.

نتیجه‌گیری

بررسی آزمایشگاهی ۱۰ تیر عمیق ساده و مقاوم شده با CFRP نشان داد که برای دستیابی به حالتی که CFRP باعث افزایش مقاومت تیر شود، بایستی مقدار و آرایش CFRP در تیر به‌گونه‌ای باشد که مسیر برشی حتی بعد از تقویت با FRP ضعیفتر از مسیر خمی برای انتقال بار باشد. به عبارت دیگر اثر FRP در افزایش مقاومت برشی تیرهایی قابل مشاهده است که تیر دارای مقاومت خمی کافی باشد. هم‌چنین بایستی از آرایشی استفاده گردد که کشش ایجاد شده در سیستم FRP به صورت تدریجی اعمال گردد. برای ایجاد چنین حالتی استفاده از باندهای FRP

مراجع

1. Chaallal, O., Nollet, M-J., and Saleh, K., "Use of CFRP Strips for Flexure and Shear Strengthening of RC Members", *Proc., 2nd Conf. on Composites in Infrastructure*, H. Saadatmanesh, and M. R. Ehsani, eds., Univ. of Arizona, Tucson, Ariz. pp. 249-260, (1998).
2. Fanning, P., and Kelly, O., "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams: An Experimental Study Using CFRP Plates", *Proc., 8th Int. Conf. on Structural Faults and Repair*, M. C. Forde, ed., Meigle Printers Ltd., Tweedbank Industrial Estate, Galashiels, Scotland, London, (1999).
3. Zhang, Z., Hsu, C.T. and Moren, J., "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Deep Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminates", *Journal of Composites for Construction*, vol. 8, No. 5, pp. 403-414, (2004).
4. Islam, M.R., Mansur, M.A, and Maalej, M., "Shear Strengthening of RC Deep Beams Using Externally Bonded FRP Systems", *Elsevier, Cement & Concrete Composites*, vol. 27, pp. 413-420, (2005) .
5. Parvin, A., Mosleh, Y., "A Study on the Design of Deep Beams Using FRP Bars", *International SAMPE Symposium and Exhibition (Proceedings)*, Cincinnati, vol. 52, (2007).
6. Ahmad, I., Zhu, Z. and Mirmiran, A., "Behavior of Short and Deep Beams Made of Concrete-filled

- Fiber-Reinforced Polymer Tubes", *Journal of Composites for Construction*, vol. 12, No. 1, pp. 102-110, (2008).
7. Omeman, Z., Nehdi, M. and El-Chabib, H., "Experimental Study on Shear Behavior of Carbon Fiber Reinforced Polymer Reinforced Concrete Short Beams without Web Reinforcements", *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 35, No. 1, pp. 1-10, (2008).
8. Maaddawy, T.E., Sherif, S., "FRP Composites for Shear Strengthening of Reinforced Concrete Deep Beams with Openings", *Elsevier, Composite Structures*, vol. 89, pp.60-69, (2009).
9. Park, S., Aboutaha, R.S., "Strut-and-Tie Method for CFRP Strengthened Deep RC Members", *Journal of Structural Engineering © ASCE*, vol. 135, No. 6, pp. 632-643, (2009).
10. Lee, H.K., Cheong, S.H., Ha, S.K., and Lee, C.G., "Behavior and Performance of RC T-section Deep Beams Externally Strengthened in Shear with CFRP Sheets", *Composite Structures*, vol. 93, No. 2, pp. 911-922, (2011).
11. Andermatt, M.F., "Concrete Deep Beams Reinforced with Internal FRP", MSc. Thesis, University of Alberta, Department of Civil and Environmental Engineering, Edmonton, Alberta, pp. 266 (2010)
۱۲. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، «طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه»، وزارت راه و شهرسازی، معاونت امور مسکن و شهرسازی، دفتر امور مقررات ملی ساختمان، صفحه ۳۷۱، (۱۳۹۲).
13. Neville, A.M., "General Relation for Strength of Concrete Specimens of Different Shapes and Sizes," *ACI J.*, Proceeding, vol.63, No.10, pp. 1095-1109, (1966).
14. ACI 318-99, "Building Requirements for Structural Concrete and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pp 393, (1999).
15. Kong, F.K., Robin, P.J., Singh, A., and Sharp, G.R., "Shear Analysis and Design of Reinforced Concrete Deep Beams", *The Structural Engineer*, vol.50 No.10, pp. 405-409, (1972).vol?
16. Mau S.T. and Hsu T.T.C., "Formula for the Shear Strength of Deep Beams", *ACI Structural Journal*, vol. 86, No.5, pp 516-523, (1989).
17. Arabzadeh, A., Rahaie, A.R. and Aghayari, R., "A Simple Strut-and-Tie Model for Prediction of Ultimate Shear Strength of RC Deep Beams", *International Journal of Civil Engineering*, vol.7, No. 3, pp. 141-153, (2009).
18. ACI 440.2R-08, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", Reported by ACI Committee 440, pp 80, (2008).
19. ACI 318-05, "Building Requirements for Structural Concrete and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pp 471, (2005).
۲۰. نشریه شماره ۳۴۵ «راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بمسازی ساختمان‌های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP» سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معيارها و کاوش خطرپذیری ناشی از زلزله، صفحه ۱۰۷ ، (۱۳۸۵).

بررسی آزمایشگاهی اثر قوس زدگی در مصالح دانه‌ای به کمک دستگاه توسعه یافته دریچه*

علی احمدی^(۱)سید احسان سیدی حسینی نیا^(۲)

چکیده این مقاله به بررسی آزمایشگاهی اثر قوس زدگی به صورت ایجاد ساختاری به شکل قوس پایدار در مصالح دانه‌ای پرداخته است. با دین منظور یک دستگاه توسعه یافته دریچه ساخته شده و به کمک آن ابعاد قوس ایجاد شده در مصالح دانه‌ای برحسب زاویه اصطکاک داخلی، قطر متوسط و زاویه قرارگیری بستر مصالح مورد پژوهش قرار گرفته است. مشاهدات آزمایشگاهی نشان می‌دهند که برای همه مصالح مورد آزمایش با افزایش عرض دریچه و کاهش زاویه قرارگیری بستر مصالح دانه‌ای، عرض و ارتفاع قوس تشکیل شده افزایش می‌یابد و شکل تمامی قوس‌ها به صورت یک سهمی است. از طرفی به ازای یک عرض دریچه و زاویه بستر ثابت، با افزایش زاویه اصطکاک داخلی و چگالی مصالح دانه‌ای، ارتفاع و عرض قوس افزایش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی قوس زدگی؛ مصالح دانه‌ای؛ دریچه؛ زاویه بستر؛ شکل قوس.

Experimental Investigation on the Arching Effect in Granular Materials by Using the Developed Trapdoor Apparatus

A. Ahmadi S. E. Seyedi Hosseiniinia

Abstract This paper discusses the arching effect as the formation of a stable arch in granular materials. For this aim, a developed trapdoor apparatus is designed in order to investigate the arch dimensions in term of the internal friction angle, average size and base angle of materials. Observations show that for all tested granular ensembles, width and height of the arch increase with an increase in trapdoor width and a decrease in base angle. It is also found that the shape of the whole arches is governed by a parabola. In addition, for both constant values of trapdoor width and base angle, the increase in both the internal friction angle and density of granular materials leads to the increase in arch dimensions.

Keywords Arching; Granular Materials; Trapdoor; Base angle; Arch width; Arch height.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۰/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۴/۲ می‌باشد.

(۱) دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

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

بر روی کلیه زوایا شامل صفر تا ۹۰ درجه نسبت به افق قابل تنظیم است و دریچه‌ای متحرک با قابلیت باز شدن تا میزان دلخواه دارد. با استفاده از این دستگاه می‌توان حداکثر عرض دریچه را که بر روی آن قوس‌زدگی ایجاد می‌شود، بدست آورد.

در ارائه این مقاله، باکمک نتایج حاصل از انجام چندین آزمون بر روی مصالح دانه‌ای با دستگاه ساخته شده، ارتباط ابعاد قوس ایجاد شده به‌ازای عرض دریچه و زاویه بستر مصالح دانه‌ای نسبت به افق بررسی می‌شود. هم‌چنین، سعی بر آن است تا پارامترهای مؤثر در قوس‌زدگی شناخته شوند و رابطه‌ای برای توصیف شکل هندسی ناحیه قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای به‌دست آید.

آشنایی با آزمون دریچه و علت انتخاب این روش

یکی از روش‌های بررسی اثر قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای، استفاده از آزمون آزمایشگاهی دریچه است. هدف اصلی این آزمون که نخستین بار توسط ترزاچی [16] ابداع شد، مطالعه بر روی قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای به عنوان ماهیت انتقال فشار در مصالح تشکیل-دهنده محیط می‌باشد. شکل ناحیه‌ای از محیط دانه‌ای که در آن توده مصالح تحت انتقال فشار قرار گرفته‌اند، شبیه به یک قوس است و نام قوس‌زدگی برای این پدیده انتخاب شده است. در هیچ یک از این آزمایش‌ها که با هدف بررسی اثر قوس‌زدگی به عنوان انتقال فشار در توده مصالح دانه‌ای انجام شده، دریچه به طور کامل برداشته نشده است. نخستین بار گو و ژو [15] با برداشتن کامل دریچه به مطالعه قوس‌زدگی در حالت کرنش مستوی پرداختند و توансند تعریف جدیدی برای پدیده قوس‌زدگی ارائه نمایند. مطابق تعریف [15] قوس‌زدگی عبارت است از تشکیل یک ساختار پایدار قوسی‌شکل خودایستار در مصالح به‌ نحوی که این قوس دارای یک سطح آزاد از تنش باشد. به بیان دیگر، هیچ-گونه تکیه‌گاه خارجی این قوس را تحمل نمی‌کند. در

مقدمه

پدیده‌های موجود در مصالح دانه‌ای است. ترازقی [1] قوس‌زدگی را به صورت انتقال فشار از یک توده خاک به بخش‌های پایدار مجاور تعریف کرد که ناشی از بسیج‌شدن مقاومت برشی بین ذرات است که در واقع حاصل جابه‌جایی نسبی ذرات در مصالح دانه‌ای می‌باشد. او با ابداع دستگاه آزمایش دریچه (trapdoor apparatus) به تفسیر اثر قوس‌زدگی به معنای انتقال فشار پرداخت. با بهره‌گیری از این ایده، پژوهش‌های بسیاری برای شناخت اثر قوس‌زدگی در مسائل گوناگون مهندسی از جمله انتقال بار در سازه دیوار نگهبان [2]، تحلیل و طراحی تونل‌ها [3-7]، مقاومت باربری شمع‌ها [8]، نشت خاکریزهای متکی به شمع [9]، بار موجود بر روی سازه‌های زیرزمینی و مدافن در خاک [10-12] و جریان دانه‌ای در قیف‌ها و سیلوها [13] انجام شده است. برای آشنایی بیشتر با پدیده قوس‌زدگی مطالعه مرجع [14] پیشنهاد می‌شود. در تمامی موارد ذکر شده، به دلیل آنکه منطقه تحت تأثیر انتقال فشار به‌شکل یک قوس یا کمان می‌باشد، نام قوس‌زدگی برای این پدیده انتخاب شده است. با این وجود، اثر قوس‌زدگی به معنای ایجاد ساختاری پایدار به صورت یک قوس نیز قابل تعریف است. برای نشان دادن این مفهوم در مصالح دانه‌ای، گو و ژو [15] با اصلاح دستگاه دریچه ترزاچی، دستگاهی طراحی کردند که می‌توانست امکان تشکیل قوس در برخی از مصالح دانه‌ای را مدل‌سازی کند. قرار گیری بستر مصالح فقط بر روی زاویه ۳۰ درجه نسبت به افق و استفاده از تعدادی دریچه با عرض ثابت، جزو محدودیت‌های این دستگاه شمرده می‌شود. با بهره‌گیری از این ایده و برای رفع این محدودیت‌ها، یک دستگاه طراحی و ساخته شده است که می‌تواند امکان تشکیل قوس در مصالح دانه‌ای گوناگون دارای ذراتی با قطرهای دلخواه را فراهم نماید. از سوی دیگر، بستر مصالح در این دستگاه

- شانه جانی: دو قطعه چوبی قائم مکعب مستطیل شکل به ابعاد $۳/۵ \times ۵ \times ۴/۵$ سانتی‌متر که دارای شیاری به اندازه ضخامت شیشه ضدضربه هستند.
- مخزن مصالح تخلیه‌شده: مصالح پس از تخلیه درون آن وارد شده و در محیط پیرامون دستگاه پراکنده نمی‌شوند.
- ریلهای افقی: دو قطعه چوبی افقی مدرج به ابعاد $۳/۵ \times ۵/۳ \times ۱۹/۸$ سانتی‌متر که دقیقاً در تراز بین دو شانه جانی و مخزن مصالح تخلیه شده قرار می‌گیرند.
- جعبه نگهداری مصالح دانهای: این جعبه در حقیقت فضای محدود به تخته چوب ملامینه (بستر اصلی دستگاه) از رویه تحتانی، شیشه ضدضربه از رویه فوقانی، دو قطعه شانه جانی از طرفین، دو ریل افقی از پایین می‌باشد که از سمت بالایی برای ورود مصالح کاملاً باز است. اندازه ضخامت درونی جعبه برابر با قطر متوسط ذرات تشکیل‌دهنده مصالح دانهای (d₅₀) به علاوه یک میلی‌متر فاصله جدایش برای به حداقل رساندن اصطکاک مصالح دانهای با بستر اصلی و شیشه ضدضربه است.

بستر تکیه‌گاهی دستگاه. این قطعه که تحمل بار کل حاصل از بستر اصلی دستگاه را بر عهده دارد، یک تخته چوبی از جنس ملامینه به ابعاد $۶۰ \times ۴۰ \times ۶/۵$ سانتی‌متر است که بر روی دو پایه چوبی نصب شده است. بستر اصلی دستگاه از طریق یک قطعه لولای فولادی پنج سوراخ به ابعاد $۱/۳ \times ۳۰ \times ۱/۳$ سانتی‌متر متصل شده است. از طرفی وزن مجموعه تعییه‌شده بر روی بستر اصلی، بهوسیله دو قطعه فولادی به نام دستک شیاردار به بستر تکیه‌گاهی انتقال می‌یابد. جزئیات این قطعات فولادی در ادامه بیان شده است.

دستک‌های شیاردار. این دستک‌ها برای متحرک نمودن بستر اصلی دستگاه تعییه شده‌اند. هر دستک از طریق یک سوراخ، بر روی بستر تکیه‌گاهی به‌طور ثابت

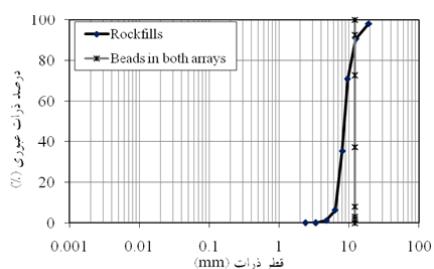
دستگاه ساخته شده، بستر نگهداری مصالح دانهای به جای حالت قائم، دارای زاویه ۳۰ درجه نسبت به افق است. این آزمون، فقط برای چند عرض ثابت دریچه انجام شده است. بنابراین باید این موارد را جزو محدودیت‌های دستگاه [15] دانست. در این تحقیق به منظور اصلاح و توسعه کاربرد آزمون دریچه، اسبابی به نام «دستگاه توسعه یافته دریچه» (Developed trapdoor apparatus) طراحی و ساخته شده است که دارای سه ویژگی متمایز نسبت به سایر دستگاه‌های آزمون دریچه است که در حال حاضر در جهان موجود می‌باشد؛ (۱) زاویه بستر نگهداری مصالح دانهای می‌تواند در بازه زاویه صفر تا ۹۰ درجه نسبت به افق تنظیم گردد. (۲) عرض دریچه بین صفر تا ۳۰ سانتی‌متر می‌تواند تنظیم شود. (۳) ضخامت جعبه نگهداری مصالح با توجه به قطر ذرات مصالح دانهای قابل تنظیم است. بنابراین، استفاده از این دستگاه توسعه یافته دریچه می‌تواند سبب شناخت بهتر پدیده قوس‌زدگی در مصالح دانهای گردد.

ساختار دستگاه توسعه یافته آزمون دریچه

بخش‌های اصلی دستگاه آزمون دریچه شامل یک جعبه به عنوان مخزن نگهداری مصالح و یک بازشو با عرضی کوچک‌تر از عرض جعبه هستند. هدف از ساخت این دستگاه، توسعه دستگاه آزمون دریچه [15] موجود بود. طراحی و ساخت هر قطعه به همراه جزئیات آن به شرح زیر انجام شده است.

بستر اصلی دستگاه. تمامی قطعات مورد استفاده برای آماده‌سازی شرایط آزمون دریچه، بر روی یک تخته از جنس چوب ملامینه به ابعاد $۶۰ \times ۴۰ \times ۱/۵$ سانتی‌متر و ضخامت ۱/۵ سانتی‌متر نصب می‌شوند. این قطعات شامل موارد زیر هستند:

- شیشه ضدضربه: شیشه مقاوم ضدضربه که به عنوان لایه محافظ فوقانی جعبه نگهداری مصالح مورد استفاده قرار می‌گیرد.



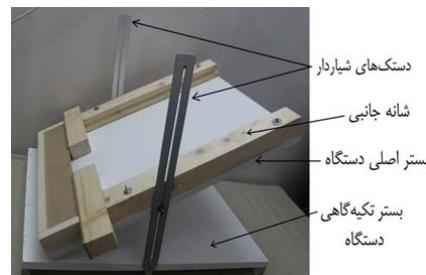
شکل ۳ منحنی دانه‌بندی مصالح دانه‌ای مورد استفاده

مجموعه گوی‌های پلاستیکی. گوی‌های پلاستیکی مجموعه‌ای از دانه‌های تسبیح با شکل هندسی بسیار نزدیک به کره هستند. هدف اصلی از انتخاب گوی‌های پلاستیکی بررسی و مقایسه اثر اندازه، جنس، چگالی، زاویه اصطکاک داخلی، نحود آرایش یا چیدمان این ذرات با گوی‌های شیشه‌ای و ذرات ZrO_2 مورد استفاده در آزمون [15] به عنوان تفاوت‌های این دو آزمون است. قطر تمام دانه‌ها ۱۲ میلی‌متر است. برای استفاده از این مصالح و داشتن حالت‌های مختلف تراکمی، از چیدمان گوی‌ها در دو آرایش منظم استفاده شده است:

آرایش شل. در چیدمان آرایش شل ابتدا دانه‌ها در اولین ردیف ریخته می‌شوند و سپس هر دانه دقیقاً روی دانه ردیف زیرین گذاشته می‌شود و این روند تا پر شدن کامل جعبه ادامه می‌یابد. باید گفت که کوچک‌ترین ارتعاش مانند لرزش دست هنگام قرار دادن دانه‌ها بر روی یکدیگر سبب فروریزش دانه‌ها می‌گردد و باید کل کار را از نو آغاز کرد. به همین دلیل دستیابی به این آرایش کاری بسیار است و نیاز به تمرکز و دقیق بالایی دارد، به طوری که پر کردن جعبه با این آرایش حدود ۹۰ دقیقه به طول می‌انجامد. جرم چگالی (۵) توده گوی‌های پلاستیکی در آرایش شل برابر با ۰/۹۷ گرم بر سانتی‌متر مکعب به دست می‌آید. با استفاده از دستورالعمل ارائه شده در مرجع [17] برای انجام آزمون تعیین زاویه آسایش، زاویه اصطکاک

پیچ شده است. بر روی هر پهلوی بستر اصلی، یک پیچ و مهره نصب شده است که داخل شیار مذکور قرار می‌گیرند و می‌توانند با حرکت درون این شیارها، بستر اصلی را بر روی هر زاویه دلخواهی نسبت به افق تنظیم نمایند. پس از آن که بستر اصلی بر روی زاویه دلخواه مستقر شد، مهره‌ها بسته می‌شوند تا بستر اصلی کاملاً در شیار قفل گردد و بر روی آن زاویه ثابت شود.

شکل (۱) نمای جانبی از دستگاه توسعه یافته دریچه و شکل (۲) نمای رو به رو از دستگاه توسعه یافته دریچه را نشان می‌دهند.



شکل ۱ نمای جانبی از دستگاه توسعه یافته دریچه



شکل ۲ نمای رو به رو از دستگاه توسعه یافته دریچه

مصالح دانه‌ای مصرفی

مصالح دانه‌ای مورد استفاده در این آزمون شامل گوی‌های پلاستیکی و مجموعه‌ای از سنگریزه‌ها هستند که شکل (۳) منحنی دانه‌بندی آنها را نشان می‌دهد. برطبق شکل (۳) مقدار d_{50} برای گوی‌های پلاستیکی و مجموعه سنگریزه‌ها به ترتیب برابر ۱۲ میلی‌متر و ۹ میلی‌متر است.

آزمون مرجع [15] به دلیل استفاده از ماسه با درصد رطوبت ۰٪، چسبندگی کمی به خاطر اثر مویینگی ایجاد می شود، در صورتی که چنین چیزی برای سنگریزه ها اتفاق نمی افتد. قطر متوسط مجموعه سنگریزه ۹ میلی-متر است. زاویه اصطکاک داخلی براساس انجام آزمون زاویه آسایش معادل $41/3$ درجه اندازه گیری شده است. شکل (۵) مجموعه سنگریزه ها را نشان می دهد.

روش انجام آزمایش

در آغاز با توجه به قطر مصالح دانه ای، ضخامت درونی جعبه را بسته به قطر مصالح تنظیم می کنیم. سپس، با حرکت دادن پیچ های متصل به بستر اصلی دستگاه در مسیر دستکهای شیاردار و محکم کردن آنها، بستر اصلی دستگاه بر روی زاویه مورد نظر نسبت به افق نصب می شود. دو ریل افقی به اندازه قطر متوسط ذرات (d₅₀) از یکدیگر دور می گردند و در فاصله ایجاد شده یک قطعه آکستیو فشرده مکعب مستطیلی شکل به عنوان درپوش (door) قرار می گیرد. سپس مصالح دانه ای وارد جعبه آزمایش می شوند. البته نحوه ریختن مصالح دانه ای درون جعبه متفاوت است که در ادامه تشریح می گردد.



شکل ۵ نمای نزدیک از مجموعه سنگریزه

- ریختن گوی های پلاستیکی در جعبه: همان طور که در بخش ۱،۴ بیان گردید، دو آرایش شل و متراکم برای

داخلی (ϕ) گوی های پلاستیکی در آرایش شل برابر ۳۰/۷ درجه اندازه گیری و تعیین گردیده است.

آرایش متراکم. در آرایش متراکم ابتدا دانه ها در اولین ردیف ریخته می شوند و سپس هر دانه دقیقاً بین دو دانه ردیف پایینی قرار می گیرد و این روند تا پر شدن کامل جعبه ادامه می یابد. دستیابی به این آرایش نیز کاری بسیار دشوار است و نیاز به تمرکز و دقت بالایی دارد، به طوری که پر کردن جعبه با آرایش متراکم تقریباً نیازمند مدت زمانی در حدود ۵۰ دقیقه می باشد. چگالی گوی های پلاستیکی در آرایش متراکم برابر ۱۰۴ گرم بر سانتی متر مکعب است. با انجام آزمون تعیین زاویه آسایش، زاویه اصطکاک داخلی گوی های پلاستیکی در آرایش متراکم برابر ۳۷/۴ درجه اندازه گیری شده است. شکل (۴) نحوه چیدمان دو آرایش شل و متراکم را برای گوی های پلاستیکی نشان می دهد.



الف) آرایش متراکم



ب) آرایش شل

شکل ۴ انواع آرایش گوی های پلاستیکی

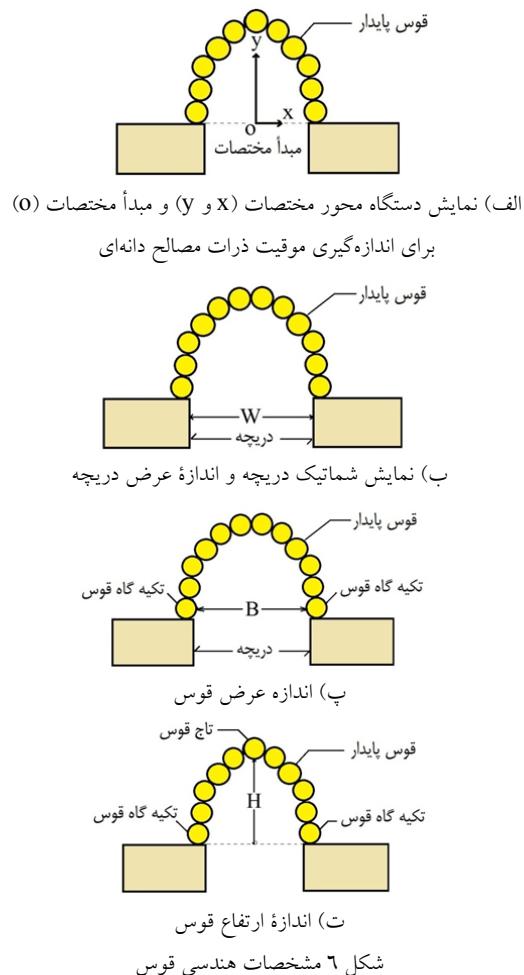
مجموعه سنگریزه. مجموعه سنگریزه برای مقایسه شباهت ها و تفاوت های آن با ماسه درشت دانه مورد استفاده در آزمون دریچه [15] انتخاب شده است. در

فضای جعبه ریخته می‌شوند.

پس از قرار دادن مصالح دانه‌ای درون جعبه آزمایش، سرانجام آکاستیو به طرف پایین منتقل می‌گردد و به طور کامل برداشته می‌شود. توجه به این نکته ضروری است که برای عدم ایجاد تشکیل‌های برشی در مصالح باید نوع حرکت دریچه به صورت انتقالی رو به پایین باشد. اگر با برداشتن دریوش، بر روی دریچه یک قوس تشکیل شد، این مرحله به عنوان اولین گام آزمایش انتخاب می‌شود، ولی چنان‌چه قوسی ایجاد نشد، عرض دریچه هر مرتبه به اندازه «یک میلی‌متر» افزایش داده می‌شود تا جایی که اولین قوس‌زدگی در مصالح پدیدار گردد. در این لحظه عرض دریچه متناظر با نخستین قوس به عنوان گام اول آزمایش در نظر گرفته می‌شود و اطلاعات مربوط به ابعاد قوس قرائت می‌گردد. در گام دوم، دریچه به اندازه (cm) $[d_{50} + 0.2]$ ، در گام سوم به اندازه (cm) $[d_{50} + 0.4]$ ، ... و در گام n^{th} به اندازه $(n-1) \times 0.2$ (cm) باز می‌شود و در هر گام به‌ازای یک اندازه زاویه بستر و عرض دریچه معین، مشخصات ظاهری قوس تشکیل شده شامل عرض و ارتفاع قوس قرائت و ثبت می‌شود. با یک دید دقیق به فرآیند آزمون می‌توان گفت که با برداشت دریچه، تمامی مصالح از جعبه خارج نمی‌شوند، بلکه پس از گذشت زمان معینی از شروع تخلیه مصالح، ذرات محیطی طوری در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند که یک قوس پایدار در روی دریچه ایجاد می‌شود. این قوس می‌تواند فشار حاصل از مصالح اطراف خود را تحمل کند و آن را به دو تکیه‌گاه تحتانی خود انتقال دهد. علت وقوع این پدیده در مصالح دانه‌ای این است که حین خارج شدن مصالح از دریچه در اثر برخورد ذرات با یکدیگر، بین دانه‌ها مقداری اصطکاک ایجاد می‌شود که در نهایت سبب بسیج شدن مقاومت برشی بین ذرات و در نتیجه قفل شدگی (Interlocking) ذرات در یکدیگر می‌گردد. همین قفل شدگی ناشی از اصطکاک داخلی ذرات مصالح دانه‌ای منجر به تولید

گوی‌های پلاستیکی درنظر گرفته شده است. قرار دادن دانه‌ها در جعبه مطابق هر یک از این دو آرایش با کیفیتی که ذکر شد، کاری بسیار دشوار است. پس از بررسی‌های فراوان، تصمیم بر آن شد که شیشه ضد-ضریب توانایی جایه‌جایی به صورت کشویی داشته باشد. بدین منظور، شکافی به ضخامت ۱۱ میلی‌متر بر روی وجه درونی شانه‌های قائم جانبی تعییه شد تا شیشه محافظ به ضخامت ۱۰ میلی‌متر بتواند بدون لرزدن به صورت کشویی درون شکاف وارد و خارج شود. با توجه به توضیحات فوق، برای قرار دادن گوی‌های پلاستیکی درون جعبه ابتدا شیشه محافظ خارج می‌شود و در مرحله بعد، بستر اصلی دستگاه بر روی یک زاویه مایل تنظیم می‌گردد که این امر سبب می‌شود فرآیند چیدن گوی‌ها در جعبه مطابق آرایش شل یا متراکم، برای انجام‌دهنده آزمایش با سهولت بیشتری صورت پذیرد؛ زیرا اگر بستر دستگاه بر روی زاویه 90° درجه نسبت به افق قرار گیرد، شتاب بیشتری ($g \times \sin 90^{\circ}$) نسبت به زاویه بستر مایل مانند زاویه 50° درجه ($g \times \sin 50^{\circ}$ به دانه‌ها اعمال می‌شود، بنابراین احتمال ریزش گوی‌های چیده شده در ترازهای مختلف افزایش می‌یابد و در نتیجه زحمت کار بیشتر خواهد بود. از سوی دیگر، باید تا حد امکان از ایجاد ارتعاش به دستگاه جلوگیری نمود و در چیدن گوی‌ها حداقل توان را به کار گرفت. با انجام این عملیات و در نظر گرفتن تمامی تدابیر ذکر شده می‌توان گوی‌ها را با هر یک از آرایش‌های شل یا متراکم تا بالاترین تراز در جعبه قرار داد. سرانجام پس از آن که جعبه کاملاً پر شد، شیشه ضد ضربه محافظ در محل اولیه خود یعنی درون شکاف موجود روی شانه‌های جانبی نصب می‌گردد. - ریختن سنگریزه‌ها در جعبه: قرار دادن سنگریزه‌ها در جعبه آزمون با فرآیندی که برای گوی‌های پلاستیکی شرح داده شد، متفاوت است. بدین منظور، ابتدا شیشه محافظ وارد شکاف جعبه می‌شود. در مرحله بعد، مصالح دانه‌ای با همان جرم ثابت ۱۹۰۰ گرم درون

عرض دریچه. همان طور که در بخش ۵ به طور جمالی بیان گردید، دریچه عبارت است از فضای خالی بین دو ریل افقی که پیش از انجام آزمون به وسیله یک قطعه پلاستیکی فشرده به نام آکاستیو پر می‌شود و برای اجرای آزمایش این آکاستیو برداشته می‌شود. ضمناً عرض دریچه با نماد W نمایش داده می‌شود. از طرفی، عرض دریچه نسبت به مبدأ مختصات تعریف شده در پایین ترین تراز جعبه آزمایش، متقارن است و همواره دریچه در وسط جعبه و به فاصله یکسان از دو بر کناری تا شانه‌ها قرار دارد. شکل ۶-الف) محور و مبدأ مختصات جعبه آزمایش و شکل ۶-ب) دریچه و اندازه عرض دریچه را به طور شماتیک نشان می‌دهند.



یک زنجیره نیرویی در یک سازه پایدار قوسی شکل در مصالح می‌گردد که اصطلاحاً پدیده قوس‌زدگی نامیده می‌شود.

به ازای هر زاویه بستر، این روند افزایش عرض دریچه تا آن‌جا ادامه می‌یابد که دیگر هیچ قوسی بر روی دریچه ایجاد نشود. با توجه به مطالب بیان شده، آخرین گام آزمایش، مربوط به عرضی از دریچه است که دقیقاً یک مرحله قبل از عرض دریچه مربوط به عدم تشکیل قوس می‌باشد. توجه به این نکته ضروری است که تا حد امکان، باید انجام آزمایش در شرایط ایده‌آل زیر صورت پذیرد:

- کنترل دقیق آرایش و چگالی مجموعه مصالح دانه‌ای
- کنترل صحیح زاویه قرار گیری بستر اصلی نگهداری مصالح دانه‌ای .

- قرارگیری بستر تکیه‌گاهی دستگاه به صورت کاملاً افقی و بدون کوچکترین انحراف از تراز.
- ساکن بودن کامل جعبه در حین انجام آزمایش
- پرهیز از اعمال هرگونه ارتعاش ناشی از ضربه.
- باز شدن متقارن دو ریل افقی: (برای اطمینان از حصول این شرط، باید همواره طول دو ریل افقی طرفین دریچه کاملاً با هم برابر باشد که مدرج بودن دو قطعه در این خصوصی کمک می‌کند).

داده‌های حاصل از آزمایش

در مجموع، ۷۳۴ گام آزمایش بر روی مصالح دانه‌ای انجام شده است که ۲۷۶ آزمایش مربوط به گویهای پلاستیکی در آرایش شل (برای ده زاویه قرارگیری بستر)، ۳۱۶ گام آزمون مربوط به گویهای پلاستیکی در آرایش متراکم (برای ده زاویه بستر) و ۱۴۲ گام آزمایش مربوط به مجموعه سینگریزه‌ها (برای چهار زاویه بستر) می‌باشد. در ابتدا چند تعریف در رابطه با اطلاعات وابسته به دریچه و قوس پایدار ارائه می‌شود.

به طور مثال، کد ۶.۰-۶.۲-L-۴۰-۴.۸ اطلاعات قرائت شده مربوط به قوس تشکیل شده در گویهای پلاستیکی با آرایش شل، بر روی زاویه بستر به اندازه ۴۰ درجه با عرض دریچه معادل ۶/۷ سانتیمتر است که عرض و ارتفاع قوس به ترتیب ۶/۴ و ۸/۴ سانتی متر می باشد.

نتایج حاصل از مشاهدات

براساس مشاهدات آزمایشگاهی انجام شده، می توان نتایج متعددی را به صورت زیر استخراج و دلیل وقوع آنها را تفسیر نمود.

حد شروع قوس زدگی. در گامهای ابتدایی آزمایش، باز شدن تدریجی دریچه و افزایش عرض آن، سبب خروج مقدار اندکی از ذرات مصالح دانهای می شود، اما ممکن است هیچ گونه ساختار پایداری به شکل یک قوس بر روی دریچه ایجاد نگردد. این در حالی است که با رسیدن عرض دریچه به یک حد معین، ذرات بیشتری شروع به فرو ریختن از منفذ دریچه می نمایند و به این ترتیب نخستین قوس پایدار بر روی دریچه تشکیل می شود. بهمنظور یافتن حداقل عرض دریچه که سبب فعل شدن اثر قوس زدگی در مصالح دانهای و ایجاد اولین قوس پایدار بر روی دریچه می شود، با توجه به اطلاعات قرائت شده از هر گام آزمایش می توان نسبت کوچکترین عرض دریچه به قطر متوسط ذرات هر نوع از مصالح دانهای را به ازای مقادیر متفاوت زاویه بستر اصلی دستگاه به صورت زیر محاسبه نمود:

- گویهای پلاستیکی در هر دو آرایش شل و متراکم:

$$\frac{W_{\min}}{d_{50}} = \frac{1.6 \text{ (cm)}}{1.2 \text{ (cm)}} = 1.33$$

- مجموعه سنگریزه:

$$\frac{W_{\min}}{d_{50}} = \frac{1.2 \text{ (cm)}}{0.9 \text{ (cm)}} = 1.33$$

با توجه به نتایج فوق، نسبت کوچکترین عرض دریچه به قطر متوسط ذرات هر نوع از مصالح دانهای برابر ۱/۳۳ است. این نسبت مستقل از زاویه بستر اصلی

عرض قوس. قوس تشکیل شده بر روی دریچه، مجموعه‌ای از ذرات است که شکل ظاهری آن دارای یک تاج و دو پایه یا تکیه‌گاه می باشد. در واقع هر یک از این دو پایه، یک دانه از قوس می باشد که یکی بر روی قطعه افقی سمت راست و دیگری بر روی قطعه سمت چپ مجاور دریچه بازشده قرار گرفته است. مطابق شکل (۶-پ)، فاصله افقی بر تا بر این دو دانه، به عنوان عرض قوس در نظر گرفته می شود که با نماد B نشان داده می شود.

ارتفاع قوس. مطابق شکل (۶-ت)، قوس تشکیل شده بر روی دریچه، مجموعه‌ای از ذرات است که شکل ظاهری آن دارای یک تاج و دو پایه یا تکیه‌گاه می باشد. در واقع منظور از محل تاج قوس، مکان هندسی بالاترین ذره شرکت کننده در قوس می باشد. براساس تعریف، فاصله قائم از بر ذره واقع در تاج قوس تا مبدأ مختصات که دقیقاً در پایین ترین تراز جعبه و در وسط دریچه قرار گرفته است، ارتفاع قوس نامیده می شود و با نماد H نمایش داده می شود.

در هر گام از آزمایش، اطلاعات قرائت شده از روی قوس پایدار به صورت یک کد پنج کاراکتری ثبت می شوند. فرم کلی این کد به شکل A-θ-W-B-H است که به ترتیب از سمت چپ به شرح زیر قابل بیان هستند.

A بیانگر نوع مصالح دانهای است که برای گویهای پلاستیکی با آرایش شل، گویهای پلاستیکی با آرایش متراکم و مجموعه سنگریزه‌ها به ترتیب به صورت L، D و R می باشد.

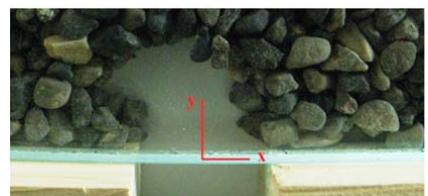
θ نماینده زاویه قرارگیری بستر مصالح دانهای نسبت به افق بر حسب درجه است.

W نشان‌دهنده مقدار بازشده عرض دریچه بر حسب سانتی متر است.

B نماینده عرض قوس پایدار بر حسب سانتی متر است. H نماینگر ارتفاع قوس پایدار بر حسب سانتی متر است.

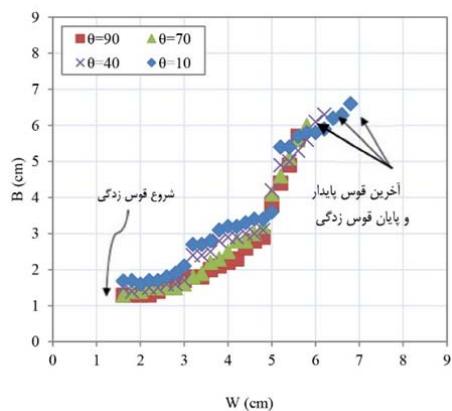


ب) گویهای پلاستیکی در آرایش متراکم

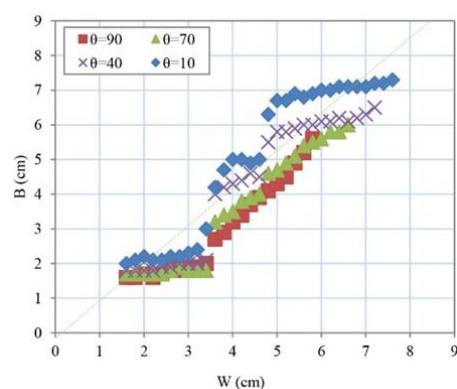


پ) مجموعه سنگریزه

شکل ۷ تصویری از یک نمونه قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای و تشکیل قوس پایدار بر روی دریچه



الف) گویهای پلاستیکی با آرایش شل



ب) گویهای پلاستیکی با آرایش متراکم

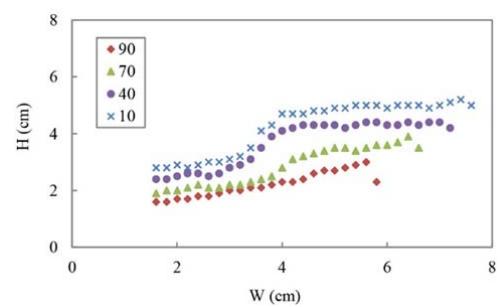
دستگاه و نوع آرایش مصالح دانه‌ای است و فقط وابسته به قطر متوسط ذرات تشکیل دهنده مصالح دانه‌ای می‌باشد. بنابراین اگر نسبت کوچکترین عرض دریچه به قطر متوسط مصالح دانه‌ای به عنوان «حد شروع قوس‌زدگی» نام‌گذاری شود، می‌توان گفت که این پارامتر همواره ثابت و برابر $1/33$ است. مفهوم حد شروع قوس‌زدگی این است که به‌ازای عرض‌های کوچکتر از آن، هیچ قوسی در مصالح ایجاد نمی‌شود و عملکرد قوس‌زدگی پدیدار نمی‌گردد. البته برای حصول اطمینان از درستی این یافته، چندین بار مراحل ابتدایی آزمون با عرض‌های بسیار کوچک دریچه برای کلیه مصالح انجام شده است، اما همگی مشاهدات بیانگر صحت این موضوع هستند.

ارتباط اندازه عرض قوس با عرض دریچه. شکل (۷) نمونه‌ای از تشکیل قوس پایدار بر روی دریچه و شکل (۸) رابطه بین اندازه عرض قوس و عرض دریچه را برای مصالح دانه‌ای مورد استفاده در این آزمایش و به‌ازای مقادیر مختلف زاویه بستر دستگاه نشان می‌دهد. باید توجه داشت که قوس ایجاد شده دقیقاً بر روی دریچه ایجاد نمی‌شود و عرض قوس همواره برابر عرض دریچه نیست. مشاهدات تجربی نشان می‌دهند که با افزایش عرض دریچه، به مقدار عرض قوس افزوده می‌گردد. دلیل این پدیده بدین صورت قابل بیان است که با هر بار باز شدن دریچه، به مصالح بیشتری نسبت به گام قبل اجازه خروج از محل دریچه داده می‌شود و از طرفی قوس برای تشکیل شدن باید حتماً دو تکیه‌گاه خود را به‌نحوی به دو طرف دریچه اتصال دهد، بنابراین قوس ایجادشده مجبور است برای شکل-گیری به تع دریچه، عرض خود را افزایش دهد.

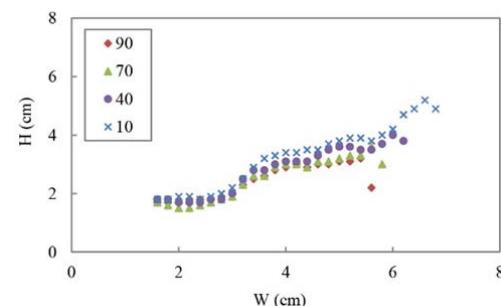


الف) گویهای پلاستیکی در آرایش شل

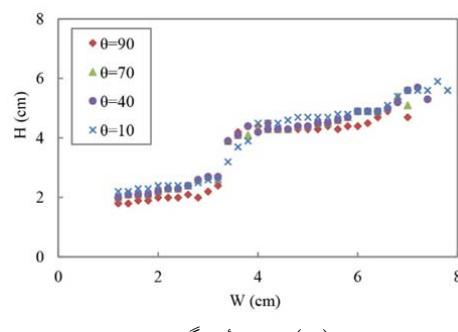
سبب تشکیل قوس پایدار در فاصله بیشتری از تراز دریچه می‌گردد و درنتیجه مختصات محل قرارگیری تاج و در حقیقت ارتفاع قوس افزایش می‌یابد. البته بسته به نحوه قفل شدگی دانها در یکدیگر در حین افزایند تخلیه از دریچه، نرخ افزایش ارتفاع قوس در مقابل افزایش عرض دریچه متفاوت است. برای کلیه مصالح دانه‌ای آزمایش شده در این پژوهش، مشاهدات صورت گرفته نشان می‌دهند که ارتفاع قوس با عرض دریچه رابطه‌ای مستقیم دارد و روند تغییرات آن برای تمامی این مصالح مشابه یکدیگر است.



(الف) گوی‌های پلاستیکی با آرایش متر acum

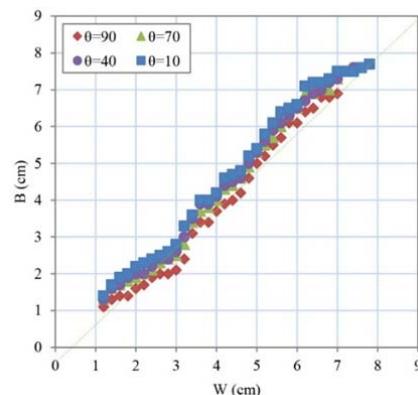


(ب) گوی‌های پلاستیکی با آرایش شل



(پ) مجموعه سنگریزه

شکل ۸ تغییرات ارتفاع قوس در مقابل عرض دریچه



(پ) مجموعه سنگریزه

شکل ۸ تغییرات عرض قوس در مقابل عرض دریچه

ارتباط اندازه ارتفاع قوس با عرض دریچه. مشاهدات حاکی از آن هستند که محل تاج قوس معمولاً بر روی محور قائم مختصات قرار می‌گیرد. البته باید توجه داشت که برخی از موارد در رابطه با مجموعه سنگریزه‌ها، مکان تاج قوس نسبت به راستای محور قائم مختصات، کمی به طرف راست یا چپ منحرف می‌شود که دلیل آن را می‌توان عدم یکنواختی و تقارن توزیع این مصالح نسبت به محور مختصات جعبه دانست. بدیهی است این عدم تقارن سبب می‌شود که مصالح دانه‌ای از یک طرف (به طور مثال از سمت چپ دریچه) با دبی بیشتری نسبت به طرف دیگر تخلیه گردد. به همین دلیل تشکیل قوس پایدار به یک سمت متمایل خواهد شد و در نتیجه تاج قوس هم به همان سمت جهت‌گیری می‌کند. شکل (۹) تغییرات ارتفاع قوس بر حسب عرض دریچه را نمایش می‌دهد. مشاهدات آزمایشگاهی نشان می‌دهند که با افزایش عرض دریچه به ارتفاع قوس افزوده می‌شود. دلیل این پدیده را می‌توان به تخلیه بیشتر مصالح دانه‌ای از خروجی، با افزایش عرض دریچه نسبت داد. هر چه عرض دریچه زیادتر شود، به مصالح دانه‌ای بیشتری اجازه خروج از دریچه داده می‌شود، بنابراین پایه‌هایی در فاصله بیشتری از هم قرار می‌گیرند و اثر قفل شدگی دانه‌ها در یکدیگر و بسیج شدگی تنش‌های برشی بین ذرات واقع در ترازهای بالای دریچه

متر کوچکتر از گویهای پلاستیکی با آرایش متراکم و شل با قطر متوسط ۱۲ میلیمتر است. از طرفی با وجود تساوی قطر متوسط گویهای پلاستیکی، مقدار افت ارتفاع آخرین قوس در آرایش متراکم ($\phi = 37.4^\circ$) نسبت به آرایش شل ($\phi = 30.7^\circ$) اندکی کمتر است.

شکل هندسی منطقه قوس زدگی. شکل (۱۰) مکان هندسی ذرات تشکیل دهنده قوس را به ازای عرض دریچه به اندازه $2/8$ و $5/6$ سانتیمتر و زاویه بستر 40° و 90° درجه نشان می‌دهد. در شکل (۱۰) منظور از W و x و y نمایانگر مکان هندسی نقاط واقع در قوس نسبت به مبدأ مختصات می‌باشد. بررسی دقیق شکل ۱۰

می‌تواند به منظور مقایسه اثر همزمان عرض دریچه و زاویه بستر مصالح بر روی شکل هندسی و ابعاد قوس تشکیل شده به کار رود. با دقت در هندسه قوس‌های تشکیل شده می‌توان با تخمین بسیار خوبی گفت که شکل هر قوس از یک سهمی به معادله زیر تبعیت می‌کند:

$$y = H \cdot \left[1 - \left(\frac{2x}{B} \right)^2 \right] \quad (1)$$

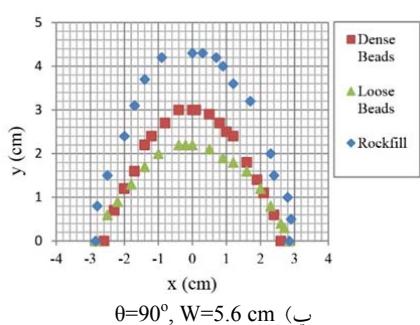
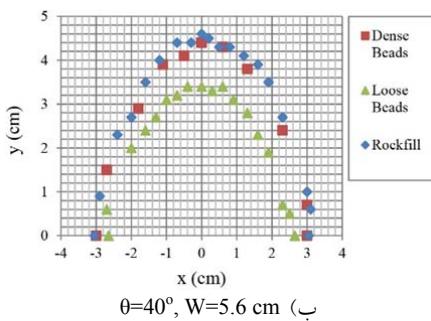
در این رابطه

B عرض قوس، H ارتفاع قوس، X و y طول و عرض مکان هندسی نقاط تشکیل دهنده قوس نسبت به مبدأ مختصات می‌باشند.

به بیان دیگر، شکل هندسی منطقه تحت تأثیر عملکرد قوس زدگی به صورت یک سهمی است. دانستن شکل ناحیه قوس زدگی نقش بسزایی در به کار گیری نوع فرضیات و انتخاب روش‌های مورد نیاز به منظور بررسی و تحلیل تنش - کرنش و روابط حاکم بر زنجیره نیرویی موجود در قوس برای شناخت سازوکار انتقال بار ناشی از پدیده قوس زدگی ایفا می‌کند. براساس این یافته می‌توان گفت که اگر یک بازشو با

مطابق شکل (۹)، افزایش در زاویه قرارگیری بستر مصالح نسبت به افق سبب کاهش ارتفاع قوس شده است. با افزایش زاویه بستر مصالح نسبت به افق، مؤلفه شتاب ثقل مؤثر ($g \times \sin \theta$) اعمال شده بر مصالح افزایش می‌یابد و در نتیجه مقدار فشار سربار ($\gamma \times z$) موجود بر روی قوس ایجاد شده بیشتر ($\gamma \times z \times \sin \theta$) می‌شود. بنابراین، به قوس تشکیل-شده فشار بیشتری اعمال می‌شود و از این‌رو، ابعاد آن کوچکتر خواهد گردید. به عبارت دیگر، برای دو زاویه مختلف، همواره قوسی با ابعاد بزرگ‌تر بر روی زاویه کوچک‌تر تشکیل می‌شود. همان‌طور که بیان گردید، با افزایش اندازه دریچه، ارتفاع قوس پایدار تشکیل شده افزایش می‌یابد، اما نکته قابل توجه آن است که این روند افزایشی تا انتهای آزمون یعنی انهدام قوس انجام نمی‌شود و آخرین قوس پایدار تشکیل شده بر روی دریچه دارای بیشینه اندازه ارتفاع نمی‌باشد، بلکه دقیقاً در آستانه انهدام، یعنی یک گام پیش از فروپاشی قوس، ارتفاع قوس نسبت به گام قبل اندکی کاهش می‌یابد (شکل ۹). علت این مسئله را می‌توان این‌گونه بیان نمود که با توجه به افزایش عرض دریچه و در نتیجه آن افزایش عرض قوس، از یک سو مصالح بیشتری میل به خروج از دریچه را پیدا می‌کنند، و از سوی دیگر قابلیت تحمل فشار قوس دقیقاً در لحظه قبل از انهدام کامل، تقلیل می‌یابد و بنابراین تغییر مکان قائم (رو به پایین) تاج افزایش می‌یابد. از این‌رو، قوس مجبور است برای تحمل فشار وارد شده ارتفاع خود را کم کند (شکل ۹).

این پدیده یافته‌ای جدید است که از نتایج این پژوهش به دست آمده است. مقایسه نتایج ارائه شده در شکل (۹) نشان می‌دهد که به ازای تمامی مقادیر زاویه بستر، مقدار افت در ارتفاع آخرین قوس پایدار با قطر متوسط دانه‌ها رابطه مستقیم و با زاویه اصطکاک داخلی مصالح دانه‌ای رابطه عکس دارد. یعنی افت ارتفاع در آخرین قوس، برای سنگریزه‌ها با قطر متوسط ۹ میلی-

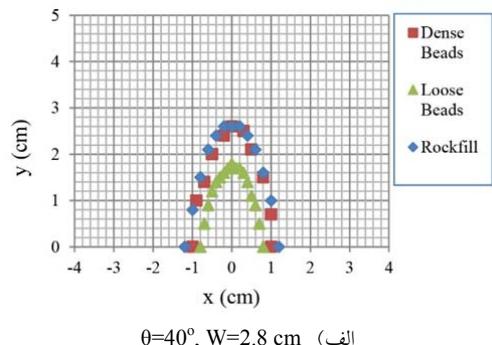


شکل ۱۰ مقایسه شکل قوس تشکیل شده بر روی دو عرض دریچه و دو زاویه بستر معین

نتیجه‌گیری

بررسی ماهیت قوس‌زدگی به معنای تشکیل یک قوس پایدار در مصالح دانه‌ای موضوعی قابل توجه است. یافتن عوامل مؤثر در نحوه شکل‌گیری و مشخصات فیزیکی این قوس شامل عرض و ارتفاع آن می‌تواند به درک جامع تر ساز و کار قوس‌زدگی در مصالح دانه‌ای فاقد چسبندگی کمک کند. به همین منظور یک دستگاه توسعه یافته دریچه با قابلیت دریچه و بستر متحرک ساخته شد و به کمک آن ابعاد قوس ایجاد شده در مصالح دانه‌ای بر حسب زاویه اصطکاک داخلی، قطر متوسط و زاویه قرارگیری بستر مصالح مورد مطالعه قرار گرفت. مشاهدات آزمایشگاهی نشان دادند که برای همه مصالح دانه‌ای مورد آزمایش با افزایش عرض دریچه و کاهش زاویه بستر اصلی دستگاه، عرض و ارتفاع قوس تشکیل شده افزایش می‌یابد. از طرفی، شکل تمامی قوس‌ها که در واقع نمایانگر شکل هندسی

شکل هندسی یک سهمی در مصالح دانه‌ای نظیر یک تونل یا حفره در خاک ماسه‌ای حفر شود، به شرط آن که عرض و ارتفاع آن در رابطه (۱) صدق کند، به سبب پدیده قوس‌زدگی این تونل یا حفره می‌تواند بدون حایل‌بندی کاملاً پایدار باقی بماند. البته توجه به این نکته ضروری است که این ادعا فقط برای مدل‌سازی تونل در شرایط محیط این آزمایش (یعنی ابعاد دستگاه توسعه یافته دریچه، مقدار مجاز مصالح دانه‌ای بر روی قوس ایجاد شده و برقراری شرایط کرش مسنوی) اعتبار دارد. از سوی دیگر، شکل (۱۰) اثر اندازه عرض دریچه و زاویه بستر مصالح دانه‌ای نسبت به افق را هم بر روی عرض و ارتفاع قوس تشکیل شده نشان می‌دهد. مطابق مشاهدات انجام شده با افزایش اندازه عرض دریچه، عرض قوس ایجاد شده نیز بیشتر خواهد شد. دلیل این امر آن است که با افزایش عرض دریچه مصالح بیشتری تخلیه می‌گردند و از آنجا که قوس روی دریچه تشکیل می‌شود، الزاماً عرض آن باید افزایش یابد. هم‌چنین بزرگ‌ترین قوس در سنگریزه‌ها ($\phi=41.3^\circ$) و کوچک‌ترین قوس در گویه‌های پلاستیکی با آرایش شل ($\phi=30.7^\circ$) ایجاد شده است. این در حالی است که قطر گویه‌های پلاستیکی در هر دو آرایش یکسان ($d=12\text{ mm}$) و بزرگ‌تر از اندازه قطر متوسط سنگریزه‌ها ($d_{50}=9\text{ mm}$) است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که ابعاد قوس تشکیل شده دارای رابطه‌ای مستقیم با تراکم و زاویه اصطکاک داخلی مصالح دانه‌ای است.



صمیمانه سپاسگزاری می‌شود. هم‌چنین، از جناب آقای دکتر محمد غفوری که در رفع اشکالات موجود و نحوه تفسیر نتایج آزمایشگاهی سهم بسزایی داشته‌اند، به طور ویژه تشکر و قدردانی می‌گردد.

ناحیه تحت اثر قوس‌زدگی است با تقریب بسیار خوبی از رابطه یک سهمی تبعیت می‌کند. علاوه بر این، به‌ازای یک اندازه عرض دریچه و زاویه بستر ثابت، با افزایش زاویه اصطکاک داخلی و چگالی مصالح دانه‌ای، ارتفاع و عرض قوس افزایش می‌یابد.

قدردانی

از مشاوره ارزنده جناب آقای دکتر جعفر بلوری براز در خصوص طراحی جزئیات دستگاه توسعه‌یافته دریچه

مراجع

1. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics." *J. Wiley and Sons*, Inc. 510, (1943): pp. 510
2. Jiang, Y.-J., Towhata," Experimental Study of Dry Granular Flow and Impact Behavior Against a Rigid Retaining Wall", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, pp. 1-17, (2012).
3. Akbarzadeh, H., A. Bayat, "Investigating ASTM F 1962 Arching Factor for Polyethylene Pipes Installed by Horizontal Directional Drilling", *Tunnelling and Underground Space Technology*, (2012).
4. Chen, C.N., W.-Y. Huang, and C.-T. Tseng," Stress Redistribution and Ground Arch Development during Tunneling", *Tunnelling and Underground Space Technology*, NO 26(1), pp. 228-235, (2011).
5. Chen, R.P., et al.," Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method", *Computers and Geotechnics*, NO 38(2), pp. 187-195, (2011)
6. Chen, R.p., et al., "Experimental Study on Face Instability of Shield Tunnel in Sand", *Tunnelling and Underground Space Technology*, No 33(0), PP. 12-21, (2013).
7. Lee, C.J., et al., "Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil", *Tunnelling and Underground Space Technology*, No 21(2), pp. 119-132, (2006).
8. Kahyaoglu, M., et al., "Numerical Analyses of Piles Subjected to Lateral Soil Movement", KSCE Journal of Civil Engineering, No 16(4),pp. 562-570, (2012).
9. Eekelen, S.J.M., et al., "Model Experiments on Piled Embankments". Part II. *Geotextiles and Geomembranes*,No 32(0), pp. 82-94, (2012).
10. Karinski, Y.S., A.N. Dancygier. and I. Leviathan, "An Analytical Model to Evaluate the Static Soil Pressure on a Puried Structure". *Engineering Structures*, No 25(1), pp. 91-101, (2003).
11. Huang, Z., E. Broch. and M. Lu, "Cavern roof stability—mechanism of arching and stabilization by rockbolting". *Tunnelling and Underground Space Technology*, No.17(3), pp. 249-261, (2002).

12. Sargand, S., T. Masada, "Soil Arching over Deeply Buried Thermoplastic Pipe", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No 1849(-1), pp. 109-123, (2003).
13. Roberts, A.W., "Review of Mass-flow Hopper Design with Respect to Stress Fields and Surcharge Loads". *Particuology*, No 8(6), pp. 591-594, (2010).
14. Tien , H.-J., "A Literature Study of the Arching Effect", Massachusetts Institute Of Technology. pp. 196, (1996).
15. Guo., Zhou, "Arch in Granular Materials as a Free Surface Problem". *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics*, (2012).
16. Terzaghi, K., "Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door. in First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering", Cambridge, Massachusetts,(1936).
17. ASTM Standard C1444-00," Standard Test Method for Measuring the Angle of Repose of Free-Flowing Mold Powders ASTM International", West Conshohocken, PA, (2005).

بررسی اثر تنش‌های پسماند حاصل از جوشکاری بر رفتار دیوار برشی فولادی*

مجید قلهکی^(۱)فرزان خالدی^(۲)هادی معین^(۳)

چکیده دیوار برشی فولادی یک سیستم بازیر جانی نوین است که در آن ورق فولادی طی فرآیند جوشکاری سنجین توسط تسممهای واسط به قاب پیرامونی متصل می‌شود. معمولاً برای اتصال ورق‌های فولادی به قاب پیرامونی از جوش ذوبی استفاده می‌شود. این جوشکاری به دلیل افزایش موضعی دما تا حد دمای ذوب در محل اتصال و سپس سرد شدن سریع محل اتصال و توزیع نامتناظر دما و کرنش‌های پلاستیک، باعث ایجاد تنش‌های پسماند در فلز جوش و فلز پایه می‌شود. این مسئله می‌تواند بر رفتار مکانیکی ورق و قاب پیرامونی تأثیرگذار باشد. در این مقاله جوشکاری ورق به اعضا محيطی به صورت دو بعدی و کوپل غیرمستقیم حرارتی-مکانیکی از طریق کادنوسی در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده و فلاکس حرارتی به صورت سطحی و دایره‌ای شکل اعمال شده است. اعمال فرآیند جوشکاری و مدل‌سازی تنش‌های پسماند در ورق‌های دیوار برشی فولادی سه طبقه دارای اتصال گیردار نشان می‌دهد که میزان سختی، بار تسلیم، بار نهایی، شکل پایه‌ی و جانب انرژی در مدل دارای تنش پسماند نسبت به مدل بدون تنش پسماند به ترتیب ۱٪، ۱٪، ۱٪، ۱٪ و ۰.۳٪ کاهش یافته است.

واژگان کلیدی دیوار برشی فولادی؛ جوشکاری؛ تنش پسماند.

Effect of Welding Residual Stresses on Performance of Steel Plate Shear Wall

M.Gholhaki F.khaledi H.Moein

Abstract The effect of Welding residual stresses that was created in thin infill plate of steel plate shear wall system during constructional processes was studied in this research. Residual stresses in a welded structure is the result of the non-uniform expansion and contraction and plastic deformation of the weld and surrounding base metal due to heating and cooling cycle, during welding process, this issue could affect SPSW's behavior. In this research ABAQUS finite element software is utilized to simulation of welding process and steel plate shear wall behavior. Sequentially coupled thermo-elastic-plastic finite element computational procedure is developed to calculate temperature field and welding residual stresses in SPSW. The result shows that residual stresses created in infill plates of three story steel plate shear wall with rigid beam-column connection due to welding process makes yielding load, ultimate load, stiffness, ductility and energy absorption, decrease 1.4%, 1.26%, 7.6%, 7.3%, 3.4% respectively in model with residual stresses in comparison with model without residual stresses. Thus, the ignore of residual stresses effect due to welding in prospect of thin steel plate shear walls(SPSWs) behavior is negligible.

Keywords Steel plate shear wall; Welding residual stresses; welding processes.

*تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۱/۱۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۹/۲۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۲) کارشناس ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۳) دانشجوی دکتری مکانیک، دانشکده علوم مهندسی، دانشگاه سایمون فریزر برنابی، بریتیش کلمبیا، کانادا.

یکی از نمونه‌ها دارای اتصال ساده و دیگری دارای اتصال گیردار بود. هدف از انجام آزمایش‌ها بررسی اثر اتصال ساده و گیردار و بررسی عملکرد دیوار برشی فولادی با استفاده از فولاد نرم در ورق دیوار بود. آزمایش‌ها نشان داد که شکل‌پذیری و توانایی جذب انرژی بالا در دیوارهای برشی فولادی وجود دارد و نوع اتصال اثر زیادی بر روی سختی سیستم ندارد.^[۳]

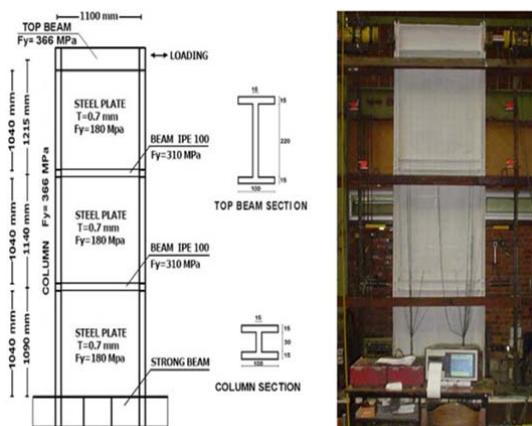
اگرچه در بسیاری از نمونه‌های دیوار برشی فولادی ساخته شده، از اتصال جوشی استفاده شده است اما علی‌رغم نازک بودن ورق و وجود تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری سنگین، توجه ویژه‌ای به این مسئله نشده است. در طول ۴۰ سال گذشته، تلاش‌های زیادی برای استفاده از روش‌های تحلیلی پیشرفت‌های در تحلیل فرآیند جوشکاری صورت گرفته است، نتایج تحقیقات نشان می‌دهد با توجه به پیچیدگی‌های فراوان در فرآیند جوشکاری، آنالیزهای ریاضیاتی ساده برای این فرآیند پیچیده مناسب نیست. همچنین با انجام تست‌های آزمایشگاهی، به دست آوردن الگوی کاملی از توزیع تنش‌های پسماند در کل سازه جوشکاری شده امکان‌پذیر است و مقدار تنش‌های تنها به صورت موضعی به دست می‌آید.^[۴] از این‌رو مدل‌سازی کامپیوتربی و تحلیل عددی برای بررسی صحیح این فرآیند از اهمیت ویژه‌ای برخوردار گشته است و راه را برای تحلیل‌های دقیق‌تر هموار می‌کند. در این میان، روش اجزای محدود روش بسیار مناسبی برای شبیه‌سازی فرآیند جوشکاری و پیش‌بینی توزیع دما، تنش‌های پسماند و سایر خروجی‌های فرآیند جوشکاری می‌باشد. یاچیانگ و جوان (۲۰۰۴) تنش‌های پسماند ایجاد شده در جوشکاری فولادهای استحکام بالا را با استفاده از روش اجزای محدود به دست آورده‌اند. در این تحقیق از یک مدل دوبعدی کرنش صفحه‌ای برای مدل‌سازی جوش سر به سر دو ورق استفاده شد. همچنین به دلیل تقارن دو مدل تنها نصف اتصال مدل شده است.

مقدمه

استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی با توجه به مزایای فراوانی که دارد در چند دهه اخیر مورد توجه طراحان و محققان قرار گرفته است. در این سیستم که به دو نوع با و بدون سخت‌کننده تقسیم می‌گردد، ورق‌های پرکننده طی فرآیند جوشکاری سنگینی به تیرها و ستون‌های پیرامونی متصل می‌شوند و چنان‌چه عملیات جوشکاری با تمهدات ویژه‌ای انجام نشود، تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری به علت اعمال حرارت موضعی، سرد شدن سریع ناحیه جوش شده، انقباض و انبساط‌های ناهمگن و کرنش‌های پلاستیک ایجاد شده در فلز جوش شده ایجاد شده و در بعضی مواقع تا حد تنش تسlijm افزایش می‌یابند. تنش‌های پسماند ایجاد شده در سازه جوش شده می‌تواند باعث افت عملکرد سازه شود و بنابراین آگاهی از مقدار و نحوه توزیع تنش‌های پسماند ضروری است.

صبوری و رابرترز به مطالعه و بررسی ۱۲ پانل برشی کوچک مقیاس با ورق نازک تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند. یکی از نتایج خوب این آزمایش‌ها بررسی اثر بازشوها بر سختی و مقاومت دیوار بود.^[۱] کاسس و الغالی سه نمونه دیوار برشی با مقیاس ۱/۳ را مورد آزمایش قرار دادند که در یکی از نمونه‌ها از اتصال جوشی و در دو نمونه دیگر از اتصال پیچی استفاده کردند و نمونه‌ها تحت بارگذاری قرار داده شد، نتایج آزمایش نشان داد که به دلیل لغزش و جاری شدگی در پیچ‌ها، سختی دیوار با اتصال پیچی کمتر از سختی دیوار با اتصال جوشی است و جاری شدگی در ورق در حالت اتصال با پیچ در بار کمتری نسبت به اتصال جوشی رخ می‌دهد.^[۲] صبوری و قلهکی در سال (۲۰۰۷) دو نمونه دیوار برشی فولادی یک دهانه سه طبقه بدون سخت‌کننده را تحت آزمایش قرار داد.

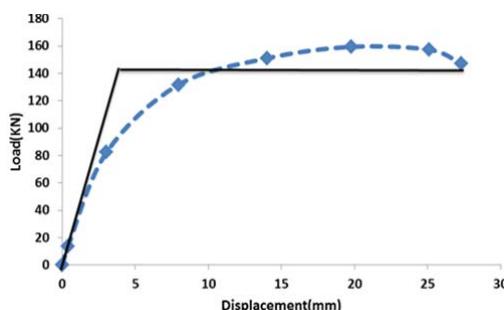
مکانیکی صورت پذیرفت. در اطراف خط جوش از مشاهی با ابعاد کوچک‌تر استفاده شد و با فاصله گرفتن از خط جوش از مشاهی با ابعاد بزرگ‌تر استفاده گردیده. منبع حرارتی و نحوه توزیع حرارت براساس مدل بیضی دوگانه گلدار در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد که تغییرات حرارتی در ضخامت ناچیز است و تنش‌های پسماند در حوالی خط جوش به صورت کششی و در نواحی دورتر به صورت فشاری است [۸]. به‌منظور بررسی تنش‌های پسماند بر رفتار دیوار بشی فولادی، مدل آزمایشگاهی مطابق شکل (۱) [۳]، یکبار بدون در نظر گرفتن تنش‌های پسماند و یک بار با در نظر گرفتن تنش‌های پسماند مدل‌سازی شد و تحت بارگذاری مطابق دستورالعمل ATC-24 [۹] قرار گرفت. مدل آزمایشگاهی یک نمونه با مقیاس ۱/۳ و دارای اتصال تیر به ستون گیردار بود که توسط قله‌کی مورد آزمایش قرار گرفت. در این نمونه ورق‌ها از نوع فولاد نرم، ستون‌ها از فولاد پر مقاومت و تیرهای میانی از نوع فولاد ساختمانی انتخاب شد که مشخصات مکانیکی آنها در جدول (۱) آمده است. مدول الاستیستیت تمامی فولادها ۲۰۶ گیگاپاسکال و ضریب پواسون آنها ۰/۳ در نظر گرفته شده است [۱۰].



شکل ۱ نمونه آزمایشگاهی سه طبقه دیوار بشی فولادی

بارگذاری در این مدل به صورت توزیع مثلثی (ذوزنقه‌ای) و به‌طور یکنواخت روی گره‌های منطقه جوش اعمال شده است. روش مورد استفاده در این تحقیق تحلیل همبند غیرمستقیم حرارتی-مکانیکی است [۵]. چنگ و تیگ (۲۰۰۴) در تحقیقی مشترک تنش‌های پسماند ایجاد شده در جوشکاری سر به سر یک پاسه دو ورق را با استفاده از تکنیک اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند. نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق دو ورق بلند با طول ۳۰۰ میلی‌متر، به عرض ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت‌های ۵، ۸ و ۱۲ میلی‌متر بود. برای مدل‌سازی اجزای محدود آن‌ها از یک مدل دو-بعدی متقارن و روش همبند غیرمستقیم استفاده گردید. هم‌چنین خواص مورد استفاده در آنالیزها وابسته به دما فرض شد. آنها با انجام این تحلیل نشان دادند که تنش‌های طولی با بزرگی برابر با تنش تسیلیم فلز پایه و به صورت کششی در نواحی نزدیک خط جوش به وجود آمده و با فاصله گرفتن از مرکز خط جوش، این تنش‌ها به تنش فشاری تبدیل می‌شود [۶]. سینگلاکس و ملور (۱۹۹۹) از یک مدل دو-بعدی متقارن برای مدل‌سازی جوشکاری سر به سر صفحات در روش اجزای محدود استفاده کردند. آنها برای مدل کردن منبع جوش در تحلیل از تابع پله‌ای تغییرات دمایی استفاده کردند. مرحله اول شامل افزایش خطی حرارت تا مقدار q (دمای قوس) تا زمان t_1 ، مرحله دوم ثابت نگه داشتن تا زمان t_2 و در مرحله سوم کاهش خطی حرارت تا زمان t_3 بوده و مرحله چهارم شامل خنک شدن تا دمای محیط بود. تحلیل اجزای محدود به صورت همبند غیرمستقیم صورت گرفت و نتایج بدست آمده هم‌خوانی خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت [۷]. دنگ و موراکاوا (۲۰۰۸) به مطالعه و بررسی اجزای محدود، تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری لب به لب ورق‌های فولادی نازک پرداختند. مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس و به صورت همبند غیرمستقیم حرارتی-

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نتایج از تطابق مناسبی برخوردار می‌باشند. به‌منظور بررسی میزان سختی، مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی، شکل‌پذیری و جذب انرژی مدل اجزای محدود، نمودار پوش منحنی چرخه‌ای مدل ترسیم شد و بر روی آن، مدل دوخطی ایده‌آل بار-تغییرمکان مطابق شکل (۳) ترسیم گردید. بر این اساس، پارامترهای رفتاری دیوار برشی فولادی مذکور مطابق جدول (۲) محاسبه گردید.



شکل ۳ نمودار پوش و منحنی دوخطی بار-تغییرمکان نمونه بدون تنش پسماند

جدول ۲ پارامترهای رفتاری نمونه اجزای محدود بدون تنش پسماند

مقادیر	پارامتر
۳۴ KN/m	سختی
۱۴۳ KN	مقاومت تسلیم
۱۵۸ KN	مقاومت نهایی
۷۰۵	شکل پذیری
۱۸۶۹ KN/m	جذب انرژی

مدل‌سازی نمونه به‌منظور اعمال بارهای حرارتی ناشی از جوشکاری

در گام دوم، مدل اجزای محدود با فرض وجود تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری ورق به قاب محیطی ساخته شد. در روش المان محدود دو رویکرد مشخص و مجزا برای انجام تحلیل‌های ترمودینامیکی و مدل‌سازی فرآیند جوشکاری وجود دارد:

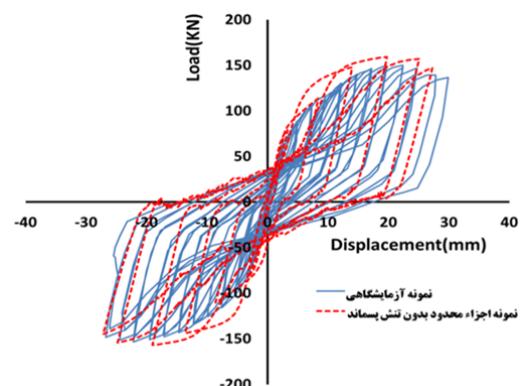
۱- روش مستقیم (هم‌بند)

جدول ۱ مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی در دیوار برشی فولادی

فولاد مصرفی	ضخامت (میلی‌متر)	تش تسلیم (میلی‌متر)	تش نهایی (میلی‌متر)
ورق پرکننده	۰/۰۷	۱۸۰	۳۰۱
ستون و تیر فوقانی	۱۵	۳۶۶	۵۴۹
بال تیر میانی	۵/۷	۳۰۹	۴۴۳
جان تیر میانی	۴/۱	۳۱۰	۴۴۹

آنالیز مکانیکی مدل بدون اعمال تنش‌های پسماند

در مدل‌سازی نمونه در نرم‌افزار آباکوس از المان‌های شل استفاده شد و به‌منظور شروع عملکرد میدان کشش قطری، یک تغییر مکان اولیه به میزان ۲ میلی‌متر در وسط هریک از ورق‌ها اعمال گردید. بارگذاری جانبی مطابق شرایط آزمایشگاهی در بالای نمونه و با کنترل تغییرمکان صورت پذیرفت. در اوین مرحله مدل‌سازی، دیوار برشی فولادی سه‌طبقه بدون وجود تنش پسماند تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفت و نمودار بار-تغییرمکان تحت بارگذاری چرخه‌ای آن با نتایج نمونه آزمایشگاهی مطابق شکل (۲)، مقایسه گردید.

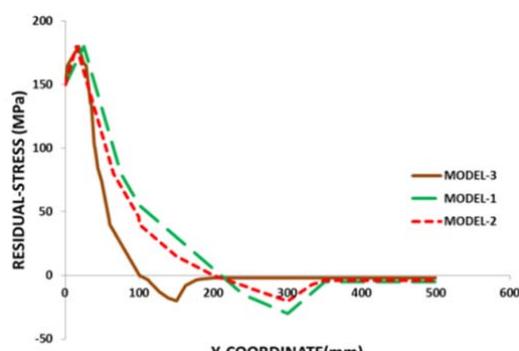


شکل ۲ مقایسه رفتار چرخه‌ای طبقه اول مدل آزمایشگاهی و اجزای محدود بدون در نظر گرفتن تنش‌های پسماند

فاصله از محل جوشکاری را در سه مدل نشان می‌دهد.

جدول ۳ مشخصات مشبندهای مدل

تعداد المان	ابعاد مش	شكل المان	مدل
۹۶۹۶	۲۵ میلی متر	Structure Quad	۱
۲۷۳۹۶	۱۵ میلی متر	Structure Quad	۲
۹۷۳۵۴	۴ تا ۲۵ میلی متر	Tri & Structure Quad	۳



شکل ۴ میزان توزیع تنش پسماند نسبت به فاصله در مدل‌های با مشبندی سه گانه

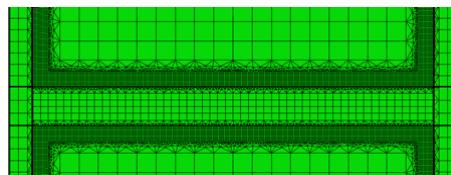
با توجه به تغییرات شدید حرارتی و همچنین غیرخطی شدن هندسی ورق در نواحی نزدیک به خط جوش، باید در حوالی خط جوش (مطابق مدل ۳) از مشهای با ابعاد ریزتر استفاده شود و با دور شدن از خط جوش و به منظور کاهش زمان آنالیزهای حرارتی و مکانیکی از مشهای با ابعاد بزرگ‌تر (شکل ۵) استفاده گردد. براساس شکل (۴)، و با توجه به توزیع مناسب‌تر تنش‌های پسماند در مدل ۳، از این مدل مشبندی در آنالیزها استفاده شده است. در آنالیزهای حرارتی از المان‌های DS3 و DS4 و در آنالیزهای مکانیکی از المان‌های S3 و S4 برای مشبندی استفاده شده است.

۲- روش غیرمستقیم (غیرهم‌بند)

روش مستقیم فقط شامل یک تحلیل می‌باشد و در آن از المان‌هایی استفاده می‌شود که دارای درجات آزادی حرارتی و مکانیکی لازم هستند و در این نوع مدل‌سازی نیاز به دو تحلیل مجزای حرارتی و مکانیکی نیست، بلکه هم‌زمان هر دو تحلیل با هم انجام می‌شوند. در روش غیرمستقیم تحلیل در دو مرحله انجام می‌گیرد. در این روش ابتدا تحلیل حرارتی انجام می‌شود و سپس تغییرات حرارتی آنالیز اول به عنوان بار اعمالی در آنالیز دوم مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر تحلیل دارای دو حوضه A و B باشد، برای فرآیندهایی که حل حوضه A بر روی حل حوضه B بی‌تأثیر است و دو حوضه مستقل از هم هستند، تحلیل غیرمستقیم مناسب است؛ زیرا این تحلیل انعطاف‌پذیری بیشتری نسبت به روش مستقیم دارد چرا که دو تحلیل می‌توانند به صورت مستقل از هم انجام شوند.

از آنجایی که فرآیند جوشکاری یک فرآیند حرارتی گذراست، استفاده از روش غیرهم‌بند مناسب‌تر می‌باشد.

در این مرحله فرآیند جوشکاری به صورت دو-بعدی و با استفاده از تکنیک غیرهم‌بند حرارتی-مکانیکی انجام گرفت. برای این منظور طی یک آنالیز حرارتی، نحوه توزیع حرارت ناشی از فرآیند جوشکاری نسبت به زمان به دست آمد و سپس این تاریخچه تغییرات حرارتی، به عنوان بار حرارتی در آنالیز مکانیکی مدل استفاده گردید. به منظور تعیین بهترین مشبندی برای انجام آنالیزها، سه نوع مشبندی در نظر گرفته شد و پس از بررسی توزیع تنش‌های پسماند، نسبت به انتخاب بهترین مشبندی اقدام گردید. تعداد، ابعاد و نوع مشبندهای به صورت جدول (۳)، بر روی نمونه اعمال گردید. در مدل ۳، مشبندی حول خط جوش بسیار ریز صورت پذیرفته و در دیگر قسمت‌های از مشهای با ابعاد بزرگ‌تر استفاده شده است. شکل (۴)، میزان توزیع تنش پسماند نسبت به



شکل ۵ نحوه مشبندی حوالی خط جوش و دیگر اعضای در مدل ۲

جدول ۴ مشخصات حرارتی و مکانیکی ورق بر حسب دما

مشخصات مصالح	دما									
	۰	۲۰۰	۴۰۰	۶۰۰	۸۰۰	۱۰۰۰	۱۲۰۰	۱۴۰۰	۱۶۰۰	
مدول یانگ (گیگاپاسگال)	۲۰۶۰۰۰	۱۸۰۰۰۰	۱۳۰۰۰۰	۸۰۰۰۰	۳۰۰۰۰	۱۵۰۰۰	۱۳۰۰۰	۱۰۰۰۰	۱۰۰۰۰	
تش تسلیم (مگاپاسگال)	۱۸۰	۱۵۰	۱۳۰	۸۰	۳۰	۱۲	۱۰	۱۰	۱۰	
ضریب پواسون	۰/۳	۰/۳	۰/۳۲	۰/۳۳	۰/۳۴	۰/۳۶	۰/۳۶	۰/۳۸	۰/۴	
ضریب انتقال حرارت	۵۸	۵۵	۴۲	۳۵	۳۲	۳۲	۳۱	۳۵	۴۸	
گرمای ویژه	۳۸۰	۳۲۰	۳۰۰	۵۰۰	۱۱۰۰	۴۰۰	۴۹۰	۵۴۰	۱۱۰۰	
ضریب انبساط حرارتی	۱/۱۵	۱/۲	۱/۳	۱/۴۲	۱/۴۵	۱/۴۵	۱/۴۵	۱/۴۵	۱/۴۵	
چگالی	۷۸۸۰	۷۸۸۰	۷۸۰۰	۷۷۶۰	۷۶۰۰	۷۵۲۰	۷۲۹۰	۷۳۰۰	۷۲۵۰	

$$-\left(\frac{\partial R_x}{\partial x} + \frac{\partial R_y}{\partial y} + \frac{\partial R_z}{\partial z}\right) + Q(x, y, z, t) = \rho C \frac{\partial T(x, y, z, t)}{\partial t} \quad (1)$$

که در این معادله R_x, R_y, R_z نرخ شار حرارتی در واحد سطح، $T(x, y, z, t)$ دمای کنونی (دما در هر لحظه)، $Q(x, y, z, t)$ نرخ تولید حرارت اولیه، ρ چگالی، C گرمای ویژه، و t زمان است

شبیه‌سازی منبع حرارتی متحرک با اعمال شار حرارتی به صورت سطحی و دایره‌ای شکل و به طریق کدنویسی به زیان فرترن صورت گرفته است. منبع حرارتی به صورت کاملاً عمود نسبت به سطح ورق در نظر گرفته شده و مقدار شار حرارتی از رابطه (۱) محاسبه و بر مدل اعمال گردیده است [۱۱, ۱۲]

$$q(r) = \frac{3Q}{\pi r_b^2} e^{-3(r/r_b)^2} \quad (2)$$

هم‌چنین مشخصات حرارتی و مکانیکی مصالح ورق‌ها به صورت تابعی از دما مطابق جدول (۴)، به مدل معرفی گردیده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش دما، فولاد دچار کاهش مقاومت شده که این مسئله در تغییرات مدول الاستیسیته قابل مشاهده است. آنالیز حرارتی. انتقال حرارت به دو شکل قابل بررسی می‌باشد:

حالت پایدار

حالت گذرا (وابسته به زمان)

مسئله جوشکاری، یک فرآیند وابسته به زمان است، ولذا باید در بررسی حرارتی آن از معادله انتقال حرارت در حالت گذرا استفاده نمود.

هنگامی که یک حجم بهوسیله صفحاتی در شش وجه یک المان در بر گرفته می‌شود، تعادل حرارتی با رابطه (۱) بیان می‌شود [۶]

بالاتری برخوردار است. در تحلیل مکانیکی، تاریخچه دمایی به دست آمده از تحلیل حرارتی، به عنوان بارگذاری حرارتی به معادلات تحلیلی مکانیکی وارد می شود. تنش و کرنش حرارتی در هر مرحله زمانی محاسبه می گردد و حالت نهایی تنش پسمند با ابانته شدن تنش ها و کرنش های حرارتی ایجاد می شود. این کار به این صورت انجام می شود که در طول هر مرحله زمانی، با اعمال توزیع حرارت به دست آمده از تحلیل حرارتی، تنش های حرارتی محاسبه می شوند. این تنش ها به مقادیر محاسبه شده در مراحل قبل اضافه می شوند تا رفتار مکانیکی فرآیند جوشکاری را مرحله به مرحله شبیه سازی کنند. این رفتار وابسته به خواص مواد در دمای مختلف می باشد [11].

رابطه (۶) [8] معادلات اصلی مربوط به تحلیل مکانیکی شامل معادلات تعادل و معادلات پایه ای می شود.

$$\sigma_{ij} + \rho b_i = 0 \quad (6)$$

که σ_{ij} تنسور تنش و b_i نیروی حجمی است. معادله دوم نشان دهنده متقابن بودن تانسور تنش است. شرایط مرزی، شامل اتلاف انرژی حرارتی به صورت تشعشع با هوای اطراف است. دمای اولیه برابر دمای محیط یعنی 20°C درجه سانتی گراد در نظر گرفته شده است.

آنالیز حرارتی و مکانیکی مدل آنالیز حرارتی شامل دو مرحله است که مرحله اول مرحله جوشکاری و نحوه گرم شدن و مرحله دوم شامل سرد شدن نمونه تا رسیدن به دمای محیط را شبیه سازی می کند. به منظور اتصال هر ورق به قاب پیرامونی، خط جوش لازم است و با توجه به وجود سه ورق، در مجموع ۱۲ پاس جوش وجود دارد و با در نظر گرفتن دو مرحله در هر پاس جوش، در نتیجه کل آنالیز حرارتی شامل ۲۴ مرحله است (شکل ۷). با مدل سازی نحوه اعمال شار حرارتی ناشی از جوشکاری، پاس های جوشکاری بر

که در رابطه فوق Q مقدار انرژی تولید شده توسط منع تولید انرژی است و بستگی به نوع جوشکاری دارد، r فاصله مرکز منبع حرارتی تا نقطه ای است که شار حرارتی به سطح اعمال می شود و r_b شعاع حوضچه جوش می باشد که مقدار آن ثابت و برابر ۵ میلی متر فرض شده است. مقدار Q در جوشکاری از نوع TIG از رابطه (۲) به دست می آید:

$$Q = \eta VI \quad (3)$$

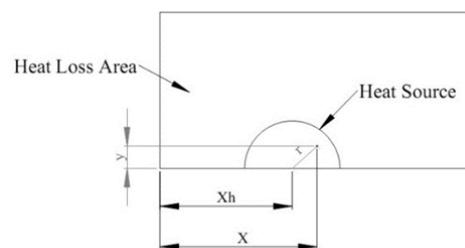
که در آن η ضریب بازدهی جوشکاری و برابر 70% است، I شدت جریان و V مقدار ولتاژ می باشد [4]. مقدار r در رابطه (۱) از رابطه (۳) به دست می آید:

$$r = \sqrt{(x - x_h)^2 + y^2} \quad (4)$$

که در آن x و y در شکل (۶) [11] نشان داده شده و x_h از رابطه (۴) به دست می آید:

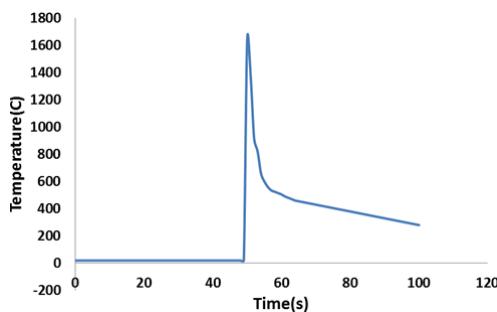
$$x_h = (t - t_0)V \quad (5)$$

که در آن t_0 مدت زمانی است که مرکز منبع حرارتی به اولین گره در راستای محور جوشکاری می رسد و با افزایش زمان جوشکاری t مقدار x_h افزایش می یابد و باعث حرکت منبع حرارتی می گردد. چنان چه مقدار r کمتر یا مساوی با مقدار r_b باشد مقدار شار حرارتی از رابطه (۱)، اعمال می شود و در غیر این صورت مقدار آن صفر است.



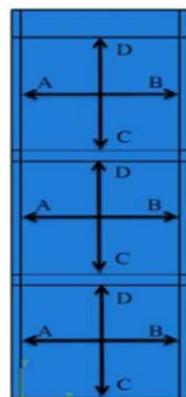
شکل ۶: محدوده حوضچه جوش و ناحیه خارج از حوضچه جوش آنالیز مکانیکی. تحلیل مکانیکی فرآیند جوشکاری نسبت به تحلیل حرارتی از متغیرها و درجه غیرخطی

۱۰۰ ثانیه می‌باشد. شکل (۹)، نمودار تغییرات دمایی وسط خط جوش نسبت به زمان از آغاز تا پایان فرآیند جوشکاری را نشان می‌دهد.



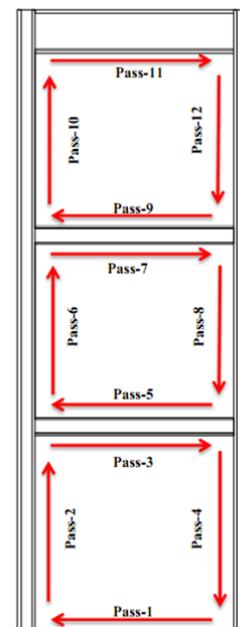
شکل ۹ تغییرات دما از آغاز تا پایان جوشکاری مرکز خط جوش

پس از اتمام فرآیند جوشکاری تمام ورق‌ها به قاب پیرامونی، تنش‌های پسماند در ورق ایجاد می‌شود که به منظور نمایش میزان آنها مقاطع عمود بر خط جوش مطابق شکل (۱۰)، ترسیم شده و در شکل (۱۱)، نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تنش‌ها در نزدیکی خط جوش به صورت کششی و با دور شدن از آن کاهش می‌یابد و تبدیل به تنش فشاری می‌شود. حد اکثر تنش کششی در بر خط جوش رخ داده و در آنجا ورق به حد تنش تسلیم خود رسیده است.

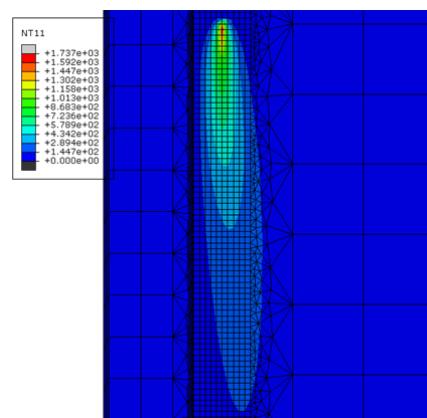


شکل ۱۰ مقاطع عمود بر خطوط جوش

روی مدل اعمال گردید. همان‌طور که در شکل (۸) مشاهده می‌شود، توزیع حرارت هنگام جوشکاری به صورت دوازده مرکز است که با دور شدن از مرکز جوش، دما کاهش می‌یابد و میزان آن در محل جوش برابر ۱۷۰۰ درجه سانتی گراد می‌باشد.

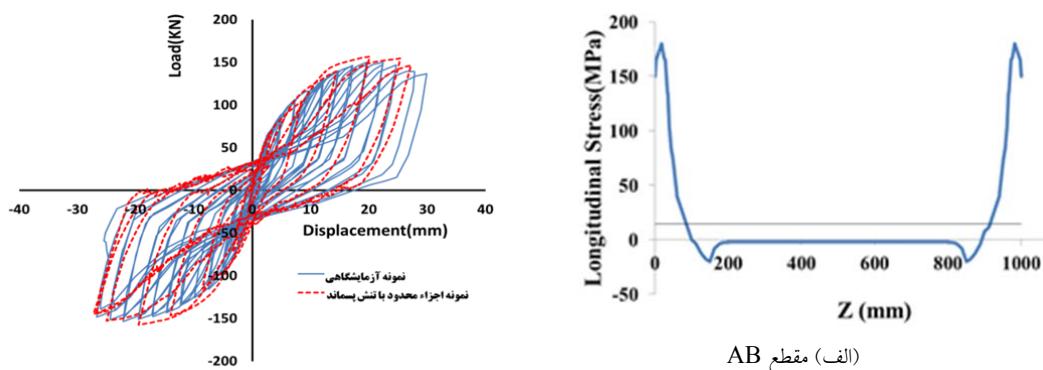


شکل ۷ نحوه جوشکاری ورق‌ها به قاب پیرامونی



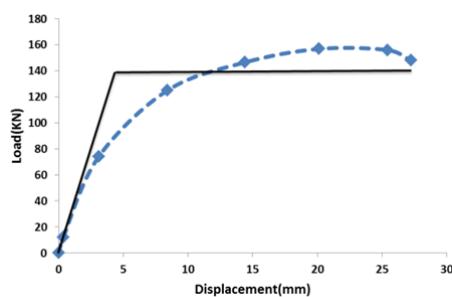
شکل ۸ نحوه توزیع حرارت در هنگام جوشکاری

با توجه به فرض سرعت حرکت الکترود بر روی ورق برابر ۱۰ میلی‌متر بر ثانیه و با توجه به طول هر خط جوش برابر ۱۰۰۰ میلی‌متر، زمان نیاز برای هر پاس جوش



شکل ۱۲ مقایسه رفتار هیسترزیس طبقه اول مدل اجزای محدود دارای تنش پسماند و مدل آزمایشگاهی

به منظور محاسبه پارامترهای رفتاری نمونه دارای تنش پسماند، منحنی پوش و منحنی دو خطی ایده‌آل طبقه اول در شکل (۱۳) ترسیم گردیده است.

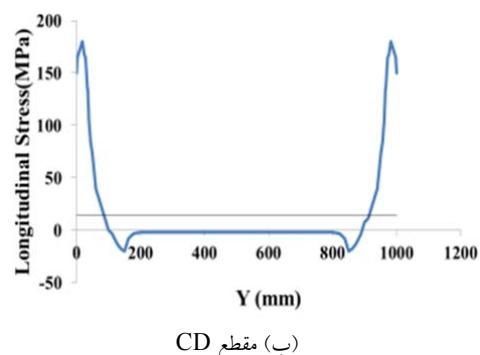


شکل ۱۳ منحنی پوش و دو خطی طبقه اول نمونه دارای تنش پسماند

بر اساس شکل (۱۳)، میزان پارامترهای رفتاری نمونه دارای تنش پسماند مطابق جدول (۶)، می باشد.

جدول ۶ پارامترهای رفتاری نمونه اجزای محدود با تنش پسماند

مقدار	پارامتر
۳۱/۵ KN/m	سختی
۱۴۱ KN	مقاومت تسليم
۱۵۶ KN	مقاومت نهایی
۷۰۵	شکل پذیری
۱۸۰/۶ KN/m	جذب انرژی



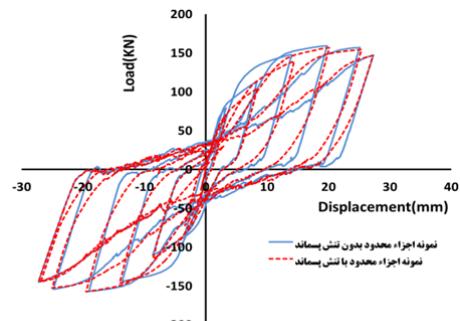
شکل ۱۱ میزان تنش پسماند ورق‌ها در امتداد عمود بر خط جوش

آنالیز مکانیکی مدل دارای تنش پسماند

تشن‌های پسماند به دست آمده در مراحل قبل به صورت شرایط پیش فرض قبل از آنالیز بر مدل وارد شد و نمونه دارای تنش پسماند تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای مطابق دستورالعمل ATC-24 مورد بررسی قرار گرفت. به منظور مقایسه رفتار مکانیکی مدل دارای تنش پسماند با رفتار آزمایشگاهی آن، در شکل (۱۲)، منحنی چرخه‌ای بار-تغییر مکان طبقه اول مدل‌ها ترسیم گردیده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تطابق بین نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود با اعمال تنش پسماند به مرتبه بیشتر از تطابق بین نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود بدون اعمال تنش پسماند شکل (۱۲)، است.

با مقایسه مقادیر پارامترهای رفتاری نمونه در دو حالت اعمال و عدم اعمال تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری که در جداول ۲ و ۶ خلاصه شده، مشاهده می‌شود که در نظر گرفتن تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری ورق به اعضاء محیطی باعث کاهش $7/1$ درصدی میزان سختی، کاهش $1/4$ درصدی میزان مقاومت تسلیم، کاهش $1/26$ درصدی میزان مقاومت نهایی، کاهش $7/6$ درصدی میزان شکل پذیری و کاهش $3/4$ درصدی میزان جذب انرژی نسبت به مقادیر این پارامترها در مدل بدون اعمال تنش پسماند می‌باشد. اگرچه تأثیر اعمال تنش پسماند بر پارامترهای رفتاری دیوار برشی فولادی نظیر مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی و جذب انرژی اندک است، اما تأثیر قابل اعتنایی بر میزان سختی و شکل پذیری دیوار برشی فولادی داشته است.

مقایسه پارامترهای رفتاری مدل اجزای محدود در دو حالت اعمال و عدم اعمال تنش‌های پسماند به منظور مقایسه رفتار مدل در دو حالت اعمال و عدم اعمال تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری، در شکل (۱۴) نمودار چرخه‌ای باز-تغییر مکان طبقه اول مدل در دو حالت نشان داده شده است.



شکل ۱۴ مقایسه رفتار هیسترزیس مدل در دو حالت اعمال و عدم اعمال تنش‌های پسماند

مراجع

1. Sabouri-Ghom, S., Roberts, T.M., "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations", *Engineering Structures*, vol. 14, No.5, pp. 309-317, (1992).
2. Caccese, V. , Elgaaly, M., "Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load", *J. of Str. Engrg., ASCE*, vol. 119, No. 2, pp. 573-587, (1993).
3. صبوری، سعید، قلهکی، مجید، [«مطالعه آزمایشگاهی دو نمونه دیوار برشی شکل پذیر»، نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر / سال نوزدهم، شماره ۶۸، (مهندسی عمران)، (بهار و تابستان ۱۳۸۷).]
4. Masubuchi.k, "Analysis of Welded Structures, Residualstresses Distortion, and their Consequences", New York, Pergamon Press, (1980).
5. Yajiang,L., Jun,W., Maoai,C and Xiaoqin, S. " Finite Element Analysis of Residual Stress in Weld Zone of High Strength Steel", *Bull mater Sci*, Vol.27, No.2, pp.127-132, (2004).
6. chang, P.H., Teng, T., " Numerical and Experimental Investigations on the Residual Stresses of the Butt-Welded Joints", *computational Materials Science*, Vol.29, pp.511-522, (2004).
7. Syngellakis, S., Mellor, B., "Finite Element Analysis of Residual Stresses in Butt Weld", Computational Engineering & Design Group, School of Engineering Sciences, University of Southampton, Highfield, Southampton. SO17 1BJ, (1999).
8. D D, Hidekazu Murakawa, "Prediction of Welding Distortion and Residual Stress in a Thin Plate Butt-

- Welded Joint",,. *Computational Materials Science*, vol. 43, pp. 353–365, (2008).
9. ATC Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures, Applied Technology Council, Report 24., (1992).
۱۰. قلهکی، مجید، «بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با ورق نازک و اثر نوع اتصال تیر به ستون در آنها»، رساله دکتری، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۸۶).
11. Krutz,L, G.w., J.Segerlind, "Finite Element Analysis of Welded Structures",,. *Welding Journal*, vol. 57, pp. 211-216, (1987)
12. Friedman, E. "Thermo-mechanical Analysis of Welding Process Using the Finite Element Method",,. *Jornal pf pressure vessel Technology*, Trans. ASME, vol. 97, pp. 206-213, (1975).
۱۳. معین، هادی، «تحلیل المان محدود تنش پسماند در یک اتصال جوشی از جنس آلومینویم استحکام بالا»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، (۱۳۸۹).

بررسی کارایی طوفه‌های ال شکل در کاهش آبشنستگی موضعی پیرامون تکیه‌گاه پل با استفاده از مدل آزمایشگاهی*

حسین خزیمه نژاد^(۱)مهدی قمشی^(۲)یوسف رمضانی^(۳)

چکیده آبشنستگی پیرامون پایه پل‌ها از مهم‌ترین مباحث در علم هیدرولیک به‌شمار می‌رود. وقوع آبشنستگی موضعی در اطراف پایه و تکیه‌گاه‌پل‌ها یکی از عمدات‌ترین دلایل تخریب پل‌ها است. در زمینه آبشنستگی اطراف پل‌ها تمرکز تحقیقات بیشتر بر روی پایه بوده است تا تکیه‌گاه در حالی که بررسی آمار موجود بر روی شکست پل‌ها نشان می‌دهد که بیشتر مشکلات، مربوط به تکیه‌گاه است و بالطبع هزینه‌های بیشتری نیز در این بخش صرف شده است. یکی از روش‌های کاهش آبشنستگی اطراف پایه‌ها و تکیه‌گاه‌پل، نصب طوقه بر روی آن است. طوفه‌ها بستر را در مقابل جریان‌های گردابی اطراف پایه محافظت می‌کنند. در تحقیق حاضر تأثیر دو نمونه طوقه کامل و ال شکل در کاهش آبشنستگی پیرامون تکیه‌گاه پل مورد بررسی قرار گرفت و نموداری کاربردی در این زمینه استخراج و مشخص گردید که ابعاد طوقه بر عملکرد آن، تأثیر بسزایی دارد. نتایج نشان داد با افزایش ابعاد طوقه عمل کرد آن بهبود می‌یابد. با مقایسه دو نوع طوقه، مشخص شد، در صورتی که پیش‌آمدگی طوقه در طول، بیش از نیم برابر طول تکیه‌گاه باشد، طوفه‌های ال شکل مؤثرتر از طوقه کامل عمل می‌کنند. طوفه‌های ال شکل به دلیل این که مانع حرکت رسوبات ناشی از فعالیت گرداب برشاستگی در پایین دست تکیه‌گاه نمی‌شوند، عملکرد بهتری از خود نشان دادند، از طرفی طوفه‌های ال شکل به دلیل مساحت کمتر در مقایسه با طوفه‌های کامل، در صورت کاربردی شدن از نظر اقتصادی نیز به صرفه‌تر خواهند بود.

واژه‌های کلیدی طوقه‌ی ال شکل؛ تکیه‌گاه پل؛ آبشنستگی موضعی.

Laboratory Investigation of Performance of L-shaped Collar on Reduction of Local Scour Around Bridge abutment

H. Khozeymehnezhad M. Ghomeshi Y. Ramezani

Abstract Scour around bridge piers is one of the most important fields of hydraulic research. Local Scour around bridge piers and abutment is one of the main reasons of bridge failures. In the field of scour at the bridges, researches are more focus on scour of piers in compare with abutment. While the available information on the bridge failures required cost, the major problems are related to abutment. Therefore, most costs have spent in this part. One of the methods used to reduce of scour around bridge piers and abutment is installing collar. The collars protect the river bed against vortex flow in the vicinity of the piers and abutments. In this research the effect of two types of collar, include complete and L-shaped collar, were investigated on abutment scour reduction and application diagram is proposed. Results show that increasing dimensions of collars will increasing the efficiency of performance. Comparing of both collars indicated, that if the length of collars is larger than half the length of the abutment, the L-shaped collar is more effective in compare with complete collar. The L-shaped collar doesn't prevent sediment movement due to lift vortex in downstream of abutment and for this reason it is shown more effective performance than the complete collar. Also, using the L-shaped collars with less area is more cost effective.

Keywords L-shaped Collar; Bridge Abutment; Local Scour.

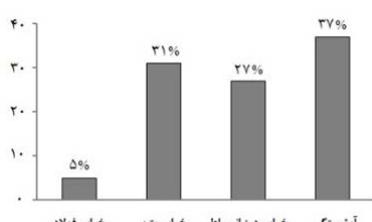
* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۱/۲۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۲/۲۵ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، دانشکده کشاورزی، دانشگاه شهید چمران اهواز.

(۲) استاد، دانشکده مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز.

(۳) استادیار، دانشکده کشاورزی، دانشگاه بیرجند.

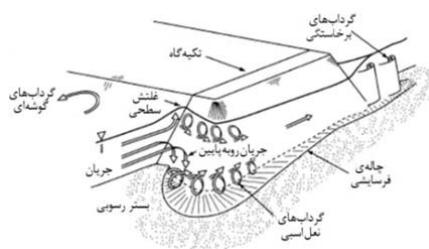
توسط وانگ [۴]، تی [۵]، کوان [۶]، کانداسمی [۷]، دانگل [۸] و بسیاری دیگر نشان داده است که مکانیسم آبشتستگی در تکیه‌گاه پل‌ها بسیار شبیه به مکانیسم آبشتستگی در پایه‌پل‌ها است. جریان پایین رونده و گرداب اصلی در گوشة بالا دست تکیه‌گاه پل، همراه با گرداب ثانویه و گرداب برخاستگی در قسمت میانی و گوشة انتهایی تکیه‌گاه پل باعث ایجاد فعل و انفعال پیچیده‌ای بین سیال و مواد بستر می‌شود که دلیل اصلی آبشتستگی در تکیه‌گاه پل‌ها است. دیدن الگوی جریان اطراف تکیه‌گاه با استفاده از تکنیک‌های بصری جریان توسط دستگاه‌های جت رنگ، تزریق بلور رنگی، کاغذ شناور و توپل دود توسط بسیاری از محققان از جمله لیو [۹] و زیل [۱۰] انجام شده است.



شکل ۱ عوامل مختلف خرابی پل‌ها مطابق گزارش سازمان راهداری و حمل و نقل جاده‌ای کشور [۱]



شکل ۲ تخریب ناشی از آبشتستگی در محل پل گلال کنهنک [۲]



شکل ۳ میدان جریان پیرامون تکیه‌گاه پل

مقدمه

اهمیت پل‌ها در برقراری راههای ارتباطی بر کسی پوشیده نیست. همه ساله هزاران پل در سراسر جهان در اثر آبشتستگی در اطراف پایه‌های آن‌ها تخریب می‌شوند و یا خسارت می‌بینند. تخریب پل‌ها علاوه بر خسارات مادی، در موقع سیلابی، خسارت جانی و مسائل اجتماعی زیادی به دنبال دارد. حفاظت اطراف پایه‌های پل در مقابل آبشتستگی می‌تواند از تخریب آن‌ها جلوگیری کند. از این‌رو، تحقیق روی این مسئله از اهمیت زیادی برخوردار است. شکل (۱) عوامل مختلف خرابی پل‌ها که توسط سازمان راهداری و حمل و نقل جاده‌ای کشور در سال ۱۳۹۱ گزارش شده است، نشان می‌دهد. سهم تخریب ناشی از آبشتستگی در میان سایر عوامل تخریب پل‌های کشور برجسته‌تر می‌باشد [۱].

هم‌چنین مطابق مطالعات خادمی و همکاران [۲] در دهه‌ی ۸۰، تعداد زیادی از پل‌های رودخانه‌ای استان خوزستان چهار تخریب ناشی از آبشتستگی شدند که باعث تحمیل هزینه‌های زیادی گردید. در شکل (۲) تصویر آبشتستگی و تخریب ناشی از آن در محل یکی از پل‌های مذکور نشان داده شده است.

نتایج مطالعات انجام شده توسط ملویل [۳] بر روی شکست ۳۸۳ پل در ایالات متحده نشان می‌دهد که در ۲۵ درصد آن‌ها تخریب پایه و در ۷۲ درصد تخریب تکیه‌گاه، علت شکست پل بوده است. برطبق مطالعات ملویل [۳]، از ۱۰۸ مورد شکست پل که در فاصله

سال‌های ۱۹۸۴-۱۹۶۰ در نیوزیلند رخ داد، ۲۹ مورد آن مربوط به آبشتستگی تکیه‌گاه پل بود. ملویل هم‌چنین خاطر نشان می‌سازد که ۷۰ درصد هزینه‌ها روی شکست پل در نیوزیلند ناشی از آبشتستگی تکیه‌گاه پل بوده است.

مکانیسم جریان در اطراف تکیه‌گاه‌ها

تحقیقات در زمینه مکانیسم آبشتستگی در تکیه‌گاه پل‌ها

پایه‌هایی استوانه‌ای شکل با قطر ۶۱ و ۱۱۲ میلی‌متر و پنج اندازه مختلف با شکل دایره‌ای برای کاهش آبستنگی استفاده کردند. مطالعات نشان داد که هر چه طوفه بزرگ‌تر باشد تأثیر بیشتری بر کاهش خسارت آبستنگی خواهد داشت. آنان با استفاده از تحلیل آزمایش‌ها، معادله (۱) را برای محاسبه میزان عمق آبستنگی ارائه کردند:

$$\frac{ds_p - ds_c}{ds_p} = 0.057 \left(\frac{B}{d} \right)^{1.612} \left(\frac{H}{y_0} \right)^{0.837} \quad (1)$$

که در آن ds عمق آبستنگی پایه طوفه‌دار، ds_p عمق آبستنگی پایه بدون طوفه، H فاصله سطح طوفه تا سطح آب، y_0 عمق جریان، B قطر طوفه و d عرض پایه است.

سینگ و همکاران [۱۳] نیز عملکرد طوفه‌ها را در کاهش آبستنگی مورد مطالعه قرار دادند. نتایج آزمایش‌ها حاکی از آن بود که چنان‌چه فاصله بین تراز بستر و تراز نصب طوفه افزایش یابد، حداقل عمق آبستنگی افزایش می‌یابد. بهترین محل نصب طوفه در آزمایشات برابر $1D$ (قطر پایه) زیر سطح بستر بود که در این حالت طوفه به پهنه‌ای دو برابر قطر پایه میزان آبستنگی را به میزان ۹۱ درصد کاهش داد. طوفه‌ها به ابعاد $2/5$ و $1/5$ برابر قطر پایه با قرارگیری در سطح بستر به ترتیب 50 ، 68 و 100 درصد میزان آبستنگی را در مقایسه با پایه بدون طوفه کاهش دادند.

مونوکادا و همکاران [۱۴] به مطالعه عملکرد طوفه و شکاف در کاهش آبستنگی پرداختند. یافته‌های آنان نشان داد که استفاده از طوفه‌ای با عرض دو برابر قطر پایه می‌تواند آبستنگی را 55 تا 96 درصد کاهش دهد. بلوچی و همکاران [۱۵] آزمایش‌هایی را بهمنظور بررسی اثر طوفه بر روند آبستنگی موضعی انجام دادند. طوفه‌های دایره‌ای مسطح به کار رفته عبارت بودند از: طوفه با دو و سه برابر قطر پایه و هم مرکز با پایه، و طوفه با سه برابر قطر پایه و هم مرکز با پایه و ناهم مرکز با پایه؛ نتایج نشان داد که وجود طوفه موجب تأخیر در زمان تعادل و کاهش عمق آبستنگی

کاربرد طوفه بهمنظور کاهش آبستنگی

طفوفه صفحه‌ای است که در ارتفاعات مختلف پایه پل و معمولاً نزدیک بستر در اطراف پایه قرار می‌گیرد. این صفحه محافظه به صورت یک سطح صاف و دارای ضخامت ناچیز می‌باشد و در کاهش توسعه آبستنگی مؤثر می‌باشد. طوفه نباید خیلی ضخیم باشد، چرا که ضخامت زیاد طوفه سبب ایجاد مانع در برابر جریان می‌شود و آبستنگی را افزایش می‌دهد. یک طوفه که در هر سطحی نسبت به بستر نصب می‌شود، جریان را به دو ناحیه بالا و پایین طوفه تقسیم می‌کند. ناحیه بالای طوفه به عنوان یک مانع در مقابل جریان رو به پایین عمل می‌کند و قدرت جریان رو به پایین را در اثر برخورد با طوفه کاهش می‌دهد. در ناحیه پایین طوفه، قدرت جریان رو به پایین و در نتیجه گرداب نعل اسی کاهش می‌یابد. کارایی یک طوفه به اندازه و محل قرارگیری آن بر روی پایه نسبت به بستر، بستگی دارد. موقعی که طوفه برای محافظت از آبستنگی روی پایه نصب می‌شود، جریان رو به پایین در حین برخورد به طوفه از بستر منحرف می‌شود و جلوی آبستنگی گرفته می‌شود. اکثر تحقیقات انجام‌شده در زمینه تأثیر طوفه بر کاهش یا کنترل آبستنگی اطراف پایه‌های پل بوده است و در زمینه تأثیر طوفه بر کاهش یا کنترل آبستنگی اطراف تکیه‌گاه‌های پل مطالعات محدودی صورت گرفته است. در ادامه بخشی از تحقیقات انجام‌شده در خصوص تأثیر طوفه بر کاهش آبستنگی اطراف پایه‌ها و تکیه‌گاه پل مورد بررسی قرار گرفته است.

چیو [۱۱] تأثیر طوفه‌های محافظه را در کاهش آبستنگی پایه پل مورد آزمایش قرار داد و با استفاده از طوفه به اندازه دو برابر قطر پایه، عمق آبستنگی به میزان 20 درصد کاهش یافت. همچنین او اظهار داشت که طراحی و کاربرد درست طوفه می‌تواند جایگزین مناسبی برای سنگچین در حل مشکلات آبستنگی موضعی پایه‌های پل باشد.

کومار و همکاران [۱۲] با انجام آزمایش‌های تأثیر طوفه را بر کاهش آبستنگی بررسی کردند. ایشان از

پل‌ها تحقیقات محدودی صورت گرفته است که در ادامه به آن اشاره می‌گردد.

کایاترک [20] تأثیر طوفه بر توسعه زمانی آبشتگی را در اطراف تکیه‌گاه پل‌ها را مورد مطالعه قرار داد. نتایج وی نشان داد که طوفه، مانع فرسایش ذرات رسوی توسط جریان پایین‌رونده می‌شود. کارایی طوفه برای جلوگیری از آبشتگی در بستر تابعی از اندازه و موقعیت قرارگیری آنها در اطراف تکیه‌گاه است. لی و همکاران [21] عملکرد طوفه را در کاهش آبشتگی تکیه‌گاه پل در کanal مرکب بررسی کردند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که طوفه‌ها قادر به حفاظت تکیه‌گاه‌های پل از آبشتگی می‌باشند. آنها قادرند جریان برگشتی و گردابهای ثانویه را که مسبب آبشتگی می‌باشند، در اطراف بستر تکیه‌گاه کنترل کنند و بدین‌وسیله موجب کاهش آبشتگی شوند. خزیمه‌نژاد و همکاران [22] تأثیر ابعاد و موقعیت قرائگیری طوفه را بر کاهش آبشتگی مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاکی از آن بود که با افزایش ابعاد طوفه عملکرد آن بهبود می‌یابد، همچنین با کاهش تراز نصب طوفه نسبت به بستر بر عملکرد آن افزوده می‌شد. خزیمه‌نژاد و قمشی [23] عملکرد طوفه‌های متقارن و نامتقارن را بر کاهش آبشتگی موضعی پیرامون تکیه‌گاه پل بررسی و مورد مقایسه قرار دادند. نتایج تحقیق مذکور نشان داد که تأثیر عرض طوفه در بالادست بسیار مؤثرتر از دو بعد دیگر طوفه می‌باشد. عرض طوفه در پایین‌دست کمترین تأثیر را در کاهش آبشتگی در میان ابعاد هر دو نوع طوفه دارد. به همین جهت طوفه نامتقارن هنگامی که عرض بالادست آن نسبت به پایین‌دست بزرگ‌تر باشد نسبت به طوفه هم-مساحت خود عملکرد بهتری نشان می‌دهد. در حالت عکس، عملکرد طوفه متقارن بهتر خواهد بود.

مطابق آنچه اشاره شد بهدلیل مکانیزم متفاوت جریان پیرامون تکیه‌گاه پل، تأثیر هر کدام از ابعاد طوفه بر عملکرد آن در کاهش آبشتگی متفاوت است و از آنجایی که تاکنون تحقیقی بر روی عملکرد طوفه‌های ال شکل صورت نگرفته است، تحقیق حاضر با هدف

می‌شود. طوفه با قطر دو و سه برابر قطر پایه روی بستر به ترتیب آبشتگی را ۱۴/۵۸ و ۳۵ درصد کاهش داد.

زراتی و همکاران [16] تأثیر طوفه بر کاهش آبشتگی اطراف پایه‌های مستطیلی با سه نوع زاویه قرارگیری پایه نسبت به جریان، ۰، ۵ و ۱۰ درجه را ارزیابی کردند و دریافتند که هرچه طوفه عریض‌تر و ارتفاع آن نسبت به بستر کمتر باشد عملکرد بهتری خواهد داشت، همچنین کارایی طوفه با افزایش زاویه قرارگیری پایه نسبت به جریان کاهش می‌یابد.

در تحقیق دیگری زراتی و همکاران [17] عملکرد طوفه‌های مستقل و پیوسته همراه با سنج‌چین را در گروه پایه‌های پل بررسی کردند. نتایج نشان داد که ترکیبی از یک طوفه پیوسته و سنج‌چین منجر به کاهش عمق آبشتگی به میزان ۵۰ و ۶۰ درصد به ترتیب در جلو و پشت پایه می‌شود. همچنین عملکرد طوفه‌های مستقل بر روی هر پایه بهتر از عملکرد یک طوفه پیوسته بر روی دو پایه بود. آنها مشاهده کردند که کارایی طوفه بر روی یک پایه مستطیلی بیشتر از دو پایه در یک امتداد می‌باشد.

ثانی خانی و همکاران [18] عملکرد طوفه‌های مربعی شکل را در کاهش آبشتگی در اطراف پایه‌های پل مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که با افزایش ابعاد طوفه آبشتگی کاهش می‌یابد. همچنین نتایج نشان داد که طوفه‌های مستطیلی در مقایسه با طوفه‌های دایره‌ای شکل، تأثیر بیشتری بر پراکنده‌سازی و تضعیف عملکرد گرداب‌های زیرگرد شده در اطراف پایه داشتند. نتایج نشان داد که استفاده از طوفه در تراز زیر بستر نسبت به سایر ترازها تأثیر بیشتری دارد.

شریعتی و همکاران [19] عملکرد طوفه با هندسه‌های متفاوت مربعی و دایره‌ای را در اطراف پایه پل استوانه‌ای در ترازهای مختلف نسبت به تراز بستر مورد بررسی و تحقیق قرار دادند. نتایج این تحقیق نیز حاکی از آن است که عملکرد طوفه‌های زیر سطحی نسبت به موقعیت‌های دیگر قرارگیری بهتر است. در زمینه تأثیر طوفه بر کاهش آبشتگی تکیه‌گاه

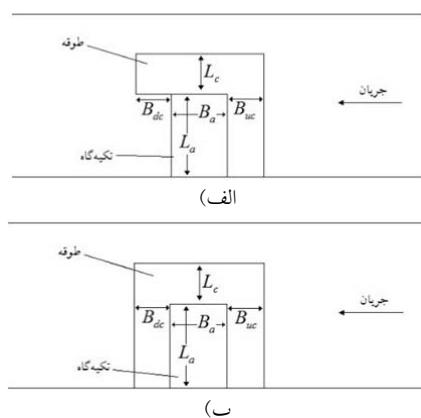
مخزن زیرزمینی آزمایشگاه می‌شود و به این ترتیب یک جریان رفت و برگشتی در کل زمان آزمایش در فلوم برقرار می‌باشد.

در این تحقیق از تکیه‌گاه مستطیلی به طول $0/2$ و عرض $0/12$ متر استفاده گردید. آزمایش‌ها در دبی 40 لیتر بر ثانیه و عمق ثابت $15/0$ متر انجام گردید، از آن‌جایی که حداقل عمق آبستنگی در شرایط آستانه حرکت رسوبات رخ می‌دهد یعنی $1/7$ که $7/7$ سرعت متوسط جریان و $7/v$ سرعت آستانه حرکت ذرات رسوب می‌باشد، در دبی مذکور مقدار $0/95$ برای پارامتر v/V در مقطع آزمایشی برقرار گردید.



شکل ۴ مدل آزمایشگاهی

طوقه‌های استفاده شده در این تحقیق از جنس پلکسی‌گلاس و به ضخامت 3 میلی‌متر انتخاب شدند. طوقه‌ها از نظر شکل دارای دو وضعیت کامل و ال‌شکل می‌باشند. در شکل (۵) شماتیک ساده‌ای از طوقه‌های استفاده شده در این تحقیق نشان داده شده است.



شکل ۵ شماتیک ساده‌ای از طوقه از نمای بالا
الف) طوقه‌ی ال ب) طوقه‌ی کامل

بررسی عملکرد طوقه‌های ال شکل در کاهش آبستنگی پیرامون تکیه‌گاه پل و مقایسه آن با طوقه کامل انجام گردید.

مواد و روش‌ها

آزمایش‌های این تحقیق در فلومی به طول 9 متر و عرض 1 متر و ارتفاع $0/6$ متر و شیب ثابت $0/0003$ در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه شهید چمران اهواز انجام شد. دیوارهای کanal از جنس پلکسی‌گلاس و به ضخامت یک سانتی‌متر تشکیل شده‌اند. در فاصله 2 متری از ابتدای فلوم یک باکس فلزی قرار گرفته است که طول، عرض و ارتفاع آن به ترتیب حدود $0/7$ ، $0/2$ و $0/3$ متر می‌باشد. این باکس از یک نمونه رسوب یکنواخت دارای انحراف معیار هندسی $1/2$ ، چگالی $2/65$ و قطر متوسط $0/76$ میلی‌متر پر شده است به‌نحوی که پس از پرشدن در تراز بستر کanal قرار می‌گیرد. در خصوص اندازه رسوبات در آزمایش‌های مربوط به پایه‌های پل، معیارهای متعددی ذکر شده است؛ به عنوان مثال طبق نظر رادکیوی [24] برای این‌که اندازه رسوب تأثیری بر آبستنگی ایجاد نکند و از تشکیل فرم بستر نیز جلوگیری شود، بایستی قطر پایه به اندازه رسوب، بیشتر از 20 الی 25 باشد. هر چند برای تکیه‌گاه شرایط تقریباً متفاوت است اما اندازه رسوب در نظر گرفته شده با این معیار مطابقت دارد. در شکل (۴) تصویری از مدل آزمایشگاهی نشان داده شده است. آب از طریق پمپ از مخزن زیرزمینی آزمایشگاه پمپاژ می‌شود و به قسمت ابتدایی فلوم که بخش آرام‌کننده می‌باشد هدایت می‌گردد. در انتهای فلوم دریچه کنترل برای تنظیم عمق در رقوم مورد نظر قرار دارد. سپس آب وارد حوضچه آرامش می‌شود. در انتهای حوضچه آرامش، سریز مثالی 53 درجه‌ی استانداردی قرار دارد که دبی جریان توسط آن اندازه‌گیری می‌شود. پس از عبور از سریز، آب مجدداً وارد

مخصوص مستغرق ذره رسوب و μ ضریب لزوجت دینامیکی می‌باشد.
با به کار بردن تئوری باکینگهام رابطه (۲) به رابطه (۳) تبدیل خواهد شد.

$$\Pr = f(L_c / L_a, B_{uc} / L_a, B_{dc} / L_a, Z_c / y, Fr, \quad (3)$$

$$L_a / B, L_a / B_a, d_s / y, G_s Re, \alpha, \phi_1, \phi_2)$$

که در آن:

Pr درصد کاهش عمق آبستگی است که مقدار آن از رابطه (۴) استخراج می‌گردد، Fr عدد فرود جریان، G_s چگالی ذرات رسوب و Re عدد رینولدز جریان می‌باشد و سایر پارامترها قبلًا تعریف شده‌اند.

$$\Pr = \frac{(y_s - y_{sc})}{y_s} \times 100 \quad (4)$$

از میان پارامترهای بی بعد در رابطه (۳)، $G_s, d_s / y, L_a / B_a, L_a / B, Fr, Z_c / y, B_{uc} / L_a$ تمامی آزمایش‌ها عدد رینولدز برای اطمینان از برقراری جریان متلاطم ($Re > 2000$) مورد بررسی قرار گرفت. در جدول (۱) پارامترهای بی بعد و مقادیرشان در تحقیق حاضر نشان داده شده است:

جدول ۱ پارامترهای بی بعد و مقادیر بررسی شده

پارامتر بی بعد	مقادیر بررسی شده
۰/۷۵، ۰/۲۵	L_c / L_a
۰/۵	B_{uc} / L_a
۰/۵، ۰/۲۵	B_{dc} / L_a

در جدول (۱) سه پارامتر بی بعد هم مربوط به طوفه ال‌شکل و هم طوفه کامل می‌باشد.

نتایج و بحث

در این بخش نتایج حاصل از تحقیق حاضر مورد بررسی قرار می‌گیرند. بخش اول مربوط به نتایج

در شروع هر آزمایش ابتدا فلوم با نرخ کم جریان پر خواهد شد، این امر به این دلیل است که جلوی فرسایش ناشی از جریان ورقه‌ای در ابتدای آزمایش گرفته شود، سپس دبی آب به‌آرامی زیاد می‌شود تا به دبی مورد نظر برسد، پس از تنظیم دبی توسط سرریز مثلثی به وسیله دریچه کنترل، آب در عمق مورد نظر یعنی ۰/۱۵ متر قرار می‌گیرد. سپس آزمایش به مدت زمان تعیین شده ادامه پیدا کرده و پس از اتمام آزمایش آب به‌آرامی از فلوم خارج می‌گردد. در انتهای حداکثر عمق آبستگی و الگوی رسوب‌گذاری ایجاد شده در اطراف تکیه‌گاه به وسیله‌ی متر لیزری برداشت می‌گردد.

تحلیل ابعادی

پارامترهای موثر بر میزان آبستگی اطراف تکیه‌گاه مجهر به طوفه به شرح زیر است:

$$F(B, L_a, B_a, \phi_1, L_c, B_{uc}, B_{dc}, Z_c, \phi_2, d_s, \quad (2) \\ y_s, y_{sc}, Q(V), g, y, \alpha, \rho, \rho_s - \rho, \mu) = 0$$

که در آن:

B عرض کanal، L_a طول تکیه‌گاه، B_a عرض تکیه‌گاه، ϕ_1 شکل تکیه‌گاه، L_c میزان پیش‌آمدگی طوفه در طول تکیه‌گاه، B_{uc} میزان پیش‌آمدگی طوفه در عرض در بالادست تکیه‌گاه، B_{dc} میزان پیش‌آمدگی طوفه در عرض در پایین دست تکیه‌گاه، Z_c فاصله عمودی طوفه نسبت به بستر ثابت، ϕ_2 شکل طوفه، d_s قطر رسوب، y_s و y_{sc} عمق آبستگی به ترتیب با طوفه و بدون طوفه (با توجه به این که حداکثر عمق آبستگی بدون حضور طوفه در گوشة بالادست تکیه‌گاه اتفاق افتاد لذا همین نقطه برای برداشت عمق آبستگی در هر دو حالت با طوفه و بدون طوفه به عنوان نقطه مینا در تمامی آزمایش‌ها مدنظر قرار گرفت)، Q یا V (دبی یا سرعت جریان)، g شتاب جاذبه، y عمق جریان، α زاویه برخورد جریان با تکیه‌گاه، ρ جرم مخصوص آب، $(\rho_s - \rho)$ جرم

آزمایش‌های مختلف فراهم می‌شود، لذا ۵ ساعت به عنوان زمان آزمایش برای تمامی آزمایش‌ها انتخاب گردید. بنابراین یک آزمایش شاهد دیگر در مدت زمان ۵ ساعت انجام و عمق آبستنگی در نقطه مینا برداشت گردید. الگوی رسوب‌گذاری و فرسایش طبق آنچه که قبلًا گفته شد به وسیله متر لیزری برداشت شد. همان‌طور که قبلًا گفته شد حداقل عمق آبستنگی در گوشة بالا دست تکیه‌گاه اتفاق افتاد. در شکل (۷) الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری در آزمایش شاهد ۵ ساعت نشان داده شده است.

به منظور کاهش آبستنگی در این نقطه که به عنوان نقطه مینا معرفی گردید دو نوع طوقه‌الشکل و کامل با ابعاد مختلف که در جدول (۱) به آن اشاره گردید، مورد بررسی قرار گرفتند که در ادامه به آن پرداخته می‌شود.

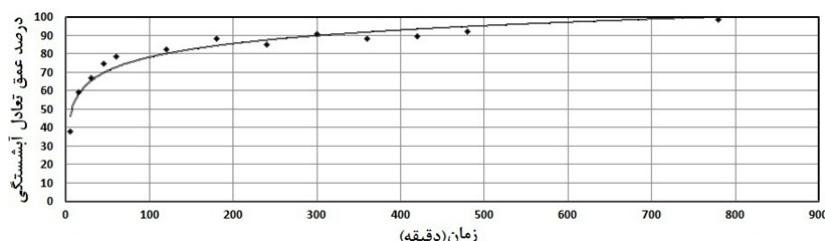
نتایج آزمایش‌های طوقه‌الشکل

در تحقیق حاضر، ۱۲ طوقه‌الشکل مورد آزمایش قرار گرفت. این طوقه‌ها براساس پارامتر B_{de}/L_a در سه گروه تقسیم‌بندی شدند. نتایج مربوط به این بخش از آزمایش‌ها، در شکل (۸) نشان داده شده است.

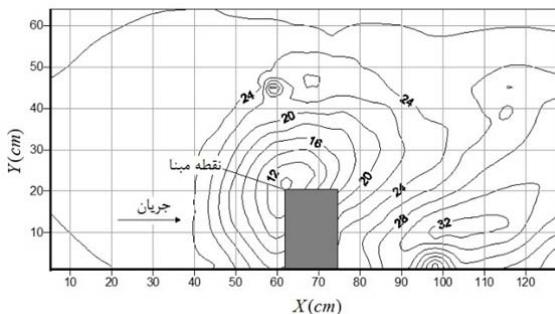
آزمایش‌های شاهد است که بدون حضور طوقه انجام گردید. بخش دوم نتایج آزمایش‌های مربوط به طوقه‌های ال‌شکل، بخش سوم طوقه‌های کامل و در بخش چهارم نیز عملکرد دو نوع طوقه با هم دیگر مورد مقایسه قرار خواهند گرفت.

نتایج آزمایش‌های بدون حضور طوقه (آزمایش‌های شاهد)

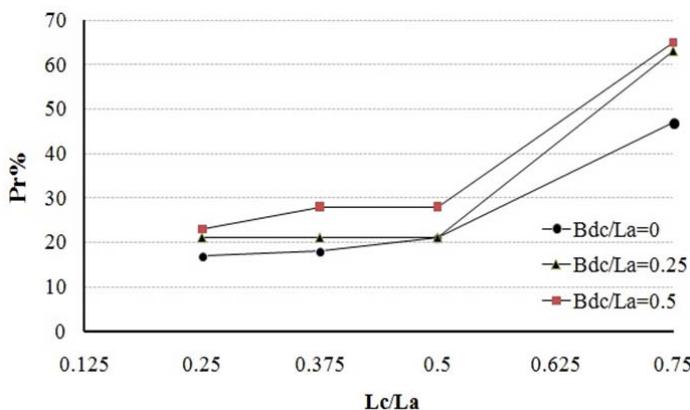
در این مرحله ابتدا یک آزمایش به مدت زمان ۱۳ ساعت انجام گردید. در طول مدت آزمایش در زمان‌های مختلف عمق آبستنگی در نقطه مینا برداشت گردید. در شکل (۶) تغییر عمق آبستنگی در مقابل زمان بدون حضور طوقه نشان داده شده است. در شکل (۶) محور عمودی مربوط به درصد عمق تعادل آبستنگی می‌باشد. در تحقیق حاضر فرض بر این بود که ۹۹ درصد عمق تعادل آبستنگی (عمق نهایی آبستنگی) در مدت زمان ۱۳ ساعت اتفاق می‌افتد. در این صورت مطابق شکل (۶) حدود ۹۱ درصد عمق تعادل آبستنگی در مدت زمان ۵ ساعت اتفاق می‌افتد و با توجه به این‌که هدف در تحقیق حاضر، بررسی تأثیر ابعاد طوقه‌های ال‌شکل و کامل و مقایسه عملکرد آنها می‌باشد و این هدف با مقایسه نتایج



شکل ۶ تغییر عمق آبستنگی در مقابل زمان بدون حضور طوقه



شکل ۷ الگوی فرایش و رسوب‌گذاری پیرامون تکیه‌گاه در آزمایش شاهد ۵ ساعته



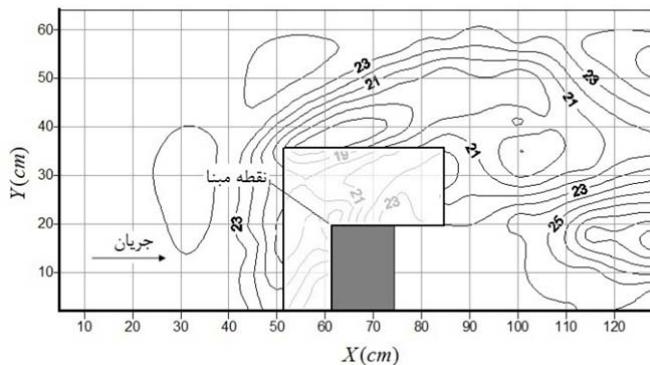
شکل ۸ کارایی طوقه‌الشکل در مقابل تغییر ابعاد آن

که گرداب‌های اولیه در نزدیکی دیواره تکیه‌گاه قدرت بالایی ندارند که احتمالاً ناشی از تداخل لایه مرزی تکیه‌گاه می‌باشد و حتی محافظت بستر به اندازه نصف طول تکیه‌گاه ($L_c/L_a = 0.5$) نیز نتوانسته میزان آبستگی را به شکل قابل قبولی کاهش دهد اما محافظت بستر با استفاده از طوقه‌الشکل در فاصله ۰/۵ تا ۰/۷۵ طول تکیه‌گاه، عملکرد طوقه را تقریباً ۳۰ درصد یعنی بیش از ۲ برابر افزایش داده است که حاکی از قدرت بالاتر گرداب‌های اولیه در این محدوده است. الگوی فرایش و رسوب‌گذاری برای یکی از طوقه‌های ال شکل که در شکل ۹ نشان داده شده است، درک بهتری از مکانیزم گرداب‌های پیرامون تکیه‌گاه را فراهم می‌سازد.

مطابق شکل (۸) با افزایش ابعاد طوقه در طول و در عرض پایین‌دست، عملکرد طوقه افزایش یافته است. همچنین نتایج نشان می‌دهد عملکرد هر سه گروه طوقه‌الشکل در برابر افزایش ابعاد طوقه، یکسان بوده است. افزایش پارامتر L_c/L_a از ۰/۲۵ به ۰/۵ تغییر محسوسی در میزان عملکرد طوقه (Pr) ایجاد نکرده است و عملکرد ۹ طوقه‌ای که دارای این ابعاد می‌باشند کمتر از ۳۰ درصد می‌باشد، اما با افزایش پارامتر مذکور از میزان ۰/۵ به ۰/۷۵، به شکل قابل توجهی، عملکرد طوقه بهبود یافته است به نحوی که طوقه دارای $B_{dc}/L_a = 0.25$ برابر صفر دارای عملکرد نزدیک به پنجاه و طوقه‌های دارای $B_{dc}/L_a = 0.5$ و 0.25 عملکرد بالای ۶۰ درصد دارند. این نکته نشان می‌دهد

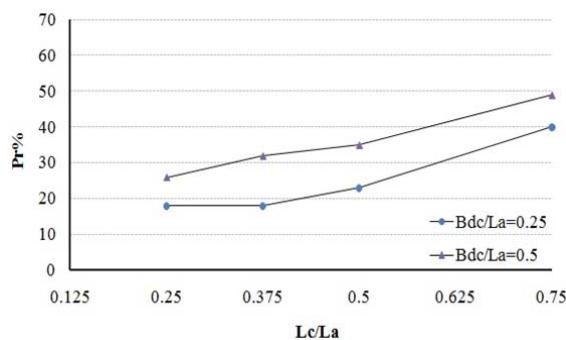
توجهی در پایین دست تکیه گاه تپه های رسوبی وجود ندارند و نهشته شدن تکیه گاه در فاصله حدود ۲ برابر عرض تکیه گاه رخ داده است. عدم تشکیل تپه های رسوبی در اطراف تکیه گاه در وضعیت نصب طوقه یکی از محسن نصب طوقه می باشد چرا که توزیع نامناسب رسوبات و وجود تپه های رسوبی باعث انسداد جریان در بین پایه های پل شده که خود به نوعی مسبب آب شستگی به ویژه آب شستگی ناشی از تنگ شدگی جریان می شود.

مطابق شکل (۹) رسوبات، داری توزیع یکنواخت تری نسبت به آزمایش شاهد شده اند، نصب طوقه ضمن کاهش عمق آب شستگی در نقطه مبدأ از ارتفاع رسوبات پشت تکیه گاه نیز کاسته است. به نحوی که بین گودترین و مرتفع ترین نقاط بستر کمتر از ۱۰ سانتی متر (0.66m برابر عمق جریان) اختلاف ارتفاع وجود دارد در حالی که این اختلاف در آزمایش شاهد ۵ ساعته به بیش از 20 cm برابر عمق (۱۳۳ سانتی متر) می رسید. نکته دیگر اینکه تا فاصله قابل جریان) می رسید.

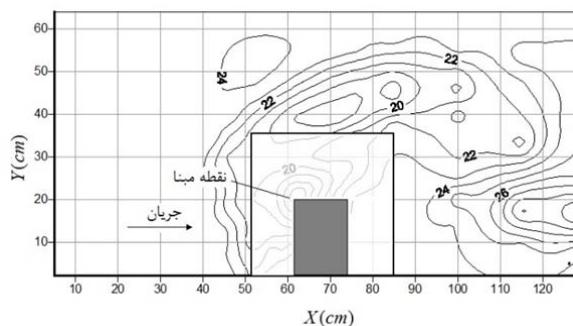


شکل ۹ الگوی فرسایش و رسوب گذاری پیرامون طوقه ال

$$\text{شکل } (L_c / L_a = 0.75 \text{ و } B_{dc} / L_a = 0.5)$$



شکل ۱۰ کارایی طوقه کامل در مقابل تغییر ابعاد آن



شکل ۱۱ الگوی فرسايش و رسوب‌گذاري پيرامون طوقه

$$(L_c / L_a = 0.75 \text{ و } B_{dc} / L_a = 0.5)$$

مطابق شکل در محدوده L_c / L_a برابر $0/25$ تا

$0/5$ ، عملکرد دو نوع طوقه از روند مشابهی تبعیت می-
کنند و اختلاف معنی‌داری بین دو نوع طوقه دیده نمی-
شود، اما با افزایش پارامتر مذکور از $0/5$ به $0/75$ عملکرد دو نوع طوقه متفاوت است، طوقه‌های ال شکل عملکرد بهتری در این محدوده از خود نشان می‌دهند و نسبت به طوقه کامل بیش از 10 درصد بر عملکرد آن افزوده شده است. بررسی مکانیزم جريان پيرامون تکيه-گاه در منابع نشان می‌دهد که در پايين دست تکيه‌گاه گرداد‌های برخاستگی فعال می‌باشند و اين گرداد‌ها که از نوع افقی می‌باشند با دارا بودن مرکزی کم فشار برخلاف

گرداد‌های عمودی پتانسیل رسوب‌گذاري دارند. بنابراین به نظر می‌رسد طوقه‌ی کامل مانع از فعالیت بخشی از اين گرداد شده در حالی که در طوقه ال شکل نسبت به طوقه کامل اين گرداد قادر به فعالیت بيشتری است و بخشی از رسوبات را که به درون جاله آبشيستگی ريزش می‌کنند تامين می‌کند و همین باعث کاهش عمق چاله آبشيستگی و درنتيجه افزایش عملکرد طوقه می‌شود. البته برای اثبات دقیق‌تر اين فرضیه به آزمایش‌های متعددی در کنار بررسی الگوی سه‌بعدی

نتایج آزمایش‌های طوقه کامل

در اين بخش، دو گروه طوقه کامل (B_{dc} / L_a برابر $0/25$ و $0/5$) مورد بررسی قرار گرفت که نتایج آن در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

در طوقه‌های کامل نیز با افزایش ابعاد طوقه، عملکرد آن بهبود یافته است. در طوقه‌های کامل نیز روند مشابه و يكسانی بین دو گروه دیده می‌شود. افزایش پارامتر بی بعد B_{dc} / L_a از $0/25$ به $0/5$ حدود 10 درصد به عملکرد همه طوقه‌ها افزوده است. در شکل (۱۱) الگوی فرسايش و رسوب‌گذاري پيرامون تکيه‌گاه مجهز به طوقه در حالت $B_{dc} / L_a = 0.5$ و $L_c / L_a = 0.75$ نشان داده شده است.

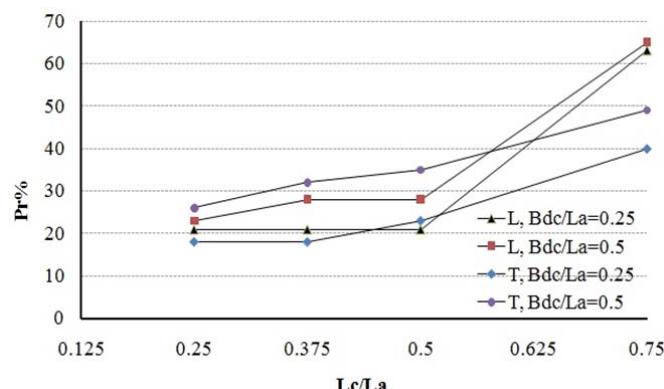
در حالت نصب طوقه کامل نیز مشابه طوقه ال شکل الگوی فرسايش و رسوب‌گذاري مشابه رخداده است. نصب طوقه ضمن کاهش عمق چاله آبشيستگی از ارتفاع رسوبات نهشته شده در پايين دست تکيه‌گاه نیز کاسته است.

مقایسه عملکرد طوقه‌های کامل و ال شکل

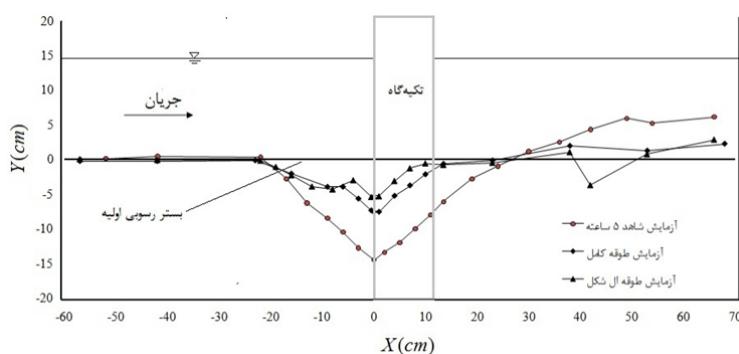
برای مقایسه بهتر عملکرد دو نوع طوقه کامل و ال شکل، شکل (۱۲) ترسیم شده است.

افزاید. در تحقیق خزیمه نژاد و قمشی [23] درخصوص مقایسه عملکرد طوقه های متقارن و نامتقارن نیز عرض پایین دست طوقه کمترین تأثیر را در کنترل آبشتستگی دارد که با نتایج تحقیق حاضر مطابقت دارد. در شکل ۱۳ پروفیل طولی رسوبات پیرامون تکیه گاه در وضعیت با و بدون طوقه نشان داده شده است.

جریان پیرامون تکیه گاه در وضعیت نصب طوقه نیاز می باشد. در زمینه تأثیر طوقه بر آبشتستگی تکیه گاه تحقیقات بسیار اندکی انجام شده است که در بخش مقدمه مقاله حاضر به آن اشاره گردید. درخصوص این تحقیقات نیز فقط تأثیر ابعاد طوقه به صورت کلی و تراز نصب آن بر کاهش آبشتستگی موضعی پیرامون تکیه گاه پل مورد بررسی قرار گرفته است و نتایج آنها نشان می دهد که افزایش ابعاد طوقة بر عملکرد آن می-



شکل ۱۲ مقایسه عملکرد طوقه های کامل و ال شکل

شکل ۱۳ پروفیل طولی رسوبات بستر پیرامون تکیه گاه در آزمایش شاهد و آزمایش طوقه
($L_c / L_a = 0.75$ و $B_{dc} / L_a = 0.5$)

قابل توجهی در کاهش عمق آبستنگی پیرامون تکیه‌گاه نداشت و عملکرد طوفه کمتر از 30° درصد بود. افزایش طول بی بعد طوفه از $0/05$ به $0/75$ که برابر 25° درصد طول تکیه‌گاه بود عملکرد طوفه را حدوداً 2 برابر افزایش داد. بررسی طوفه‌های با ابعاد بزرگ‌تر نشان داد که در طوفه‌های کامل به‌دلیل این‌که بخش زیادی از محدوده گرداب برخاستنگی توسط طوفه کنترل می‌شود عملکرد آنها نسبت به طوفه ال‌شکل کمتر می‌باشد و بنابراین در صورت استفاده از طوفه به عنوان سازه کنترل آبستنگی تکیه‌گاه پل، به کاربردن طوفه ال‌شکل با توجه به این‌که دارای مساحت کمتری نیز می‌باشد، به صرفه‌تر خواهد بود.

نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر عملکرد دو نوع طوفه کامل و ال‌شکل در کاهش آبستنگی موضعی پیرامون تکیه‌گاه پل مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که در هر دو نوع طوفه، افزایش ابعاد طوفه، عملکرد آن را بهبود می‌بخشد. در حالت نصب طوفه رسوبات پیرامون تکیه‌گاه توزیع یکنواختی دارند و اختلاف بین گودترين و مرتفع‌ترین نقاط بستر به بیش از دو برابر حالت بدون طوفه کاهش می‌یابد. نتایج نشان داد که در محدوده نزدیک تکیه‌گاه با توجه به عملکرد پایین دو نوع طوفه، قدرت گرداب‌های اولیه پایین است. محافظت بستر به وسیله طوفه تا حدود $0/5$ برابر طول تکیه‌گاه نیز تأثیر

مراجع

1. خادمی، خیرالله، «بررسی اثر فواصل طولی و عرضی صفحات مستغرق بر آبستنگی موضعی ایجاد شده در محل تکیه‌گاه پل»، رساله دکتری، دانشگاه شهید چمران، اهواز، (۱۳۹۱).
2. خادمی، خیرالله، خزیمه‌نژاد، حسین، شفاعی‌بجستان، محمود، «برداشت بی‌رویه مصالح رودخانه‌ای در استان خوزستان یکی از عوامل اصلی آبستنگی پای پل‌های بزرگ»، سومین همایش ملی مدیریت شبکه‌های آبیاری و زهکشی، دانشکده مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز، (۱۳۸۹).
3. Melville, B.W., " Local Scour at Bridge Abutments", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 4, PP. 615-631. (1992)
4. Wong, W. H., "Scour at Bridge Abutments", Report No. 275, Dept. of Civil Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand., (1982).
5. Tey, C. B., " Local scour at bridge abutments", Report No. 329, University of Auckland, School of T. Engineering, Department of Civil Engineering Private Bag,Auckland, New Zealand., (1984).
6. Kwan, F., "Study of Abutment Scour", Report No. 451, University of Auckland, School of T. Engineering, Department of Civil Engineering Private Bag, Auckland, New Zealand, (1988).
7. Kandasamy, J. K., "Abutment scour", Report No. 458, School of Engineering., University of Auckland, Auckland, New Zealand, (1989).
8. Dongol, D. M. S., "Local scour at bridge abutments", Report No. 544, University of Auckland, School of T. Engineering, Department of Civil Engineering Private Bag, Auckland, New Zealand , (1994).
9. Liu, M. K., Chang, F. M., and Skinner, M. M., " Effect of bridge construction on scour and backwater", Report No. CER60-HKL22, Department of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, (1961).

10. Gill, M. A., " Bed erosion around obstructions in rivers", Ph.D thesis, The University of London, Imperial College of Science and Technology, (1970).
11. Chiew, Y. M., " Scour protection at bridge piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No.118(9), pp.1260-1269, (1992).
12. Kumar, V., Ranga Raju, K. G., and Vittal, N., " Reduction of local scour around bridge piers using slots and collars". *Journal of Hydraulic Engineering*, No. 125(12), pp. 1302-1305., (1999)
13. Singh, C.P., Setia, B. and Verma, D.V.S., "Collar-sleeve combination as a scour protection device around a circular pier", Proceedings of Theme D, 29th Congress on Hydraulics of Rivers, Water Works and Machinery, Chinese Hydraulic Engineering Society, Beijing, China., No. 16-21., pp. 202-209., (2001).
14. Monocad, M, A, T., Aguirre-Pe J., Bolivar J.C and Flores E.J., " Scour protection of circular ridge piers with collars and slots". *Journal of Hydraulic Research*, vol. 47, No. 1, pp. 119-126., (2009).
۱۵. بلوچی، محمد، چمنی، محمدرضا، بیرامی، محمدکریم، «بررسی اثر تغییر شکل طوق بر روند و میزان آبستنگی موضعی»، مجموعه مقالات ششمین کنفرانس هیدرولیک، ایران، دانشگاه شهرکرد، (۱۳۸۶).
16. Zarrati A.R., Gholami H and Mashahir M.B., "Application of collar to control scouring around rectangular bridge piers". *Journal of Hydraulic Research*. vol. 42, No. 1, pp. 97-103., (2004).
17. Zarrati, A. R., Nazariah, M and Mashahir, M. B., "Reduction of local scour in the vicinity of bridge piergroups using collars and riprap". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, vol. 132, No. 2, pp. 154-162., (2006).
۱۸. ثانی خانی، هادی، حسینزاده دلیر، علی، فرسادی زاده، داود، «عملکرد طوق‌های مربعی شکل کاهش آبستنگی در اطراف پایه‌های پل»، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، (۱۳۸۷).
۱۹. شریعتی، حسین، خداشناس، سعیدرضا، اسماعیلی، کاظم، «مقایسه عملکرد طوق مربعی و دایره‌ای در آبستنگی موضعی در پایه پل»، هشتمین سمینار بین‌المللی مهندسی رودخانه‌دانشگاه شهید چمران اهواز، (۱۳۸۸).
20. Kayaturk, S.Y., " Scour and scour protection at bridge abutment". Ph.D thesis, Middle East Technical University, (2005).
21. Li, H., Kuhnle, R.A and Barkdoll, B.D , " Countermeasures Against Scour At Abutments". Report No. 49, USDA, Agricultural Research Service, (2006).
22. Khozeymehnezhad H., Ghomshi M., Shafai-bejestan M., "Investigation of Collar in different sizes and bed level as a Bridge Abutment Scour Countermeasure", Ecology environmental & conservation, vol. 18, No. 4, pp. 963-966., (2012).
23. Khozeymehnezhad,H., Ghomshi,M., "Comparison of symmetrical and unsymmetrical rectangular collars on scour reduction of bridge abutment", *Middle east journal of scientific research*, vol. 18, No. 8, pp. 1099-1104., (2013).
24. Raudkivi, A., Ettema, R., " Clear-water scour at cylindrical piers". *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 109, No. 3, pp. 338-350., (1983).

بررسی شکل‌پذیری قاب‌های فولادی مهاربندی شده ضربدری واقع در دو دهانه میانی مجاور هم*

ابذر اصغری^(۱)

چکیده در این تحقیق برای ارزیابی شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ضربدری واقع در دو دهانه میانی مجاور هم، ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های هم‌گرای معمولی و ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های هم‌گرای ویژه مورد مطالعه قرار گرفته است. در قاب‌های مهاربندی شده ضربدری معمولی، با وجود آن‌که در اکثر قاب‌ها، سازه تغییرمکان هدف را تجربه نماید، لیکن به دلیل بالاتر بودن سطح نیروهای طراحی این نوع قاب‌ها، شکل‌پذیری مورد نیاز تأمین می‌شود. نتایج به دست آمده از این تحقیق نشان می‌دهد که ضربی رفتار پیشنهاد شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($R=5/5$) برای مهاربند‌های ضربدری ویژه منطقی‌تر از ضربی رفتار پیش‌بینی شده در آئینه نامه ASCE 7 ($R=6$) است. بر اساس نتایج این تحقیق، ضربی رفتار قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه و دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ۱۰ طبقه)، برابر ۵ پیشنهاد می‌شود.

واژه‌های کلیدی ضربی کاهش شکل‌پذیری؛ مهاربند‌های هم‌گرا؛ تحلیل بارافزون؛ تغییرمکان هدف؛ ضربی رفتار.

Ductility Evaluation of X-Braced Steel Frames which are Braced in Two Adjacent Middle Bays

A. Asghari

Abstract In this study, for evaluating ductility of ordinary concentrically braced frames (OCBFs) and special concentrically braced frames (SCBFs) which are X-braced in two adjacent middle spans, 16 steel ordinary concentrically braced frames and 16 special concentrically braced frames are studied. The results confirm that, although most of ordinary concentrically braced frames, which are X-braced, cannot experience the corresponding target displacement, but because of their high designing force level expected ductility can be obtained. Also results confirm that the response modification factor of SCBFs which is proposed by Iranian seismic design code (2800 standard forth edition), $R=5.5$, is more logical than ASCE's one, $R=6$. According to the results, the response modification factor of 5 is proposed for special concentrically braced frames, which have an analytical period of more than one second (frames more than 10 stories).

Keywords Ductility Reduction Factor; Concentrically Braced Frame; Pushover Analysis; Target Displacement

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۷/۲۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۱۲/۲۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول، استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه.

با ضریب کاهش شکل پذیری مورد نیاز مقایسه گردد و در پایان به این سؤال پاسخ داده شود که آیا این نوع قاب های ساختمانی شکل پذیری مورد نیاز را تأمین می کنند یا نه، و برای بهبود رفتار این گونه سیستم های سازه ای چه راهکارهایی باید اندیشیده شود.

قاب های مهاربندی شده همگرا

قاب های ساختمانی ساده توأم با با مهاربندهای همگرا یکی از قدیمی ترین سیستم های سازه ای به شمار می رود که از گذشته نسبتاً دور مورد توجه مهندسان طراح قرار گرفته است. یکی از نگرانی های اصلی در این گونه سیستم های سازه ای کمانش اعضای مهاربندی در هنگام زلزله و در نتیجه کاهش شکل پذیری این گونه سیستم های سازه ای می باشد [3, 4]. در سال های اخیر برای جلوگیری از کمانش اعضای مهاربندی و نیز افزایش شکل پذیری این گونه سیستم های سازه ای مطالعات گسترده ای صورت گرفته است. یانگ و ناکاشیما [5] در مطالعات خود نشان دادند که استفاده از مهاربندهای همگرای کمانش ناپذیر می تواند رفتار چرخه ای این گونه سیستم های سازه ای را بهبود بخشد و در نتیجه شکل پذیری آنها را افزایش دهد. مفید و لطف الهی [6] نیز در مطالعات خود نشان دادند که استفاده از مهاربندهای زانویی در صورتی که طراحی آنها به گونه ای باشد که عضو زانویی در برش تسیلم شود، می تواند از کمانش مهاربندها جلوگیری نماید و باعث استهلاک انرژی ناشی از زلزله گردد. بلندر و هیانگ [7] در مطالعات خود دریافتند که ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش شکل پذیری مهاربندهای همگرای X شکل با ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش شکل پذیری مهاربندهای همگرای شورن به شکل V معکوس، تقریباً یکسان است. آنها هم چنین مشاهده نمودند که ضریب کاهش شکل پذیری قاب های مهاربندی شده همگرا (ضربدری و شورن) با افزایش تعداد طبقات کاهش می یابد. این محققان هم چنین

مقدمه

به طور کلی باور عمومی طراحان ساختمان ها و آئین نامه نویسان برای تأمین اهداف موردنظر در برابر زلزله های شدید آن است که، اگر طراحی به گونه ای باشد که در هنگام وقوع زلزله شدید، رفتار سازه در محدوده الاستیک نگه داشته شود، طرح حاصل به یک طرح غیر اقتصادی متبهمی می شود. به همین دلیل در اکثر آئین نامه های زلزله، در زلزله های شدید وارد رفتار سیستم های سازه ای به مرحله غیر الاستیک امری منطقی و ضروری فرض شده است و متخصصان معتقدند که، یک سازه ساختمانی، در صورتی که قادر باشد در اثر تکان های شدید در محدوده غیر الاستیک تغییر مکان دهد، می تواند مقدار زیادی انرژی ناشی از زلزله را مستهلك کند و اهداف مورد نظر را تأمین نماید.

راه حل عمومی برای ارزیابی رفتار غیر الاستیک سیستم های سازه ای، تحلیل دینامیکی غیر خطی آنهاست [1]. ولی از آنجا که این گونه تحلیل ها نسبتاً پیچیده، زمان گیر و مستلزم صرف هزینه های نسبتاً زیادی است و تفسیر نتایج به دست آمده از این گونه تحلیل ها مستلزم داشتن تخصص کافی می باشد، لذا در اکثر آئین نامه های طراحی منظور کردن رفتار غیر الاستیک در تحلیل های الاستیک از طریق معرفی یک ضریب کاهنده (R/I) در تعیین مقدار نیروی زلزله صورت می گیرد [2]. معايب تحلیل الاستیک براساس نیروی کاهش یافته با ضریب I/R در آن است که، اولاً تخمین مقاومت واقعی سازه و مقایسه R واقعی طرح با R پیشنهاد شده در آئین نامه، برای طراح امکان پذیر نیست؛ ثانیاً مقادیر دقیق تغییر مکان های غیر الاستیک را نمی توان از تحلیل الاستیک تعیین نمود.

در تحقیق حاضر تلاش شده است ابتدا با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی ضریب کاهش شکل پذیری قاب های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری و واقع در دهانه میانی مجاور هم مورد ارزیابی قرار گردد، سپس مقدار ضریب کاهش شکل پذیری به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیر خطی

مهاربندی شده همگرای ضربدری معمولی رعایت ضابطه تکمیلی خاصی الزامی نیست. لیکن در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ضربدری ویژه، مطابق بند (۱۰-۳-۱۱-۲) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲، مقاومت‌های طراحی تیرها و ستون‌ها نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند.

(الف) تحلیلی که در آن نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $R_y F_y A_g$ فرض می‌شود. (ب) تحلیلی که در آن نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری $R_y F_y A_g$ فرض می‌شود. که در آن $R_y F_y A_g$ نیروی مورد انتظار مهاربندی‌های کششی؛ $1/14 F_{cre} A_g$ نیروی مورد انتظار مهاربندی‌های فشاری؛ A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی؛ F_y تنش تسلیم تعیین شده فولاد؛ R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار فولاد به حداقل تنش تسلیم تعیین شده، به‌منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز؛ F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش، که در محاسبه آن به‌جای F_y از F_{yH} استفاده می‌شود؛ F_y تنش تسلیم مورد انتظار فولاد و برابر $R_y F_y$.

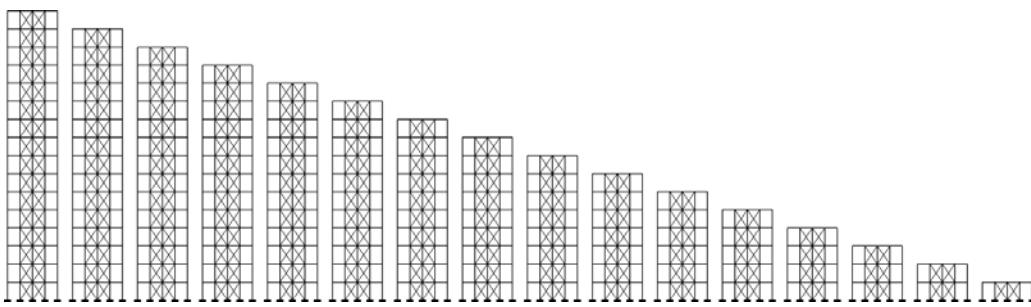
معرفی قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق
در این تحقیق برای ارزیابی ضرب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی‌های ضربدری فولادی و واقع در دهانه میانی مجاور هم، از ۱۶ قاب ساختمانی یک تا ۱۶ طبقه استفاده شده است (شکل ۱). فرضیات به‌کار رفته در تحلیل و طراحی این قاب‌ها عبارتند از:

- تعداد دهانه قاب‌ها ۴، طول دهانه‌ها برابر ۵ متر، ارتفاع طبقات برابر $3/4$ متر و بار مرده و زنده وارد بر تیرها به ترتیب برابر $2/8$ و $6/0$ تن بر متر طول در نظر گرفته شده است.

نشان دادند که، برای قاب‌های مهاربندی شده ۶ و ۱۰ طبقه، ضرب کاهش شکل‌پذیری عموماً بین $3/5$ تا $8/5$ تغییر می‌کند. جینکو کیم و هینهون چوی [8] نیز در مطالعات خود نشان دادند که ضرب اصلاح پاسخ قاب‌های مهاربندی شده شورن اکثراً کوچک‌تر از مقدار پیش‌بینی شده در کدهای طراحی است. ماهری و اکبری [9] نیز در مطالعات خود نشان دادند که، با اضافه کردن دهانه‌های مهاربندی به قاب‌های خمسی بتنه، ضرب کاهش شکل‌پذیری آنها به‌طور چشمگیر افزایش می‌یابد. محمودی و زارعی [10] نشان دادند که ضرب کاهش شکل‌پذیری مهاربندی‌های کمانش‌ناپذیر (BRBF) بیش از مهاربندی‌های همگرا (CBF) است. هم‌چنین آنها دریافتند که تعداد دهانه‌های مهاربندی و نیز ارتفاع ساختمان تأثیر مستقیمی بر روی ضرب کاهش شکل‌پذیری دارند. عسگریان و شکرگزار [11] ضرب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های همگرا را با استفاده از روش‌های تحلیل بارافزون و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند که نتایج روش‌های تحلیل بارافزون و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انطباق نزدیکی با یکدیگر دارند.

متناسب با نتایج به دست آمده از مطالعات

صورت گرفته بر روی این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای و نیز مشاهدات صورت گرفته از مکانیزم‌های خرابی آنها چه در آزمایشگاه‌ها و چه در اثر زلزله‌های صورت گرفته، آئین‌نامه‌ها نیز تلاش نموده‌اند تا حدودی ضعف‌های این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای را پوشش دهند. به‌همین منظور ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز آئین‌نامه AISC341-10 ضمن معرفی قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی و ویژه، برای هر کدام از آنها الزامات خاصی ارائه نموده‌اند [12,13]. مطابق این آئین‌نامه‌ها برای طراحی لرزه‌ای اعضای تیرها، ستون‌ها و مهاربندها در قاب‌های



شکل ۱ قاب‌های مهاربندی شده ضربدری از یک تا ۱۶ طبقه و واقع در دو دهانه میانی مجاور هم

بارهای تقلیل ضربیدار مورد تحلیل و طراحی مجدد قرار گرفته‌اند [12].

در شکل (۲) برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییر مکان جانبی حداکثر و وزن اسکلت قاب‌های مهاربندی شده همگرا در دو حالت معمولی و ویژه نمایش داده شده است. همان‌گونه که از نمودارهای شکل (۲) پیداست، در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی برش پایه حدوداً به نسبت $5/5$ به $3/5$ یعنی حدوداً $1/6$ برابر برش پایه در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه است. اما این به این معنا نیست که وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی حداکثر نیز حدوداً به همین میزان با هم اختلاف خواهد داشت. زیرا در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ویژه رعایت الزامات تکمیلی لرزه‌ای معادل افزایش هدفدار برش پایه است. هم‌چنین، تأمین الزامات لرزه‌ای در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه موجب نشده است که وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی حداکثر حداکثر از وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی فراتر رود. به عبارت دیگر، می‌توان گفت که در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی حداکثر عموماً کوچک‌تر از وزن اسکلت و تغییر مکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای

- بارگذاری زلزله مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) صورت گرفته است [2].

- فرض شده است این قاب‌ها جزء سیستم بارگیر جانبی یک ساختمان سه‌بعدی است و وزن مؤثر لرزه‌ای آنها ۴ برابر وزن بارهای مرده و زنده وارد بر آنها است.

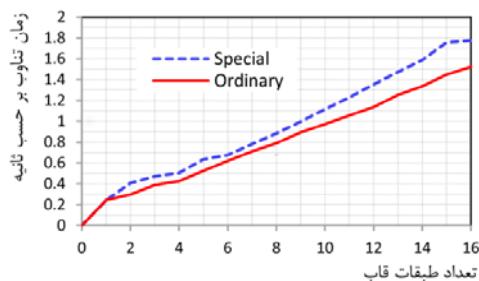
- تحلیل و طراحی قاب‌ها به کمک نرم‌افزار ETABS ورژن 9.7.3 و براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ و بهروش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) صورت گرفته است [12,15].

مطلوب ارائه شده در بخش ۲، برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی رعایت ضابطه تکمیلی خاصی الزامی نیست و این ۱۶ قاب براساس ضربی رفتار $3/5$ طوری طراحی شده‌اند که نسبت مقاومت مورد نیاز به مقاومت طراحی در کلیه اعضاء مساوی و یا کوچک‌تر از یک باشد. رعایت ضابطه تکمیلی ارائه شده در بخش ۲ برای ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه بدین طریق صورت گرفته است که پس از آن‌که سازه براساس آئین‌نامه‌های بارگذاری زلزله با ضربی رفتار $5/5$ و آئین‌نامه‌های طراحی، طراحی گردیدند، ابتدا مهاربندها از مدل حذف گردیده و برای جلوگیری از ناپایداری سیستم کف‌های سازه در برابر حرکت جانبی مقید گردیده‌اند. سپس با اعمال نیروهای لرزه‌ای ارائه شده در راستای امتداد مهاربندهای کششی و فشاری، قاب‌ها در حضور

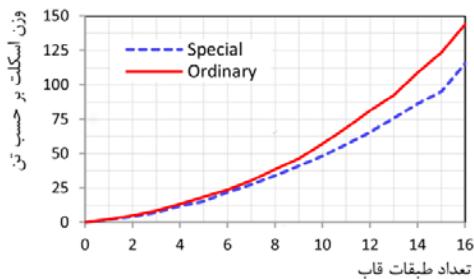
با مهاربندهای همگرای ویژه همواره کمتر از تغییر مکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی است و دلیل آن تأثیر گذاری بیشتر افزایش برش پایه در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی نسبت به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه است.

بعد از ارزیابی برخی از پاسخ‌های الاستیک، اکنون نوبت به پاسخ به این پرسش رسیده است که، کدامیک از سیستم‌های سازه‌ای قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و ویژه، شکل‌پذیری پیشنهاد شده در آئین نامه‌های طراحی را بهتر تأمین می‌کنند. در بخش‌های بعدی این تحقیق به این موضوع پرداخته خواهد شد.

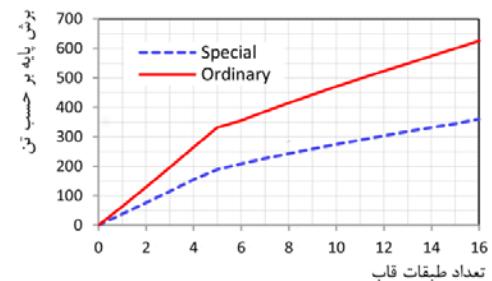
همگرای معمولی است. مطابق نمودار شکل (۲-۲) میزان صرفه‌جویی مصالح در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ویژه نسبت به مهاربندهای همگرای معمولی حدوداً ۱۵٪ الی ۲۵٪ درصد است. نکته دیگری که از نمودارهای شکل (۲-۲) مشاهده می‌شود این است که زمان تناوب اصلی (زمان تناوب مود اول) قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه همواره بزرگ‌تر از زمان تناوب اصلی قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی است. به عبارت دیگر، قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه همواره انعطاف‌پذیرتر از قاب‌های با مهاربندهای همگرای معمولی است. البته علی‌رغم انعطاف‌پذیر بودن قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه نسبت به مهاربندهای همگرای معمولی، تغییر مکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم



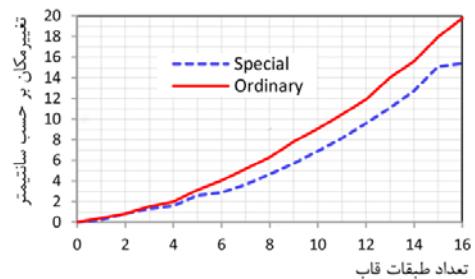
ب) منحنی زمان تناوب اصلی بر حسب تعداد طبقات



ت) منحنی وزن اسکلت بر حسب تعداد طبقات



الف) منحنی برش پایه بر حسب تعداد طبقات



پ) منحنی تغییر مکان جانبی حداکثر بر حسب تعداد طبقات

شکل ۲ مقایسه برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییر مکان جانبی حداکثر و وزن اسکلت قاب‌های مهاربندی شده ضربه‌بری معمولی و ویژه

تغییر مکان هدف) به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (3)$$

این ضریب به عوامل گوناگونی از قبیل درجات نامعینی سازه و امکان باز پخش نیروهای داخلی اعضاء، مقاومت‌های بالاتر از حد مشخص شده مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، محدودیت‌های آئین نامه‌ای بر روی تغییر مکان‌های جانبی، ضوابط حداقل آئین نامه‌ای برای ابعاد و جزئیات قطعات، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و غیره دارد. در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز در آئین نامه ASCE7 مقدار Ω برای قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی‌های همگرا برابر ۲ فرض شده است.

$R_\mu = R_\Omega$ = ضریب کاهش شکل پذیری. مطابق شکل (۳) ضریب کاهش شکل پذیری عبارت است از نسبت نیروی نهایی وارد بر سازه در صورتی که رفتار سازه الاستیک فرض شود به نیروی متناظر با حد تسليم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم یا نیرویی متناظر با تغییر مکان هدف، هر کدام که کوچکتر باشد.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (4)$$

در صورتی که ضریب اضافه مقاومت قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی‌های همگرا برابر ۲ فرض شود، در این صورت مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران حداقل ضریب کاهش شکل پذیری مورد نیاز در این نوع قاب‌های ساختمانی از روابط زیر تعیین می‌شود.

الف) برای مهاربندی‌های همگرای معمولی:

$$R = 3.5 \Rightarrow R_\mu \geq \frac{3.5}{2} \Rightarrow R_\mu \geq 1.75 \quad (5)$$

ب) برای مهاربندی‌های همگرای ویژه:

$$R = 5.5 \Rightarrow R_\mu \geq \frac{5.5}{2} \Rightarrow R_\mu \geq 2.75 \quad (6)$$

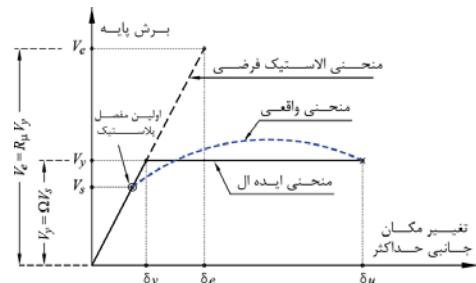
بر اساس آئین نامه فیما [۱۷]، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل بارافزون یکی از

ضریب کاهش شکل پذیری و مطالعات گذشته

روش‌های محاسبه سازه‌های مقاوم در برابر زلزله با قبول این اصل که سازه در زلزله‌های شدید تحت اثر تغییرشکل‌های بالای حد الاستیک قرار می‌گیرد، قابلیت تغییرشکلی را که در منطقه غیر الاستیک وجود دارد، معیار شکل پذیری کلی قرار می‌دهند و آن را با ضریب μ بیان می‌نمایند، که برحسب تعریف عبارت است از نسبت تغییرشکل حد اکثر قابل استفاده (بدون خرابی) به تغییرشکل نظری تسليم کلی سازه.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1)$$

در اکثر آئین نامه‌های زلزله، ضریب R به عنوان ضریب رفتار ساختمان نام‌گذاری شده و در برگیرنده آثار عواملی از قبیل درجه نامعینی، اضافه مقاومت موجود و شکل پذیری در سازه است. تأثیر این عوامل در پاسخ عمومی سازه به همراه پاسخ الاستیک فرضی به طور ترسیمی در شکل (۳) برای سازه‌هایی که براساس روش‌های حدی نهایی طراحی می‌شوند، نمایش داده شده است.



شکل ۳ پاسخ غیر الاستیک و پاسخ الاستیک فرضی

مطابق شکل (۳) ضریب رفتار نهایی از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$R = \Omega R_\mu \quad (2)$$

که در آن Ω = ضریب اضافه مقاومت می‌باشد و عبارت است از نسبت نیروی متناظر با حد تسليم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم (یا نیرویی متناظر با

$$\begin{aligned} T_1' < T < T_1 &\Rightarrow R_\mu = \frac{T \cdot \mu}{T_1} \\ T_1 < T < T_2 &\Rightarrow R_\mu = \mu \\ T_1 < T < 10.0 \text{ s} &\Rightarrow R_\mu = \mu \\ T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} \cdot V}{\phi_{ea} \cdot A} &\quad (10) \end{aligned}$$

$$T_1' = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (11)$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\phi_{ed} \cdot D}{\phi_{ev} \cdot V} \quad (12)$$

V ، A و D به ترتیب عبارتند از شتاب، سرعت و تغییر مکان حداکثر شتاب نگاشت مورد نظر و ϕ_{ea} ، ϕ_{ed} و ϕ_{ev} به ترتیب عبارتند از ضرایب اصلاحی نظیر شتاب، سرعت و تغییر مکان طیفی.

(۳) روش «لا و بیگر» [۲۱]: مطابق روش «لا و بیگر» ضریب کاهش شکل پذیری از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R_\mu = \alpha + \beta(\log T) \quad (13)$$

جدول ۱ مقادیر α و β در روش لا و بیگر

	زمان تناوب	ضریب	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$
$0.1 < T < 0.5$	α	۱/۶۷۹۱	۲/۲۲۹۶	۲/۶۵۸۷	۳/۱۱۰۷	
	β	۰.۳۲۹۱	۰/۷۷۲۹۶	۱/۰۵۸۷	۱/۴۳۰۷	
$0.5 < T < 0.7$	α	۲/۰۳۳۲	۲/۷۷۷۲۲	۲/۳۷۰۰	۳/۸۳۳۶	
	β	۱/۰۵۰۵	۲/۵۳۲۰	۳/۴۲۱۷	۳/۸۲۲۳	
$0.7 < T < 1.0$	α	۱/۸۴۰۹	۲/۴۸۲۳	۲/۹۸۵۳	۳/۴۱۸۰	
	β	۰/۲۶۴۲	۰/۶۶۰۵	۰/۹۳۸۰	۱/۱۴۹۳	

(۴) روش «میراندا و برترو» [۲۲، ۲۳]: مطابق روش «میراندا و برترو» ضریب کاهش شکل پذیری از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (14)$$

که در آن:

روش‌های قابل قبول برای برآورده میزان ضریب کاهش شکل پذیری است. بر اساس این روش تحلیل، محققان مختلف روابط مختلفی را برای برآورده میزان ضریب کاهش شکل پذیری ارائه نموده‌اند که در ادامه به چند نمونه از آنها پرداخته می‌شود.

(۱) روش مبتنی بر مفهوم تساوی تغییر مکان‌ها و مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو-تغییر مکان [۱۸]: بر اساس این روش سیستم‌های سازه‌ای که دارای زمان تناوب طبیعی بزرگی هستند (مثلًاً بیش از یک ثانیه)، تغییر مکان حداکثر نظیر حالت الاستیک فرضی با تغییر مکان حداکثر نظیر حالت غیر الاستیک (که برابر است با کوچکترین مقدار تغییر مکان نظیر تشکیل مکانیزم یا تغییر مکان هدف) اختلاف اندکی با هم دارند و برای این گونه سیستم‌های سازه‌ای براساس مفهوم تساوی تغییر مکان‌های الاستیک و غیر الاستیک ضریب کاهش شکل پذیری از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$R_\mu = \mu \quad (7)$$

هم‌چنین براساس این روش سیستم‌های سازه‌ای که دارای زمان تناوب طبیعی نسبتاً کوچکی هستند (مثلًاً کوچکتر از 0.5 ثانیه)، براساس مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو-تغییر شکل در حالت‌های الاستیک فرضی و غیر الاستیک و با فرض رفتار ایده‌آل الاستوپلاستیک کامل، ضریب کاهش شکل پذیری از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$R_\mu = \sqrt{(2\mu - 1)} \quad (8)$$

(۲) روش «نیومارک و هال» [۱۹، ۲۰]: براساس روش «نیومارک و هال» ضریب کاهش شکل پذیری از طریق روابط زیر تعیین می‌گردد.

$$0 < T < T_1 / 10 \Rightarrow R_\mu = 1 \quad (9)$$

$$T_1 / 10 < T < T_1 / 4 \Rightarrow R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \left[\frac{T_1}{4T} \right]^{2.513 \log \left[\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \right]}$$

$$T_1 / 4 < T < T_1 \Rightarrow R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$$

$$T_e \geq T_s \Rightarrow C_1 = 1 \quad (20)$$

$$T_e < T_s \Rightarrow C_1 = [1 + (R_d - 1)T_s / T_e] / R_d \quad (21)$$

T_e زمان تناوب مؤثر ساختمان مطابق رابطه زیر:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_1}{K_e}} \quad (22)$$

که در آن:

T_i زمان تناوب اصلی الاستیک؛

K_1 شب خط مماس بر منحنی ظرفیت در مبدأ (سختی جانبی الاستیک سازه)؛

K_e سختی جانبی مؤثر سازه؛

T_s پارامتر نوع زمین مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران؛

R_d نسبت مقاومت و از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$R_d = \frac{S_a W}{V_y} \quad (23)$$

که در آن:

S_a شتاب طیفی بهاری زمان تناوب اصلی مؤثر؛

W وزن مؤثر لرزه‌ای می‌باشد.

برای محاسبه تغییرمکان هدف با استفاده از رابطه

(۱۸) منحنی ظرفیت (منحنی برش پایه-تغییرمکان جانبی) باید تبدیل به منحنی دوخطی گردد تا برش پایه

جاری شدن مؤثر سازه (V_y) و تغییرمکان نظیر آن

(δ_y) تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب مؤثر (T_e) استفاده شود. دوخطی کردن منحنی ظرفیت

مطابق شکل (۴) بهنحوی صورت می‌پذیرد که خط اول

از نقطه شروع با شبیه برابر با سختی جانبی مؤثر (K_e)

رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰٪ برش پایه جاری

شدن مؤثر سازه (V_y) می‌باشد. برش پایه جاری شدن

مؤثر سازه (V_y) باید از حداکثر برش پایه در نقاط

مختلف ظرفیت بیشتر باشد. خط دوم نماینده شبیه مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به

مختصات (δ_u و V_u) و نقطه‌ای روی خط اول چنان

ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر

سطح زیر منحنی غیرخطی تا نقطه (δ_u و V_u) باشد.

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-1.5(\ln(T) - 0.6)^2} \quad (15)$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (16)$$

$$\Phi = 1 + \frac{Tg}{3T} - \frac{3Tg}{4T} e^{-3(\ln(\frac{T}{Tg}) - 0.35)^2} \quad (17)$$

در رابطه (۱۷) T_e زمان تناوب غالب زلزله است که در آن پاسخ سرعت نسبی به حداکثر مقدار خود می‌رسد. هم‌چنین رابطه (۱۵) برای زمین‌های سنگی، رابطه (۱۶) برای زمین‌های رسوبی و رابطه (۱۷) برای زمین‌های با خاک نرم تنظیم گردیده است.

مطابق آئین‌نامه فیما ۳۵۶ برای برآورد R_d باستی تغییرمکان هدف محاسبه و براساس آن منحنی ظرفیت دوخطی گردد. سپس براساس پارامترهای به دست آمده از منحنی دوخطی ضریب R_d محاسبه گردد. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم)، تغییرمکان هدف ساختمان‌های طراحی شده یا مقاوم‌سازی شده از رابطه زیر تعیین می‌گردد [۱۷].

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{\sqrt{2}} \quad (18)$$

که در آن C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است و از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}^2} \quad (19)$$

که در آن:

w_i وزن مؤثر لرزه‌ای؛

$\phi_{1,i}$ مؤلفه بردار شکل مد اول در تراز ۱؛

C_1 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان‌های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به حداکثر تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار سازه می‌باشد. این ضریب از روابط زیر محاسبه می‌شود.

نحوه مدل‌سازی رابطه غیرالاستیک نیرو-تغییرشکل در نرم‌افزارهای متعدد بدین گونه است که فرض می‌شود تغییرشکل غیرالاستیک اعضا در مفاصل پلاستیک متمرکز می‌شوند و رفتار سایر نقاط اعضا الاستیک باقی می‌مانند. در اعضای خموشی (نظیر تیرها و ستون‌ها) مفاصل پلاستیک عموماً به ابتداء و انتهای عضو و یا به محل‌هایی که نیروهای متمرکز اعمال می‌شوند، اختصاص داده می‌شوند که می‌توانند از نوع V, M و اندرکنش P-M باشد. در اعضای محوری نظیر مهاربیندها و نیز ستون‌هایی که دارای رفتار محوری هستند، این مفاصل پلاستیک می‌توانند از نوع P اختیار شوند و به وسط اعضا اختصاص یابد.

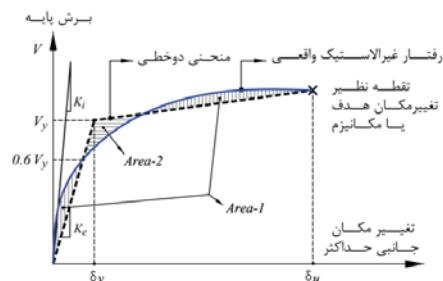
در ابتدای این بخش به روش‌های مختلف محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری پرداخته شد. هر کدام از این روش‌ها دارای محدودیت‌ها و ویژگی‌هایی هستند. به عنوان مثال، رابطه (۷) برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای زمان تناوب بیش از یک ثانیه هستند. هم‌چنین رابطه (۸) برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای زمان تناوب کمتر از $0/5$ ثانیه هستند. آن جاییکه زمان تناوب سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق اکثراً بین $0/5$ تا یک ثانیه هستند، لذا محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری این سازه‌ها با استفاده از روابط (۷) و (۸) دارای اعتبار نخواهد بود.

اگر چه امروزه محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری براساس هر کدام از روش‌های «نیومارک و هال»، «لا و بیگر» و «میراندا و برترو» مورد تایید متخصصان می‌باشد، لیکن به‌دلیل برخورداری روش «میراندا و برترو» از اقبال عمومی بیشتر نزد محققان، در این تحقیق برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری از روش «میراندا و برترو» استفاده شده است.

تحلیل بارافزون و محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری

در این مقاله برای ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری،

δ_u و V_u) روی منحنی ظرفیت سازه در تغییرمکان هدف یا تغییرمکان نظری تشکیل مکانیزم، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.



شکل ۴ نحوه دوخطی کردن منحنی ظرفیت

اگر چه ظاهرآً به نظر می‌رسد که دوخطی کردن منحنی ظرفیت کار نسبتاً پیچیده‌ای است، لیکن بدلیل آن که در حد فاصل تشکیل دو مفصل پلاستیک در سازه، رفتار سازه خطی فرض می‌شود، لذا با استفاده از روش آزمون و خطا با انتخاب یک مقدار برای V_y ، سطح زیر منحنی دو خطی محاسبه شده و با سطح زیر منحنی ظرفیت مقایسه می‌شود. در صورت یکسان بودن سطح زیر منحنی دو خطی با سطح زیر منحنی ظرفیت، مقدار دیگری برای V_y انتخاب می‌شود و مراحل قبلی تکرار می‌شود. پس از رسیدن به دقیق قابل قبول، می‌توان تغییرمکان هدف و نیز مقادیر δ_y و V_u را تعیین نمود. در این تحقیق این عملیات از طریق تهیه یک نرم‌افزار کوچک صورت گرفته است. یکی از گام‌های مهم در تحلیل بارافزون اختصاص رابطه نیرو-تغییرشکل به اعضا است. اساساً رفتار غیرالاستیک هر عضو و یا به عبارت دیگر رابطه نیرو-تغییرشکل باید از طریق نتایج آزمایشگاهی تعیین شود. لیکن در آئین نامه فيما ۳۵۶ قید شده است که به جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش اینمی جانی برای تعیین ظرفیت تغییرشکل اعضا استفاده نمود. در این تحقیق برای مدل‌سازی رابطه غیرالاستیک نیرو-تغییرشکل از روابط مندرج در فيما ۳۵۶ بهره برده شده است.

ویژه، که در دو دهانه میانی مجاور هم قرار گرفته‌اند، ارائه شده است. همچنین در شکل‌های (۳) و (۷) منحنی‌های ظرفیت و منحنی‌های دوخطی ایده‌ال به ترتیب برای هشت قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و ویژه (قاب‌های با تعداد طبقات زوج) نمایش داده شده است. اگرچه مقادیر ارائه شده در جداول (۲) و (۳) نیز منحنی‌های ظرفیت ارائه شده در شکل‌های (۶) و (۷) به خودی خود نمایانگر ویژگی‌های این گونه قاب‌های مهاربندی شده می‌باشد، لیکن در بخش بعدی این مقاله این ویژگی‌ها به تفصیل مورد بحث و بررسی قرار خواهد گرفت.

از ۳۲ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری که در دو دهانه میانی مجاور هم قرار گرفته‌اند، استفاده شده است. از این ۳۲ قاب ۱۶ تای آنها مربوط به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری معمولی از یک تا ۱۶ طبقه و ۱۶ تای دیگر آنها مربوط به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری ویژه از یک تا ۱۶ طبقه است.

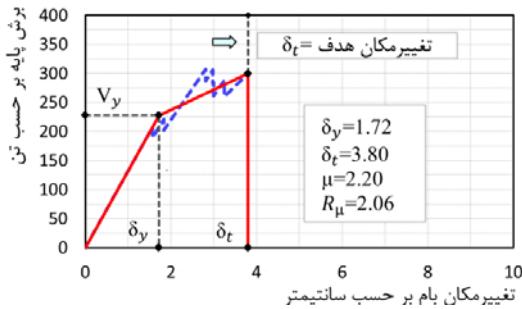
در جداول (۲) و (۳) مقادیر پارامترهای مربوط به محاسبه تغییرمکان هدف، مقادیر مربوط به منحنی دوخطی ایده‌ال و نهایتاً مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری براساس رابطه میراندا و برtero به ترتیب برای شانزده قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی و

جدول ۲ پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و
واقع در دو دهانه میانی

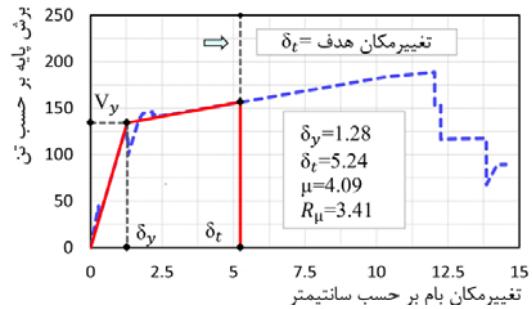
تعداد طبقات قابل	T_e (s)	C_0	C_1	S_a	δ_t (cm)	δ_y (cm)	V_y (ton)	V_u (ton)	μ	Φ	R_μ (Miranda)
یک طبقه	۰/۳۴۵	۱/۰۰	۱/۶۸	۰/۸۷۵	۴/۳۵	۰/۹۰	۷۷/۳	۸۳/۲	۴/۸۳	۱/۳۶	۳/۸۲
دو طبقه	۰/۳۶۸	۱/۲۱	۱/۴۷	۰/۸۷۵	۵/۲۴	۱/۲۸	۱۳۴/۳	۱۵۷/۵	۴/۰۹	۱/۲۸	۳/۴۱
سه طبقه	۰/۳۸۷	۱/۲۹	۱/۲۳	۰/۸۷۵	۵/۱۷	۱/۱۰	۱۴۲/۲	۲۲۱/۸	۴/۷۰	۱/۲۸	۳/۸۹
چهار طبقه	۰/۴۲۷	۱/۳۴	۱/۱۳	۰/۸۷۵	۳/۸۰	۱/۷۲	۲۲۷/۹	۳۰۰/۰	۲/۲۰	۱/۱۴	۲/۰۶
پنج طبقه	۰/۵۲۳	۱/۳۸	۱/۰۰	۰/۸۴۹	۴/۶۹	۲/۳۷	۲۵۰/۹	۳۱۹/۳	۱/۹۸	۱/۰۱	۱/۹۷
شش طبقه	۰/۶۲۲	۱/۴۰	۱/۰۰	۰/۷۵۶	۵/۷۸	۳/۰۸	۲۶۹/۸	۳۴۳/۱	۱/۸۷	۰/۹۰	۱/۹۷
هفت طبقه	۰/۷۱۰	۱/۴۵	۱/۰۰	۰/۶۹۳	۷/۷۹	۳/۷۳	۲۷۷/۶	۳۷۳/۱	۲/۰۹	۰/۸۳	۲/۳۱
هشت طبقه	۰/۷۹۰	۱/۴۵	۱/۰۰	۰/۶۴۵	۸/۳۶	۴/۹۵	۳۲۷/۰	۴۰۷/۴	۱/۷۹	۰/۷۸	۱/۸۹
نه طبقه	۰/۸۹۵	۱/۴۶	۱/۰۰	۰/۵۹۴	۹/۴۲	۵/۲۴	۲۹۷/۴	۴۱۷/۴	۱/۸۰	۰/۷۴	۲/۰۸
ده طبقه	۰/۹۷۲	۱/۴۸	۱/۰۰	۰/۵۶۲	۱۹/۵۳	۸/۰۶	۴۱۸/۴	۴۹۷/۲	۱/۴۲	۰/۷۴	۲/۹۳
یازده طبقه	۱/۰۵۶	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۵۳۲	۱۴/۱۱	۸/۱۱	۳۸۷/۳	۴۸۷/۱	۱/۷۴	۰/۷۳	۲/۰۱
دوازده طبقه	۱/۱۳۸	۱/۵۲	۱/۰۰	۰/۵۰۶	۱۷/۹۱	۱۰/۰۴	۴۴۱/۹	۵۴۶/۸	۱/۷۸	۰/۷۴	۲/۰۶
سیزده طبقه	۱/۲۵۳	۱/۵۲	۱/۰۰	۰/۴۷۴	۱۷/۰۰	۱۰/۴۲	۴۰۷/۵	۵۲۴/۶	۱/۶۳	۰/۷۶	۱/۸۳
چهارده طبقه	۱/۳۳۴	۱/۵۳	۱/۰۰	۰/۴۵۵	۲۱/۷۲	۱۲/۸۴	۴۷۲/۴	۵۷۱/۴	۱/۷۹	۰/۷۸	۱/۸۹
پانزده طبقه	۱/۴۴۷	۱/۵۴	۱/۰۰	۰/۴۳۱	۳۴/۵۳	۱۵/۴۴	۵۱۴/۶	۶۰۲/۰	۲/۲۴	۰/۸۱	۲/۵۳
شانزده طبقه	۱/۵۲۰	۱/۵۵	۱/۰۰	۰/۴۱۷	۳۷/۱۱	۱۸/۲۹	۵۷۸/۹	۶۶۵/۸	۲/۰۳	۰/۸۳	۲/۲۵

جدول ۳ پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه واقع در دو دهانه میانی

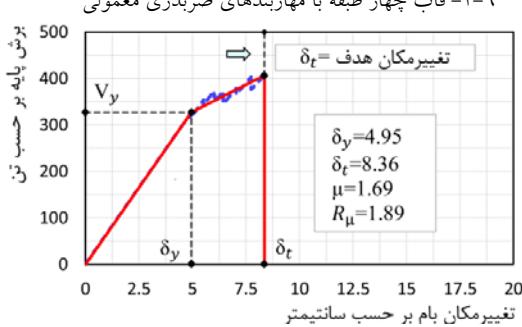
تعداد طبقات قاب	T_e (s)	C_0	C_1	S_a	δ_t (cm)	δ_y (cm)	V_y (ton)	V_u (ton)	μ	Φ	R_μ (Miranda)
یک طبقه	۰/۳۴۵	۱/۰۰	۱/۶۸	۰/۸۷۵	۴/۳۵	۰/۹۲	۷۴/۴	۸۳/۲	۴/۸۳	۱/۳۶	۳/۸۲
دو طبقه	۰/۵۳۷	۱/۱۹	۱/۰۰	۰/۸۷۵	۸/۸۸	۱/۸۰	۷۷/۷	۹۷/۸	۴/۹۳	۱/۰۷	۴/۶۷
سه طبقه	۰/۶۶۰	۱/۲۷	۱/۰۰	۰/۸۷۵	۱۲/۶۳	۲/۸۷	۱۳۰/۶	۱۴۰/۵	۴/۴۰	۰/۹۲	۴/۷۱
چهار طبقه	۰/۵۰۴	۱/۳۳	۱/۰۰	۰/۸۷۰	۷/۳۰	۱/۷۲	۱۶۶/۲	۲۲۴/۰	۴/۲۵	۱/۰۹	۳/۹۸
پنج طبقه	۰/۶۷۲	۱/۳۷	۱/۰۰	۰/۷۴۶	۱۱/۴۷	۲/۹۱	۱۸۸/۲	۲۱۸/۳	۳/۹۴	۰/۸۹	۴/۲۹
شش طبقه	۰/۶۷۷	۱/۴۰	۱/۰۰	۰/۷۱۵	۱۱/۴۰	۳/۳۲	۲۴۱/۱	۲۸۵/۱	۳/۴۳	۰/۸۸	۳/۷۷
هفت طبقه	۰/۷۸۱	۱/۴۳	۱/۰۰	۰/۶۵۰	۱۴/۰۹	۴/۳۷	۲۷۱/۲	۳۱۲/۴	۳/۲۲	۰/۸۰	۳/۷۷
هشت طبقه	۰/۸۸۴	۱/۴۵	۱/۰۰	۰/۵۹۸	۱۶/۸۴	۵/۵۱	۲۸۸/۰	۳۳۳/۶	۳/۰۶	۰/۷۶	۳/۷۱
نه طبقه	۰/۹۹۷	۱/۴۶	۱/۰۰	۰/۵۰۲	۱۹/۹۱	۷/۶۰	۳۰۰/۵	۳۶۴/۰	۳/۰۲	۰/۷۴	۳/۷۲
ده طبقه	۱/۱۱۵	۱/۴۸	۱/۰۰	۰/۵۱۳	۲۳/۴۶	۷/۷۴	۳۰۸/۶	۳۸۳/۰	۳/۰۳	۰/۷۵	۳/۷۲
یازده طبقه	۱/۲۳۰	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۴۸۰	۲۶/۸۹	۸/۹۰	۳۱۶/۴	۳۹۳/۰	۳/۰۲	۰/۷۷	۳/۶۴
دوازده طبقه	۱/۳۵۳	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۴۵۱	۳۰/۰۷	۱۰/۴۳	۳۳۰/۴	۳۹۴/۰	۲/۹۳	۰/۷۹	۳/۴۴
سیزده طبقه	۱/۴۷۲	۱/۵۰	۱/۰۰	۰/۴۲۶	۳۲/۸۰	۱۱/۴۶	۳۲۹/۰	۳۹۹/۸	۲/۸۷	۰/۸۲	۳/۲۸
چهارده طبقه	۱/۵۸۷	۱/۵۱	۱/۰۰	۰/۴۰۵	۳۳/۵۰	۱۳/۲۳	۳۴۴/۱	۴۱۷/۹	۲/۵۳	۰/۸۵	۲/۸۱
پانزده طبقه	۱/۷۵۷	۱/۵۱	۱/۰۰	۰/۳۷۹	۳۵/۰۰	۱۳/۹۲	۳۱۷/۹	۳۸۹/۵	۲/۵۲	۰/۸۹	۲/۷۲
شانزده طبقه	۱/۷۷۵	۱/۵۴	۱/۰۰	۰/۳۷۶	۳۰/۰۰	۱۶/۱۲	۳۷۶/۹	۴۴۷/۷	۱/۸۶	۰/۸۹	۱/۹۷



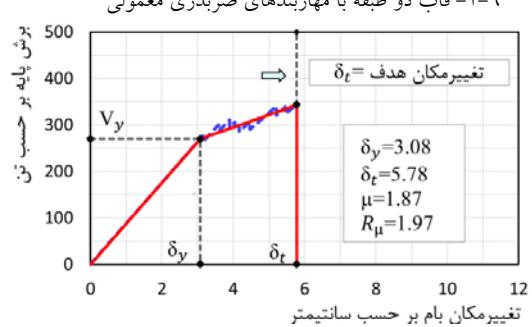
۶-۲- قاب چهار طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی



۶-۱- قاب دو طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

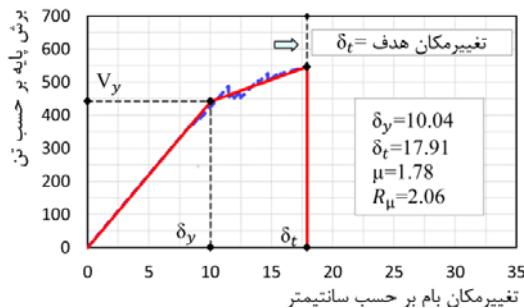


۶-۴- قاب هشت طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

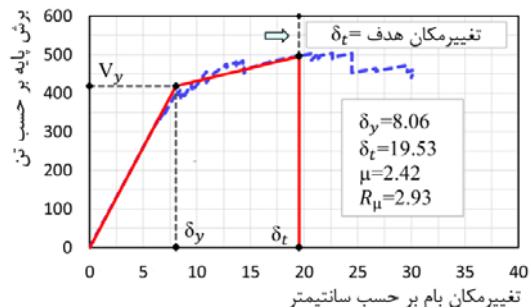


۶-۳- قاب شش طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

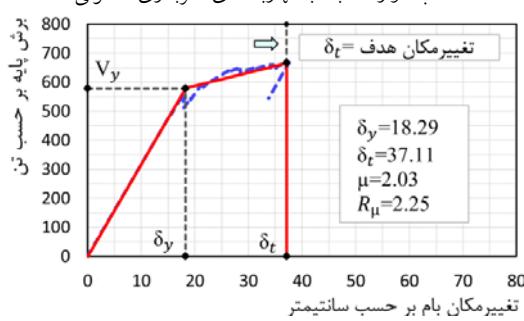
بررسی شکل پذیری قاب‌های فولادی مهاربندی شده...



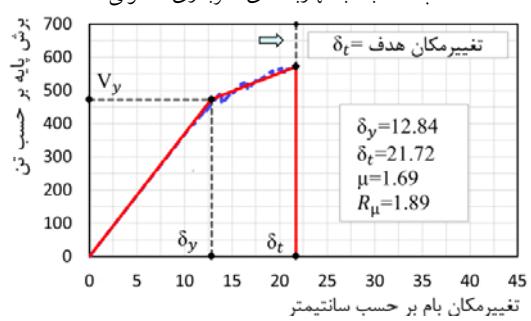
۵-۵- قاب دوازده طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی



۵-۶- قاب ده طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

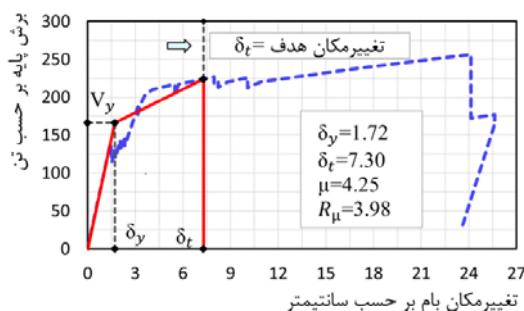


۶-۶- قاب شانزده طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

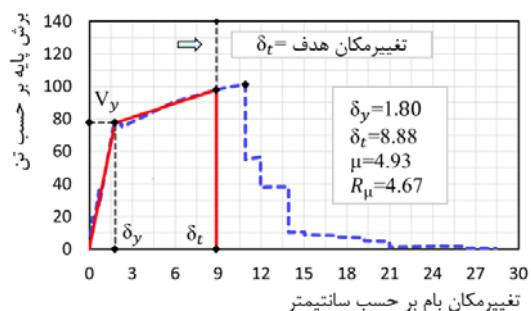


۶-۷- قاب چهارده طبقه با مهاربندهای ضربدری معمولی

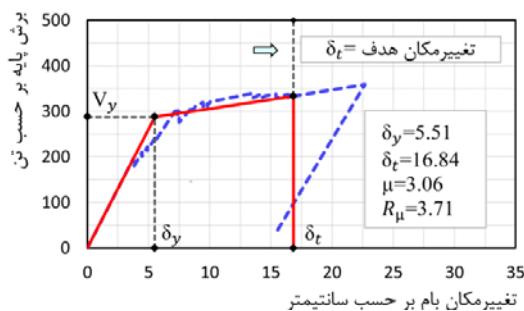
شکل ۶ منحنی ظرفیت ۸ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری معمولی و واقع در دو دهانه میانی



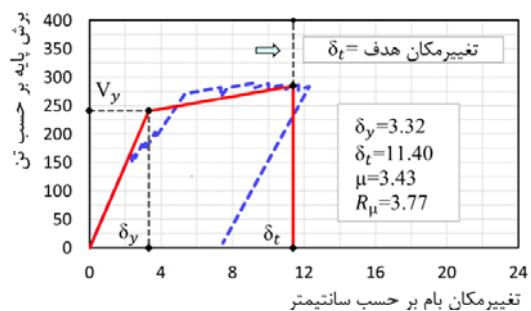
۷-۲- قاب چهار طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



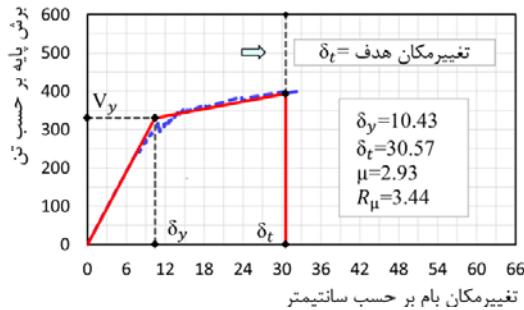
۷-۱- قاب دو طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



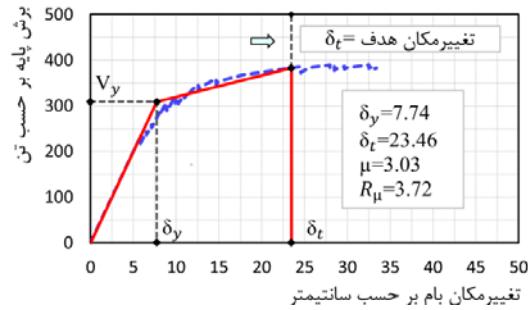
۷-۴- قاب هشت طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



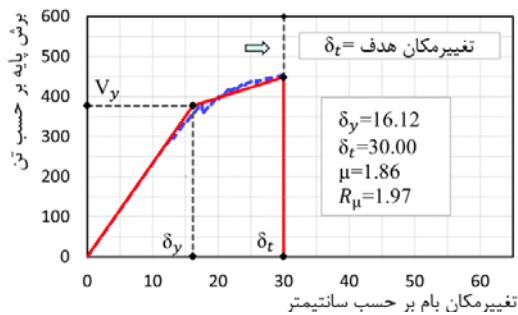
۷-۳- قاب شش طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



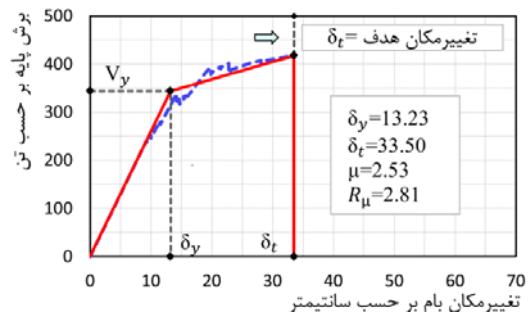
۶- قاب دوازده طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



۵-۷- قاب ده طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



۸- قاب شانزده طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه



۷-۷- قاب چهارده طبقه با مهاربندهای ضربدری ویژه

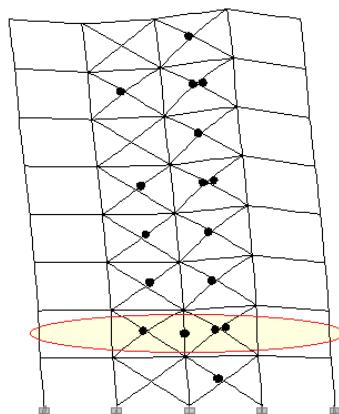
شکل ۷ منحنی ظرفیت ۸ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه میانی

قاب‌های مهاربندی شده ضربدری معمولی و واقع در دو دهانه میانی مجاور هم، مطابق مقادیر جدول (۲) ضربی کاهش شکل پذیری ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی و واقع در دو دهانه میانی مجاور هم از $1/19$ تا $1/83$ متغیر می‌باشد. کلیه این مقادیر از مقدار پیش‌بینی شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) بیشتر است و از منظر ضربی کاهش شکل پذیری مورد انتظار، در این نوع قاب‌های مهاربندی شده ضربدری، ضعف عمددهای مشاهده نمی‌شود. در واقع چون این نوع قاب‌ها برای نیروهای بزرگ‌تری طراحی می‌شوند، لذا ابعاد مقاطع مهاربندهای به کار رفته در این نوع قاب‌ها نسبت به ابعاد مهاربندهای به کار رفته در قاب‌های با مهاربند ویژه بزرگ‌تر به دست می‌آید و این بزرگ‌تر بودن ابعاد مقاطع مهاربندها باعث می‌شود V این گونه سیستم‌های

بحث و بررسی

ذکر این نکته ضروری است که برای خوانندگان این مقاله ممکن است این پرسش مطرح باشد که انتخاب دهانه‌های میانی برای مهاربندها براساس چه ملاحظاتی بوده است. در واقع باید گفت که چون ضربی کاهش شکل پذیری مهاربندهای واقع در دهانه‌های کناری به خاطر حساس بودن آنها به نیروی بلندشدنی ستون و نیز ضربی کاهش شکل پذیری مهاربندهای واقع در دهانه‌های میانی به خاطر عدم مشارکت ستون‌های واقع در طرفین دو دهانه مهاربندی شده مجاور هم در برابر نیروهای جانبی، با هم متفاوت هستند، از این‌رو در این مقاله تلاش شده است فقط رفتار قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری و واقع در دو دهانه میانی مجاور هم، مورد ارزیابی قرار گیرد.

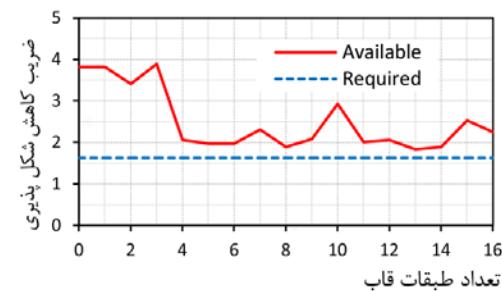
می‌تواند افزایش یابد، زیرا مطابق نتایج به‌دست آمده حتی برای قاب‌های تا شانزده طبقه نیز مشکلی از نظر میزان شکل پذیری مورد نیاز مشاهده نگردید و این به‌خاطر بالاتر بودن سطح مقاومت طراحی این‌گونه قاب‌های مهاربندی شده بوده است که پایین‌تر بودن شکل پذیری آنها را جبران می‌کند.



شکل ۹ مکانیزم فروریختگی قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی هشت طبقه

نکته دیگری که توجه به آن نیز حائز اهمیت است، در شکل (۹) مشاهده می‌شود که در لحظه تشکیل مکانیزم در ستون میانی مفصل پلاستیک ایجاد شده است. شاید چنین تصور شود که چون در این ستون‌ها برآیند نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری همدیگر را خشی می‌کنند در نتیجه در ستون‌های میانی نباید مفصل پلاستیک رخ دهد. ولی باید به این نکته توجه نمود که این استدلال فقط برای تحلیل‌های الاستیک صادق است، زیرا در تحلیل‌های الاستیک در این ستون‌ها ناشی از زلزله، نیروی محوری ایجاد نمی‌شود و این ستون‌ها فقط برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند، ولی در تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی (تحلیل بارافزون) چون ظرفیت مهاربندهای فشاری کمتر از ظرفیت مهاربندهای کششی است، در نتیجه مهاربندهای فشاری

سازه‌ای نسبت به مهاربندهای همگرای ویژه بالاتر رود و در نتیجه علی‌رغم کمتر بودن 8 آنها ، شکل پذیری موردنیاز تأمین می‌گردد. زیرا مطابق نمودار شکل (۸) در همه قاب‌های مهاربندی شده ضربدری معمولی مورد بررسی، ضریب R_u از مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران بیشتر است ($R_u \geq 3.5/2 = 1.75$).

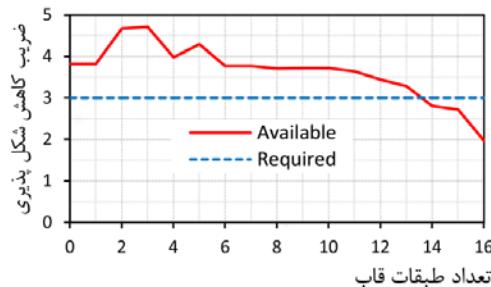


شکل ۸ مقایسه ضریب کاهش شکل پذیری موجود با مورد نیاز
قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی

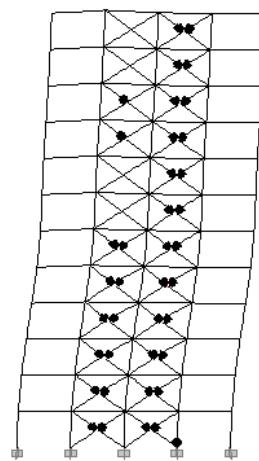
براساس نتایج به‌دست آمده از این تحقیق، ضعف عمدۀ‌ای که در این‌گونه قاب‌های ساختمانی مهاربندی شده ضربدری مشاهده گردید، این بود که مطابق منحنی‌های ظرفیت نشان داده شده در شکل (۶) اکثر این نوع قاب‌های مهاربندی شده نمی‌توانند تغییر مکان هدف مورد نظر آئین‌نامه‌ها را تجربه نمایند و مشابه مکانیزم فروریختگی نمایش داده شده در شکل (۹) برای قاب مهاربندی شده ضربدری معمولی هشت طبقه، قبل از رسیدن تغییر مکان حداقل غیر الاستیک به تغییر مکان هدف، سازه به حالت مکانیزم می‌رسد و فرو می‌ریزد. ولی با این وجود به دلیل بالاتر بودن سطح مقاومت طراحی این نوع قاب‌های مهاربندی شده، شکل پذیری مورد نظر آئین‌نامه‌ها تأمین می‌شود. نکته دیگری که توجه به آن حائز اهمیت است، در آئین‌نامه ASCE7 برای ارتفاع این نوع قاب‌ها محدودیت ۳۵ فوت (معادل $10/7$ متر) پیش‌بینی شده است. براساس نتایج این تحقیق، این محدودیت

نمی شود.

هم‌چنین، براساس نتایج این تحقیق می‌توان نتیجه گرفت که ضریب رفتار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه منطقی‌تر از مقدار پیشنهاد شده در آئین نامه ASCE7 است، زیرا در قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه و دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه)، ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نظر آئین نامه ASCE7 نسبت به ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نظر استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) به سختی تأمین می‌شود.



شکل ۱۰ مقایسه ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با مورد نیاز قاب ساختمانی مهاربندی شده ضربدری ویژه



شکل ۱۱ مکانیزم فرو ریختگی قاب مهاربندی شده

زودتر از مهاربندهای کششی به حداقل ظرفیت خود می‌رسند و مطابق آئین نامه‌فیما ۳۵۶ اگر تغییر شکل آنها از یک حدی بیشتر باشد در آنها افت مقاومت به وجود می‌آید. پس از این گام بارگذاری، چون نیروی محوری مهاربند فشاری کاهش می‌یابد، لذا نیروی محوری به وجود آمده در مهاربندهای کششی باعث می‌شود در این ستون‌ها نیروی محوری ایجاد گردد و به نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی اضافه شود و چون این ستون‌ها فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند درنتیجه این افزایش نیروی محوری باعث به وجود آمدن مفصل پلاستیک در این ستون‌ها می‌شود.

قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه میانی مجاور هم. مطابق مقادیر ارائه شده در جدول (۳) ضریب کاهش شکل‌پذیری ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه و واقع در دو دهانه میانی، از ۱/۹۷ تا ۴/۷۱ متغیر است. مطابق شکل (۱۰) در صورتی که ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز مطابق ASCE7 منظور باشد $R_{\text{II}} = 6/2 = 3$ چهار تا از این شانزده قاب مهاربندی شده شکل‌پذیری مورد نیاز را تأمین نکرده اند. البته چون این قاب‌ها براساس $R_{\text{II}} = 5/5 = 1$ طراحی شده‌اند، ممکن است وضع از این نیز بدتر شود. چنانچه ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز این قاب‌ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران مورد نظر باشد $R_{\text{II}} = 5.5/2 = 2.75$ دو تا از این قاب‌های مهاربندی شده شکل‌پذیری مورد نیاز را تأمین نکرده اند. بنابراین براساس نتایج به دست آمده از این تحقیق می‌توان نتیجه گرفت که در سیستم‌های سازه‌ای از نوع قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه و دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه) که در آن مهاربندها در دو دهانه میانی مجاور هم قرار دارند، شکل‌پذیری مورد انتظار تأمین

۳) مطابق منحنی‌های ظرفیت تهیه شده برای این گونه قاب‌های مهاربندی شده، در اکثر موقع رفتار این نوع قاب‌های مهاربندی شده تغییرمکان هدف را تجربه نمی‌نمایند و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم می‌رسند. ولی با این وجود به خاطر بالاتر بودن سطح مقاومت آنها شکل پذیری مورد انتظار تأمین نمی‌شود.

۴) حداکثر ارتفاع مجاز این نوع قاب‌های مهاربندی شده می‌تواند از مقدار مورد نظر آئین نامه ASCE7 که حدوداً ۱۰/۷ متر می‌باشد، بیشتر در نظر گرفته شود.

همچنین، نتایج به دست آمده از تحلیل، طراحی و تحلیل استاتیکی غیرخطی شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه و واقع در دهانه میانی مجاور هم نشان می‌دهد که:

(۱) با توجه به این‌که براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در قاب‌های با مهاربند همگرای ویژه، تیرها و ستون‌ها باید در برابر تحلیلی که در آن مهاربندها به حداکثر ظرفیت خود می‌رسند، مورد کنترل قرار گیرند، از این‌رو در این نوع قاب‌ها مکانیزم فروریختگی اکثراً از نوع مکانیزم کمانش یا تسلیم کلیه مهاربندها است و در این نوع قاب‌ها، عموماً مکانیزم زودرس به وجود نمی‌آید.

(۲) مطابق نتایج این تحقیق، ضربی رفتار پیشنهاد شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($R=5.5$) برای قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه منطقی‌تر از ضربی رفتار پیش‌بینی شده در آئین نامه ($R=6$) ASCE7 است.

(۳) متأسفانه در این نوع سیستم‌های سازه‌ای در قاب‌های دارای زمان تناوبی محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه) شکل پذیری مورد نیاز تأمین نمی‌شود. براساس نتایج به دست آمده از این تحقیق، برای قاب‌های دارای زمان تناوب

ضربدری ویژه هشت طبقه

همچنین، ضرایب کاهش شکل پذیری به دست آمده برای شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری ویژه و واقع در دهانه میانی مجاور هم، نشان می‌دهد که در قاب‌های بالای ده طبقه افت محسوسی در ضربی رفتار پیشنهاد شکل پذیری به وجود می‌آید و در آنها قاب نمی‌تواند تغییرمکان هدف را تجربه نموده و مشابه مکانیزم فروریختگی نمایش داده شده در شکل (۱۱) قبل از رسیدن حداکثر تغییرمکان غیراستاتیکی قاب به تغییرمکان هدف، قاب به حالت مکانیزم می‌رسد و فرو می‌ریزد. براساس نتایج این تحقیق برای حل این ضعف در این نوع قاب‌ها، می‌توان برای آنها براساس تعداد طبقات و یا براساس زمان تناوب محاسباتی، دو نوع ضربی رفتار پیشنهاد نمود. به طور مثال می‌توان برای قاب‌های دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ۱۰ طبقه) ضربی رفتار را کمتر از $5/5$ (مثلاً ۵ و یا کوچکتر) در نظر گرفت.

نتیجه‌گیری

نتایج به دست آمده از تحلیل، طراحی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزون) شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ضربدری معمولی و واقع در دهانه میانی مجاور هم، نشان می‌دهد که:

- ۱) میزان مصالح مصرفی در این نوع قاب‌های مهاربندی شده نسبت به قاب‌های مهاربندی شده ضربدری ویژه به ترتیب برای قاب‌های از یک تا شانزده طبقه، ۱۵ تا ۲۵ درصد بیشتر است.
- ۲) در این نوع قاب‌های ساختمانی حتی برای قاب‌های تا شانزده طبقه ضربی رفتار پیشنهاد شکل پذیری از مقدار مورد نظر آئین نامه ASCE7 ($R_{\mu} \geq 3.25/2 = 1.625$) بیشتر است و این گونه قاب‌های مهاربندی شده از منظر تأمین شکل پذیری مورد نیاز مشکلی ندارند.

بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ۱۰ طبقه)، رفتار سازه عموماً تغییر مکان هدف را تجربه نماید و قبل از رسیدن به آن قاب به حالت مکانیزم می‌رسد و فرو می‌ریزد و این مسئله نشان دهنده لزوم توجه ویژه به این نوع قاب‌ها و لزوم تجدید نظر در ارائه ضریب رفتار قاب‌های دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه از این نوع سیستم‌های سازه‌ای را تأیید می‌نماید.

محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه) باید از ضریب رفتار کمتری استفاده شود. به عنوان پیشنهاد می‌توان ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندهای ویژه و دارای زمان تناوب محاسباتی بیش از یک ثانیه (حدوداً بالای ده طبقه) را برابر ۵ در نظر گرفت.

۴) مطابق منحنی‌های ظرفیت ارائه شده برای این نوع قاب‌ها، در قاب‌های دارای زمان تناوب محاسباتی

مراجع

1. Asghari, A., "Dynamics of Structures, Basic and Applications to Earthquake Engineering", Volume 1,2, Publisher: Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran, (2013).
2. BHRC, "Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 (4rd Edition)", Building and Housing Research Center, (2015).
3. Uriz, P., Filippou, F.C. and Mahin, S.A., "Model for cyclic inelastic buckling of steel braces", *J. Struct. Eng.*, No 134(4), pp. 619–628, (2008).
4. Uriz, P. and Mahin, S.A., "Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures", PEER-2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Univ. of California, Berkeley, Berkeley, CA; (2008).
5. Uang, C.M. and Nakashima, M., "Steel buckling-restrained frames", 16, Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering, Y. Bozorgnia and V. V. Bertero, eds, CRC Press, Boca Raton, FL; (2004).
6. Mofid, M., Lotfollahi, M., "On the characteristics of new ductile knee bracing systems", *Journal of Constructional Steel Research*, No 62, pp.271–281, (2006).
7. Balendra, T., Huang, X., "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", *Journal of Structural Engineering*, ASCE 2003; No 129(8), pp. 1019–35, (2003).
8. Kim, J., Choi, H., "Response modification factors of chevron-braced frames", *Engineering Structures*, No. 27,pp. 285–300, (2005).
9. Maher, MR., Akbari R., "Seismic behavior factor, R , for steel X-braced and knee-braced RC buildings", *Engineering Structures*, No. 25(15), pp.1505–13, (2003).
10. Mahmoudi, M., Zaree, M., "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel

- frames", *Journal of Constructional Steel Research*; No. 66, pp. 1196-1204, (2010).
11. Asgarian, B., Shokrgozar, HR., "BRBF response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*; No. 65(2), pp. 290-8, (2009).
 12. MHUD, "Iranian National Building Code, Part 10, Steel Structure Design", Tehran (Iran): Ministry of Housing and Urban Development; (2013).
 13. American Institute of steel construction (AISC341), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", (2010).
 14. American Society of Civil Engineers (ASCE7), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", pp.7, (2010).
 15. ETABS, "Integrated building design software", version 9.7.3, Berkeley; (California), USA: Inc., (1995).
 16. American Institute of steel construction, "Specification for structural steel buildings", (2010).
 17. Federal Emergency Management Agency (FEMA), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", (FEMA 356), Washington, DC, (2000).
 18. Balendra, T. and Huang, X., "Overstrength and Ductility Factors for Steel Frames Designed According to BS 5950", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 8, (2003).
 19. Newmark, N.M. and Hall, W.J., "Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities", Rep. No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, (1973).
 20. Newmark, N.M. and Hall, W.J., "EERI Monograph Series", Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, (1982).
 21. Lai, S.P. and Biggs, J.M., "Inelastic Response Spectra for Seismic Building Design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 106, No. ST6, (1980).
 22. Miranda, E., "Site-Dependent Strength Reduction Factors", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12, (1993).
 23. Miranda, E. and Bertero, V.V., "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, (1994).

تشکیل ماتریس پایه پوچی تنک برای تحلیل بهینه سازه‌ها به روش نرمی با استفاده از الگوریتم جستجوی سیستم ذرات باردار*

مریم داعی^(۱)شهرزاد تمجیدزاد^(۲)سید حمید میرمحمدی^(۳)

چکیده در این مقاله، الگوریتمی برای تشکیل باردارهای پایه پوچی بهینه که منجر به تشکیل ماتریس نرمی تنک می‌شود، ارائه شده است. در مدل سازی مسئله بهینه‌یابی برای برقراری شرط استقلال باردارهای پایه پوچی که متناظر با سیستم‌های خودمتعادل می‌باشند، برای هر سیستم یک مولک در نظر گرفته شده و سپس توالی انتخاب مولک‌ها به عنوان متغیر تصمیم در مسئله بهینه‌یابی مدل سازی شده است. با توجه به این‌که پس از انتخاب مولک‌ها، دستگاه معادله‌های حاصل برای یافتن سایر درایه‌های باردارهای پایه پوچی یک دستگاه فرومیعنی خواهد بود، بهمنظور محاسبه پر صفرترین پاسخ، یک مدل برنامه‌ریزی عدد صحیح مختلط توسعه داده شده است. در این مقاله برای حل مدل پیشنهادی از الگوریتم فرالبتکاری جستجوی سیستم ذرات باردار استفاده می‌شود، از آنجایی که مکانیزم الگوریتم جستجوی سیستم ذرات باردار بر منای حرکت ذرات به صورت پیوسته در فضای پاسخ است، بنابراین در این مقاله برای حل مسئله در فضای گسترش‌صفر و یکی راهکاری پیشنهاد شده و عملگر احتمال جهش نیز اضافه گردیده است. نتیجه عددی محاسبات نشان می‌دهد که الگوریتم پیشنهادی بادقت و سرعت مناسب قادر به یافتن پاسخ نزدیک بهینه می‌باشد.

واژه‌های کلیدی تحلیل بهینه؛ روش نرمی؛ باردار پایه پوچی؛ الگوریتم جستجوی سیستم ذرات باردار.

Formation of Sparse Null Bases for Optimal Force Method Analysis Using Charged System Search Algorithm

M. Daei

Sh. Tamjidzad

S. H. Mirmohammadi

Abstract In this paper, an algorithm is presented for the formation of optimal null basis vectors corresponding to sparse flexibility matrices. For controlling the independence of the vectors, a generator is selected in each corresponding self-equilibrating systems, and the sequence of generators is modeled as decision variables. Since the equilibrium conditions and uniqueness of generators consists a underdetermined linear system, a linear mixed integer programming model is presented for finding sparse solution. In charged system search algorithm, the movement of charged particles is tracked in a continuous domain, therefore it is modified for using in a discrete binary space, and also a new operator called probability of mutation is defined in this paper. The numerical examples shows that the proposed method enables to find suboptimal solution, while using short computational time and resulting good accuracy.

Keywords Optimal Analysis; Force Method; Null Bases; Charged System Search Algorithm.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱/۱۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۷/۱۹ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

(۲) دانشجو کارشناسی ارشد مهندسی صنایع، دانشکده مهندسی صنایع و سیستم‌ها، دانشگاه صنعتی اصفهان.

(۳) استادیار، دانشکده مهندسی صنایع و سیستم‌ها، دانشگاه صنعتی اصفهان.

تئوری گراف‌ها روش‌های کارآمدی را در تحلیل بهروش نرمی ارائه داده‌اند.

در این مقاله برای رفع مشکلات روش‌های کلاسیک و به عنوان یک رویکرد جدید، مسئلهٔ تشکیل ماتریس نرمی بهینه به صورت یک مسئلهٔ بهینه‌یابی مدل‌سازی شده است که در آن هدف پیدا کردن تنک‌ترین ماتریس نرمی می‌باشد. مدل طراحی شده یک مدل برنامه‌ریزی عدد صحیح مختلط مقید می‌باشد که در آن تابع هدف تعداد درایه‌های غیرصفر ماتریس پایه‌های پوچی تعريف شده و شرایط تعادل و استقلال در قیدها در نظر گرفته شده است. اگر چه پیدا کردن ماتریس نرمی خوش‌ساختار در قالب یک مسئلهٔ بهینه‌یابی، یک مسئله NP-hard است، اما با استفاده از الگوریتم‌های فرالبتکاری می‌توان با دقت مناسب و سرعت بالا پاسخ نزدیک به بهینه را برای این مسئله پیدا کرد^[6].

در این مقاله برای حل مدل پیشنهادی از الگوریتم فرالبتکاری جستجوی سیستم ذرات باردار (CSS) [7] استفاده شده است. در سال‌های اخیر این الگوریتم به‌طور گسترده‌ای در مسائل مختلف سازه‌ای به کار برده شده است. این تحقیقات نشان می‌دهد که الگوریتم CSS از سرعت همگرایی بالایی برخوردار است و در فرآیند یافتن پاسخ بهینه موازنۀ مطلوبی بین اکتشاف و بهره‌برداری وجود دارد [8-10]. مکانیزم این الگوریتم بر مبنای حرکت ذرات به صورت پیوسته در فضای پاسخ استوار است، بنابراین در این مقاله الگوریتم CSS به‌منظور به کارگیری و جستجو در یک فضای گسترش‌پذیر به کار گیری و توسعه داده شده است.

روش ارائه شده با فرض وجود نامعینی داخلی برای خرپایی دو بعدی ارائه شده است. اگرچه از رویکرد پیشنهادی می‌توان برای به کارگیری در تحلیل بهروشنرمی سایر حالات نیز بهره گرفت.

مقدمه

تحلیل ماتریسی به‌روش نرمی به‌طور گسترده‌ای تا سال ۱۹۶۰ مورد توجه محققان بود، ولی پس از آن با افزایش حافظه و سرعت کامپیوترها و جوابگویی روش تغییر مکان‌ها برای انواع مختلف سازه‌ها، توجه بیشتر محققان به روش‌های تغییر مکانی سوق داده شد. در نتیجه روش نرمی و مزایای آن در تحلیل غیرخطی و بهینه‌یابی سازه‌ها نادیده گرفته شد. اگر چه پس از این روند پیشرفت روش نرمی کند بوده است، اما تحقیقات زیادی در جهت بهبود این روش انجام شده و روش‌های مناسب برای برنامه‌نویسی کامپیوتری در تحقیقات کاوه^[1] گسترش یافته است.

اولین روش جبری توسط دنک^[2] ارائه شده است. روش پیشنهادی وی استفاده از روش حذف گوس-جردن برای به دست آوردن پایه استاتیکی از روی معادله‌های تعادل می‌باشد.

روش‌های جبری طبیعتاً ساده و کلی هستند اما حافظه و تعداد عملیات مورد نیاز آنها به‌طور کلی بیشتر از سایر روش‌ها می‌باشد. بهمنظور افزایش قابلیت‌های روش‌های جبری، در مراحل مختلف عملیات جبری، روش‌های ترکیبی جایگزین شده‌اند.

مشکل اساسی در کاربرد روش‌های نرمی، تشکیل ماتریس سیستم‌های خود تعادل به گونه‌ای است که منجر به ماتریس نرمی خوش‌ساختار شود. از این رو تلاش‌های متعددی برای حل این مسئله انجام شده است. به‌طور کلی روش‌های توپولوژیکی و ترکیباتی عمده‌تاً برای حالت‌های خاصی از سازه‌ها به‌ویژه قاب‌ها با اتصالات صلب مؤثر هستند و روش‌های عمومی نمی‌باشند. از طرف دیگر روش‌های جبری کاربرد عمومی تر دارند و بازه گسترده‌ای از سازه‌ها را پوشش می‌دهند، ولی حافظه لازم و تعداد عملیات مورد نیاز آنها زیاد می‌باشد.

در سال‌های اخیر کاوه و همکاران^[3-5] با بهره‌گیری از

در این رابطه $G = B^T F_m B$ به عنوان ماتریس نرمی سازه می‌باشد.

برای تحلیل بهینه سازه به روش نرمی، ماتریس نرمی G می‌بایست در حد امکان تنک و خوش‌ساختار باشد. برای رسیدن به این ویژگی‌ها در ماتریس G ، لازم است ماتریس B به گونه مناسب طراحی گردد، زیرا شکل ماتریس F_m که مربوط به سازه به صورت منفک شده می‌باشد ثابت و غیرقابل تغییر می‌باشد. پس می‌توان گفت مسئله یافتن شکل بهینه بردارهای پایه پوچی به نحوی است که شرط تعادل (رابطه ۵) و شرط استقلال بردارها برقرار باشد. منظور از شرط تعادل، رابطه تعادل استاتیکی نیروها در تمام گرههای سازه می‌باشد. در این رابطه ماتریس A ماتریس تعادل می‌باشد که به تعداد رابطه‌های تعادل (دو برابر تعداد گرهها برای خرپای دو بعدی با نامعینی داخلی) سطر و به تعداد المان‌ها خرپا ستون دارد. در واقع درایه ζ_{ij} این ماتریس ضریب نیرو برای المان ζ ام در i این معادله تعادل می‌باشد.

$$AB_i = 0 \quad (5)$$

در صورتی که هر ستون از ماتریس B با S_i نمایش داده شود، به منظور برقراری شرط استقلال، در هر ستون S_i درایه‌ای به عنوان مولد انتخاب می‌شود که این مولد باید در ستون S_i برابر با یک و در ستون‌های بعدی برابر صفر باشد. پس از مشخص شدن مولد، سایر درایه‌های هر ستون براساس برقراری رابطه‌های تعادل محاسبه می‌شود.

بنابراین برای محاسبه شکل بهینه ماتریس B ، دو مسئله می‌بایست مورد توجه قرار گیرد؛ اولًاً انتخاب شماره و ترتیب مولدتها می‌بایست هوشمند باشد زیرا ساختار ماتریس B از نحوه انتخاب مولدتها تأثیر می‌پذیرد، ثانیاً پس از مشخص شدن مولد برای هر ستون پر صفرترین پاسخ دستگاه معادله‌های تعادل می‌بایست محاسبه شود.

برای تعیین مولدتها بهینه از الگوریتم فرالبتکاری CSS استفاده شده که شرح آن در بخش بعدی آمده است، اما

تعريف مسئله تشکیل ماتریس پایه‌های پوچی به صورت یک مدل بهینه‌یابی

برای یک سازه با M عضو و N گره که (S) مرتبه نامعین استاتیکی می‌باشد، از بین مجهولات به تعداد (S) نیروی مجهول مستقل از هم که در اصطلاح زائد استاتیکی گفته می‌شوند، انتخاب می‌گردند. این مجهولات را می‌توان از بین نیروهای داخلی و یا عکس‌عمل‌های خارجی انتخاب کرد که به صورت زیر نمایش داده می‌شوند:

$$q = \{q_1, q_2, \dots, q_{\gamma(S)}\}^T \quad (1)$$

با حذف زائدگرهای استاتیکی، سازه تبدیل به یک سازه معین استاتیکی می‌شود که در اصطلاح سازه پایه گفته می‌شود. بارگذاری گرهی خارجی به صورت زیر نشان داده می‌شود که n تعداد بارهای گرهی می‌باشد.

$$p = \{p_1, p_2, \dots, p_n\}^T \quad (2)$$

بر این اساس می‌توان بردار تلاش‌های داخلی r ناشی از بارگذاری خارجی p را به صورت زیر بیان کرد:

$$r = B_p + B_q \quad (3)$$

در این رابطه B_p و B_q ماتریس‌های مستطیلی می‌باشند که به تعداد کل مجهولات m ردیف دارند و تعداد ستون‌های آن‌ها به ترتیب به تعداد بار خارجی گرهی n و به تعداد درجه نامعینی استاتیکی سازه (S) می‌باشد. در این رابطه B_p پاسخ ویژه مسئله می‌باشد که شرط تعادل تحت اثر نیروهای خارجی را ارضاء می‌نماید و B_q پاسخ مکمل می‌باشد که از روی مجموعه سیستم‌های خودمتعادل (SES) که در اصطلاح جبری پایه پوچی گفته می‌شوند، به دست می‌آید.

با استفاده از رابطه نیرو-تغییر مکان برای هر عضو و جمع‌بندی آن در ماتریس قطری اسمبل نشده نرمی F_m ، و با به کارگیری اصل کار مجازی مقدار تلاش‌های داخلی r از رابطه زیر به دست می‌آید [11]

$$r = [B_p - B_q (B_q^T F_m B_q)^{-1} B_q^T F_m B_p] p \quad (4)$$

خودمتعادل n ام به عنوان مولد انتخاب شده باشد یک و در غیر این صورت صفر است).

L : عدد مثبت بسیار بزرگ.

X_{kj} : متغیر تصمیم (دراية مربوط به سطر k ام و ستون j ام ماتریس خودمتعادل B که نشان دهنده مقدار مربوط به عضو k ام در سیستم خودمتعادل Z ام است).

Y_{kj} : متغیر تصمیم (اگر متغیر X_{kj} متناظر صفر شود مقدار صفر و در غیر این صورت مقدار یک به خود می گیرد).

$$(P) \quad \min Z = \sum_{k=1}^M \sum_{j=1}^{\gamma} Y_{kj} \quad (6)$$

Subject to

$$\sum_{k=1}^M a_{ik} X_{kj} = 1 \quad \forall i = 1, \dots, M \quad j = 1, \dots, \gamma \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \sum_{k=1}^M g_{nk} X_{kj} &= 1 \\ \forall j &= 2, \dots, \gamma \quad n = 1, \dots, \gamma \quad n < j \end{aligned} \quad (8)$$

$$\sum_{k=1}^M g_{nk} X_{kn} = 1 \quad \forall n = 1, \dots, \gamma \quad (9)$$

$$X_{kj} \leq L \cdot Y_{kj} \quad \forall k = 1, \dots, M, j = 1, \dots, \gamma \quad (10)$$

$$-X_{kj} \leq L \cdot Y_{kj} \quad \forall k = 1, \dots, M, j = 1, \dots, \gamma \quad (11)$$

$$Y_{kj} \in \{0, 1\} \quad \forall k = 1, \dots, M, j = 1, \dots, \gamma \quad (12)$$

$$X_{kj} \in R \quad \forall k = 1, \dots, M, j = 1, \dots, \gamma \quad (13)$$

همان طور که ذکر شد به ازای یک ترتیب معین از مولدها (یک پاسخ خاص از مسئله اصلی) بی شمار پاسخ برای ماتریس B وجود دارد و هدف مدل فوق یافتن پر صفت‌ترین پاسخ از میان این پاسخ‌هاست. محدودیت (7) در برگیرنده معادله‌های تعادل است. محدودیت (8) بیان می کند که در هر سیستم خودمتعادل اعضاًی که به عنوان مولد برای سیستم‌های قبلی انتخاب شده‌اند باید برابر صفر باشد. محدودیت (9) بیان می کند که مولد مربوط به هر سیستم خودمتعادل در همان سیستم باید برابر ۱ باشد. محدودیت‌های (10) و (11)

با مشخص بودن مولدها (به ازای یک ترتیب توالی مشخص از مولدها) محاسبه درایه‌های هر ستون از ماتریس B نیز خود نیازمند حل یک دستگاه معادله‌های خطی است. این دستگاه معادله‌ها که برای هر ستون شامل معادله‌های تعادل و معادله‌های مربوط به مولدها است، برای تمامی ستون‌های ماتریس B به جز ستون آخر یک دستگاه فرومی‌گین و برای ستون آخر یک دستگاه همواره معین با یک پاسخ منحصر به فرد است. در دستگاه‌های فرومی‌گین که دارای بی شمار پاسخ می باشند، هدف یافتن پر صفت‌ترین پاسخ است. این مسئله که به عنوان یک زیرمسئله به ازای هر پاسخ معینی از مسئله اصلی (ترتیب معینی از مولدها) باید γ بار حل گردد تا ماتریس B به دست آید، خود در رده مسائل NP-hard قرار می گیرد [12].

از طرفی این زیرمسئله، یافتن نقطه‌ای در یک فضای LP است که دارای بیشترین درجه تباهیدگی باشد. بررسی تباهیده بودن یک مدل برنامه‌ریزی خطی (وجود حداقل یک پاسخ پایه تباهیده) در رده مسائل NP_complete به اثبات رسیده است [13]. همچنین مسئله تصمیم‌گیری در مورد وجود یک وجه تباهیده در یک چندوجهی غیرتئی نیز به عنوان یک مسئله NP_complete اثبات گردیده است [14]. بنابراین می توان نتیجه گرفت مسئله یافتن نقطه‌ای با بیشترین درجه تباهیدگی که حداقل به سختی مسئله تصمیم‌گیری متناظرش است، در رده مسائل NP-hard قرار می گیرد.

زیر مسئله مذکور را برای محاسبه تمامی ستون‌های ماتریس B می توان به صورت یک مدل برنامه‌ریزی عدد صحیح مختار نوشت. پارامترها و متغیرهای مدل به قرار زیر است :

M : تعداد اعضای سازه.

N : تعداد گره‌های سازه.

γ : درجه نامعینی استاتیکی.

a_{ik} : درایه مربوط به سطر i ام و ستون k ام ماتریس تعادل.

g_{nk} : پارامتر انتخاب مولد (اگر عضو k ام در سیستم

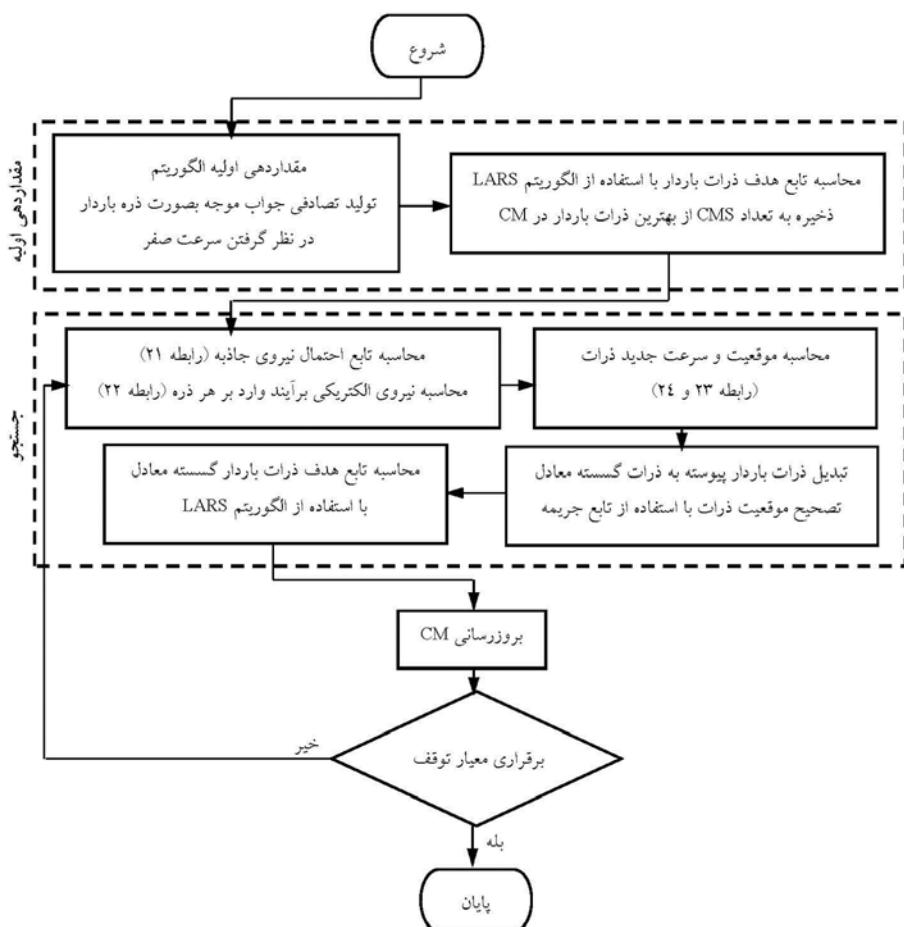
زیرمسئله به ازای هر انتخاب معینی از مولدها به صورت همزمان حل شود.

در رویکرد پیشنهادی به منظور تعیین توالی مولدها و حل مسئله اصلی از الگوریتم CSS بهره گرفته شده است و به منظور حل زیرمسئله مذکور و محاسبه عناصر سیستم‌های خودمتعادل (به ازای یک ترتیب معین از مولدها)، دستگاه معادله‌های حاصل توسط الگوریتم ابتکاری LARS (Least Angle Regression) حل می‌شوند [15]. فرآیند کلی الگوریتم پیشنهادی به صورت یک روندنا در شکل (۱) آورده شده است. در ادامه به شرح این رویکرد حل پرداخته می‌شود.

بیان کننده رابطه میان متغیرهای Y_{kj} و X_{kj} ‌های متناظر می‌باشد و نشان می‌دهند در صورتی که براساس محدودیت‌های قبلی X_{kj} نتواند مقدار صفر به خود بگیرد، Y_{kj} متناظرش برابر یک می‌شود و موجب بدتر شدن تابع هدف خواهد شد.

رویکرد حل مسئله با استفاده از الگوریتم CSS

بنابر توضیحات بخش قبل، مسئله یافتن شکل بهینه بردارهای پایه پوچی بدین صورت پیشنهاد شده است که مولدهای مناسب برای ساخت سیستم‌های خودمتعادل انتخاب گرددند و مدل (P) به عنوان یک



شکل ۱ روند کلی الگوریتم

به صورت تصادفی در فضای موجه مسئله تعیین شده است، شروع می‌کند. هر ذره نشان‌دهنده یک پاسخ در فضای موجه مسئله است. به منظور تولید یک پاسخ تصادفی، به ترتیب از اولین SES یک عضو به تصادف از میان انتخاب‌های موجه، به عنوان مولد برای سیستم مورد نظر انتخاب می‌شود. بعد از تعیین مولد برای تمامی سیستم‌های خودمتعادل، به منظور محاسبه میزان تابع هدف پاسخ مورد نظر (در صد تکی ماتریس سیستم‌های خودمتعادل حاصل) هر ستون از ماتریس با حل دستگاه معادله‌های مربوط توسط الگوریتم LARS به دست می‌آید. فضای موجه مسئله به صورت زیر تعریف می‌شود و پاسخی که در شرایط زیر صدق کند، به عنوان یک پاسخ موجه پذیرفته خواهد شد:

۱- براساس توضیحات قبلی، اگر عضوی به عنوان مولد برای یک سیستم خودمتعادل انتخاب شود، باید در سیستم بعدی مقدار صفر به خود بگیرد. بنابراین نمی‌تواند به عنوان مولد برای سیستم دیگری انتخاب شود. این محدودیت به صورت زیر قابل بیان است :

$$\sum_{n=1}^{(s)} g_{nk} \leq 1 \quad \forall k = 1, \dots, M \quad (28)$$

۲- در هر سیستم خودمتعادل باید یک عضو به عنوان مولد انتخاب شود. رابطه (۲۹) فرم ریاضی این محدودیت را نشان می‌دهد.

$$\sum_{k=1}^M g_{nk} = 1 \quad \forall n, \gamma(s) \quad (29)$$

۳- مولدهای که در هر سیستم می‌توانند انتخاب شود تحت تأثیر انتخاب‌هایی است که برای سیستم‌های خودمتعادل قبلی صورت گرفته است. فرض کنید انتخاب مولد برای سیستم خودمتعادل n ام مدنظر باشد. تا این مرحله $1 - 2N + n$ معادله برای حل این سیستم خودمتعادل وجود دارد. که در آن N تعداد گرهای سازه، $2N$ تعداد معادله‌ها تعادل و $n - 1$ معادله دیگر، مربوط به مولدهای سیستم‌های خودمتعادل قبلی است که باید در این سیستم مقدار صفر بگیرند. حال با انتخاب یک عضو به عنوان مولد

طراحی اجزای الگوریتم CSS برای حل مسئله در فضای گسسته صفر و یک

الگوریتم فرالبتکاری CSS با استفاده از جمعیتی از ذرات باردار و به کارگیری مکانیزم نیروهای جاذبه، به جستجو در فضای پاسخ مسئله و حرکت ذرات به سوی پاسخ بهینه می‌پردازد. مکانیزم این الگوریتم بر مبنای حرکت ذرات به صورت پیوسته در فضای پاسخ استوار است. در واقع در طول اجرای الگوریتم CSS ذرات به صورت پیوسته در فضا جابه‌جا می‌شوند و مکان جدید ذرات به صورت نقاط پیوسته‌ای در فضا به دست می‌آید، اما در این مقاله به منظور به کارگیری الگوریتم در یک فضای صفر و یکی رویکرد جدیدی پیشنهاد گردیده است که منجر به حرکت ذرات بر روی نقاط گسسته موجود در فضا شود.

در رویکرد پیشنهادی از تبدیل ذرات پیوسته به ذرات گسسته در هر بار جابه‌جایی ذرات در طول روند حل الگوریتم استفاده می‌شود. از این رویکرد می‌توان برای به کارگیری CSS در فضاهای گسسته صفر و یک مشابه نیز بهره گرفت.

نحوه نمایش ذرات باردار

متغیر تصمیم‌گیری مسئله یک متغیر صفر و یک دو بعدی است که با g_{nk} نشان داده می‌شود. این متغیر بیان‌کننده عضوی است که به عنوان مولد برای سیستم‌های خود متعادل انتخاب شده است. g_{nk} یک است در صورتی که عضو k ام در سیستم خود متعادل n ام به عنوان مولد انتخاب شود و در غیر این صورت صفر خواهد بود. بنابراین یک پاسخ از مسئله که به عنوان یک ذره در CSS در نظر گرفته می‌شود به صورت زیر قابل بیان است :

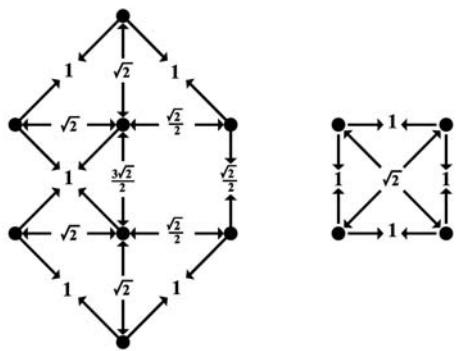
$$G^j = \{g_{nk}^j\} \quad (27)$$

که g_{nk}^j متغیر دو بعدی متعلق به ذره j ام است.

تولید پاسخ در فضای موجه

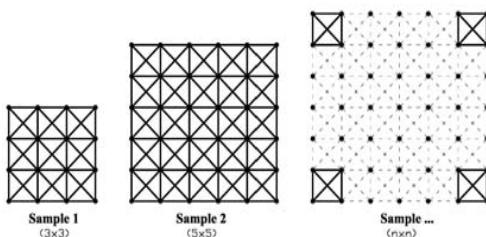
الگوریتم از یک جمعیت اولیه ذرات که موقعیت آنها

بیان دیگر حدود ۸۰٪ ماتریس پایه پوچی صفر می‌باشد.



شکل ۳ نیرو در سیستم‌های خودمتعادل انتخابی

برای نشان دادن قابلیت الگوریتم پیشنهادی در حل مسائل بزرگتر و زمان محاسباتی لازم با تغیر ابعاد مسئله، یک بلوک شامل ۶ عضو و ۴ گره انتخاب شده و نمونه‌هایی از تکرار این بلوک در دو راستای x و y ساخته شده است (شکل ۴).



شکل ۴ هندسه نمونه‌های ساخته شده برای حل با الگوریتم پیشنهادی

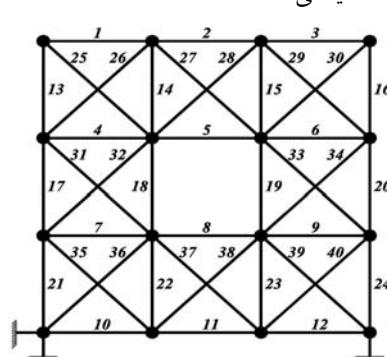
نتیجه‌های به دست آمده در جدول (۱) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود برای سازه با ۱۰۰ گره ماتریس پایه پوچی حاصل حدود ۹۵ درصد تنک می‌باشد.

برای سیستم nام، یک معادله دیگر به این دستگاه اضافه خواهد شد. از این‌رو، تنها عضوی می‌تواند به عنوان مولد انتخاب شود که با اضافه شدن معادله مربوط به آن، دستگاه معادله‌ها حاصل سازگار باقی بماند.

نتیجه‌های عددی

به منظور نشان دادن قابلیت الگوریتم پیشنهادی در این بخش مثال‌های عددی ارائه می‌شود. برای کدنویسی الگوریتم از نرم‌افزار MATLAB بهره گرفته شده است. سیستم مورد استفاده برای اجرای الگوریتم یک رایانه Intel® core™ 2 Duo ۲/۹۳ GHz شخصی با پردازنده (CPU) و حافظه (RAM) ۲/۰۰ GB به عنوان اولین مثال خرپای نشان داده شده در شکل (۲)

که دارای یک بازشو می‌باشد، انتخاب شده است تا توانایی الگوریتم پیشنهادی در مورد سازه‌های دارای بازشو، بررسی شود. در این حالت سازه دارای ۴۰ عضو و ۱۶ گره و $\gamma(S) = 40 - 2 \times 16 + 3 = 11$ درجه نامعین استاتیکی است.



شکل ۲ سازه دارای بازشو، ۱۱ درجه نامعین استاتیکی

کلیه سیستم‌های خودمتعادل انتخابی قابل تقسیم به دو تیپ مشخص می‌باشند که در شکل (۵)، نیرو در این دو تیپ نشان داده شده است. تعداد درایه‌های غیر صفر ماتریس پایه پوچی حاصل برابر ۹۰ می‌باشد یا به

می شود و رابطه تعامل با سایر بردارها نوشته می شود. از آنجا که شماره و ترتیب انتخاب مولدها مهم‌ترین فاکتور در شکل‌گیری ماتریس مربوط می‌باشد، توالی انتخاب مولدها به عنوان متغیر تصمیم در مسئله بهینه‌یابی مدل‌سازی شده و سپس با استفاده از الگوریتم فرآیند ابتکاری

جستجوی سیستم ذرات باردار مسئله حل شده است. با توجه به این‌که پس از انتخاب مولدها، دستگاه معادله‌های حاصل برای یافتن سایر درایه‌های بردارهای پایه پوچی یک دستگاه فرومیان خواهد بود، به‌منظور محاسبه پرصفertoین پاسخ، یک مدل برنامه‌ریزی عدد صحیح مختصّ توسعه داده شده است، در حالی که در تکرارهای الگوریتم جستجوی سیستم ذرات باردار از الگوریتم ابتکاری LARS استفاده شده است که این امر به‌طور بدیهی منجر به کاهش حجم و زمان محاسبات شده است.

حل مثال عددی بیانگر توانایی الگوریتم پیشنهادی در یافتن پاسخ نزدیک بهینه حتی در حالت سازه‌های خاص دارای بازشو می‌باشد.

جدول ۱ نتیجه‌های به دست آمده برای پاسخ بهینه و زمان محاسباتی

تعداد گره‌ها	ابعاد ماتریس	تعداد مثال‌های حل شده	الگوریتم پیشنهادی	
			پاسخ بهینه (درصد تنکی)	متوسط زمان حل (ثانیه)
۱۶	۴۲×۱۳	۱۰	۸۴/۲۷	۴۶/۱۶
۳۶	۱۱۰×۴۱	۱۰	۹۲/۰۸	۲۱۱/۵۹
۶۴	۲۱۰×۸۵	۱۰	۹۴/۴۰	۱۰۹۷/۴۷
۱۰۰	۳۴۲×۱۴۵	۱۰	۹۵/۳۱	۳۶۰۸/۷۲

نتیجه‌گیری

در این مقاله، الگوریتمی ابتکاری برای یافتن بردارهای پایه پوچی تنک ارائه شده است. شکل بهینه ماتریس پایه پوچی، منجر به تشکیل ماتریس نرمی بهینه می‌شود و هدف تحلیل مؤثر سازه به روش نرمی را تأمین می‌سازد. در طراحی الگوریتم سازنده، برای برقراری شرط استقلال بردارهای پایه پوچی، از خواص جبری استفاده شده است. بدین صورت که هر بردار نسبت به یک درایه که در اصطلاح مولد عنوان شده است نرمال

مراجع

1. Kaveh, A., "Computational Structural Analysis and Finite Element Methods", Springer International Pu, pp. 46-98, (2014).
2. Denke, P. H., "A General Digital Computer Analysis of Statically Indeterminate Structures", NASA TD D-1666, pp.8-31 (1962).
3. Kaveh, A., Koohestani, K., "Efficient Graph Theoretical Force Method for Two Dimensional Rectangular Finite Element Analysis", *Communications in Numerical Methods in Engineering*, pp. 25951-971, (2009).
4. Kaveh, A., NaseriNasab, E., "A New Four Node Quadrilateral Plate Bending Element for Highly Sparse and Banded Flexibility Matrices", *Acta Mechanica*, Vol. 209, pp. 295-309, (2010).
5. Kaveh, A., Tolou Kian, M. J., "Efficient Finite Element Analysis Using Graph Theoretical Force Method with Brick Elements", *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 54, pp. 1 – 15, (2012).

6. Kaveh, A., Daei, M., "Formation of Statical Basis for Efficient Force Method by Ant Colony Optimization", *m Civil Engineering*, Vol. 10, pp. 113-130, (2009).
7. Kaveh, A., Talatahari, S., "A Novel Heuristic Optimization Method: Charged System Search", *Acta Mechanica*, Vol. 213, pp. 267-289, (2010).
8. Kaveh, A., Talatahari, S., "Charged System Search for Optimum Grillage System Design Using the LRFD-AISC Code", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 66, No. 6, pp. 767-771, (2010).
9. Kaveh, A., and Talatahari, S., "Geometry and Topology optimization of Geodesic Domes Using Charged System Search", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Vol 43, No. 2, pp. 215-229, (2011).
10. Kaveh, A., and Behnam, A. F., "Cost Optimization of a Composite Floor System, One-way Waffle Slab, and Concrete Slab Formwork Using Charged System Search Algorithm", *Scientia Iranica*, Vol 19, pp. 410-416, (2012).
11. Kaveh, A., "Structural Mechanics: Graph and Matrix Methods", 3rd edn, Research Studies Press (Wiley), Somerset, UK, (2004).
12. Donoho, D. L., "Sparse Solution of Underdetermined Systems of Linear Equations by Stagewise Orthogonal Matching Pursuit", *Information Theory, IEEE Transaction*, Vol. 58, pp. 1094-1121, (2012).
13. Chandrasekaran, R., Kabadi, S. N., and Murthy, K. G., "Some NP-complete Problems in Linear Programming", *Operations Research Letters*, Vol. 1, pp. 101-104, (1982).
14. Sierksma, G., Tijssen, G. A., "Degeneracy Degrees of Constraint Collections", *Mathematical Methods of Operations Research*, Vol. 57, pp. 437-448, (2003).
15. Efron, B., "Least Angle Regression", *The Annals of Statistics*, Vol. 32, pp. 407-499, (2003).

تعیین خصوصیات دینامیکی سازه‌ها با استفاده از دستگاه جی‌پی‌اس*

محمد جواد نجاری^(۱)میراحمد میرقاسمپور^(۲)موسى محمودی صاحبی^(۳)

چکیده خصوصیات دینامیکی سازه‌ها (فرکانس‌های طبیعی ارتعاش، شکل مودها و نسبت‌های میرایی)، نقش تعیین کننده‌ای در تبیین رفتار سازه‌ها در برابر بارگذاری‌های لرزه‌ای دارند. در این تحقیق خصوصیات دینامیکی یک سازه سه طبقه (فرکانس‌های طبیعی ارتعاش و مقادیر نسبت‌های میرایی) به روش آزمایش ارتعاش آزاد مورد مطالعه قرار گرفت. این آزمایش با استفاده از اعمال یک جايجایي اوليه در سازه انجام شد و پاسخ آن توسط یک دستگاه جی‌پی‌اس اندازه‌گيری گردید. نتایج حاصل برای تعیين فرکانس‌های طبیعی با استفاده از دستگاه جی‌پی‌اس تطابق خوبی با نتایج حاصل از روش تحليلى داشت. به عنوان مثال در يكى از آزمایش‌ها، فرکانس‌های طبیعی سازه درجهت α با استفاده از جی‌پی‌اس و روش تحليلى، به ترتیب برابر $1/07$ و $0/93$ هرتز به دست آمد. نتایج نشان می‌دهد، استفاده از جی‌پی‌اس روش خوبی برای اندازه‌گيری فرکانس‌های طبیعی سازه است. در این تحقیق مقادیر بدست آمده برای نسبت‌های میرایی بسیار کم بوده است که می‌تواند ناشی از سختی و جرم پائین سازه مورد آزمایش باشد.

واژه‌های کلیدی خصوصیات دینامیکی سازه‌ها؛ فرکانس طبیعی؛ زمان تناوب، نسبت میرایی؛ آزمایش ارتعاش آزاد؛ جی‌پی‌اس.

Determination of Structural Dynamic Characteristic Using GPS Device

M. Mahmoudi

M. A. Mirghasempour

M. J. Najari

Abstract *Structural dynamic parameters: natural period, shape modes and damping ratio of vibration, play a decisive role on the seismic behavior of those structures. There are several methods for determining of the structural dynamic parameters, such as: free vibration, ambient vibration and force vibration tests. In this research the structural response of a three-story building (the natural frequencies of vibration and the structural damping values) are monitored by a two-frequency GPS device mounted on the structure. The time in full oscillation of the structure will be the natural period of vibration. The damping ratio is determined using logarithmic formulation. The results from analytical method are the same as the experimental results approximately. For example, the natural period in X direction was determined 1.07 and 0.93 Hz using GPS and analytical methods. Comparing the results of the experiments and the results of the computer analysis shows the good accuracy in determining the parameters.*

Keywords Structural Dynamic Characteristics; Natural Period; Natural Frequency; Damping Ratio; GPS.

*تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱/۲۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار دانشکده مهندسی عمران، گروه عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.

(۲) عضو هیئت علمی دانشکده مهندسی عمران، گروه نقشه‌برداری، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.

(۳) کارشناس ارشد مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.

محیطی و ارتعاش اجباری اشاره کرد. همچنین وسایل مختلفی برای ثبت ارتعاش سازه وجود دارد که عبارتند از شتاب‌سنج، سرعت‌سنج و تغییرمکان‌سنج. در آزمایش‌هایی که طی آن شتاب قابل ملاحظه‌ای در سازه به وجود می‌آید مثل ارتعاش اجباری، برای ثبت پاسخ سازه از دستگاه شتاب‌سنج استفاده می‌شود. برای آزمایش‌های ارتعاش آزاد و ارتعاش محیطی که در آن ارتعاش سازه در اثر ارتعاشات ضعیف به وجود می‌آید و شتاب وارده به سازه قابل توجه نیست، استفاده از شتاب‌سنج برای ثبت پاسخ سازه محدود نیست و باید از سرعت‌سنج یا تغییرمکان‌سنج استفاده نمود.

یکی از روش‌های اندازه‌گیری تغییرمکان استاتیکی و دینامیکی، استفاده از سیستم تعیین موقعیت جهانی (GPS) است. سیستم موقعیت‌یاب جهانی (Global Positioning Systems) یک سیستم راهبری و مسیریابی ماهواره‌ای است که از شبکه‌ای با ۲۲ ماهواره تشکیل شده است.

در ایران کارهایی توسط آفکوچک و محمودی صاحبی [۱] برای تعیین خصوصیات دینامیکی سازه‌ها انجام شده است. آن‌ها بر روی یک ساختمان هفت طبقه فولادی، آزمایش‌های لرزه‌ای با روش ارتعاش اجباری انجام دادند و خصوصیات دینامیکی آن سازه را محاسبه نمودند. در این آزمایش به دلیل اعمال شتاب قابل ملاحظه از طرف دستگاه لرزاننده به سازه، برای ثبت پاسخ سازه از دستگاه شتاب‌سنج استفاده شد. از جمله کارهای انجام شده در خصوص سنجش رفتار سازه به وسیله دستگاه GPS می‌توان به کارهای انجام شده زیر اشاره نمود.

پارک، سوهون، کیم و جی پارک در سال ۲۰۰۸ به مطالعه رفتار یک ساختمان ۶۶ طبقه پرداختند که در آن برای ثبت پاسخ سازه به طور هم زمان از سنجنده‌های لیزری، شتاب‌سنج و GPS استفاده شد. نتایج نشان‌دهنده تطابق خوب اندازه‌گیری‌های GPS و سنجنده‌های شتاب‌سنج با یکدیگر بود. ولی مقایسه

مقدمه

خصوصیات دینامیکی سازه‌ها عبارتند از: زمان تناوب‌های طبیعی ارتعاش (فرکانس‌های طبیعی ارتعاش)، شکل‌مودهای ارتعاش و نسبت‌های میرایی. این خصوصیات نقش تعیین کننده‌ای در تبیین رفتار سازه‌ها در برابر زلزله دارند. تعیین میزان نیروهای وارد بر سازه‌ها با استفاده از طیف‌های طراحی از جمله موارد کاربرد خصوصیات مذکور می‌باشد [۱]. از کاربردهای دیگر این خصوصیات می‌توان به بهروز کردن مدل اجزاء محدود، شناسایی و مکان‌یابی آسیب‌های احتمالی در سازه‌ها، بررسی طولانی مدت سلامت سازه‌ها و ارزیابی اینمی سازه‌ها بعد از بارگذاری‌های شدید مانند زلزله اشاره کرد. هرچه مقادیر خصوصیات دینامیکی برای سازه‌ها دقیق‌تر تخمین زده شود، رفتار آن‌ها نیز دقیق‌تر ارزیابی می‌شود. با توجه به اهمیت مسئله زلزله در ایران، بررسی خصوصیات دینامیکی سازه‌ها، ارزیابی مقادیر آن‌ها و ارائه روش‌های ساده و دقیق برای تعیین آن‌ها یک ضرورت انکارناپذیر است.

در حال حاضر برای به دست آوردن خصوصیات دینامیکی سازه‌ها، عمدتاً از روابط تجربی و یا مدل‌های ریاضی و نرم‌افزارهای کامپیوتری استفاده می‌شود که دارای تقریب قابل ملاحظه‌ای می‌باشند [۱]. خصوصیات دینامیکی سازه‌ها به عوامل بسیاری بستگی دارد که از آن جمله می‌توان به جرم و سختی سازه، رفتار مصالح و ترکیب اعضای سازه اشاره نمود. تمام این عوامل را نمی‌توان در مدل‌های تحلیلی به طور دقیق دخالت داد. بنابراین همیشه بین مدل‌های تحلیلی و سازه واقعی اختلافاتی وجود دارد [۲]. انجام آزمایش‌های لرزه‌ای بر روی سازه‌ها مطمئن‌ترین روش برای به دست آوردن مقادیر خصوصیات مذکور است.

روش‌های گوناگونی برای انجام آزمایش‌های لرزه‌ای بر روی سازه‌های واقعی وجود دارد که از آن جمله می‌توان به آزمایش‌های ارتعاش آزاد، ارتعاش

ارتعاش آزاد و با استفاده از دستگاه جی‌پی‌اس است. برای ارزیابی دقت اندازه‌گیری خصوصیات دینامیکی، نتایج مذکور با نتایج حاصل از تحلیل‌های کامپیوترا مقایسه می‌گردد.

روش‌های تعیین خصوصیات دینامیکی

همانگونه که در قسمت قبل اشاره شد، دو دسته روش برای تعیین مقادیر خصوصیات دینامیکی سازه‌ها وجود دارد:

روش تحلیلی یا مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار
روش آزمایشی

در ادامه به طور مختصر به هر یک از آنها اشاره می‌شود.

روش تحلیلی. با حل معادلات حرکت برای دستگاه‌های چند درجه آزادی، می‌توان خصوصیات دینامیکی سازه‌ها (زمان‌های تناوب و شکل‌مودها) را تعیین نمود. معادلات حرکت ارتعاش آزاد برای یک دستگاه با N درجه آزادی، به صورت رابطه‌ی ۱ نوشه می‌شود:

$$[M]\{ii\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (1)$$

که در آن $[M]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های جرم و سختی با ابعاد $(N \times N)$ و $\{u\}$ و $\{ii\}$ به ترتیب، بردارهای تغییرمکان و شتاب با ابعاد $(1 \times N)$ می‌باشند. تعیین ماتریس‌های جرم و سختی و همچنین حل تحلیلی مسئله فوق برای سازه‌های با درجات آزادی زیاد، به روش دستی بسیار وقت‌گیر و مشکل است. بنابراین برای سهولت در کار، از نرم‌افزارهای کامپیوترا استفاده می‌شود. با استفاده از مدل سازی کامپیوترا فقط می‌توان زمان‌های تناوب و شکل‌مودها را به دست آورد. ولی نمی‌توان مقادیر نسبت میرایی را محاسبه نمود.

روش‌های آزمایشی

آزمایش ارتعاش محیطی. در آزمایش ارتعاش محیطی از نیروهای طبیعی مانند بار باد و بارهای بهره‌برداری خود سیستم بعنوان نیروهای تحریک کننده استفاده می-

نتایج حاصل از GPS و شتاب‌سنج با نتایج حاصل از سنجنده‌های لیزری نشان‌دهنده این موضوع بود که GPS و شتاب‌سنج، عملکرد بهتر و دقیق‌تری دارند [۳]. لی و همکاران در سال ۲۰۰۶ مطالعه‌ای بر روی ساختمنی با سازه فولادی به ارتفاع ۱۰۸ متر در شهر توکیو انجام دادند و زمان تناوب‌های سازه را تحت اثر طوفان و زلزله با استفاده از گیرنده‌های GPS و شتاب‌سنج به دست آوردند. نتایج مطابقت بسیار خوبی را نشان می‌داد [۴].

نیکوتوبولو، پروتوپسالتی و استایروس در سال ۲۰۰۶ [۵]؛ به مقایسه داده‌های اندازه‌گیری شده با GPS و شتاب‌سنج بر روی سازه‌های بلند پرداختند.

کازانیکا، پیتو، فورلانی و آبروزی در سال ۲۰۰۵ [۶]؛ در دانشگاه پلی تکنیک میلان و موسسه‌ی CESI (مرکز علوم الکترونیک تجربی ایتالیا) به شناسایی رفتار یکی از دودکش‌های بلند بتنی تیروگاه شهر پیاچنزا GPS پرداختند و از نتایج تلفیق دو سیستم شتاب‌سنج و در بهبود مدل نرم‌افزاری این سازه استفاده نمودند.

در سال ۲۰۱۱ مطالعه‌ای برای به دست آوردن فرکانس طبیعی یک پل عابر پیاده توسط موسچاس و استایروس به کمک دستگاه جی‌پی‌اس انجام شد [۷]. انجام ارتعاش اجباری بسیار پرهزینه است و استفاده از آن در تعیین خصوصیات دینامیکی سازه‌ها مقرن به صرفه نیست. لذا برای صرفه‌جوئی اقتصادی باید از آزمایش‌های محیطی یا آزاد استفاده نمود که برای تحریک سازه نیاز به دستگاه‌های گرانقیمت ندارند. برای اندازه‌گیری پاسخ سازه در آزمایش‌های آزاد و محیطی نمی‌توان از شتاب‌سنج استفاده نمود و باید از سرعت‌سنج و یا تغییرمکان‌سنج استفاده نمود که دستگاه جی‌پی‌اس (به عنوان تغییرمکان سنج سنج) مناسب‌ترین وسیله برای این منظور می‌باشد.

هدف از این تحقیق، تعیین زمان‌های تناوب و نسبت‌های میرایی یک ساختمن آزمایشگاهی به روش

(گیرنده، آشکار کننده) امواج لرزه‌ای را به الکتریکی تبدیل کرده و جابجایی، سرعت و یا شتاب حرکت زمین را ثبت می‌کنند. هر لرزه‌سنجد معمولاً در جهتی قرار داده می‌شود که یکی از مولفه‌های (شرقی - غربی، شمالی - جنوبی و یا عمودی) از حرکت سازه را بسنجد.

شتاب‌سنجد. شتاب‌سنجد دستگاهی است که مقدار شتاب جسم را نسبت به جسم در حال سقوط آزاد اندازه‌گیری می‌کند. انواع مختلف این وسیله عبارت است از: شتاب‌سنجد مکانیکی، شتاب‌سنجد الکترواستاتیکی، شتاب‌سنجد پیزورزیستور، شتاب‌سنجد پیزوالکتریکی و شتاب‌سنجد-های خازنی. این شتاب‌سنجهای دارای کاربردهای فراوان در علوم می‌باشند که یک نمونه از آن استفاده در صنعت ساختمان است.

سرعت‌سنجد. از دیگر لرزه‌نگارهای ثبت ارتعاشات، سرعت‌سنجد است که ارتعاشات سازه را به سرعت تبدیل کرده و ثبت می‌کند. از این وسیله علاوه بر ثبت ارتعاش، برای کالیبره کردن شتاب‌سنجهای نیز استفاده می‌شود.

تغییر مکان‌سنجد. تغییر مکان‌سنجد یکی دیگر از وسایل ثبت ارتعاشات است که به وسیله آن می‌توان به نمودار جابجایی-زمان رسید. از جمله این وسایل می‌توان به سنجندهای لیزری و دستگاه جی‌پی‌اس اشاره کرد.

جی‌پی‌اس (GPS). دستگاه جی‌پی‌اس موقعیت مکانی مطلق نقاط را تعیین می‌کند. بنابراین یک تغییر مکان‌سنجد محسوب می‌شود. با وجود این که در ابتدای GPS برای هدف‌های نظامی و ناوبری طراحی شده بود ولی امروزه در بسیاری از علوم مختلف از جمله: تحلیل سازه‌ها، راه‌سازی، محیط زیست، ترافیک و حمل و نقل، زمین-

شود. به همین دلیل نتایج بدست آمده از این آزمایش در حقیقت نشان‌دهنده شرایط واقعی عملکرد سازه است. در ضمن به دلیل عدم نیاز به تجهیزات خاص برای تحریک سازه، بسیار کم هزینه است [۲]. در این روش برای پردازش داده‌ها از تبدیل سریع فوریه (FFT) استفاده می‌شود.

آزمایش ارتعاش آزاد. این آزمایش به دو صورت انجام می‌شود:

- (۱) اعمال تغییر مکان اولیه
- (۲) اعمال سرعت اولیه

در نوع اول، با کشیدن سازه به وسیله یک کابل و رها کردن ناگهانی آن در سازه ارتعاش ایجاد می‌شود. بعد از رها کردن سازه یک ارتعاش آزاد انجام می‌گیرد. در نوع دوم با اعمال نیروهای ضربه‌ای مثل انداختن یک وزنه سنگین و یا اعمال سرعت اولیه ارتعاش ایجاد می‌شود.

آزمایش ارتعاش اجباری. در روش آزمایش ارتعاش اجباری، سازه توسط یک محرک دینامیکی تحریک می‌شود. بهترین و دقیق‌ترین روش در اعمال نیرو، استفاده از نیروهای متناوب هارمونیک با فرکانس متغیر است [۱].

در هر کدام از آزمایش‌های ذکر شده از وسایل مختلفی برای ثبت پاسخ سازه استفاده می‌شود. در قسمت بعد به توضیح مختصه از هر یک از این وسایل پرداخته می‌شود و با توجه به اینکه در این پژوهش دستگاه GPS مورد استفاده قرار گرفته است، توضیح کامل تری در مورد آن ارایه می‌شود.

وسایل اندازه‌گیری در آزمایش‌ها

انواع لرزه نگارها. بخش اصلی لرزه‌نگارهای امروزی، لرزه‌سنجهای هستند که انرژی امواج ورودی را به ولتاژ الکتریکی تبدیل می‌کنند. این دستگاه‌ها به صورت مبدل

و کینماتیک انجام می‌شود. استاتیک به انجام مشاهدات در یک موقعیت ثابت دلالت می‌نماید در حالیکه منظور از کینماتیک، انجام مشاهدات در حرکت است. مشاهدات کینماتیک خود به دو صورت Post PPK و Real Time (RTK و Processed Kinematic Kinematic) انجام می‌شود. از آنجائیکه در این تحقیق هدف به دست آوردن زمان تناوب و نسبت میرایی سازه‌ها می‌باشد، لذا باید از طریق مشاهدات به روش GPS و تعیین موقعیت نسبی دو نقطه با PPK، نمودار جابجایی- زمان را پیدا کرد. در جدول (۱) دقت مشاهدات GPS ارائه شده است.

جدول ۱ دقت‌های عمودی و افقی دستگاه GPS

Positioning	Horizontal Accuracy (RMS)	Vertical Accuracy (RMS)
RTK	1 cm + 1 ppm	2 cm + 1 ppm
Static	5 mm + 0.5 ppm	5 mm + 1 ppm

از جمله مزایای GPS در مقایسه با شتاب‌سنج، دسترسی آسان و کارکردن راحت با این دستگاه می‌باشد. همچنین برای استفاده از شتاب‌سنج‌ها نیاز به برانگیخته شدن سازه با شتابی قابل درک برای آن‌ها است. در سازه‌های بلند مرتبه که تحت اثر باد به حرکت در می‌آیند، شتاب لازم برای تحریک سنسورهای شتاب‌سنج به وجود نمی‌آید ولی چون GPS جابجایی نقاط را ثبت می‌کند این مشکل برای آن مطرح نیست [3]. از جمله معایب این دستگاه می‌توان به عدم درک جابجایی‌های کوچکتر از یک میلی‌متر اشاره کرد [8-10].

وسایل جنبی در انجام آزمایش. از دیگر وسایلی که همراه با GPS در آزمایشگاه مورد استفاده قرار می‌گیرند، گیرنده‌های GPS به همراه آتنن هستند که در این تحقیق

شناسی، شهرسازی و ... کاربرد فراوانی یافته است. علاوه بر ایجاد تحول در علوم نقشه‌برداری و تعیین موقعیت هر نقطه از زمین، دستگاه‌های GPS اکنون به یکی از مهم‌ترین ابزارهای مهندسی عمران برای بررسی تغییرات روی سازه‌ها و پیش‌بینی خطرهای احتمالی در طول عمر آن‌ها تبدیل شده‌اند.

بعضی از کاربردهای این سیستم عبارت است از:

- کنترل جابه‌جایی ساختمان‌ها و برج‌های بلند.

- بررسی جابه‌جایی پاشنه‌های سدها در دراز مدت.

- بررسی اثر نیروی باد بر سازه‌های بلند.

- نظارت بر وضعیت بهره‌برداری پل‌ها جهت اندازه‌گیری شکست، جابه‌جایی و تغییرشکل آن‌ها.

- کنترل ماهواره‌های سنجش از راه دور

- بررسی تغییر شکل پوسته‌ی زمین

- بررسی اثر زلزله بر ساختمان‌های بلند

- استفاده در اجرای تونل‌های یک طرفه و دو طرفه

- استفاده در ساخت بزرگراه‌ها و جاده‌ها

با توجه به سرعت برداشت داده‌های GPS می‌توان از این دستگاه‌ها برای نگهداری در سازه‌های نیمه صلب با دوره تناوب بالا از جمله ساختمان‌های بلند و پل‌ها نیز بهره برد. اخیراً دستگاه‌های GPS تولید شده دارای سرعت برداشت ۲۰ تا ۵۰ هرتز می‌باشند که از آن‌ها می‌توان برای مانیتور کردن سازه‌های صلب نیز استفاده کرد.

دستگاه GPS موقعیت مکانی را از طریق فرایندی به نام ترفعی فضایی تعیین می‌کند. این تعیین موقعیت می‌تواند دو یا سه بعدی باشد. در حالت سه بعدی حداقل ۴ ماهواره برای تعیین موقعیت نیاز است و با توجه به مبحث سرشکنی (Adjustment) خطاهای در صورتی که گیرنده GPS در هر لحظه با بیش از ۴ ماهواره در ارتباط باشد و نیز هندسه قرارگیری ماهواره‌ها مناسب باشد، دقت تعیین موقعیت بالاتر می‌رود.

تعیین موقعیت با GPS به دو صورت مطلق و نسبی صورت می‌گیرد و مشاهدات GPS به دو شکل استاتیک

- الف - سقف‌ها کاملاً صلب می‌باشند.
 ب - اتصالات به صورت کاملاً گیردار هستند.
 مشخصات تیر و ستون سازه در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول ۲ مشخصات مقاطع اعضای سازه

Element	Column (mm)	Beam (mm)
Dimension	$40 \times 40 \times 2$	$50 \times 30 \times 2$

روش انجام آزمایش‌ها. در این قسمت مراحل مختلف انجام آزمایش تشریح می‌گردد.

مرحله اول. گیرنده اصلی در فاصله حدوداً ۲۰ متر از سازه نصب می‌شود و در حالت کینماتیک و با سرعت برداشت ۱۰ هرتز برای ثبت ارتعاشات قرار می‌گیرد (شکل‌های ۳ و ۴).

مرحله دوم. گیرنده آنتن روبرو به همراه یک عدد کنترلر بر روی سازه نصب می‌گردد. تنظیمات این گیرنده در حالت کینماتیک قرار می‌گیرد (شکل ۳).

مرحله سوم. سازه به وسیله یک طناب در جهت دلخواه کشیده شده و رها می‌گردد. در تمام این حالات دستگاه روبرو در حال مشاهده داده‌های ماهواره‌ای قرار می‌گیرد.

این عمل برای دو جهت X و y محلی سازه تکرار می‌گردد. در هر جهت میزان کشیدگی به دفعات مختلف و با مقدار جابجایی‌های اولیه متفاوت صورت می‌گیرد. جابجایی اولیه به وسیله‌ی طناب به سقف سوم سازه در وسط اضلاع اعمال می‌گردد.

مرحله چهار. داده‌های مشاهده شده از دستگاه‌های GPS تخلیه شده و مورد پردازش قرار می‌گیرد.

از گیرنده‌های شرکت Trimble مدل 5800 با سرعت برداشت ۱۰ هرتز مورد استفاده قرار گرفت (شکل ۱). همچنین سه پایه، صفحه فلزی و تراپلک از دیگر وسایل جنبی دستگاه جی‌پی‌اس هستند.



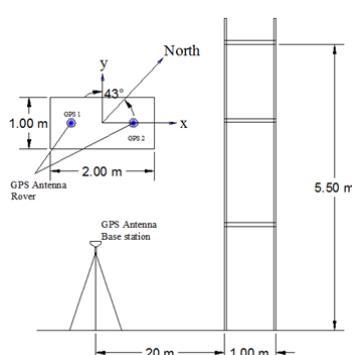
شکل ۱ تصویر گیرنده GPS 5700

مدل سازه‌ای مورد آزمایش

سازه‌ای که در این تحقیق مورد آزمایش قرار گرفت، یک قاب خمی فولادی به ابعاد ۲ متر طول، ۱ متر عرض و ۵/۵ متر ارتفاع است که در سه سقف اجرا شده است (شکل‌های ۲ و ۳).



شکل ۲ شمای کلی سازه مورد آزمایش



شکل ۳ شمای کلی سازه و موقعیت گیرنده‌های GPS

در این مدل فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

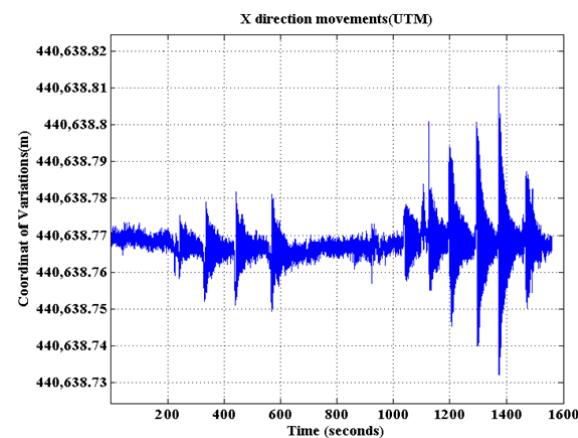
اطلاعات با استفاده از نرم افزار متلب (MATLAB) نمودارهای (۵) حاصل شد. این نمودارها جابجایی بام سازه را در زمانی حدود ۱۶۰۰ ثانیه که با نرخ برداشت یک دهم ثانیه انجام پذیرفته است را نشان می‌دهد. این مدت زمان مربوط به چندین آزمایش می‌باشد. در (۵) تغییرات مختصات سازه بر حسب زمان در هر دو راستای X و Y در سیستم مختصات که از مشاهدات GPS حاصل شده است مشاهده می‌گردد. محور قائم جابه‌جایی و محور افقی زمان می‌باشد.



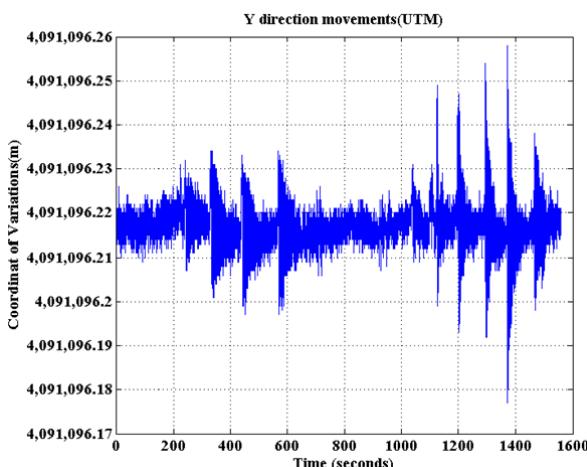
شکل ۴ تصویر گیرنده‌ی ایستگاه Base

نتایج آزمایش‌ها

پس از به دست آوردن داده‌های خام از GPS و پردازش

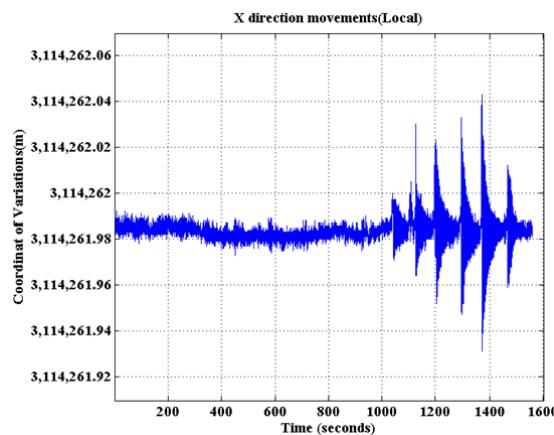


الف- در جهت X

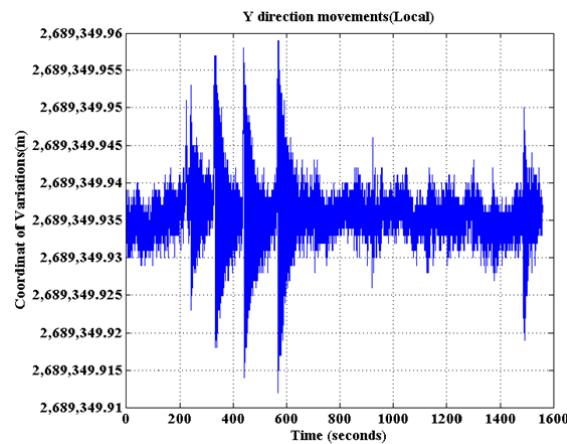


ب- در جهت Y

شکل ۵ نمودار تغییرات مختصات - زمان سازه در دو جهت X و Y



شکل ۶ تغییرات مختصات -زمان سازه در جهت X در سیستم مختصات محلی سازه



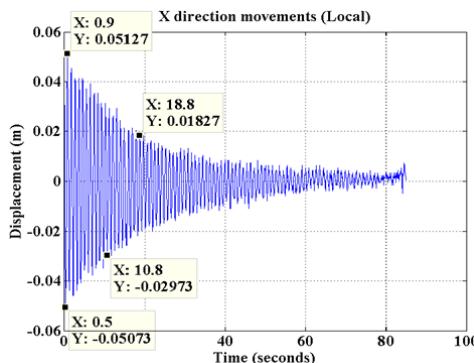
شکل ۷ تغییرات مختصات -زمان سازه در جهت Y در سیستم مختصات محلی سازه

برای هر جهت چندین بار آزمایش انجام شد. در هر بار یک تغییر مکان جدید به سازه اعمال شد تا تاثیر جابه جایی اولیه بر نتایج آزمایش بررسی شود. در مدت زمان اعمال جابه جایی های مختلف به سازه، GPS به طور پیوسته در حال ثبت موقعیت جابه جایی های سازه بود. به همین علت در شکل (۶) و (۷) چندین پرش در نمودار مشاهده می شود که بعد از یک مدت زمان میرا شده و دوباره همین روند تکرار می گردد. در حقیقت شکل های فوق نتیجه چند آزمایش را به طور همزمان نشان می دهد.

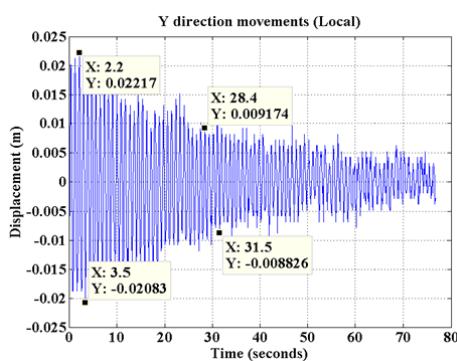
نمودارهای (۵) مختصات دستگاه GPS که بر روی بام سازه نصب شده است را در سیستم مختصات جهانی UTM بر حسب زمان نمایش می دهد. با توجه به اینکه محور سازه با شمال جغرافیایی محل نصب دارای زاویه $43^{\circ}02'27''$ بود شکل (۳)، با استفاده از ماتریس دوران، مختصات UTM به مختصات محلی سازه تبدیل شد (رابطه ۲).

$$\begin{bmatrix} \cos \theta & -\sin \theta \\ \sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \quad (2)$$

بنابراین نمودارهای شکل (۵) که بیانگر تغییرات مختصات -زمان سازه به ترتیب در دو راستای X و Y در سیستم مختصات محلی سازه هستند، حاصل



شکل ۸ جابجایی مرکز جرم بام در جهت X در سیستم مختصات محلی با تغییر مکان اولیه ۵ سانتی متر



شکل ۹ جابجایی مرکز جرم بام در جهت Y در سیستم مختصات محلی با تغییر مکان اولیه ۲/۵ سانتی متر

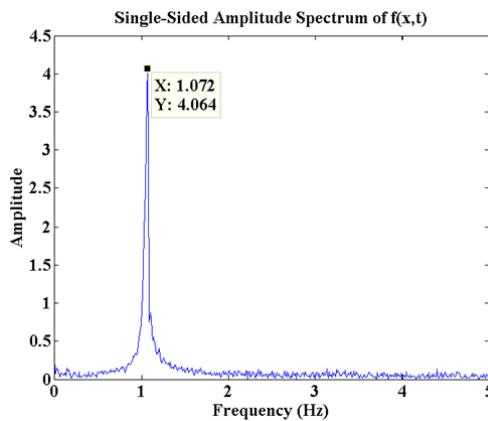
شکل (۹) در راستای Y می‌باشد. نمودارهای جابجایی در حوزه زمان و نمودار طیف فوریه در حوزه فرکانس ترسیم می‌شوند.
به کمک نمودارهای شکل (۱۰ و ۱۱) و همچنین سایر نمودارهای موجود در این تحقیق که به دلیل جلوگیری از طولانی شدن بحث ارائه نشده است، یک فرکانس غالب سازه مشاهده می‌شود که همان فرکانس طبیعی سازه در مود اول است. ولی فرکانس مود دوم سازه به شکل روشن قابل مشاهده نیست.

چون در هر راستا چندین بار آزمایش تکرار شد، لذا فرکانس سازه در هر راستا چندین بار اندازه‌گیری شد. در جدول (۳) میانگین این اندازه‌گیری‌ها در دو جهت عمود بر هم نشان داده شده است.

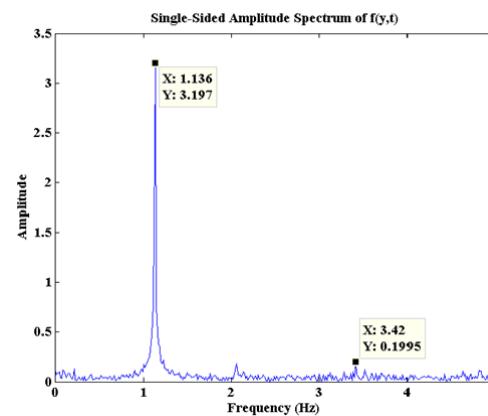
به این سازه در راستای X، شش جابجایی و در راستای Y، چهار جابجایی اعمال شد.

با استفاده از نمودارهای کلی نوسان سازه (شکل‌های ۶ و ۷)، و برای هر کدام از مقادیر اولیه جابجایی، در هر راستا، نمودار نوسانی جداگانه ترسیم شد. شکل (۸ و ۹) نمودارهای نوسانی را برای جابجایی ۵ و ۲/۵ سانتی متر به ترتیب برای جهت‌های X و Y نشان می‌دهد.

مقادیر فرکانس‌های طبیعی. برای هر یک از نمودارهای نوسانی، با استفاده از نرم افزار متلب (MATLAB) و تبدیل سریع فوریه (FFT) که از انواع تبدیل‌های گسسته می‌باشد- طیف فوریه نمودار جابجایی-زمان سازه ترسیم گردید. به کمک منحنی تبدیل فوریه، فرکانس غالب برای هر کدام از نمودارها به دست آمد.



شکل ۱۰ طیف گستته‌ی فوریه برای نمودار شکل ۸



شکل ۱۱ طیف گستته‌ی فوریه برای نمودار

لازم به توضیح است که در هر ارتعاش آزاد، سازه در تمام مودهای ارتعاشی نوسان می‌کند ولی به دلیل اینکه تغییرمکان اولیه‌ای که به سازه داده شده است، شبیه به مود اول نوسان می‌باشد، لذا شکل ارتعاش سازه بسیار شبیه به مود اول خواهد بود هر چند مودهای دیگر نیز به صورت ضعیف در ارتعاش خواهند بود. به همین دلیل فرکانس مود اول به صورت قابل ملاحظه‌ای از دیگر فرکانس‌ها متمایز است.

محاسبه‌ی نسبت‌های میرایی سازه. ارتعاش آزاد دستگاه‌های دینامیکی در صورت عدم وجود میرایی، تا بی‌نهایت ادامه دارد ولی تجربه نشان می‌دهد که

جدول ۳ مقادیر فرکانس طبیعی سازه در دو جهت X و Y

مقادیر میانگین فرکانس (هرتز)	مود اول	مود دوم
در راستای X	۱/۰۸۰	۳/۲۳۳
در راستای Y	۱/۱۳۶	۳/۳۱۳

مقدار ضریب پراکنده‌گی برای نتایج به دست آمده در جدول (۴) ارائه شده است.

جدول ۴ ضرایب پراکنده‌گی نتایج

ضریب پراکنده‌گی	مود اول	مود دوم
C_{vx}	۰/۰۰۸	۰/۰۲۴
C_{vy}	۰/۰۰۴	۰/۰۴۱

که در آن U_p و U_Q دامنه‌های قرائت شده به فاصله‌ی m دوره از یکدیگر هستند (شکل ۸ و ۹). وقتی که ξ کوچک باشد ($0.2 < \xi$)، آنگاه $1 \approx \sqrt{1 - \xi^2}$.

بنابراین:

$$\ln \frac{U_p}{U_Q} = 2m\pi\xi \quad (5)$$

روش نیم‌دامنه. برای محاسبه نسبت میرائی در این روش، بر روی نمودارهای ارتعاشی سازه، دو نقطه P و R به‌گونه‌ای انتخاب می‌شود که:

$$U_R = \frac{U_p}{2} \quad (6)$$

اگر این دو نقطه به اندازه N دوره تناوب از یکدیگر فاصله داشته باشند (شکل ۱۲ و ۱۳) آنگاه

$$\text{نسبت میرائی سیستم از رابطه ۷ محاسبه می‌شود:} \quad (7)$$

$$\xi = \frac{0,11}{N}$$

اثبات این رابطه در مرجع [۱۱] ارائه شده است. با این روش، می‌توان به سادگی برای دستگاه‌های دارای ξ اندک، مقدار نسبت میرایی را به‌دست آورد.

با توجه به اینکه در هر یک از دو راستای X و Y محلی سازه چند بار آزمایش انجام شد لذا با استفاده از نمودارهای حاصل از آن‌ها و به کمک دو روش تنزل لگاریتمی و نیم‌دامنه، مقادیر نسبت میرایی سازه محاسبه گردید.

ارتعاش آزاد در همه دستگاه‌ها به تدریج مستهلك می‌شود [۱۰]. این موضوع به دلیل وجود خاصیت میرائی در سازه‌ها است. میرایی در یک سیستم ساختمانی ناشی از لقی اتصالات، استهلاک داخلی در مصالح و غیره به وجود می‌آید. خاصیت میرائی سازه‌ها با دو پارامتر ضریب میرائی و نسبت ضریب میرائی تعريف می‌شود. نسبت میرائی، در حقیقت نسبت ضریب میرائی یک سیستم به ضریب میرائی بحرانی است (رابطه ۳).

$$\xi = \frac{C}{C_{cr}} \quad (3)$$

میرایی یک سیستم را نمی‌توان به روش تحلیلی تعیین نمود لذا باید در آزمایشگاه اندازه‌گیری شود. به کمک نتایج حاصل از ثبت ارتعاش آزاد، به دو روش می‌توان نسبت میرایی را تعیین کرد:

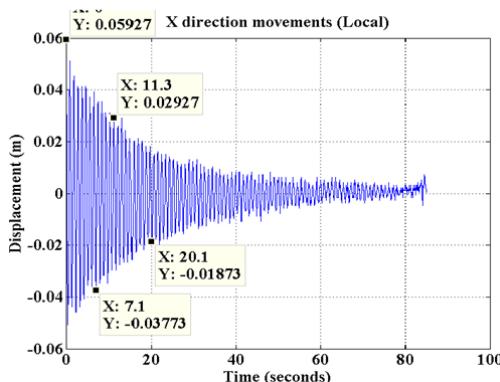
الف) روش تنزل لگاریتمی

ب) روش نیم‌دامنه

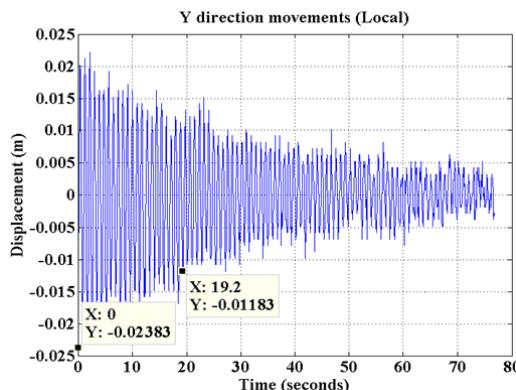
در این تحقیق از هر دو روش برای تعیین نسبت میرائی سیستم استفاده شده است.

روش تنزل لگاریتمی. در روش تنزل لگاریتمی، نسبت میرائی از رابطه ۴ تعیین می‌شود که اثبات آن در مرجع [۱۱] ارائه شده است.

$$\ln \frac{U_p}{U_Q} = \frac{2m\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (4)$$



شکل ۱۲ جابجایی مرکز جرم بام در جهت X در سیستم مختصات محلی با تغییر مکان اولیه ۴/۵ سانتی‌متر



شکل ۱۳ جابجایی مرکز جرم بام در جهت Y در سیستم مختصات محلی با تغییر مکان اولیه ۲ سانتی متر

جدول ۵ مقادیر نسبت میرایی سازه

میانگین نسبت میرایی سازه	X	Y
روش نیم دامنه	۰/۰۰۸۷	۰/۰۰۵۱
روش تنزل لکاریتمی	۰/۰۰۸۵	۰/۰۰۴۸

باشد.

از جدول (۵) مشاهده می‌گردد که مقادیر نسبت میرایی برای هر دو جهت بسیار کوچک است و با مقادیر مورد انتظار برای ساختمان‌های واقعی (۰/۰۵) اختلاف دارد. این موضوع را میتوان به صورت زیر تفسیر نمود:

میرایی هر سیستم سازه‌ای شدیداً متاثر از جرم و سختی سازه، نوع اتصالات و همچنین خصوصیات میانفابها است. در این مدل سازه‌ای جرم و سختی در مقایسه با سازه‌های واقعی بسیار کم است. همچنین میانفاب در این سیستم وجود ندارد. ضمن اینکه نوع اتصالات مدل با ساختمان‌های واقعی تفاوت دارد. لذا کوچک بودن نسبت میرایی در این سازه معقول به نظر می‌رسد. بدینهی است اگر بخواهیم نسبت میرایی را برای ساختمان‌های واقعی بدست آوریم باید این آزمایش را برای آنها انجام دهیم.

هر مودی از سازه دارای یک نسبت میرایی مخصوص به خود می‌باشد [۱]. از آنجائیکه مود غالب در این آزمایش‌ها مود اول بوده است لذا انتظار می‌رود نسبت میرایی به دست آمده مربوط به مود اول سازه

نتایج حل تحلیلی

قبل از انجام آزمایش، تحلیل اولیه برای پیش‌بینی رفتار سازه صورت گرفت و فرکانس‌های طبیعی سازه به روش تحلیلی تعیین شد. دو روش تحلیلی برای محاسبه‌ی فرکانس‌های سازه مورد استفاده قرار گرفت:

- روش دستی
- روش نرم‌افزاری

روش دستی. در این روش، معادله حرکت در رابطه‌ی ۱ به صورت دستی حل شد و فرکانس‌های مربوط به مودهای اول، دوم و سوم سازه با استفاده از حل دستگاه تعیین شد. برای حل ساده‌تر رابطه‌ی ۱ فرضیاتی به شرح ذیل اعمال شد:

- الف- مرکز جرم بر مرکز سختی منطبق است.
- ب- از تغییر مکان محوری اعضا صرف نظر می‌شود.
- پ- دیافراگم کف‌ها صلب فرض می‌شود.

نتیجه‌گیری

خصوصیات دینامیکی سازه‌ها نقش تعیین‌کننده‌ای در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در برابر بارگذاری‌های مختلف دارند. تعیین مقادیر دقیق آن‌ها می‌تواند دقت طراحی لرزه‌ای را افزایش دهد. در این تحقیق فرکانس‌های طبیعی (عکس زمان تناوب) یک سازه مدل به دو روش (آزمایشی و تحلیلی) تعیین و با هم مقایسه شد. همچنین نسبت‌های میرایی سازه نیز به کمک دو روش تنزل لگاریتمی و نیم‌دامنه تعیین گردید.

فرکانس‌های طبیعی این سازه در جهت X با استفاده از روش آزمایشی (جی‌پی‌اس) و تحلیلی به ترتیب برابر ۱/۰۸ و ۰/۹۳ هرتز به دست آمد. همچنین مقادیر مربوطه در جهت Y به کمک این دو روش به ترتیب برابر ۱/۱۳۶ و ۱/۰۸۳ هرتز حاصل شد. نسبت‌های میرایی نیز با دو روش تنزل لگاریتمی و نیم‌دامنه به ترتیب برابر ۰/۰۰۸۶ و ۰/۰۰۵۰ تعیین شد.

با مقایسه مقادیر فوق نتایج زیر حاصل می‌گردد:

- نتایج حاصل برای تعیین فرکانس‌های طبیعی با استفاده از دستگاه جی‌پی‌اس تطابق خوبی با نتایج حاصل از روش تحلیلی دارد. لذا می‌توان نتیجه گرفت استفاده از جی‌پی‌اس روش خوبی برای اندازه‌گیری فرکانس‌های طبیعی سازه است.
- اندک تفاوتی که در مقایسه نتایج مشاهده می‌گردد، بخاطر این است که در روش تحلیلی، شبیه‌سازی رفتار سازه با واقعیت، تطابق کامل ندارد.

- با توجه به مقادیر پائین نسبت‌های میرایی می‌توان نتیجه گرفت این نسبت شدیداً به سختی و جرم سازه بستگی دارد که در این سازه مقادیر کوچکی را دارا بودند.

- پیشنهاد می‌شود با توجه به استفاده روز افرون از دستگاه جی‌پی‌اس در سازه‌های جدید برای کنترل رفتار سازه، تعیین خصوصیات دینامیکی این سازه‌ها نیز مدنظر قرار گیرد.

ت- سختی سازه در دوجهت متعامد سازه یکسان فرض می‌شود.

در جدول (۶) فرکانس‌های به دست آمده مشاهده می‌شود.

جدول ۶ مقادیر فرکانس طبیعی سازه به روش تحلیلی دستی

راستا	مود اول	مود دوم	مود سوم
در راستای X	۱/۰۱۸	۲/۷۸۱	۳/۸۲۰
در راستای Y	۱/۰۱۸	۲/۷۸۱	۳/۸۲۰

روش نرم‌افزاری. در این تحقیق برای تعیین فرکانس‌های طبیعی سازه از نرم‌افزار تحلیل سازه‌ی ETABS-9.7 نیز استفاده شد. این نرم افزار بر پایه روش‌های المان محدود به حل مسئله می‌پردازد. در این مدل‌سازی سقف به صورت یک دال دوطرفه‌ی صلب مدل شد و بار هر کدام از دیافراگم‌ها به مقدار ۳۲۰ کیلوگرم مشخص شد. این جرم به صورت متمرکز در طبقات لحاظ شد. مقاطع تیر و ستون به نرم‌افزار داده شد و تمام اتصالات از نوع گیردار فرض گردید. نرم افزار تعداد ۹ زمان تناوب را تعیین نمود. سه شکل مود در راستای X، سه شکل مود در راستای Y و سه شکل مود در جهت پیچشی مشخص شد (جدول ۷).

جدول ۷ مقادیر فرکانس طبیعی سازه به روش تحلیلی کامپیوتری

فرکانس سازه	مود اول	مود دوم	مود سوم
در راستای X	۰/۹۳۲	۳/۰۱۹	۴/۹۷۸
در راستای Y	۱/۰۸۳	۳/۳۰۴	۵/۰۵۱
پیچشی	۱/۱۸۹	۳/۵۶۱	۵/۳۶۵

مقایسه نتایج حاصل از دو روش تحلیلی نشان می‌دهد که نتایج دارای دقت قابل قبول می‌باشد.

مراجع

۱. آقا کوچک، ع.، محمودی صاحبی، م.، "بررسی خصوصیات دینامیکی ساختمان‌های چند طبقه با استفاده از روش آزمایش ارتعاش اجباری"، فصلنامه مهندسی عمران و محیط زیست امیرکبیر، سال هشتم، شماره ۳۱.
۲. یادگاری، ج.، بهار ا.: "شناسایی پارامترهای مودال بر اساس داده‌های آزمایش ارتعاش محیطی با نرم افزار جدید SIP"، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشکده فنی، دوره ۴۴، شماره ۱، صفحه ۱۲۱ تا ۱۳۰، (۱۳۸۹).
3. Park, H., Sohn, H., Kim, I., & Park, J., "Application of GPS to monitoring of wind-induced responses of high-rise buildings", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, vol. 17, pp. 117-132, (2008).
4. Li, X., Ge, L., Ambikairajah, E., Rizos, C., Tamura, Y. & Yoshida, A., "Full-scale structural monitoring using an integrated GPS and accelerometer system", *GPS Solut.*, vol. 10, pp. 233–247, (2006).
5. Nickitopoulou, A., Protopsalti, K. & Stiros, S., "Monitoring dynamic and quasi-static deformations of large flexible engineering structures with GPS: Accuracy, limitations and promises", *Engineering Structures*, vol. 28, pp. 1471–1482, (2006).
6. Cazzaniga, N., Pinto, L., Gianfranco, F., and Abruzzi, P., "Monitoring Oscillations of Slender Structures with GPS and Accelerometers", FIG Working Week 2005 and GSDI-8 Cairo, Egypt, pp. 16-21, (2005).
7. Moschas, F. & Stiros S., "Measurement of the dynamic displacements and of the modal frequencies of a short-span pedestrian bridge using GPS and an accelerometer", *Engineering Structures*, vol. 33, pp.10–17, (2011).
8. Psimoulis, P., Pytharouli, S., Karambalis, D. & Stiros S., "Potential of Global Positioning System (GPS) to measure frequencies of oscillations of engineering structures", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 318, pp. 606–623, (2008).
9. Ting, Y., Hong, L. & Ming G., "Effect of different construction materials on propagation of GPS monitoring signals", *Journal of Measurement*, vol. 45, pp.1126–1139, (2012).
10. DANA, PH., "Global Positioning System (GPS) Time Dissemination for Real-Time Applications", *Journal of Real-Time systems*, vol. 12, pp. 9-40, (1997).

پیش‌بینی ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی واقع بر خاک‌های دانه‌ای

*M5P با استفاده از مدل درختی

وحید رضا کوهستانی^(۱) محمود حسنلوراد^(۲) محمدرضا بازرگان لاری^(۳)

چکیده پیش‌بینی ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی یکی از مسائل اساسی در مهندسی ژئوتکنیک است و تاکنون روش‌های متغیرتی برای پیش‌بینی دقیق آن ارائه شده است. در سال‌های اخیر، روش‌های محاسبات نرم مانند شبکه‌های عصبی مصنوعی (ANN) و ماشین‌های بردار پشتیبان (SVM) برای پیش‌بینی ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی مورد استفاده قرار گرفته است. با این حال، در این روش‌ها فرآیند مدل‌سازی پیچیده است و استفاده از آنها مانند روش‌های تجربی آسان نیست. در این تحقیق، از مدل درختی M5P به عنوان یک روش محاسبات نرم جدید، برای پیش‌بینی ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی استفاده شده است. مزیت اصلی مدل‌های درختی نسبت به شبکه‌های عصبی مصنوعی و ماشین‌های بردار پشتیبان، سادگی کاربرد و مهم‌تر از آن، قوانین ریاضی قابل درک است. به منظور توسعه و ارزیابی مدل از نتایج آزمون‌های تجربی آزمایشگاهی پی‌های سطحی روی خاک‌های دانه‌ای با متغیرهای زاویه اصطکاک داخلی، وزن مخصوص خاک و هنالسه پی شامل عمق، عرض و طول پی استفاده شده است. نتایج بدست آمده از مدل پیشنهادی با نتایج حاصل از فرمول‌های محاسباتی Hansen و Meryehof و Vesic مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که مدل درختی M5P نسبت به روش‌های نظری مذکور عملکرد بهتری دارد.

واژه‌های کلیدی روش‌های محاسبات نرم؛ مدل درختی M5P؛ پی‌های سطحی؛ ظرفیت باربری نهایی.

Prediction the Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on the Cohesionless Soils Using M5P Model Tree

V.R. Kohestani

M. hassanlourad

M.R. Bazargan-Lari

Abstract Bearing capacity prediction of shallow foundation is one of the most important problems in geotechnical engineering practices, with a wide variety range of methods which have been introduced to forecast it accurately. Recently, soft computing methods such as Artificial Neural Networks (ANNs) and Support Vector Machines (SVMs) have been used for prediction of the ultimate bearing capacity of shallow foundation. However, in these methods the modeling process is complex and are not as easy to use as the empirical equations. In this paper, M5P model tree as a new soft computing method has been used for prediction of the ultimate bearing capacity of shallow foundation. The main advantage of model tree is that, compared to ANN and SVM, they are easier to use and more importantly they represent understandable mathematical rules. Laboratory experimental tests of shallow foundations on cohesionless soils were used with parameters of the internal friction angle, the unit weight of the soil, and the geometry of a foundation considers depth, width, and length to develop and test the model. The results achieved from the proposed model was compared with those obtained from the Meyerhof, Hansen and Vesic computation formulas. The results indicate that M5P model tree perform better than the mentioned theoretical methods.

Key Words Soft computing methods, M5P model tree, Shallow foundations, Ultimate bearing capacity.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۵/۱۸ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکزی.

(۲) نویسنده مسئول: استادیار دانشکده فنی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین.

(۳) استادیار دانشکده فنی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران شرق.

هدف، قادر به تخمین آن می‌باشدند. از جمله این روش‌ها شبکه‌های عصبی مصنوعی، منطق فازی، ماشین‌های بردار پشتیبان و روش الگوریتم رئیسیک هستند که برای تخمین ظرفیت باربری پی‌های سطحی مورد استفاده قرار گرفته‌اند [12-15]. این مطالعات نشان دادند که روش‌های محاسبات نرم در مقایسه با فرمول‌های تحلیلی از دقت بیشتری برخوردار هستند.

مدل درختی M5P به عنوان یکی از رایج‌ترین الگوریتم‌های درخت تصمیم، از جمله مدل‌های با کارایی مناسب و هزینهٔ محاسباتی اندک برای پیش‌بینی و مدل‌سازی سیستم‌های پیچیده است. این مدل‌ها یکی از روش‌های نسبتاً جدید و قدرتمند هوش محاسباتی است که به‌علت قابلیت مناسب آن، توسط محققان مختلفی مورد استفاده قرار گرفته است [16]. در برخی از مطالعات اخیر سعی شده است تا مدل درختی M5P با شبکه‌های عصبی مقایسه شود [17-19]. در این مدل براساس مهم‌ترین متغیرهای ورودی، داده‌ها به گروه‌های مجزا تقسیک می‌شوند و برای هر گروه، یک معادله رگرسیون خطی چندمتغیره برای محاسبهٔ متغیر خروجی (هدف) ارائه می‌شود. سادگی محاسبه‌ها، دقت نتایج و قابلیت تعمیم نتایج از مهم‌ترین برتری‌های این روش است. با این حال تاکنون عملکرد مدل درختی در تخمین ظرفیت باربری پی‌های سطحی مورد ارزیابی قرار نگرفته است. در این مطالعه با استفاده از مدل درختی M5P، مدلی برای پیش‌بینی ظرفیت باربری پی‌های سطحی ایجاد شده است.

M5P مدل درختی

با رشد فناوری اطلاعات و روش‌های تولید و جمع‌آوری داده‌ها و نیز تسهیل دسترسی به تعداد زیادی از داده‌ها، داده‌کاوی و استخراج دانش از این داده‌ها توجه زیادی را به‌سوی خود جلب نموده است. یکی از روش‌ها و الگوریتم‌های به‌کارگیری داده‌کاوی بر روی مجموعه‌ای از داده‌ها، درخت تصمیم‌گیری

مقدمه

پی‌های با نسبت عمق به عرض کمتر و یا مساوی چهار $(D/B \leq 4)$ را پی‌های سطحی می‌نامند. در طراحی پی‌های سطحی نیاز به اراضی دو شرط اساسی وجود دارد؛ ظرفیت باربری نهایی و میزان نشست پی. ظرفیت باربری نهایی (q_{ult}) حداکثر تنشی است که از پی به خاک زیرین وارد می‌شود و خاک می‌تواند بدون گسیختگی بررش آن را تحمل نماید. محققان مختلفی ظرفیت باربری پی‌ها را مورد بررسی قرار داده‌اند که از مهم‌ترین آنها می‌توان به روابط ارائه‌شده توسط Hansen [1], Terzaghi [2], Meyehof [3] و Vesic [4] اشاره کرد. روش‌های موجود برای تعیین ظرفیت باربری پی‌های سطحی را می‌توان در چهار گروه کلی به شرح روش تعادل حدی [5]، روش خطوط مشخصه (Slip Line Method) [6]، روش آنالیز حدی [7] و روش المان محدود [8] دسته‌بندی نمود. از آنجا که تعیین دقیق عوامل مؤثر در ظرفیت باربری پی‌ها مشکل و در برخی موارد غیرممکن می‌باشد لذا پیش‌بینی قطعی ظرفیت باربری پی‌ها بسیار دشوار است. اکثر روش‌های موجود با اعمال فرضیاتی در مورد عوامل مؤثر در ظرفیت باربری پی، مسئله را ساده کرده‌اند ولی معمولاً این فرضیات با نتایج آزمایش‌ها در تنافض است. روش ایده‌آل برای بررسی ظرفیت باربری پی شامل روش‌های آزمایشگاهی و مدل‌سازی با مقیاس واقعی است. با این حال این روش‌ها مشکلات عملی و اقتصادی خود را دارند. این مشکلات، استفاده از این روش‌ها را محدود و کم می‌کند. برای رفع این مشکلات مدل‌های با مقیاس کوچک به عنوان جایگزین به کار گرفته می‌شود.

در سال‌های اخیر روش‌های محاسبات نرم (Soft Computing Approaches) به عنوان روش‌های جدید برای مدل‌سازی روابط پیچیده مورد استفاده قرار گرفته‌اند [9-11]. مزیت عمده این روش‌ها این است که تنها با داشتن مجموعه‌ای از داده‌های مؤثر بر متغیر

$$SDR = sd(T) - \sum \frac{|T_i|}{|T|} sd(T_i) \quad (1)$$

که در آن T دسته‌ای از نمونه‌ها هستند که به گره می‌رسند، T_i مجموعه‌های هستند که از تقسیم کردن گره براساس صفت انتخابی بدست آمدند و sd انحراف از معیار است.

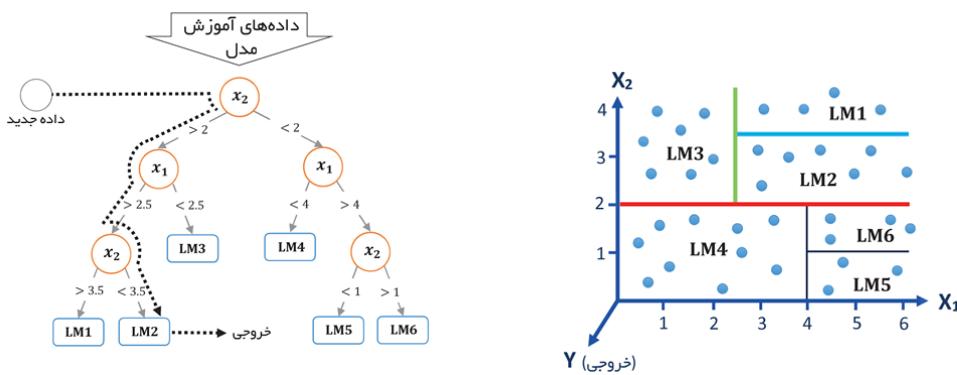
بعد از انجام تمام آزمون‌های ممکن بر روی صفات، آن‌گاه M5P آن صفتی را به عنوان صفت جداکننده و شاخه‌زنی انتخاب می‌نماید که بتواند کاهش خطای بیشتری در این گره ایجاد نماید. فرآیند تقسیم داده‌ها تا زمانی ادامه می‌یابد که مقادیر متغیر هدف نمونه‌های رسیده به یک گره تغییرات اندکی داشته باشند و یا این‌که تعداد نمونه‌های کمی در گره باقی بمانند [۲۱]. بعد از ساخت درخت، برای هر گره داخلی یک مدل رگرسیون خطی ساخته می‌شود. سپس این مدل‌ها با کنار گذاشتن صفاتی که باعث کاهش خطای می‌شوند، ساده‌سازی می‌گردند. پس از این ساده‌سازی هرس کردن درخت انجام می‌پذیرد. برای هرس نمودن درخت ایجاد شده، مقدار خطای مدل موجود در گره داخلی انتهای درخت با مقدار خطای زیردرخت آن گره مقایسه می‌گردد. آن‌گاه بسته به این‌که خطای کدام یک کمتر است، آن گره به زیردرخت و یا مدل خطی گره ساده می‌شود. در انتهای نیز عملیات هموارسازی (Smoothing) به منظور حذف ناپیوستگی‌های به وجود آمده بین گره‌های برگ مجاور انجام می‌پذیرد. در این مرحله مدل نهایی موجود در برگ، از ترکیب مدل به دست آمده در آن برگ با مدل‌های موجود در مسیر ریشه تا گره برگ مربوط به دست می‌آید [۲۲]. شکل (۱) مثالی از الگوریتم مدل درختی M5' را با شش مدل رگرسیون خطی نشان می‌دهد.

است که بسته به شرایط مسئله و نیز مشخصات داده‌ها، دارای الگوریتم‌ها و زیرمجموعه‌های گوناگونی است. هنگامی که درخت تصمیم‌گیری به منظور پیش‌بینی متغیرهای عددی (پیوسته) مورد استفاده قرار گیرد، در این حالت به درخت ساخته‌شده درخت رگرسیونی می‌گویند. در واقع درخت رگرسیونی دارای همان ساختار درخت تصمیم است با این تفاوت که در گره برگ به جای نمایش دادن کلاس و دسته داده‌ها، مقادیر متوسط متغیر هدف داده‌های رسیده به آن گره را نمایش می‌دهد و این مقدار را به عنوان برچسب آن کلاس نمایش می‌دهد. در برخی موارد درخت رگرسیونی به جای پیش‌بینی یک عدد در گره برگ، مدل‌های خطی را که شامل متغیرهای مختلف می‌باشند ارائه می‌دهد. در این حالت به ساختار درخت مانند تولید شده مدل درختی می‌گویند. از این نظر مدل‌های درختی مشابه با توابع چند ضابطه‌ای می‌باشند [۲۰].

یکی از رایج‌ترین الگوریتم‌های مدل درختی، الگوریتم M5 است. این الگوریتم اولین بار توسط کوئینلن (Quinlan) در سال ۱۹۹۲ پیشنهاد شد [۲۱] و سپس الگوریتم M5P (یا' M5) که در واقع بازسازی منطقی و توسعه‌یافته از M5 است، توسط ونگ و ویتن (Wang and Witten) در سال ۱۹۹۷ معرفی شد [۲۲].

نحوه ساخت مدل درختی بسیار ساده است. در مرحله اول یک الگوریتم ساخت درخت، برای ایجاد درخت به کار گرفته می‌شود. سپس در مرحله دوم، درخت ساخته‌شده با توجه به مقادیر خطای در برگ‌ها و زیردرخت‌ها هرس می‌گردد.

معیار جداسازی برای تعیین بهترین متغیر برای جداسازی بخشی از مقادیر دسته‌ای که به یک گره خاص می‌رسند، براساس انحراف معیار مقادیر دسته‌ای و محاسبه کاهش مورد انتظار در این خطای عنوان نتیجه آزمون هر صفت در آن گره است. کاهش انحراف معیار از رابطه (۱) محاسبه می‌شود [۲۲]:



شکل ۱ مثالی از الگوریتم مدل درختی M5 با شش مدل رگرسیون خطی

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad (5)$$

$$F_{qs} = F_{\gamma s}$$

$$= \begin{cases} 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L} & , \varphi > 10 \\ 1 & , \varphi = 0 \end{cases} \quad (6)$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d}$$

$$= \begin{cases} 1 + 0.1 \sqrt{K_p \frac{D}{B}} & , \varphi > 10 \\ 1 & , \varphi = 0 \end{cases} \quad (7)$$

سپس Hansen [۳] و Vesic [۴] با ارائه روابط دیگری برای تعیین فاکتور شکل، عمق و امتداد بار و همچنین با در نظر گرفتن فاکتور شیب سطح زمین و شیب کف پی، رابطه Mayerhof را اصلاح کردند.

طراحی مدل

داده‌های استفاده شده برای ساخت مدل. به منظور دست‌یابی به یک مدل کارآمد برای پیش‌بینی ظرفیت باربری پی نیاز به شناسایی پارامترهای مؤثر بر ظرفیت باربری پی است. این پارامترها شامل اطلاعاتی درباره پی و خاک است. طبق مطالعات Foye و همکارانش [23] مهم‌ترین پارامترهای مؤثر بر میزان ظرفیت باربری نهایی (q_u) پی‌های سطحی روی خاک‌های ماسه‌ای

روش‌های متداول محاسبه ظرفیت باربری پی‌های سطحی

[۱] در سال ۱۹۴۳ یک معادله نیمه‌تجربی معروف را برای تخمین ظرفیت باربری پی‌های سطحی ارائه کرد. با این حال در روش Terzaghi از مقاومت برشی سطح شکست خاک بالای کف پی و همچنین اثر بارهای غیر قائم صرف نظر شده است. Mayerhof با در نظر گرفتن این عوامل رابطه عمومی زیر را در خاک دانه‌ای ارائه کرد:

$$q_u = \gamma D N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2)$$

که در آن، q_u ظرفیت باربری نهایی پی سطحی، γ وزن واحد حجم خاک، D عرض پی، B عمق پی، N_c بهترین ضرایب ظرفیت باربری چسبندگی، $F_{\gamma s}$ سربار و چگالی ظرفیت باربری پی، F_{qs} ضرایب شکل پی و F_{qd} ضرایب عمق پی و F_{qi} ضرایب انحراف بار هستند.

بسیاری از مهندسان ژئوتکنیک برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی واقع بر خاک‌های دانه‌ای از رابطه (۲) به عنوان معادله اساسی استفاده می‌کنند. پارامترهای مورد نیاز برای استفاده از روش مایرhof در روابط (۳) تا (۷) آورده شده است.

$$K_p = \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)^2 \quad (3)$$

جدول ۱ داده‌های مورد استفاده برای توسعه مدل درختی [22] M5P

B(cm)	D(cm)	L/B	$\gamma(kN/m^3)$	$\varphi(^{\circ})$	$q_u(kPa)$
۵/۸۵	۲/۹	۵/۹۵	۱۵/۷	۳۴	۵۸/۵
۵/۸۵	۵/۸	۵/۹۵	۱۵/۷	۳۴	۷۰/۹۱
۵/۸۵	۲/۹	۵/۹۵	۱۷/۱	۳۷	۸۲/۰
۵/۸۵	۵/۸	۵/۹۵	۱۷/۱	۳۷	۹۸/۹۳
۵/۸۵	۲/۹	۵/۹۵	۱۷/۵	۳۹/۰	۱۲۱/۰
۵/۸۵	۵/۸	۵/۹۵	۱۷/۵	۳۹/۰	۱۴۲/۹
۵/۸۵	۲/۹	۵/۹۵	۱۷/۸	۴۱/۰	۱۵۷/۰
۵/۸۵	۵/۸	۵/۹۵	۱۷/۸	۴۱/۰	۱۸۶/۹
۵/۸۵	۲/۹	۵/۹۵	۱۷/۱	۴۷/۰	۱۸۱/۰
۵/۸۵	۵/۸	۵/۹۵	۱۷/۱	۴۷/۰	۲۱۱
۹/۴	۴/۷	۶	۱۵/۷	۳۴	۷۴/۷
۹/۴	۹/۴	۶	۱۵/۷	۳۴	۹۱/۰
۹/۴	۴/۷	۶	۱۷/۱	۳۷	۱۰۴/۸
۹/۴	۹/۴	۶	۱۷/۱	۳۷	۱۲۷/۵
۹/۴	۴/۷	۶	۱۷/۵	۳۹/۰	۱۵۵/۸
۹/۴	۹/۴	۶	۱۷/۵	۳۹/۰	۱۸۵/۶
۹/۴	۴/۷	۶	۱۷/۸	۴۱/۰	۲۰۷/۸
۹/۴	۹/۴	۶	۱۷/۸	۴۱/۰	۲۴۴/۶
۹/۴	۴/۷	۶	۱۷/۱	۴۷/۰	۲۳۵/۶
۹/۴	۹/۴	۶	۱۷/۱	۴۷/۰	۲۷۹/۶
۱۰/۲	۷/۰	۵/۹۵	۱۵/۷	۳۴	۹۸/۲
۱۰/۲	۱۵	۵/۹۵	۱۵/۷	۳۴	۱۲۲/۳
۱۰/۲	۷/۰	۵/۹۵	۱۷/۱	۳۷	۱۴۲/۳
۱۰/۲	۱۵	۵/۹۵	۱۷/۱	۳۷	۱۷۷/۴
۱۰/۲	۷/۰	۵/۹۵	۱۷/۵	۳۹/۰	۲۱۱/۲
۱۰/۲	۱۵	۵/۹۵	۱۷/۵	۳۹/۰	۲۵۴/۵
۱۰/۲	۷/۰	۵/۹۵	۱۷/۸	۴۱/۰	۲۸۵/۳
۱۰/۲	۱۵	۵/۹۵	۱۷/۸	۴۱/۰	۳۴۲/۵
۱۰/۲	۷/۰	۵/۹۵	۱۷/۱	۴۷/۰	۳۳۵/۳
۱۰/۲	۱۵	۵/۹۵	۱۷/۱	۴۷/۰	۴۰۰/۶
۹/۴	۴/۷	۱	۱۵/۷	۳۴	۷۷/۷
۹/۴	۹/۴	۱	۱۵/۷	۳۴	۹۰/۰
۹/۴	۴/۷	۱	۱۷/۱	۳۷	۹۸/۸
۹/۴	۹/۴	۱	۱۷/۱	۳۷	۱۳۱/۰
۹/۴	۴/۷	۱	۱۷/۵	۳۹/۰	۱۴۷/۸
۹/۴	۹/۴	۱	۱۷/۵	۳۹/۰	۱۹۱/۶
۹/۴	۴/۷	۱	۱۷/۸	۴۱/۰	۱۹۷/۸
۹/۴	۹/۴	۱	۱۷/۸	۴۱/۰	۲۵۳/۶
۹/۴	۴/۷	۱	۱۷/۱	۴۷/۰	۲۲۸/۸
۹/۴	۹/۴	۱	۱۷/۱	۴۷/۰	۲۹۰/۶
۱۰/۲	۷/۰	۱	۱۵/۷	۳۴	۹۱/۲
۱۰/۲	۱۵	۱	۱۵/۷	۳۴	۱۲۴/۴
۱۰/۲	۷/۰	۱	۱۷/۱	۳۷	۱۳۵/۲
۱۰/۲	۱۵	۱	۱۷/۱	۳۷	۱۸۷/۴
۱۰/۲	۷/۰	۱	۱۷/۵	۳۹/۰	۲۰۱/۲
۱۰/۲	۱۵	۱	۱۷/۵	۳۹/۰	۲۶۴/۵
۱۰/۲	۷/۰	۱	۱۷/۸	۴۱/۰	۲۷۸/۳
۱۰/۲	۱۵	۱	۱۷/۸	۴۱/۰	۳۶۱/۵
۱۰/۲	۷/۰	۱	۱۷/۱	۴۲/۰	۳۲۵/۳
۱۰/۲	۱۵	۱	۱۷/۱	۴۲/۰	۴۲۳/۶
۶	۰	۱	۱۳/۲	۳۲	۱۴
۶	۰	۱	۱۴/۸	۴۲	۷۲
۶	۰	۱	۱۵/۴	۴۲	۱۰۶

عبارت‌اند: از عرض پی (B)، عمق پی (D) طول پی (L)، زاویه اصطکاک داخلی (φ) و وزن مخصوص خاک (۷).

در این تحقیق برای آموزش و ارزیابی مدل درختی M5P از داده‌های منتشر شده توسط Gandhi [24] استفاده شده است. این داده‌ها توسط محققان دیگری نیز مورد استفاده قرار گرفته است [12, 13, 15].

داده‌ها شامل ۵۰ آزمایش بارگذاری در مقیاس کوچک است که محدوده وسیعی از انواع پی‌ها با ابعاد مختلف که به صورت مرکزی و بدون شبیه روی خاک‌های ماسه‌ای تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند را شامل می‌شود. در جدول (۱) مجموعه داده‌های استفاده شده ارائه شده است. داده‌های مورد استفاده به دو دسته آموزشی (۸۰ درصد داده‌ها) و داده‌های ارزیابی (۲۰ درصد داده‌ها) تقسیم شده‌اند. در تقسیم‌بندی داده‌ها طبق پیشنهاد Shahin و همکاران [25] سعی شده است تا مشخصات آماری داده‌های آموزش و آزمون شبیه هم باشد. در جدول (۲) مشخصات آماری داده‌ها شامل کمینه، بیشینه، میانگین و انحراف از معیار مجموعه داده‌های آموزش و آزمون به صورت جداگانه ارائه شده است.

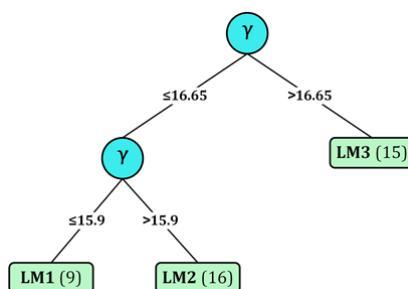
در سال ۲۰۱۳، Tsai و همکارانش [15] از داده‌های مذکور برای تخمین ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی با استفاده از سه روش مبتنی بر سیستم برنامه‌نویسی الگوریتم ژنتیک (GPS) استفاده کردند. نتایج نشان داد که روش‌های مذکور با دقت بهتری نسبت به روش‌های تحلیلی قادر به تخمین ظرفیت باربری پی‌های سطحی است. مقادیر ریشه میانگین مربعات خطأ (RMSE) برای مدل‌های بهینه در جدول (۳) آورده شده است.

در این تحقیق برای آموزش مدل و ارزیابی آن بر داده‌های آزمون از نرم‌افزار WEKA [26] برای ساخت مدل M5P استفاده شده است.

که در این روابط، \bar{c}_i میانگین مقدار مشاهداتی متغیر، \bar{s}_i میانگین مقدار محاسبه شده توسط مدل، s_i مقدار محاسبه شده متغیر توسط مدل، c_i مقدار مشاهداتی (واقعی) متغیر و n تعداد داده‌های مشاهداتی است.

نتایج مدل

شکل (۲) درخت حاصل از کاربرد مدل M5P را نشان می‌دهد، در این شکل دایرها نشانگر گره‌های تقسیم و مستطیل‌ها معرف گره نهایی یا برگ‌ها هستند. شرایط مرزی هر تقسیم بر روی شاخه‌ها یا خطوط اتصال مشخص گردیده است. شماره هر برگ، نشانگر یک رابطه رگرسیونی خطی خاص است و عدد داخل پرانتز در هر برگ مربوط به تعداد داده‌هایی است که در هر برگ وجود دارد. همان‌طور که مشاهده می‌شود ۳ قانون ایجاد شده است (روابط ۱۱ تا ۱۳).



شکل ۲ درخت حاصل از کاربرد مدل M5P

نتایج تحلیل‌های آماری مدل درختی ایجاد شده و همچنین نتایج حاصل از روابط تحلیلی، در جدول (۴) ارائه شده است. در شکل (۳) نیز مقادیر پیش‌بینی و اندازه‌گیری شده توسط مدل درختی M5P و روابط Hansen، Vesic و Meyerhof مقایسه شده است. ملاحظه می‌گردد که روش مدل درختی نسبت به هر سه رابطه کلاسیک با دقت خیلی بالاتری توانسته است ظرفیت باربری پی‌های

جدول ۲ مشخصات آماری مجموعه داده‌های ورودی و خروجی مدل

پارامتر	مجموعه داده‌های آموزش						مجموعه داده‌های آزمون					
	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی	نیزه آبی
$B (m)$	۰/۰۳۹	۰/۱۰۱	۰/۱۵۲	۰/۰۵۹	۰/۰۳۷	۰/۱۱۲	۰/۱۵۲	۰/۰۵۹	۰/۱۰۱	۰/۱۵۲	۰/۰۳۷	۰/۱۱۲
$D (m)$	۰/۰۳۴	۰/۰۷۳	۰/۱۵	۰/۰۲۹	۰/۰۴۱	۰/۰۸۴	۰/۱۵	۰/۰۲۹	۰/۰۷۳	۰/۱۵	۰/۰۴۱	۰/۰۸۴
L/B	۲/۶۱۹	۳/۴۸۰	۶	۱	۲/۴۳۵	۴/۱۰۴	۶	۱	۳/۴۸۰	۶	۱	۲/۴۳۵
$\gamma kN/m^3$	۰/۴۳۲	۱۶/۵۲	۱۷/۱	۱۵/۷	۰/۰۵۲	۱۶/۴۲	۱۷/۱	۱۵/۷	۱۶/۵۲	۱۷/۱	۱۵/۷	۰/۰۵۲
$\varphi(^{\circ})$	۲/۷۴۳	۳۹/۵۵	۴۲/۰	۳۴	۳/۲۱۹	۳۸/۷۳۸	۴۲/۰	۳۴	۳۹/۵۵	۴۲/۰	۳۴	۳/۲۱۹
$q_u (kPa)$	۶۹/۷۵۸	۱۸۴/۹۱۱	۲۷۸/۳	۷۰/۹۱	۹۷/۳۹۶	۱۹۰/۶۱۱	۴۲۲/۶	۵۸/۵	۱۸۴/۹۱۱	۲۷۸/۳	۷۰/۹۱	۹۷/۳۹۶

جدول ۳ نتایج حاصل از روش برنامه الگوریتم ژنتیک برای تخمین ظرفیت باربری پی‌های سطحی [۱۵]

مجموعه داده‌های آموزش	مجموعه داده‌های آزمون	مدل	مدل	
			RMSE (kN)	RMSE (kN)
۱۴/۰	۱۴/۸	Genetic programming (GP)		
۱۱/۸	۹/۶۱	Weighted genetic programming (WGP)		
۱۱/۱	۱۱/۰	Soft-computing polynomials (SCP)		

شاخص‌های ارزیابی عملکرد مدل. برای ارزیابی دقت مدل تولید شده از شاخص‌های آماری از قبیل ضریب همبستگی (CC)، ریشه میانگین مربعات خطای (RMSE) و متوسط خطای مطلق (MAE) استفاده شد. مقادیر این پارامترها از روابط زیر به دست می‌آید:

$$CC = \frac{\sum_{i=1}^n [(s_i - \bar{s}_i)(c_i - \bar{c}_i)]}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (s_i - \bar{s}_i)^2(c_i - \bar{c}_i)^2}} \quad (8)$$

$$RMSE = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (s_i - c_i)^2}{n} \right)^{0.5} \quad (9)$$

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^n |s_i - c_i|}{n} \quad (10)$$

جدول ۴ نتایج عملکرد مدل‌های مختلف در قالب
شاخص‌های آماری

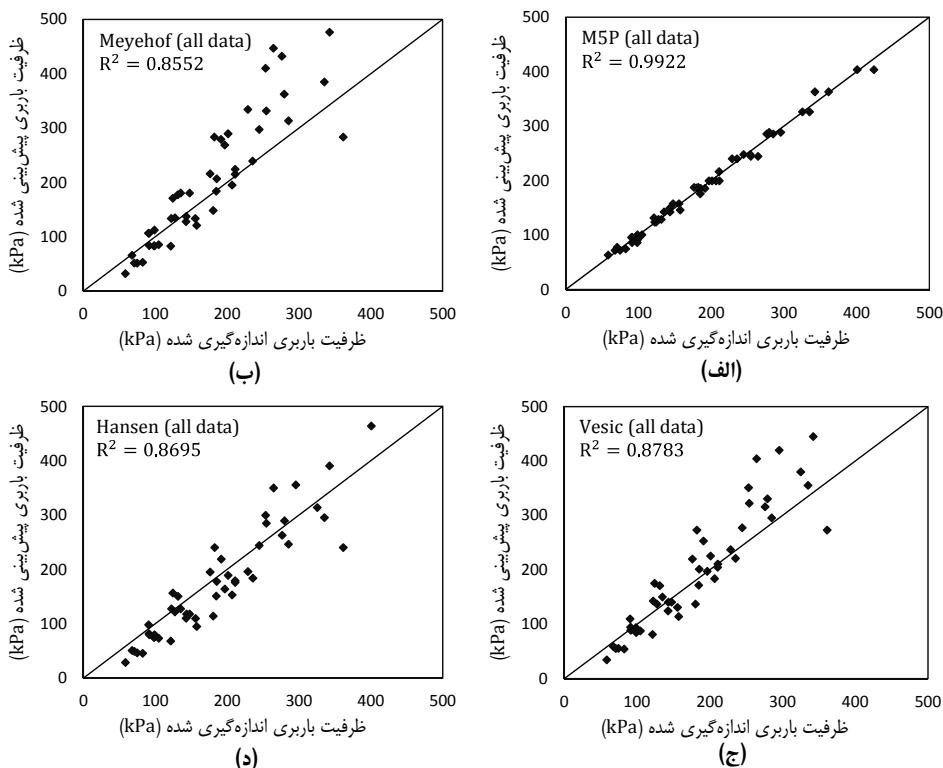
MAE (KN)	RMSE (KN)	CC	مدل
۷/۴۴	۷/۹۲	۰/۹۹۶۶	M5P (داده‌های آموزش)
۷/۴۰	۸/۵۴	۰/۹۹۱۷	M5P (داده‌های آزمون)
۶/۴۳	۸/۰۵	۰/۹۹۶۱	(کل داده‌ها) M5P
۶۱/۴۹	۹۵/۴۹	۰/۹۲۴۷	Meyerhof (کل داده‌ها)
۳۹/۷۸	۶۰/۶۸	۰/۹۲۷۲	(کل داده‌ها) Vesic
۳۵/۰۹	۴۴/۴۸	۰/۹۳۲۵	Hansen (کل داده‌ها)

سطحی را آموزش دیده و پیش‌بینی نماید.

$$\text{LM1: if } \gamma \leq 15.9 \quad \text{then } q_u = (502.6418 \times D) + 48.4988 \quad (12)$$

$$\text{LM2: if } 15.9 < \gamma \leq 16.65 \quad \text{then } q_u = (432.7071 \times B) + (598.9093 \times D) + (142.6164 \times \gamma) - 2264.3851 \quad (13)$$

$$\text{LM3: if } \gamma > 16.65 \quad \text{then } q_u = (987.238 \times B) + (1033.3307 \times D) + (136.0887 \times \gamma) - 2228.3015 \quad (14)$$



شکل ۳ مقایسه بین مقادیر اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده برای کل داده‌ها توسط: (الف) مدل درختی M5P
(ب) رابطه Mayerhof، (ج) رابطه Hansen، (د) رابطه Vesic

جدول ۵ نتایج مدل درختی و روش‌های تحلیلی برای مجموعه داده‌های آزمون

(kPa)				ظرفیت باربری پیش‌بینی شده (kPa)	داده‌های آزمون
Hansen	Vesic	Mayerhof	M5P	اندازه‌گیری شده (kPa)	
۱۸۹/۱۷	۲۲۵/۳۸	۲۸۹/۵۴	۱۹۹/۴۸	۲۰۱/۲	۱
۱۷۹/۱۹	۲۰۴/۷۲	۲۲۴/۱۶	۲۱۶/۵	۲۱۱	۲
۹۴/۹۶	۱۱۴/۰۷	۱۲۰/۸۸	۱۴۵/۷۱	۱۵۷/۵	۳
۲۴۳/۹۳	۲۷۷/۶۷	۲۹۷/۲۹	۲۴۷/۹۲	۲۴۴/۶	۴
۴۹/۲۷	۵۵/۱۹	۵۱/۶۸	۷۷/۶۵	۷۰/۹۱	۵
۷۹/۷۵	۹۳/۸۱	۱۱۲/۳	۱۰۰/۵۶	۹۸/۸	۶
۲۶۲/۵۴	۳۱۶/۲۴	۴۳۲/۰۲	۲۸۵/۵۵	۲۷۶/۳	۷
۳۴۹/۶۷	۴۰۴/۳۵	۴۴۶/۹۲	۲۴۴/۳۹	۲۶۴/۵	۸
۱۶۴/۰۱	۱۹۷/۴۴	۲۶۸/۸۹	۱۹۹/۳۶	۱۹۶/۸	۹
۱۲۲/۰۱	۱۳۷/۳۳	۱۳۴/۸۵	۱۲۸/۷۱	۱۲۷/۵	۱۰
۰/۹۲۷۸	۰/۹۳۶۳	۰/۹۴۴۸	۰/۹۹۱۷		CC
۳۸/۰۱	۵۰/۱۳	۶۸/۸۵	۸/۵۸		RMSE
۲۸/۴۹	۳۱/۷۹	۶۴/۱۱	۶/۴۰		MAE

علاوه بر هم‌ستگی بسیار خوب نتایج مدل M5P با مقادیر واقعی، مقایسه عملکرد این مدل با نتایج روابط Hansen و Vesic، Mayerhof و Hansen برتری مدل ارائه شده در این پژوهش را تأیید می‌کند. مزیت عدمه مدل‌های درختی این است که برخلاف برخی از روش‌ها همانند شبکه‌های عصبی مصنوعی و ماشین‌های بردار پشتیبان می‌تواند به تولید قانون پردازد. به عبارت دیگر مدل درختی برخلاف روش‌هایی مثل شبکه‌های عصبی مصنوعی که چگونگی عملکرد خود را ارائه نمی‌کنند، پیش‌بینی خود را در قالب قوانینی که از نظر پارامترهای آماری برآش مناسبی دارند ارائه می‌کند. بدین صورت این مدل می‌توانند جایگزین مناسبی برای تخمین ظرفیت باربری پی‌های سطحی تلقی شود و با توجه به محدوده قرارگیری وزن واحد حجم خاک (۷) از قوانین ارائه شده استفاده کرد.

شایان ذکر است که این روش، مشابه سایر روش‌های مبتنی بر هوش مصنوعی، دامنه کاربرد محدودی دارد، که این دامنه وابسته به داده‌هایی است

در جدول (۵) نیز نتایج حاصل از مدل درختی با نتایج حاصل از روابط Hansen، Mayerhof و Vesic برای داده‌های آزمون مقایسه شده است و همچنان نشانگر عملکرد بهتر مدل ارائه شده در مقایسه با نتایج بدست آمده توسط سایر روش‌های موجود است.

نتیجه‌گیری

در این مقاله از مدل درختی M5P برای پیش‌بینی ظرفیت باربری پی‌های سطحی واقع بر خاک‌های دانه‌ای تحت اثر بار محوری استفاده شده است. مجموعه داده‌ها شامل ۵۰ نمونه از آزمایش‌های واقعی انجام شده برای آموزش و ارزیابی مدل مورد استفاده قرار گرفت. مقایسه نتایج حاصل از مدل با مقادیر واقعی نشان می‌دهد که مدل درختی دارای دقت مناسبی در پیش‌بینی ظرفیت باربری پی‌های سطحی در محدوده داده‌های مورد استفاده است، به طوری که در نتایج ارزیابی مدل بهینه بر روی داده‌های آزمایش، مقادیر RMSE=8.54 kN و CC=0.9917

ضریب چگالی ظرفیت باربری	N_γ
ضرایب شکل پی	F_{ys}, F_{qs}, F_{cs}
ضرایب عمق پی	F_{yd}, F_{qd}, F_{cd}
ضرایب انحراف بار	F_{yi}, F_{qi}, F_{ci}
ضریب فشار مقاوم خاک	K_p
دستای از نمونه‌ها که به گره می‌رسند	T
مجموعه‌های حاصل از تقسیم گره‌ها	T_i
انحراف از معیار	sd
میانگین مقدار مشاهداتی متغیر	\bar{c}_i
میانگین مقدار محاسبه شده توسط مدل	\bar{s}_i
مقدار محاسبه شده متغیر توسط مدل	s_i
مقدار مشاهداتی (واقعی) متغیر	c_i
تعداد داده‌های مشاهداتی	n

که برای ساخت مدل استفاده شده است. درنتیجه نتایج حاصل از این مدل تنها در محدوده داده‌های آموختش قابل کاربرد است. با این حال، هنگامی که داده‌های M5P جدید در دسترس قرار گیرد، مدل درختی همواره قابل توسعه است و بدین وسیله می‌توان به نتایج جامع تری رسید.

فهرست نشانه‌ها

ظرفیت باربری نهایی بی سطحی	q_{ult}, q_u
وزن واحد حجم خاک	γ
عمق پی	D
عرض پی	B
ضریب چسبندگی ظرفیت باربری	N_c
ضریب سربار ظرفیت باربری	N_q

مراجع

- Terzaghi, K., "Theoretical soil mechanics", John Wiley & Sons, New York, (1943).
- Meyerhof, G.G., "Some recent research on the bearing capacity of foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, pp. 16-26, (1963).
- Hansen, J.B., "A revised and extended formula for bearing capacity", Geoteknisk Institut, (1970).
- Vesic, A.S. "Analysis of ultimate loads of shallow foundations", *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol. 91, pp. 45-73, (1974).
- Silvestri, V., "A limit equilibrium solution for bearing capacity of strip foundations on sand", *Canadian geotechnical journal*, vol. 40, pp. 351-361, (2003).
- Bolton, M. and Lau, C., "Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 30, pp. 1024-1033, (1993).
- Soubra, A.H., "Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 125, pp. 59-68, (1999).
- Griffiths, D., "Computation of bearing capacity factors using finite elements", *Geotechnique*, vol. 32, pp. 195-202, (1982).
- Kohestani, V.R. and Hassanlourad, M., "Modeling the Mechanical Behavior of Carbonate Sands Using Artificial Neural Networks and Support Vector Machines", *International Journal of Geomechanics*, vol. 16, pp.04015038, (2015).
- Ardakani, A. and Kohestani, V.R., "Evaluation of liquefaction potential based on CPT results using

- C4.5 decision tree", *Journal of AI and Data Mining*, vol. 3(1), pp. 82-89, (2015).
11. Kohestani, V.R., Hassanolourad, M., and Ardakani, A., "Evaluation of liquefaction potential based on CPT data using random forest", *Natural Hazards*, pp. 1-11 (2015).
 12. Kalinli, A., Acar, M.C., and Gündüz, Z., "New approaches to determine the ultimate bearing capacity of shallow foundations based on artificial neural networks and ant colony optimization", *Engineering Geology*, vol. 117, pp. 29-38, (2011).
 13. Padmini, D., Ilamparuthi, K., and Sudheer, K., "Ultimate bearing capacity prediction of shallow foundations on cohesionless soils using neurofuzzy models", *Computers and Geotechnics*, vol. 35, pp. 33-46, (2008).
 14. Samui, P., "Application of statistical learning algorithms to ultimate bearing capacity of shallow foundation on cohesionless soil", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 36, pp. 100-110, (2012).
 15. Tsai, H. C., et al., "Determining ultimate bearing capacity of shallow foundations using a genetic programming system", *Neural Computing and Applications*, vol. 23, pp. 2073-2084, (2013).
 16. Bonakdar, L. and Etemad-Shahidi, A., "Predicting wave run-up on rubble-mound structures using M5 model tree", *Ocean Engineering*, vol. 38, pp. 111-118, (2011).
 17. Etemad-Shahidi, A. and Mahjoobi, J., "Comparison between M5' model tree and neural networks for prediction of significant wave height in Lake Superior", *Ocean Engineering*, vol. 36, pp. 1175-1181, (2009).
 18. Rahimikhoob, A., "Comparison between M5 Model Tree and Neural Networks for Estimating Reference Evapotranspiration in an Arid Environment", *Water Resources Management*, vol. 28, pp. 1-13, (2014).
 19. Wolfs, V. and Willems, P., "Development of discharge-stage curves affected by hysteresis using time varying models, model trees and neural networks", *Environmental Modelling & Software*, vol. 55, pp. 107-119, (2014).
 20. Larose, D.T., "Discovering knowledge in data: an introduction to data mining", John Wiley & Sons, (2005).
 21. Quinlan, J.R., "Learning with continuous classes", in *Proceedings of the 5th Australian joint Conference on Artificial Intelligence*. Hobart: Singapore, (1992).
 22. Wang, Y. and Witten, I.H., "Inducing model trees for continuous classes", in *Proceedings of the Ninth European Conference on Machine Learning*. Prague, Czech Republic: Springer, (1997).
 23. Foye, K., Salgado, R., and Scott, B., "Assessment of variable uncertainties for reliability-based design of foundations", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 132, pp. 1197-1207, (2006).

24. Gandhi, G., "Study of bearing capacity factors developed from lab. Experiments on shallow footings on cohesionless soils", Ph. D. Thesis, Shri GS Institute of Tech and Science, Indore (MP), (2003).
25. Shahin, M.A., Maier, H.R., and Jaksa, M.B., "Data division for developing neural networks applied to geotechnical engineering", *Journal of Computing in Civil Engineering*, vol. 18, pp. 105-114, (2004).
26. Witten ,I.H. and Frank, E., "Data Mining: Practical machine learning tools and techniques", Morgan Kaufman, (2005).

بهینه‌سازی هزینه انرژی با درنظر گرفتن قابلیت اطمینان هیدرولیکی و کیفی شبکه‌های توزیع

آب با استفاده از الگوریتم جامعه مورچگان*

Mahmood Fotouhi^(۱) Mousavat Tabesh^(۲)

چکیده هزینه‌های انرژی، درصد قابل توجهی از هزینه‌های بهره‌برداری از شبکه‌های آبرسانی را تشکیل می‌دهند. مدیریت بهینه این هزینه‌های انرژی برای تأمین آب مورد نیاز متقاضیان با کیفیت مطلوب اهمیت فوق العاده‌ای دارد. برای رسیدن به این مهم، بهینه‌سازی به عنوان ابزاری قدرتمند معرفی شده است. در این مقاله با معطوف شدن به فاز بهره‌برداری سعی می‌شود، بهینه‌سازی چندهدفه عملکرد شبکه‌های آبرسانی با درنظر گرفتن هیدرولیک و کیفیت آب بررسی شود. در هر یک از این حالت‌ها، هدف اول حداچل ساختن هزینه انرژی مصرفی و هدف دوم حداقل نمودن قابلیت اطمینان هیدرولیکی، کیفی و یا تلفیقی می‌باشد؛ یعنی در عمل لازم است تا برنامه کاری پمپ‌ها در طول یک دوره زمانی بررسی عملکرد، مثلاً یک روز، به گونه‌ای تنظیم شود تا عمل پمپ‌ها، با تغییرات تفاوتاً در طول روز، تعییرکند و تا حد ممکن با این تغییرات منطبق گردد. در کتاب این امر لازم است تا قابلیت اطمینان هیدرولیکی، کیفی و تلفیقی در شبکه نیز حداقل گردد. در این مقاله، به منظور انطباق هر چه بیشتر حالت‌های عملکردی ایستگاه پمپان، از پمپ دور ثابت و دور متغیر استفاده می‌شود. به منظور بهینه‌سازی عملکردی Visual C++ NA-ACO-CD شیوه توزیع آب به علت کارایی بالا و سادگی پیاده‌سازی الگوریتم جامعه مورچگان، الگوریتم NA-ACO-CD در محیط تدوین شده است. کارایی الگوریتم تدوین شده با بهینه‌سازی توابع ریاضی آزمایش و اثبات شده است و قابل اجرا بر روی شبکه‌های توزیع آب می‌باشد. روش پیشنهادی با استفاده از شبکه توزیع آب Anytown ارزیابی گردید و این نتیجه حاصل شد که نمی‌توان به ترکیبی از دور پمپ دست یافت که هر سه قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی و کیفی به طور همزمان بالا باشند.

واژه‌های کلیدی بهینه‌سازی چندهدفه، الگوریتم جامعه مورچگان، انرژی مصرفی، سن آب، قابلیت اطمینان.

Optimization of Energy Costs Considering Hydraulic and Quality Reliability Using Ant Colony Algorithm

M. Fotuhi

M. Tabesh

Abstract Energy costs comprise considerable amount of operation costs in water distribution networks. Optimal management of energy costs to provide required water for consumers with desired quality is of high importance. To achieve this, optimization is defined as a powerful tool. In this paper, by focusing on operation phase, multi-objective optimization of water supply network considering hydraulic, quality and integrated reliability measures is performed. In each of these cases, the first goal is to minimize energy costs and maximization of each reliability measure is considered as the second objective. Therefore, it is necessary to set the performance schedule of the pumps over a period of time, one day, such a way that pumping schedual changes based on consumption variation during the day. In addition, it is required to maximize the hydraulic, quality and integrated reliability measures in the network. In this paper, in order to adapt more pump operating modes of pump station, both constant and variable speed pumps are used. In order to optimize performance of water distribution network, due to the high efficiency and simplicity of ant colony algorithm, the NA-ACO-CD (Non-Dominated Archiving Ant Colony Optimization with Crowd Distance) algorithm has been coded in Visual Studio C++. The efficiency of NA-ACO-CD algorithm is tested with mathematical functions and proved to be applicable on water distribution networks. The proposed method is evaluated on Anytown water distribution network and required pareto curved are produced. It is concluded that the methodology cannot be attained to a combination of pump speeds such that all three pump, hydraulic and quality reliabilities will be maximized simultaneously.

Keywords Multi-objective optimization, Ant colony, Energy consumption, Water age, Reliability.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۲/۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۷/۵ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: دانشجوی دکتری مهندسی عمران آب، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) استاد، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران.

متغیرهای تصمیم زیادی در بهینه‌سازی موجود است، یافتن جواب‌های بهینه مطلق با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی غیرخطی، مشکل و در موقعی غیرممکن است. در چنین شرایطی روش‌های بر پایه الگوریتم‌های تکاملی می‌تواند نتایج مطلوبی ارائه دهد. برخی از روش‌های تکاملی بر پایه جمعیتی از ذرات هوشمند است که در ارتباط با یکدیگر از خود رفتاری هوشمندانه نشان می‌دهند. هوش مصنوعی اعضاي جمعیت سبب جهت‌دهی به حرکات آنها در فضای تصمیم بهسوی جواب بهینه می‌شود. الگوریتم بهینه‌سازی کلونی مورچگان نیز از روش‌های جدیدی است که با الهام از رفتار اجتماعی مورچگان در حال حرکت از لانه به‌سمت غذایش ارائه گردیده است.

از سال ۱۹۷۰ تاکنون مطالعات زیادی در زمینه بهینه‌سازی برنامه‌ریزی پمپاژ صورت گرفته است. در تمامی این مطالعات سعی بر این است که برنامه‌ریزی پمپاژ با انجام آنالیز و مقایسه‌های کافی به ساعتی با تعریف انرژی ارزانتر موكول گردد. برنامه‌ریزی زمان‌بندی پمپاژ می‌تواند به طور ضمنی بر حسب اجزای دیگر شبکه مثل ترازوهای تانک [1] و یا به طور صریح توسط مشخص نمودن زمان روشن و خاموش بودن هر پمپ تعريف گردد [2]. یافتن برنامه زمان‌بندی بهینه عملکرد پمپاژ در شبکه‌های توزیع آب امری پیچیده برای محققان و مدیران می‌باشد. این پیچیدگی به‌سبب نوسانات مصرف آب، پیچیدگی شبکه‌های توزیع آب و تغییرات تعریف انرژی الکتریکی می‌باشد. کاهش هزینه‌های کل پمپاژ در سیستم‌های توزیع آب با راهکارهای مختلفی از قبیل نگهداری مناسب و بهینه‌سازی انجام می‌گیرد. زمان‌بندی عملکرد پمپ‌ها می‌تواند تراکم پمپاژ را به ساعتی با تعریف انرژی ارزان‌تر منتقل کند و درنتیجه هزینه انرژی مصرف شده به‌وسیله پمپ‌ها کاهش می‌یابد. به‌علاوه، صرفه‌جویی در انرژی می‌تواند به‌وسیله پمپاژ آب در زمانی که ترازو آب در تانک‌ها کمتر است و همین‌طور با استفاده از ترکیب پمپ‌های دارای راندمان متفاوت انجام گیرد [3].

مقدمه

بالا رفتن سطح زندگی جوامع مختلف، منجر به افزایش نیاز بشر به آب و منابع انرژی شده است. هزینه‌های انرژی در شبکه‌های توزیع آب بخش زیادی از هزینه‌های شبکه را شامل می‌شود. بنابراین در سال‌های اخیر بهینه‌سازی شبکه‌های توزیع آب به منظور کاهش هزینه‌ها از اهداف اصلی مهندسان و مدیران می‌باشد.

پمپاژ آب بیشتر از حد مورد نیاز در شبکه‌های توزیع آب علاوه بر این که باعث مصرف بیش از اندازه انرژی و افزایش هزینه‌های شبکه می‌گردد، باعث می‌شود فشارهای گرهی بیشتر از فشار مورد نیاز شود و این امر موجب افزایش نشت، شکست لوله‌ها و به تبع آن افزایش هزینه‌های تعمیر و نگهداری می‌شود. از طرف دیگر در صورتی که ایستگاه پمپاژ به خصوص در ساعات برمصرف نتواند آب کافی را به مصرف‌کننده برساند از نقاط ضعف آن به حساب می‌آید و از قابلیت اطمینان آن کاسته می‌شود. به‌علاوه، تغییر کارکرد پمپ می‌تواند سن آب در گرههای شبکه را دستخوش تغییرات کند. سن آب یکی از عوامل مهم در کیفیت آب به‌شمار می‌آید، در واقع اگر زمان حرکت آب در لوله‌های شبکه و یا زمان ماند آب در مخازن بیشتر شود، سن آب در گرههای بیشتر و کیفیت آب بدتر می‌شود. با بیشتر شدن دبی پمپ به‌وسیله افزایش دور پمپ، سرعت در لوله‌ها زیاد شده و باعث می‌شود که سن آب در گرههای کمتر شده و کیفیت آب بهبود یابد.

از سوی دیگر مسائل مطرح در شبکه‌های توزیع آب غالباً بسیار پیچیده است به‌طوری که استفاده از روش‌های سنتی بهینه‌سازی در حل آنها مستلزم صرف زمان طولانی و حافظه حجیم محاسباتی می‌باشد. این امر موجب کارایی بسیار اندک روش‌های سنتی گردیده است. الگوریتم‌های تکاملی که اغلب از طبیعت الهام گرفته شده‌اند، از روش‌های نوین بهینه‌سازی هستند که در سال‌های اخیر مطرح شده‌اند. قابلیت روش‌های تکاملی در حل مسائل پیچیده و بزرگ مقیاس باعث استفاده روزافزون آنها در علوم مختلف شده است. در مسائلی که دارای ماهیت غیرخطی هستند و تعداد

در طراحی و بهره‌برداری سیستم‌های توزیع آب مینیمم کردن زمان ماند آب می‌باشد. زمان ماند نه تنها زمان ماند آب در تانک را شامل می‌شود، بلکه زمان حرکت آب قبل و بعد از ورودی آب به تأسیسات ذخیره را هم شامل می‌گردد. برای برآورد این شاخص از قابلیت نرم‌افزار EPANET2 استفاده شده است. اعمال این شاخص

به‌نهایی نیز باعث می‌شود که ابعاد اجزای شبکه کوچک‌تر شود که در تقابل با شاخص قبلی می‌باشد. متغیرهای تصمیم شامل تصمیم بازسازی لوله‌ها، ابعاد تانک‌ها، محل تانک‌ها و برنامه زمان‌بندی پمپاژ می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که مدل فوق قادر است تعامل خوبی بین اهداف مدل‌سازی شامل هزینه کل شبکه، شاخص برگشت‌پذیری و سن آب برقرار نماید. طراحی شبکه به این شکل منجر به یک شبکه با قابلیت بالا می‌شود

به‌طوری که شبکه به دست آمده، دارای لوله‌های بهینه و بهترین چیدمان برای تانک‌ها در نقاط پر مصرف می‌باشد. این نحوه طراحی باعث می‌شود که به‌طور خودکار ابعاد لوله‌ها کاهش یابد، قابلیت اطمینان شبکه افزایش یابد و سن آب در داخل شبکه نیز حداقل شود. اعمال برنامه زمان‌بندی پمپاژ نیز منجر به این شده است که تمامی سه تانک موجود در شبکه در طول دوره‌های با تقاضای کم پر شود و برای دوره‌هایی که در آن مصرف حداکثر است نیز پر باقی بماند. از این‌رو در حالت شکست پمپ‌ها در شبکه، تانک‌ها پر خواهند بود و می‌توانند تقاضای شبکه را تأمین نمایند. این موضوع قابلیت اطمینان شبکه را به‌خوبی افزایش می‌دهد.

در این پژوهش با درنظر گرفتن پمپ دور متغیر و مقایسه آن با پمپ دور ثابت، تأثیر تغییر انرژی بر روی عملکرد پمپ، هیدرولیک و سن آب شبکه بررسی می‌شود. در مطالعات قبلی همچون پژوهش مهزاد [۶] اگرچه پمپ دور متغیر درنظر گرفته شده است، ولی اثر آن فقط بر روی هیدرولیک شبکه بررسی شده است و سن آب در مطالعه ایشان لحاظ نشده است. در مطالعه

با استفاده از پمپ دور متغیر می‌توان سرعت گردش پمپ را به‌گونه‌ای انتخاب کرد که منحنی فشار سیستم بیشترین تطابق را با منحنی بازده داشته باشد [۴]. هاشمی با استفاده از پمپ دور متغیر به بهینه‌سازی عملکرد شبکه‌های آبرسانی با هدف حداقل‌سازی انرژی مصرفی در عمل پمپاژ پرداخت [۵]. این محقق الگوریتم خود را بر پایه الگوریتم مورچگان تدوین نموده و با نرم‌افزار شبیه‌سازی EPANET2 (مبتنی بر تقاضا) تلفیق کرده و با اعمال قید فشار، مشکلات این نوع تحلیل هیدرولیکی را برطرف نموده است. مهزاد در ادامه تحقیق هاشمی [۵]، تابع تک‌هدفه حداقل‌سازی هزینه‌های انرژی را به تابع دو‌هدفه تبدیل نمود که در آن هدف اول، کمینه کردن هزینه‌های انرژی و هدف دوم، بیشینه کردن قابلیت اطمینان ایستگاه پمپاژ بود [۶].

فرمانی و همکاران کاربرد الگوریتم تکاملی چندهدفه را در شناسایی تعامل بین هزینه کل، قابلیت برگشت‌پذیری شبکه (قابلیت اطمینان هیدرولیکی) و سن آب (کیفیت آب) در سیستم‌های توزیع آب بررسی کردند. آنها این کار را بر روی یک شبکه واقعی مانند Anytown آزمایش کردند [۷]. مینیمم کردن هزینه‌ها به عنوان یکی از اهداف بهینه‌سازی است که شامل هزینه‌های سرمایه‌گذاری لوله‌ها، تانک‌ها و هزینه فعلی انرژی مصرف شده در طول یک دوره خاص می‌باشد. این هدف به‌نهایی منجر به کاهش قطر لوله‌ها و ابعاد تأسیسات می‌شود که باعث ایجاد ظرفیت ناکافی برای اجزای شبکه می‌شود و می‌تواند شکست در لوله‌ها را بیشتر کند یا تأمین نیازها را مختل نماید. قابلیت برگشت‌پذیری ارائه‌شده توسط تودینی [۸] به عنوان هدف دوم برای افزایش قابلیت اطمینان و در دسترس بودن آب به هنگام شکست لوله‌ها در نظر گرفته شده است. این شاخص به‌نهایی باعث بزرگ‌تر شدن ابعاد اجزای شبکه می‌شود. این در حالی است که لوله‌های با قطر بزرگ و تانک‌های ذخیره با حجم زیاد، اثر منفی روی کیفیت آب می‌گذارند، چون باعث می‌شوند که سرعت جریان و جایه‌جایی آب کم شود. هدف دیگر

همچنین در مواردی که محاسبه کمبود فشار و مقدار کاهش آب قابل دسترس در قالب شاخص‌هایی نظری قابلیت اطمینان مد نظر باشد استفاده از این روش ضروری خواهد بود [1].

مفهوم میانگین سن آب یا متوسط زمان حرکت آب (WA_{ij}) بین گره‌های i و j از همه مخازن تحت شرایط دائمی توسط مالز و همکاران معرفی شده است [11]. مارژول دینامیکی کیفیت آب نرمافزار EPANET2 تغییرات سن آب را در شبکه نسبت به زمان مدل می‌کند [12]. در واقع نرمافزار مذکور از مقادیر دبی به دست آمده از تحلیل هیدرولیکی برای حل معادله بقای جرم استفاده می‌کند تا زمان حرکت آب را در لوله‌ای که گره i و j را به هم متصل می‌کند را به دست آورد. معادله بقای جرم از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\frac{\Delta WA_{ki}}{\Delta t} = -\frac{q_{ki}}{Area_{ki}} \frac{\Delta WA_{ki}}{\Delta x_{ki}} + 1.0 \quad (1)$$

که در آن WA_{ki} سن آب در لوله ki می‌باشد که تابعی از فاصله x و زمان t است $\frac{q_{ki}}{Area_{ki}}$. سرعت جريان در لوله ki بوده و عدد یک نیز نشان می‌دهد که در هر واحد زمان، سن آب یک واحد افزایش پیدا می‌کند. معادله (1) با داشتن شرط اولیه در زمان صفر و شرط مرزی در ابتدای لوله به شکل رابطه (2) قابل حل است.

$$W A_i (0, t) = \sum_k q_{ki} \frac{k_i W A_{ki} (L_{ki,t}) + Q_{ext,i} W A_{ext,i}}{\sum_k q_{ki} + Q_{ext,i}} \frac{\Delta WA_{ki}}{\Delta t} = -\frac{q_{ki}}{Area_{ki}} \frac{\Delta WA_{ki}}{\Delta x_{ki}} + 1.0 \quad (2)$$

که در آن $(0, t) W A_i$ سن آب در گره i ، q_{ki} دبی جريان در لوله‌های ورودی به گره i ، $W A_{ki}(L_{ki,t})$ سن آب در لوله‌های ورودی به گره i با طول L در زمان t ، $Q_{ext,i}$ جريان خروجی از گره i و $W A_{ext,i}$ سن آب جريان خروجی می‌باشند. نرمافزار EPANET2 اين معادلات را با مدل عددی

فرمانی و همکاران [7] هم هرچند که هیدرولیک و سن آب شبکه مدنظر قرار گرفته است، ولی نوع پمپ دور ثابت می‌باشد. با این توضیحات، هدف این تحقیق بهینه‌سازی عملکرد پمپ در فاز بهره‌برداری می‌باشد به گونه‌ای که هزینه‌های انرژی کمینه شود و قابلیت اطمینان پمپ، قابلیت اطمینان هیدرولیکی (فشار در گره‌ها)، قابلیت اطمینان سن آب و قابلیت اطمینان تلفیقی (ترکیب قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی و سن آب) بیشینه گردد.

مدل هیدرولیکی و کیفی (سن آب) شبکه

در تحلیل هیدرولیکی شبکه‌های آبرسانی هدف طراح آن است که با توجه به مشخصات شبکه، از مقادیر دبی لوله‌ها، فشار در گره‌ها و سایر مجہولات اطلاع داشته باشد. در بسیاری از تحلیل‌های هیدرولیکی، دبی‌های خروجی از گره‌ها بدون توجه به فشار آنها مقاداری ثابت فرض می‌شود. به این روش، تحلیل هیدرولیکی مبتنی بر تقاضا گفته می‌شود که اکثر نرمافزارهای کامپیوتری موجود برای تحلیل هیدرولیکی شبکه‌های آب بر مبنای آن عمل می‌نمایند. در شرایط نرمال و در حالتی که فشار موجود در گره‌ها از فشار حداقل مجاز بیشتر شود، این روش مناسب و کارا می‌باشد، اما اگر در شرایط غیرنرمال شبکه با این روش تحلیل شود، ممکن است فشارهای گره‌ای از میزان حداقل مجاز کمتر شود و حتی مقادیر منفی نیز به خود بگیرد و با توجه به این‌که دبی‌های خروجی ثابت فرض شده‌اند، جواب‌های حاصل از این نوع تحلیل با واقعیت مطابقت نخواهد داشت. وقتی فشار در گره‌ای کمتر از میزان حداقل مجاز باشد، دبی خروجی از گره کاهش خواهد یافت و دیگر برابر دبی ثابتی که از اول فرض می‌شود، نخواهد بود. بنابراین روش DDSM در شرایط غیرنرمال کارایی خود را از دست می‌دهد. به همین دلیل محققان به این نتیجه رسیده‌اند که در تحلیل شبکه‌های توزیع آب، باید روابط بین فشار در گره‌ها و دبی خروجی از آنها مورد توجه قرار گیرد [9]. به این روش، تحلیل هیدرولیکی مبتنی بر فشار گفته می‌شود.

انرژی مصرفی پمپ ام در بازه زمانی Δt (کیلو وات)، γ_w وزن مخصوص آب (کیلو نیوتن بر مترمکعب)، Q_{pt} دبی خروجی از پمپ p ام در بازه زمانی t (مترمکعب بر ثانیه)، NP تعداد پمپ‌ها، NT تعداد بازه‌های زمانی H_{pt} هد تأمین شده توسط پمپ p ام در بازه زمانی Δt (متر آب)، η_{pt} بازده پمپ p ام در بازه زمانی Δt (درصد)، ET_t تعریف انرژی الکتریکی در ساعت t (واحد پول برای هر کیلووات ساعت انرژی مصرفی)، D_{pt} طول بازه زمانی Δt (ساعت) می‌باشد.

در این پژوهش تغییر وضعیت پمپ رأس ساعت صورت می‌گیرد، چون در غیر این صورت فضای جستجو بسیار وسیع خواهد شد. سرعت چرخش موتور پمپ نیز به عنوان متغیر تصمیم مسئله در نظر گرفته شده است.

روابط قابلیت اطمینان. هنگامی که دور پمپ تغییر پیدا می‌کند، فشار و سن آب در گره‌ها نیز دچار تغییر می‌شود. آنگاه می‌توان قابلیت اطمینان گرهی ناشی از تغییر فشار و سن آب را در گره i و در زمان t از روابط زیر محاسبه نمود.

$$r_H(i, t) = \begin{cases} 0 & P(i, t) < P_{min} \\ \frac{P(i, t) - P_{min}}{P_{des} - P_{min}} & P_{min} < P(i, t) < P_{des} \\ \frac{P(i, t) - P_{max}}{P_{des} - P_{max}} & P_{des} < P(i, t) < P_{max} \\ 0.25 & P(i, t) > P_{max} \end{cases} \quad (1)$$

$$r_{WA}(i, t) = \begin{cases} 1 & WA(i, t) < 6 \\ 2.5 - 0.25WA(i, t) & 6 < WA(i, t) < 10 \\ 0 & WA(i, t) > 10 \end{cases} \quad (2)$$

که در آنها $r_H(i, t)$ قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرهی در گره i و در زمان t $P(i, t)$ فشار در گره i و در زمان t P_{min} فشار مینimum برابر صفر، P_{des} فشار مطلوب برابر ۳۰ متر و P_{max} فشار ماکزیمم برابر ۱۰۰ متر، $r_{WA}(i, t)$ قابلیت اطمینان سن آب گرهی در گره i و در زمان t و $WA(i, t)$ سن آب در گره i و در زمان t می‌باشد.

(Discrete Volume Element Method, DVEM) المان حجم مجزا حل می‌کند.

مدل بهینه‌سازی

روش بهینه‌سازی به کاررفته در این تحقیق، الگوریتم جامعه مورچگان می‌باشد. الگوریتم بهینه‌سازی جامعه مورچگان که با الهام از رفتار اجتماعی مورچه‌ها در هنگام جستجوی غذا توسعه یافته است، به عنوان یک روش فرآکاوشی توسط دریگو پیشنهاد گردید [13]. استفاده از الگوریتم مورچه‌ها در حل مسائل مهندسی موجود اولین بار توسط ماریانو و مورالز [14] صورت گرفت و مایر و همکاران [15] و [16] برای اولین بار این الگوریتم را برای طراحی شبکه‌های توزیع آب به کار برداشتند. یافته‌ها نشان داد که الگوریتم جامعه مورچگان می‌تواند جایگزین مناسبی برای الگوریتم رئنتیک باشد. زچین و همکاران برای بالا بردن فهم از پارامترهای الگوریتم ACO، آنها را برای شبکه‌های توزیع آب تشریح نمودند [17]. همچنین زچین و همکاران پنج الگوریتم جامعه مورچگان را در طراحی شبکه‌های توزیع آب با هم مقایسه کرده‌اند که این الگوریتم‌ها شامل ASrank، EAS، ACS، AS و MMAS می‌باشند [18]. استفاده از این روش‌ها مانند (ASrank، MMAS) برای شبکه‌های توزیع آب بسیار موفقیت‌آمیز می‌باشد.

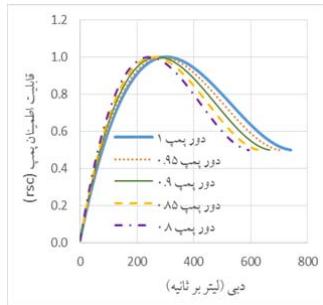
توابع هدف و ساختار آنها. تابع حداقل‌سازی هزینه‌های انرژی پمپاژ در نظر گرفته شده در این پژوهش به صورت معادلات زیر است.

$$\text{MinZ} = \sum_{P=1}^{NP} \sum_{t=1}^{NT} \text{EnergyCost}_{pt} \quad (3)$$

$$(\text{Energy})_{pt} = \frac{Y_w \times Q_{pt} \times H_{pt}}{\eta_{pt}} \times D_{pt} \quad (4)$$

$$(\text{EnergyCost})_{pt} = (\text{Energy})_{pt} \times ET_t \quad (5)$$

که در آنها $(\text{EnergyCost})_{pt}$ هزینه انرژی مصرفی پمپ p ام در بازه زمانی t (واحد پول)، $(\text{Energy})_{pt}$



شکل ۱ مقدار قابلیت اطمینان پمپ ($R_{\text{Pump}, t}$) برای دورهای مختلف پمپ

برای محاسبه قابلیت اطمینان تلفیقی، ابتدا قابلیت اطمینان هیدرولیکی و سن آب گرهی به نسبت $0/7$ و $0/3$ با توجه به اهمیت بیشتر قابلیت اطمینان هیدرولیکی با هم ترکیب می‌شوند و بعد ترکیب این دو با قابلیت اطمینان پمپ میانگین‌گیری هندسی می‌شود.

$$R_{\text{pump}, H, WA} = \frac{\sum_{t=1}^{25} \sqrt{(0.7 * R_{H,t} + 0.3 * R_{WA,t}) * R_{\text{pump}}(t)}}{25} \quad (14)$$

که در آن $R_{\text{pump}, H, WA}$ قابلیت اطمینان تلفیقی (ترکیب قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی و سن آب) می‌باشد.

برای محاسبه این توابع هدف، مدل هیدرولیکی و کیفی (سن آب) برای هر یک از اعضای جمعیت یک بار به صورت دینامیکی با استفاده از نرم‌افزار EPANET2 تحلیل می‌شود. سپس نتایج خروجی از نرم‌افزار EPANET2 به وسیله الگوریتم جامعه مورچگان که به زبان C++ نوشته شده است، بررسی می‌شود. همچنین ارتباط بین این دو نرم‌افزار توسط برنامه‌ای که به زبان C++ نوشته شده است برقرار می‌شود. این برنامه مقادیر فشار و سن آب در گره‌های کنترل‌شونده را از نرم‌افزار EPANET2 دریافت می‌کند و وارد الگوریتم جامعه مورچگان می‌کند و خروجی‌های الگوریتم جامعه مورچگان را که همان مقادیر دور پمپ هستند به EPANET2 وارد می‌کند. این کار تا همگرا شدن جواب‌ها به سمت جواب بهینه به طور مرتب تکرار می‌شود. شکل (۲) الگوریتم این کار را نشان می‌دهد.

آن‌گاه قابلیت اطمینان گرهی در زمان t با متوسط‌گیری روابط فوق نسبت به تقاضای گرهها از معادلات زیر به دست می‌آید.

$$R_{H,t} = \frac{\sum_{i=1}^N r_H(i,t) * Q_{i,t}^{\text{req}}}{\sum_{i=1}^N Q_{i,t}^{\text{req}}} \quad (18)$$

$$R_{WA,t} = \frac{\sum_{i=1}^N r_{WA}(i,t) * Q_{i,t}^{\text{req}}}{\sum_{i=1}^N Q_{i,t}^{\text{req}}} \quad (19)$$

که در آنها $R_{H,t}$ و $R_{WA,t}$ به ترتیب قابلیت اطمینان هیدرولیکی و سن آب گرهی در زمان t هستند که با متوسط‌گیری وزنی نسبت به تقاضای گرهها $Q_{i,t}^{\text{req}}$ به دست آمده‌اند.

در نهایت قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرهی و سن آب گرهی از روابط زیر قابل محاسبه می‌باشند.

$$R_H = \frac{\sum_{t=1}^{25} R_{H,t}}{25} \quad (10)$$

$$R_{WA} = \frac{\sum_{t=1}^{25} R_{WA,t}}{25} \quad (11)$$

که R_H و R_{WA} به ترتیب قابلیت اطمینان هیدرولیکی و سن آب گرهی می‌باشند.

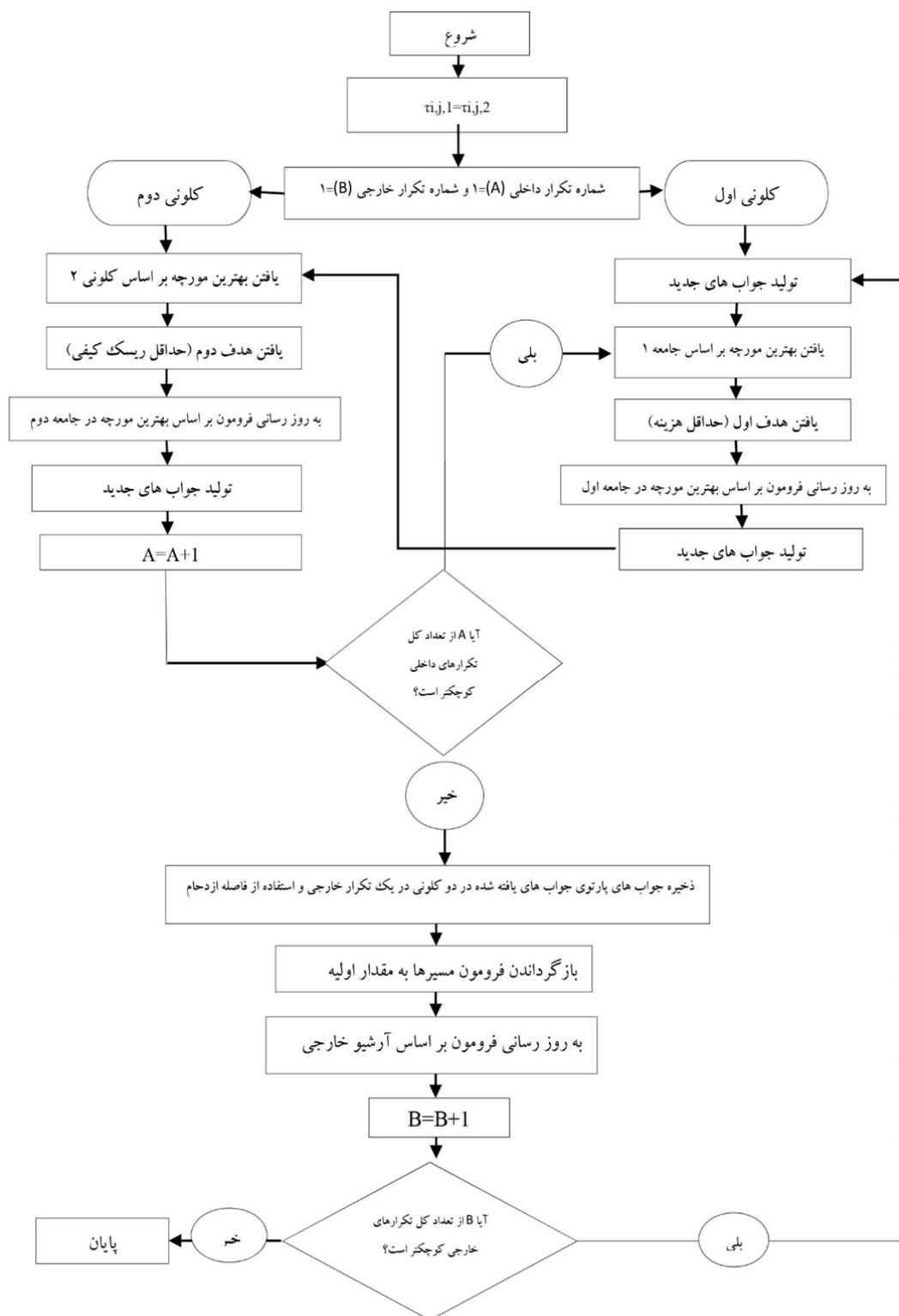
هر پمپ دارای منحنی دبی- هد می‌باشد که نقطه کار پمپ از روی آن مشخص می‌شود و بسته به این که نقطه کار پمپ در کدام قسمت منحنی دبی- هد قرار گیرد راندمان پمپ متفاوت خواهد بود. پس از روی منحنی راندمان پمپ می‌توان مقدار قابلیت اطمینان پمپ i در زمان t $[R_{\text{pump}}(i,t)]$ را از شکل (۱) به دست آورد.

پس از محاسبه قابلیت اطمینان برای هر پمپ و در هر زمان از شکل (۱)، قابلیت اطمینان پمپ در زمان t از معادله (۱۲) بدست می‌آید.

$$R_{\text{pump}}(t) = \frac{\sum_{i=1}^3 R_{\text{pump}}(i,t)}{3} \quad (12)$$

در نهایت قابلیت اطمینان پمپ از رابطه (۱۳) قابل محاسبه است.

$$R_{\text{pump}} = \frac{\sum_{t=1}^{25} R_{\text{pump}}(t)}{25} \quad (13)$$



شکل ۲ فلوچارت الگوریتم استفاده شده برای بهینه سازی در این تحقیق بر مبنای مرجع [۱۹]

نتایج و بحث

شبکه توزیع آب Anytown سه پمپ مشابه و به صورت موازی دارد که وظیفه تأمین آب مورد نیاز مصرف‌کنندگان را دارا می‌باشند. در اینجا هر سه پمپ در فرآیند بهینه‌سازی شرکت می‌کنند و برای هر یک از روابط قابلیت اطمینان، بهینه‌سازی در دو حالت پمپ دور ثابت و پمپ دور متغیر انجام و منحنی تعامل برای هر یک تولید می‌شود. قابل ذکر است با توجه به این‌که پمپ دور متغیر در دورهای پایین پمپ نمی‌تواند هد مورد نیاز شبکه را تأمین کند، پمپ خاموش می‌شود. به همین دلیل برای متغیر تضمیم دور پمپ محدوده ۰/۸ تا یک درنظر گرفته شده است. البته در این محدوده بازهم ممکن است که در برخی زمان‌ها پمپ خاموش شود.

بهینه‌سازی هزینه‌انرژی و قابلیت اطمینان پمپ. در شکل (۴) منحنی تعامل بین هزینه‌انرژی و قابلیت اطمینان پمپ ارائه شده است. همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده شده است، قابلیت اطمینان پمپ از روی منحنی عملکرد آن تعریف شده است. بدین معنی که هنگامی که نقطه کار پمپ روی منحنی عملکرد در مکانی قرار گیرد که به‌ازای هد و دبی در آن راندمان پمپ حداکثر باشد، آن‌گاه قابلیت اطمینان پمپ نیز حداکثر و برابر یک می‌باشد؛ اما به هر میزان که نقطه کار پمپ روی منحنی عملکرد از نقطه با حداکثر راندمان فاصله بگیرد، از میزان قابلیت اطمینان پمپ نیز کاسته می‌شود. مثلاً اگر به هر دلیلی یکی از پمپ‌های شبکه توزیع خاموش شده و یا این‌که دور پمپ کاهش یابد، آن‌گاه ممکن است پمپ دیگر برای جبران، دبی بالایی را با هد کم تولید نماید که این امر مطلوب نیست و از میزان قابلیت اطمینان پمپ می‌کاهد. از شکل (۴) نتایج زیر به دست می‌آید:

لازم به ذکر است که منحنی پارتی نموداری را ارائه می‌دهد که شامل نقاط نامغلوب می‌باشد. این نمودار گزینه‌های مختلفی پیش روی تصمیم‌گیرندگان قرار می‌دهد. هر یک از این گزینه‌ها علاوه بر برخورداری از شرایط بهینگی نسبی از نظر یکی از توابع هدف موجود نسبت به بقیه برتری دارند. به همین دلیل امکان انتخاب تصمیم‌گیرندگان افزایش می‌یابد. ممکن است برخی از بهره برداران مایل باشند یک جواب بهینه را از مجموعه جواب‌های منحنی تعامل انتخاب کنند و آن را مبنای تصمیم‌گیری خود قرار دهند.

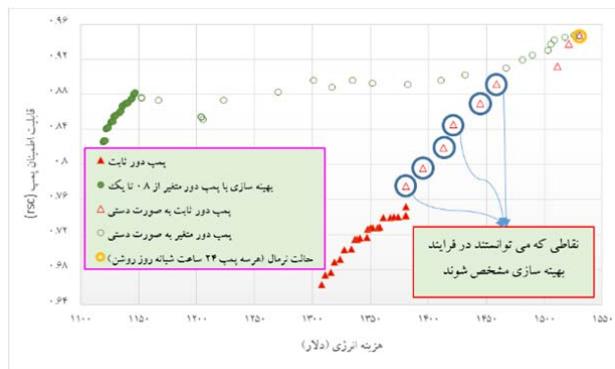
برای انتخاب یک نقطه بهینه بر روی منحنی تعامل پارتی روش‌های مختلفی وجود دارد از جمله یونگ [20]، روش‌های نش (Nash) غیرمتقارن، کالای-سمورودینسکی (Kalai-Smorodinsky) نامتقارن، سطح یکنواخت نامتقارن و افت مساوی نامتقارن [21]. در این مقاله هدف فقط ارائه منحنی تعامل بوده و لذا نسبت به انتخاب نقطه بهینه خاص اقدام نشده است.

ارزیابی روش

شبکه مثال موردی استفاده شده در این مقاله شبکه توزیع آب Anytown است (شکل ۳). این شبکه برای اولین بار توسط والسکی و همکاران [22] ارائه شده که در تأمین تقاضاهای گرهی دچار کمبود بوده است. در مطالعه مورفی و همکاران [23]، با دوتایی کردن بعضی از لوله‌ها و اضافه کردن ۲ تانک شماره ۲۴ و ۲۷، کمبود فشار موجود در شبکه توزیع برطرف شده است. مشخصات اجزای این شبکه شامل خصوصیات گره‌ها و لوله‌ها، مشخصات پمپ و تانک و نیز ضرایب الگوی تقاضا در مرجع [23] ارائه شده است.



شکل ۳ شماتیک شبکه توزیع آب Anytown



شکل ۴ منحنی تعامل بین هزینه انرژی و قابلیت اطمینان پمپ

تعرفه الکتریکی کم منتقل نمود، بلکه ترکیبات دور پمپ در ۲۴ ساعت شبانه روز باید به گونه‌ای تنظیم شوند که مقدار مصرف انرژی کاهش یابد. پس برای کاهش هزینه انرژی لازم است که هم کارکرد پمپ به دوره زمانی تعرفه الکتریکی کم منتقل شود و هم این‌که ترکیبات دور پمپ به گونه‌ای انتخاب شوند که میزان مصرف انرژی کاهش یابد.

۴- شب منحنی تعامل در هر دو حالت پمپ دور ثابت و پمپ دور متغیر بسیار تند است و این نشان می‌دهد که با افزایش اندکی در میزان هزینه انرژی، قابلیت اطمینان پمپ افزایش قابل ملاحظه‌ای دارد.

بهینه‌سازی هزینه انرژی و قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرگی. در شکل (۵) منحنی تعامل بین هزینه انرژی و قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرگی نشان داده شده است. نام قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرگی از این جهت انتخاب شده است که در محاسبه قابلیت اطمینان فقط فشار گره‌ها از رابطه (۸) نقش داشته است.

نکته مهمی که در شکل (۵) مشاهده می‌شود این است که در حالت پمپ دور متغیر نقاط با قابلیت اطمینان بیشتر نیز وجود دارند، ولی به علت هزینه خیلی زیاد، از فرآیند بهینه‌سازی حذف شده‌اند. نکته مهم‌تر، بالاتر بودن قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرگی در حالت پمپ دور ثابت از قابلیت اطمینان حالت نرمال (برابر ۰/۷۳۶) می‌باشد؛ یعنی حتی با هزینه بیشتر، قابلیت اطمینان در حالت دور ثابت از قابلیت اطمینان حالت

۱- در حالت نرمال که هر سه پمپ ۲۴ ساعت شبانه روز روشن باشند، هزینه انرژی برابر ۱۵۳۰ دلار است و قابلیت اطمینان پمپ ۰/۹۴۶ می‌باشد. با توجه به منحنی تعامل به دست آمده مشخص است که قابلیت اطمینان پمپ با هزینه کمتر از قابلیت اطمینان حالت نرمال کمتر شده است و این نشان می‌دهد که هنگامی که دور پمپ کاهش می‌یابد، نقطه کار پمپ روی منحنی عملکرد از نقطه با حداقل راندمان فاصله می‌گیرد.

۲- در شکل نقاط توپیر، نقاط به دست آمده از فرآیند بهینه‌سازی می‌باشند و نقاط توخالی نقاطی هستند که به صورت دستی محاسبه شده‌اند. در حالت پمپ دور ثابت و دور متغیر نقاط دستی به دست آمده در ادامه منحنی‌های تعامل به دست آمده از فرآیند بهینه‌سازی می‌باشند. در حالت پمپ دور متغیر نقاط با قابلیت اطمینان بالاتر نیز وجود دارد، اما از آنجایی که این نقاط هزینه خیلی بیشتری را تولید می‌کنند در فرآیند بهینه‌سازی حذف می‌شوند. همین طور در حالت پمپ دور ثابت، نقاط دستی به دست آمده باید در ادامه منحنی تعامل مشخص می‌شدند. به نظر می‌رسد که فضای بزرگ متغیر تصمیم نمی‌تواند تمامی نقاط منحنی تعامل را به خوبی نشان دهد.

۳- هزینه انرژی تابعی از دو عامل مقدار انرژی مصرفی و تعرفه الکتریکی است. برای بهینه‌سازی هزینه انرژی لزوماً نباید کارکرد پمپ را به دوره زمانی با

جدول ۱ میزان بهینه دور پمپ برای نقطه با بیشترین قابلیت
اطمینان روی منحنی تعامل در حالت پمپ دور متغیر

زمان (ساعت)	دور پمپ شماره ۵۹	دور پمپ شماره ۶۰	دور پمپ شماره ۶۱
۰	۰/۹۹	۱	۰/۹۹
۱	۰/۹۶	۰/۹۵	۱
۲	۰/۸۴	۰/۸۸	(پمپ خاموش) ۰/۸۷
۳	۰/۸۳	۰/۹۷	(پمپ خاموش) ۰/۹۴
۴	۰/۹۹	۰/۹۶	۰/۹۷
۵	۰/۹۷	۰/۹۲°	۰/۹۳
۶	۰/۹۷	۰/۹۷	(پمپ خاموش) ۰/۸۹
۷	۰/۸۳	۰/۸۲	(پمپ خاموش) ۰/۸۹
۸	۰/۹۱	۰/۸۶	۰/۹۰
۹	۰/۸۵	۱	۰/۹۷
۱۰	۰/۹۷	۰/۹۳	۰/۹۸
۱۱	۰/۹۴	۰/۹۳	۰/۹۶
۱۲	۰/۸۹	۰/۸۶	۰/۸۶
۱۳	۰/۹۵	۰/۹۲	۰/۹۱
۱۴	۰/۸۴	۰/۸۹	۰/۸۹
۱۵	۰/۹۳	۰/۸۰	(پمپ خاموش) ۰/۸۶
۱۶	۰/۹۰	۰/۸۵	۰/۸۰
۱۷	۰/۸۲	۰/۸۲	۰/۸۷
۱۸	۰/۸۱	۰/۹۴	۰/۹۶
۱۹	۰/۹۸	۰/۹۷	۰/۹۶
۲۰	۰/۸۷	۰/۸۹	۰/۸۷
۲۱	۱	۱	۰/۹۶
۲۲	۰/۹۲	۰/۸۷	(پمپ خاموش) ۰/۸۹
۲۳	۰/۸۱	۰/۹۱	۰/۹۲
۲۴	۰/۹۹	۱	۰/۹۹

* در این زمان پمپ خاموش نشده است، ولی دبی کمی را از خود عبور می‌دهد.

دور متغیر بیشتر شده است.

بهنظر می‌رسد علت این امر مربوط به تعریف قابلیت اطمینان هیدرولیکی گردد. چون در تعریف قابلیت اطمینان هر اندازه که فشار از فشار مورد نیاز کمتر و یا بیشتر شود، از میزان قابلیت اطمینان کاسته می‌شود.

بهینه‌سازی هزینه انرژی و قابلیت اطمینان سن آب گردید. در شکل (۶) منحنی تعامل بین هزینه انرژی و قابلیت اطمینان سن آب از رابطه (۵) نشان داده شده است. هر چهقدر دور پمپ کاهش داده شود، با توجه به کم شدن دبی و در نتیجه کاهش سرعت آب در لوله‌ها باید قابلیت اطمینان سن آب نیز کاهش یابد. اما شکل (۶) عکس این مطلب را نشان می‌دهد. در این شکل با کاهش دور پمپ قابلیت اطمینان، سن آب افزایش یافته است. بهنظر می‌رسد که علت این امر به دلیل تأثیر پمپ دور متغیر بر تانک‌های شبکه باشد. چون با کاهش دور پمپ، آب کمتری در تانک‌های شبکه ذخیره می‌شود و در نتیجه سن آب بهبود می‌یابد. نکته مهم دیگر در این شکل این است که ثابت ماندن قابلیت اطمینان سن آب در منحنی تعامل در حالت دور متغیر، دلیل بر این نیست که تغییر دور پمپ، تأثیری بر روی سن آب ندارد.

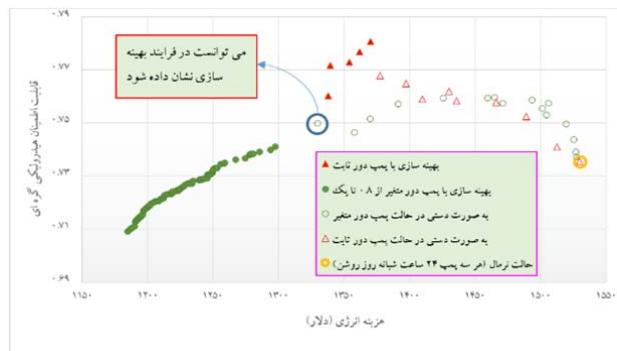
بهینه‌سازی هزینه انرژی و قابلیت اطمینان تلفیقی. در

شکل (۷) منحنی تعامل بین هزینه انرژی و قابلیت اطمینان تلفیقی نشان داده شده است. برای قابلیت اطمینان تلفیقی از رابطه (۱۲) استفاده شده است.

در جدول (۱) داده‌های بهینه دور هر سه پمپ برای نقطه با بیشترین قابلیت اطمینان روی منحنی تعامل در حالت پمپ دور متغیر ارائه شده است. چنان‌چه مشاهده می‌شود، در برخی از زمان‌ها هرچند مقداری برای دور هر یک از پمپ‌ها تعیین شده است، ولی با توجه به این‌که پمپ نمی‌تواند هد مورد نیاز را عبور دهد پمپ خاموش شده است.

۰/۹۱ و ۰/۷۸ می باشد که این مقادیر قابلیت اطمینان نسبت به مقادیر قابلیت اطمینان یهدست آمده در حالت در نظر گرفتن قابلیت اطمینان جداگانه کمتر است.

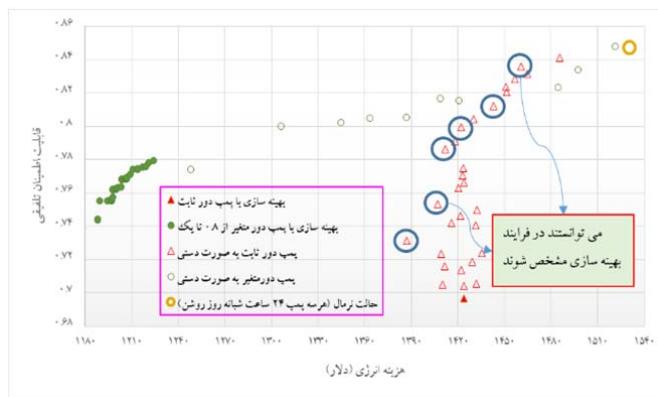
در نقطه با بیشترین قابلیت اطمینان، هزینه انرژی ۱۲۲۴ دلار و قابلیت اطمینان تلفیقی برابر ۰/۷۸ بودست آمده است. در این نقطه قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی گرهی و سن آب گرهی به ترتیب ۰/۸۲،



شکل ۵ منحنی تعامل بین هزینه انرژی و قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرهی



شکل ۶ منحنی تعامل بین هزینه انرژی و قابلیت اطمینان سن آب گرهی



شکل ۷ منحنی تعامل هزینه انرژی و قابلیت اطمینان تلفیقی (قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی و سن آب)

Anytown را برابر با ۱۷۱۴۹ کیلو وات به دست آورد که به میزان ۱۵/۳ درصد نسبت به تحقیق مورفی و همکاران [۲۳] کاهش نشان می‌دهد. در مطالعه مهزاد [۶] نشان داده شده است که با این هزینه کمترین میزان قابلیت اطمینان پیماز در شبکه به میزان ۰/۷۰۲ به دست خواهد آمد. در این مقاله کمترین هزینه انرژی از جدول ۲ برای بهینه‌سازی قابلیت اطمینان پمپ در حالت پمپ دور متغیر برابر ۱۱۱۹/۰۹ دلار به دست آمده است که معادل ۱۶۸۶۴ کیلو وات می‌باشد و بنابراین هزینه‌های انرژی در این مطالعه به اندازه ۱/۶۶ درصد کاهش بیشتری را نسبت به هاشمی [۵] نشان می‌دهد.

نتیجه‌گیری

در این مقاله بهینه‌سازی هزینه انرژی و قابلیت اطمینان هیدرولیکی، کیفی و تلفیقی (تلفیق قابلیت اطمینان هیدرولیکی و کیفی) با استفاده از پمپ دور ثابت و دور متغیر برای شبکه توزیع آب Anytown مورد بررسی قرار گرفت. هزینه انرژی تابعی از دو عامل میزان انرژی مصرفی و میزان تعریفه الکترونیکی می‌باشد و در واقع ترکیب این دو عامل می‌تواند هزینه انرژی را کاهش دهد.

نکته مهمی که در پمپ دور متغیر وجود دارد این است که چون پمپ نمی‌تواند به ازای برخی از دورهای پمپ هد مورد نیاز شبکه را تأمین نماید (در واقع نقطه کار مورد نیاز برای پمپ روی منحنی عملکرد آن دور پمپ وجود ندارد)، پمپ خاموش می‌شود.

در این مقاله دو تعریف مجزا برای قابلیت اطمینان هیدرولیکی انجام شد، یکی قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرهی که میزان برآورده شدن فشار مورد نیاز در گرهها برای تأمین آب مورد نیاز مصرف کنندگان را نشان می‌دهد و دیگری تعریف جدیدی از قابلیت اطمینان پمپ براساس منحنی عملکرد و راندمان پمپ‌های

مقایسه مقادیر قابلیت اطمینان. در جدول (۲) برای دو نقطه منحنی تعامل یکی نقطه با قابلیت اطمینان کمتر و دیگری نقطه با قابلیت اطمینان بیشتر، مقادیر بهینه دور پمپ به دست آمده استخراج شده است. به ازای این مقادیر بهینه، مقادیر انواع قابلیت اطمینان درنظر گرفته شده محاسبه و مقایسه می‌شوند. به عنوان نمونه در جدول (۲)، بهینه‌سازی پمپ دور متغیر در حالت قابلیت اطمینان تلفیقی به هزینه ۱۲۲۴/۱۵ دلار و قابلیت اطمینان ۰/۷۷۹۳ رسیده است، در حالی که هزینه انرژی و قابلیت اطمینان تلفیقی محاسبه شده با داده‌های بهینه به دست آمده با قابلیت اطمینان پمپ به ترتیب برابر ۱۱۴۷/۲۹ دلار و ۰/۷۸۶۱ می‌باشند. این نشان می‌دهد که در حالت استفاده از داده‌های بهینه قابلیت اطمینان پمپ، هزینه انرژی کمتر و قابلیت اطمینان تلفیقی بیشتر شده است. با این وجود درست است که در نقطه بهینه برای قابلیت اطمینان پمپ، با هزینه کمتر قابلیت اطمینان تلفیقی بیشتر شده است، ولی قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرهی کمتر شده است. در واقع افزایش قابلیت اطمینان پمپ و سن آب گرهی باعث افزایش قابلیت اطمینان تلفیقی گردیده است. به نظر می‌رسد که قابلیت اطمینان تلفیقی نمی‌تواند به ترکیبی از دور پمپ که در آن هر سه قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی گرهی و سن آب گرهی بالا باشند دست یابد. در واقع هنگامی که قابلیت اطمینان تلفیقی در فرآیند بهینه‌سازی قرار می‌گیرد، برنامه تلاش می‌کند که هر سه قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی و سن آب را به میزان نسبتاً یکسانی از مقادیر حداکثرشان (مقدار حداکثر قابلیت اطمینان وقتی که هر سه قابلیت اطمینان به تنهایی در فرآیند بهینه‌سازی شرکت می‌کنند) کاهش دهد.

به دلیل عدم انجام کار مشابه با روش این مقاله به صورت بهینه‌سازی دو هدفه، نتایج جدول (۲) به طور کامل قبل مقایسه با دیگر مراجع نیست. اما هاشمی [۵] در تحقیق خود به صورت بهینه‌سازی تک‌هدفه حداقل کردن هزینه‌های انرژی با استفاده از پمپ دور متغیر توانست میزان انرژی مصرفی در شبکه توزیع آب

تلغیقی به صورت ترکیب سه قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی گرهای و سن آب گرهی تعریف شده است.

شبکه توزیع آب که بیان می کند نقطه کار پمپ از نقطه با راندمان حداکثر چه قدر فاصله گرفته است.

سن آب در گرهها هم به عنوان قابلیت اطمینان کیفی در نظر گرفته شده است. درنهایت قابلیت اطمینان

جدول ۲ مقایسه مقادیر هزینه انرژی و انواع قابلیت اطمینان درنظر گرفته شده در این پژوهش

قابلیت اطمینان تلغیقی	قابلیت اطمینان سن آب گرهای	قابلیت اطمینان هیدرولیکی گرهای	قابلیت اطمینان پمپ	هزینه (دلار)	نتایج بهینه سازی		
					محاسبه قابلیت اطمینان با نتایج بهینه سازی		
۰/۷۹۲۳	۰/۷۱۲۴	۰/۷۵۲۹	۰/۸۸۲۸	۱۴۵۵/۶۵	نقطه با پیشترین قابلیت اطمینان	پمپ	
۰/۷۸۵۲	۰/۷۴۱۵	۰/۷۵۶۵	۰/۶۶۲۶	۱۳۰۷/۷۷	نقطه با کمترین قابلیت اطمینان	دور	
۰/۷۸۶۱	۰/۹۳۳۳	۰/۶۲۰۳	۰/۸۸۱۴	۱۱۴۷/۲۹	نقطه با پیشترین قابلیت اطمینان	پمپ	بهینه سازی با قابلیت اطمینان
۰/۷۵۳۴	۰/۹۳۷۴	۰/۶۰۸۹	۰/۸۲۵۳	۱۱۱۹/۵۹	نقطه با کمترین قابلیت اطمینان	دور	پمپ
۰/۶۹۸۸	۰/۸۵۶۲	۰/۷۸۰۷	۰/۶۳۷۲	۱۳۷۰/۱۵	نقطه با پیشترین قابلیت اطمینان	پمپ	
۰/۶۳۸۸	۰/۷۵۱۴	۰/۷۶۰۳	۰/۵۷۷۰	۱۳۳۷/۹۴	نقطه با کمترین قابلیت اطمینان	دور	بهینه سازی با قابلیت اطمینان
۰/۷۵۶۵	۰/۹۰۶۶	۰/۷۴۰۸	۰/۷۴۷۷	۱۲۹۸/۱۱	نقطه با پیشترین قابلیت اطمینان	پمپ	هیدرولیکی گرهای
۰/۷۲۴۹	۰/۹۱۲۳	۰/۷۰۱۴	۰/۷۰۸۸	۱۱۸۵/۴۸	نقطه با کمترین قابلیت اطمینان	دور	
۰/۶۹۰۳	۰/۹۴۲۲	۰/۷۵۷۷	۰/۶۰۶۵	۱۳۴۰/۱۵	نقطه با پیشترین قابلیت اطمینان	پمپ	
۰/۶۹۵۳	۰/۷۹۷۵	۰/۷۶۳۳	۰/۶۴۱۶	۱۳۶۴/۷۹	نقطه با کمترین قابلیت اطمینان	دور	بهینه سازی با قابلیت اطمینان
۰/۷۲۶۲	۰/۹۹۳۱	۰/۶۷۰۹	۰/۷۰۴۴	۱۳۳۰/۰۵	نقطه با پیشترین قابلیت اطمینان	پمپ	سن آب گرهای
۰/۷۰۷۵	۰/۹۴۶۸	۰/۷۷۷۵	۰/۶۸۵۰	۱۲۷۸/۵۵	نقطه با کمترین قابلیت اطمینان	دور	
۰/۸۳۶۰	۰/۸۴۵۶	۰/۷۴۶۱	۰/۹۰۳۵	۱۴۶۰/۵۹	نقطه با پیشترین قابلیت اطمینان	پمپ	
۰/۷۳۱۲	۰/۸۱۱۱	۰/۷۵۸۲	۰/۷۰۴۴	۱۳۸۶/۹۴	نقطه با کمترین قابلیت اطمینان	دور	بهینه سازی با قابلیت اطمینان
۰/۷۷۹۳	۰/۹۰۹۴	۰/۶۸۱۰	۰/۸۲۳۷	۱۲۲۴/۱۵	نقطه با پیشترین قابلیت اطمینان	پمپ	تلغیقی
۰/۷۴۳۸	۰/۸۵۸۰	۰/۶۷۷۶	۰/۷۷۱۶	۱۱۸۸/۱۹	نقطه با کمترین قابلیت اطمینان	دور	
						متغیر	

که ترکیبی از دور پمپ که هرسه نوع قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی گرهی و سن آب گرهی را هم‌زمان افزایش دهد وجود ندارد.

هنگامی که قابلیت اطمینان تلفیقی به عنوان تابع هدف مورد استفاده قرار می‌گیرد، برنامه تلاش می‌کند که هر سه نوع قابلیت اطمینان را به اندازه نسبتاً یکسان افزایش دهد. در این حالت باز هم مقدار هر نوع قابلیت اطمینان کمتر از وقتی است که بنهایی در فرآیند بهینه‌سازی قرار می‌گیرند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت

مراجع

1. Atkinson, R., Van Zyl, J. E., Walters, G. A., Savic, D. A., "Genetic Algorithm Optimization of Level-Controlled Pumping Station Operation", *In Proceeding of Water Network Modelling for Optimal Design and Management*, Centre for Water Systems, Exeter, U.K., pp.79–90, (2000).
2. Savic, D.A., Walters, G.A., Schwab, M., "Multiobjective Genetic Algorithms for Pump Scheduling in Water Supply", *Evolutionary Computing, AISB Workshop*, 1305,227-236, DOI:10.1007/BFb0027177, (1997).
3. Lopez-Ibanez, M., Prasad, T. D., Paechter, B., "Ant Colony Optimization for Optimal Control of Pumps in Water Distribution Networks", *Journal of Water Resources Planning and Management*, No 134(4), pp. 337-346, (2008).
4. Wood, D. J., Reddy, L. S., "Using Variable Speed Pumps to Reduce Leakage and Improve Performance", *In Proceedings of "Short Courses on Improving Efficiency and Reliability in Water Distribution Systems*, (Eds. E. Cabrera and A.F. Vela.), Valencia, Spain, 1, pp.145-169. (1994).
5. هاشمی، س.س، «بهینه‌سازی شبکه‌های آب با حداقل سازی انرژی پمپاژ» پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، ایران. (۱۳۸۹).
6. مهزاد، ن، «بهینه سازی چندهدفه بهره‌برداری از شبکه توزیع آب با در نظر گرفتن تأثیرات پمپ و مخزن»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، ایران. (۱۳۹۰).
7. Farmani, R., Walters, G. and Savic, D., "Evolutionary multi-objective optimization of the design and operation of water distribution network: total cost vs. reliability vs. water quality". *Journal of Hydroinformatics*, No 8 (3), pp. 165-179. (2006).
8. Todini, E., "Looped Water Distribution Networks Design Using a Resilience Index Based Heuristic Approach", *Urban Water*, No 2 (3), pp.115–122. (2000).
9. Tabesh, M., Tanyimboh, T. T., Burrows, R, "Head Driven Simulation of Water Supply Networks", *International Journal of Engineering, Transactions A: Basics*, No 15 (1), pp.11-22. (2002).
10. Tabesh, M., "Implications of the pressure dependency of outflows on data management, mathematical modeling and reliability assessment of water distribution systems", PhD Thesis, *Department of Civil Engineering, University of Liverpool*, England, (1998).
11. Males, R. M., Clark, R. M., Wehrman, P. J. & Gates, W. E., "Algorithm for mixing problems in water

- systems", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, No 111 (2), pp. 206–219, (1985).
12. Rossman, L.A., "EPANET2 Users Manual", *US Environmental Protection Agency*. Cincinnati, OH., (2000).
 13. Dorigo, M., "Optimization, learning and natural algorithms", *Ph.D. Thesis*, Politecnico di Milano, Milan, Italy, (1992).
 14. Mariano, C.E. and Morales, E., "A multiple objective ant-Q algorithm for the design of water distribution irrigation networks", *Proceedings of First International Workshop on Ant Colony Optimization ANTS*, Brussels, Belgium, (1998).
 15. Maier, H.R., Simpson, A.R., Zecchin, A.C., Foong, W.K., Phang, K.Y., Seah, H.Y. and Tan, C.L., "Ant Colony optimization for the design of water distribution systems", *Proceedings of World Water and Environmental Resources Congress*, ASCE, The Rosen Plaza Hotel, Orlando, Florida, United States, (2001).
 16. Maier, H.R., Simpson, A.R., Zecchin, A.C., Foong, W.K., Phang, K.Y., Seah, H.Y. and Tan, C.L., "Ant colony optimization for design of water distribution systems", *Journal of Water Resources Planning and Management*, No 129(3), pp.200-209, (2003).
 17. Zecchin, A.C., Maier, H.R., Simpson, A.R., Leonard, M. and Nixon, J.B., "Parametric Study for an Ant Algorithm Applied to Water Distribution System Optimization", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, No 9(2), pp.175-191, (2005).
 18. Zecchin, A.C., Maier, H.R., Simpson, A.R., Leonard, M. and Nixon, J.B., "Ant colony optimization applied to water distribution system design: comparative study of five algorithms", *Journal of Water Resources Planning and Management*, No 133(1), pp. 87-92, (2007).
 19. Afshar, A., Sharifi, F., Jalali, M. R., "Non-Dominated Archiving Multi-Colony Ant Algorithm for Multi-Objective Optimization: Application to Multi-Purpose Reservoir Operation", *Engineering Optimization*, No 41(4), pp. 313-325, (2009).
 20. Young, H. P., "An Evolutionary Model of Bargaining", *Journal of Economic Theory*, No 59(1), pp. 145-168, (1993).
 21. Salazar, R., Szidarovszky, F., Coppola, Jr. E., Rojano, A., "Application of game theory for a groundwater conflict in Mexico", *Journal of Environmental Management*, No 84(4), pp.560–71, (2007).
 22. Walski, T. M., Brill, E. D., Gessler, J., Goulter, L. C., Jeppson, R. M., Lansey, K., Lee H. L., Leibman, J. C., Mays, L., Moegan, D. R., and Ormsbee, L., "Battle of the Network Models: Epilogue", *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, No 113(2), pp. 191-203, (1987).
 23. Murphy, L. J., Dandy, G. C., Simpson, A. R., "Optimum Design And Operation Of Pumped Water Distribution Systems", *Proceeding Conference on Hydraulics in Civil Engineering*, Institution of Engineers, Brisbane, Australia, pp. 149–155, (1994).

24. Salazar, R., Szidarovszky, F., Coppola, Jr. E., Rojano, A., "Application of game theory for a groundwater conflict in Mexico", *Journal of Environmental Management*, No 84(4), pp. 560–71, (2007).

* مدل‌سازی بالازدگی تونل و شریان‌های حیاتی در زمین‌های مستعد روانگرایی تحت بار لوزه‌ای

علیرضا باقریه^(۱) ایمان لولوئی^(۲) امیرحسین باقریه^(۳)

چکیده در بسیاری از زلزله‌های اخیر آسیب‌های گستردگی به تونل‌های شهری و خارج شهری وارد آمده است. یکی از عوامل بسیار مخرب در این زلزله‌ها، پدیده روانگرایی خاک می‌باشد. روانگرایی باعث کاهش تنفس مؤثر و درنتیجه کاهش مقاومت برخی می‌شود و این موضوع موجب ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در خاک و ساز مادفون در آن می‌گردد. روانگرایی موجب جوشش خاک، گسترش عرضی، فرونشست ساز و بالازدگی ساز مادفون می‌شود. در بسیاری از زلزله‌ها بالازدگی به عنوان یکی از عوامل مخرب بر تونل‌ها و سازه‌های مادفون گزارش شده است. در این پژوهش رفتار تونل در زمین‌های مستعد روانگرایی مدل‌سازی شده است. از تحلیل تفاضل محلود دوبعدی برای مدل‌سازی آزمایش سانتریپیوژ استفاده گردیده است. مدل رفتاری ماسه UBC برای مدل‌سازی رفتار ماسه مستعد روانگرایی در نظر گرفته شده است. نتایج مدل‌سازی با اندازه‌گیری‌های صورت گرفته در آزمایش سانتریپیوژ مقایسه گردیده است و توانایی مدل برای ارزیابی پدیده روانگرایی در اطراف تونل‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است.

واژه‌های کلیدی شریان‌های حیاتی؛ روانگرایی؛ بالازدگی؛ زلزله؛ سانتریپیوژ.

Numerical Modeling of Tunnels and Lifelines in Liquefiable Grounds Under Seismic Loading

A. R. Bagherieh

I. Loloi

A. H. Bagherieh

Abstract Earthquakes could have catastrophic impacts on tunnels and buried structures. Liquefaction phenomenon is one of the most destructive effects of earthquakes. Liquefaction results in decreasing effective stress and this consequently leads to decreases in shear strength of the soil. As a result, large deformation in both soil and buried structure occurs. Moreover, liquefaction causes soil boiling, lateral spreading, structure settlement and the uplift of buried structure. In many earthquake cases, uplift of the buried structure due to liquefaction was reported as one of the major damaging factors. This research sought to model earthquake induced uplift of buried structures including tunnels in the soil susceptible to liquefaction under seismic loading. Two dimensional finite difference modeling is employed to simulate centrifuge experiments. The UBCSAND model was adopted as constitutive model in numerical simulations. The modeling results are compared with the measurements of centrifuge experiment and the capabilities of the model to predict the liquefaction of soil around tunnels are assessed.

Keywords Lifeline; Tunnel; Liquefaction; Uplift; Earthquake; Centrifuge Test.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۲/۱۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۲/۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار مهندسی عمران، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر.

(۲) دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران - سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر.

(۳) دانشجوی دکتری مهندسی معدن، دانشگاه علوم و تکنولوژی میزوری، رولا، آمریکا.

شدند و این بالازدگی‌ها به علت مسدود کردن سطح شهر و ایجاد ترافیک، راههای دسترسی و امداد را با مانع رو به رو ساختند[10]، زلزله ۱۹۹۳ کوشیر و اوکی که بیش از ۲۰ منهول تا ارتفاع ۱/۵ متر از سطح زمین بیرون آمدند[11]، زلزله کوبه ۱۹۹۵[12]، زلزله ۲۰۰۷ چاستو[13]، زلزله ۲۰۱۰ شیلی[14] و زلزله اخیر ۲۰۱۱ توکیو [15] از جمله زلزله‌های می‌باشند که تونل‌ها، سازه‌مدفون و منهول‌ها دچار بالازدگی شده‌اند.

تو کایدا و همکاران [16] با استفاده از میز لرزه نشان دادند هرچه ضخامت لایه روانگرا بیشتر شود بالازدگی سازه مdfون نیز بیشتر می‌شود[16]. یاسود و همکاران [17] به بررسی تأثیرات وزن مخصوص لوله، قطر لوله و دانسیتۀ نسبی خاک در بالازدگی لوله‌های فاضلاب با استفاده از میز لرزه پرداختند. آزمایش‌های میز لرزه انجام گرفته توسط کوسیکی و همکاران [18] نشان داد که بالازدگی و نشت کل یک فضای قرار گرفته در خاک روانگرا براساس شکل ۱ می‌تواند به صورت ترکیبی از اثرات تغییر شکل جانبی (شکل ۱-الف)، حرکت سیال حفره‌ای (شکل ۱-ب) و تحکیم مجدد (شکل ۱-ج) رخ دهد.

ایچی و همکاران [19] نشان دادند سرعت بالازدگی در ابتدای بارگذاری بیشتر بوده و ذرات ریز دانه در سرعت بالازدگی مؤثر می‌باشند.

در مسائل ژئوتکنیکی و اندرکنش بین سازه و خاک به دلیل اهمیت فوق العاده تنش‌های گرانشی و از آنجا که تنش گرانشی حقیقی خاک، در مدل‌سازی‌ها با مقیاس کوچک قابل مدل‌سازی نمی‌باشد، استفاده از آزمایش سانتریفیوژ مناسب‌ترین و سیله برای مدل‌سازی فیزیکی می‌باشد. آدالیر و همکاران [20] در دانشگاه بریتیش کلمبیا با استفاده از آزمایش سانتریفیوژ به بررسی طرح لرزه‌ای تونل جورج ماسیی و ظرفیت روانگرایی خاک اطراف آن و پاسخ‌های ناشی از روانگرایی خاک اطراف تونل پرداختند. در سال ۲۰۰۳ لینگ و همکاران [21] بالازدگی خطوط لوله در خاک مستعد به روانگرایی را بررسی کردند؛ آن‌ها ضمن مدل‌سازی آزمایش سانتریفیوژ لوله با قطر بالا به بررسی

مقدمه

شریانهای حیاتی از آن جهت با این نام خوانده شده‌اند که فقط شدن و یا اختلال در آنها زندگی روزمره بشر را، به خصوص در حین زلزله با مشکلات عمده روبرو می‌سازد، شریان حیاتی نامیده می‌شوند. در سال‌های اخیر با رشد و توسعه زندگی شهری، سیستم‌های حمل و نقل و تمایل به سازه‌ای زیرزمینی، استفاده از تونل‌ها و سازه‌ای مdfون رو به افزایش بوده است.

از جمله زلزله‌هایی که آسیب‌های گسترده‌ای به تونل‌ها، خطوط لوله و سازه‌ای زیرزمینی وارد کرده است، می‌توان زلزله لوماپریتا در سال ۱۹۸۶ [1] در کالیفرینیا و زلزله تانگشان در سال ۱۹۷۸ [2] در چین را می‌توان نام برد. در زلزله ۱۹۹۵ کوبه ژاپن خطوط لوله انتقال گاز و آب آسیب جدی دیدند و حدود ۲۳۴ مورد نشت گاز از خطوط انتقال گاز گزارش شد، که موجب آتش سوزی گسترده‌ای شد [3-4]. آسیب‌های وارد بر خطوط انتقال گاز در زلزله چی چی در سال ۱۹۹۹ در تایوان موجب قطع گاز در بسیاری از مراکز صنعتی گردید و تا بهره‌برداری مجدد خطوط لوله، ضرری اقتصادی در حدود ۲۵ میلیون دلار آمریکا در پی داشت [5].

مصالح دانه‌ای تحت بارهای لرزه‌ای تمایل به فشرده شدن کی دارند، در توده‌های اشباع به علت وجود سیال حفره‌ای، عدم زهکشی خاک و کوتاه بودن زمان بارگذاری، از تمایل کاهش حجم توده خاک دانه‌ای جلوگیری می‌شود؛ در نتیجه فشار سیال حفره‌ای افزایش می‌یابد و این افزایش فشار سیال حفره‌ای به کاهش تنش مؤثر و خصوصاً در خاک‌های بدون چسبندگی به کاهش مقاومت برشی منجر می‌شود [6].

سازه‌ای مdfون در خاک‌های روانگرا در حین زلزله ممکن است دچار فرونشست و یا بالازدگی شوند [7]. این سازها به علت‌های گوناگون از جمله حرکت خاک روانگرا به زیر ساز و افزایش فشار آب حفره‌ای دچار بالازدگی می‌شوند [8]. زلزله ۱۹۶۴ آلاسکا در ایالت متحده آمریکا [9]، زلزله ۱۹۶۴ نیگاتا ژاپن که حدود ۳۷٪ از منهول‌های سطح شهر دچار بالازدگی

تفاضل محدود و به کارگیری مدل رفتاری ماسه UBC آزمایش سانتریفیوژ لینگ و همکاران [21] مدل سازی شده و نتایج حاصله با نتایج آزمایشگاهی و نتایج شبیه سازی المان محدود دو بعدی لینگ و همکاران [24] مقایسه شده است.

مدل سازی عددی بالازدگی سازه های زیرزمینی در آزمایش سانتریفیوژ

در این پژوهش با استفاده از نرم افزار FLAC نسخه ۷ به شبیه سازی آزمایش سانتریفیوژ ارائه شده توسط لینگ و همکاران پرداخته شده است. نرم افزار فلک برای مدل سازی مسائل توازن از تئوری بایوت استفاده می کند. لینگ و همکاران [21] چندین آزمایش سانتریفیوژ برای بررسی بالازدگی و رفتار لرزه ای لوله های قطور مدفعون انجام دادند، در این سری آزمایش شتاب گرانش ۳۰ g اعمال گردیده است و از ماسه شناخته شده نوادا با دانستیه نسبی تقریباً ۳۸٪ که دارای ذرات با قطر متوسط ۰/۱۵ میلیمتر و کمترین و بیشترین وزن واحد حجم به ترتیب ۱۳/۷ و ۱۷/۳۸ کیلونیوتون بر متر مکعب می باشد و از حلal متولوس با لزجت ۳۰ برابر آب استفاده کردند [28]. لوله استفاده شده در این مدل سازی از جنس آلیاژ آلومینیوم است و دارای طول ۲۸ سانتی متر و قطر داخلی ۹ و قطر خارجی ۱۰ سانتی متر می باشد (شکل ۲). بار دینامیکی در مدل، به صورت سینوسی با دامنه ۰/۶g و فرکانس ۳ هرتز به صورت هارمونیک طی زمان ۹ ثانیه اعمال شده است؛ برای جلوگیری از انعکاس امواج به داخل محیط از ظروف لایه ای استفاده کردند تا شرایط مرزه ای نامحدود را فراهم کنند [24]. علی رغم آن که مدل های رفتاری در زمینه های خاک ها به خصوص خاک های روانگرا در حال توسعه و بهبودی می باشند، هیچ یک از آن ها نمی توانند ادعا کنند که قادر به بیان تمام جنبه های رفتاری مصالح می باشند. هدف این پژوهش شبیه سازی آزمایش انجام گرفته توسط لینگ و همکاران [22] ارزیابی کیفیت مدل ماسه UBC در پیش بینی رفتار یک تونل در خاک روانگرا و تحلیل

روش هایی برای کاهش بالازدگی پرداختند. ساساکی و تامورا [22] با بهره گیری از آزمایش سانتریفیوژ نشان دادند که بیشترین جابه جایی و بالازدگی سازه مدفعون تقریباً در زمان لرزش اتفاق می افتد. چیان و مدادهوشی [7] تأثیرات عمق، قطر، نوع خاک را در بالازدگی سازه مدفعون با استفاده از آزمایش سانتریفیوژ بررسی کردند.

بدلیل پیچیدگی مسائل روانگرایی مطالعات عددی محدودی در مورد بالازدگی سازه ها و شریان های مدفعون انجام شده است؛ از جمله می توان به لیو و سانگ اشاره کرد [23] که با استفاده از روش المان محدود به بررسی لرزه ای ایستگاه مترو مدفعون در خاک های اشباع پرداختند. آنها در این پژوهش برای توصیف خاک روانگرای اطراف ایستگاه مترو از یک مدل پلاستیسیته که توانایی مدل سازی رفتار خاک روانگرا در حين بار لرزه ای را دارا می باشد استفاده کردند. آنها برای مدل سازی مسئله از نرم افزار DYNA-Swandyne-III استفاده کردند. لینگ و همکاران [24] نتایج حاصل از مدل سازی عددی آزمایش سانتریفیوژ لینگ و همکاران در سال ۲۰۰۳ را که انطباق نسبتاً قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی داشت، ارائه کردند. آزادی و میر محمد حسینی [25] با استفاده از نرم افزار FLAC به مدل سازی و بررسی رفتار تونل های مدفعون در خاک های دارای قابلیت روانگرایی پرداختند؛ در این مدل سازی از مدل Finn برای مدل سازی خاک اطراف لوله استفاده شده است. آنها نشان دادند افزایش عمق دفن تونل، افزایش میرایی سیستم، افزایش زاویه اصطکاک داخلی و به خصوص افزایش زاویه اتساع خاک، بالازدگی تونل را کاهش و افزایش قطر لوله بالازدگی را افزایش می دهد. سعیدزاده و هاتف [26] با استفاده از نرم افزار Plaxis نشان دادند که افزایش دانسته نسبی ماسه وجود رفتار اتساعی، بالازدگی را کاهش می دهد و نیز لوله های با قطر بالا دچار بالازدگی بیشتری می شوند.

هدف از این پژوهش ارزیابی عملکرد و تبیین نقاط قوت و ضعف مدل ماسه UBC در بیان رفتار خاک روانگرا در اطراف تونل است. با استفاده از روش

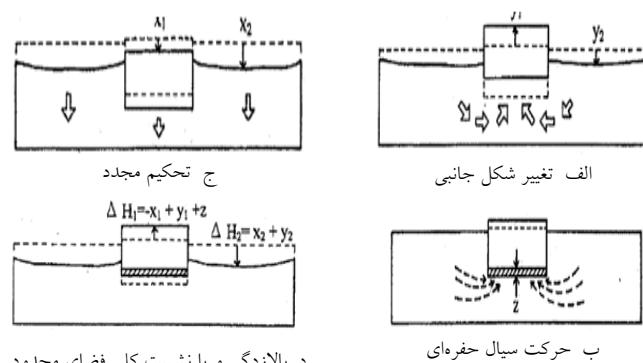
محاسبه می‌شود، گنجانده شده است؛ اما این نرم‌افزار قادر به فراخوانی مدل‌های رفتاری علاوه بر مدل‌های موجود در خود می‌باشد. در این پژوهش برای مدل‌سازی خاک ماسه نوادای اطراف لوله از مدل ماسه UBC استفاده شده است. مدل ماسه UBC یک مدل پلاستیسته تنش مؤثر برای استفاده در آنالیزهای پیشرفته UBC تغییرشکل می‌باشد. در مدل ماسه پاسخ‌های الاستیک همگن فرض می‌شوند و با مدول برشی و مدول بالک به صورت زیر تعریف می‌شود[29]:

$$G^e = K_G^e \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'}{P_a} \right)^{ne} \quad (1)$$

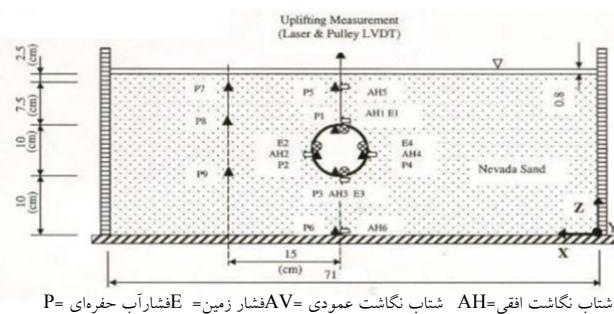
$$B^e = \alpha \cdot G^e \quad (2)$$

نقاط ضعف و قوت آن است. به علاوه نتایج مدل‌سازی با نتایج مدل‌سازی انجام گرفته توسط لینگ و همکاران [24] که با استفاده از روش اجزای محدود و مدل رفتاری Pastor-Zienkiewicz Mark-III انجام گرفته است، مقایسه گردیده است و برتری و کاستی مدل ماسه Pastor-Zienkiewicz Mark-III در مقایسه با مدل UBC مقایسه گردیده است.

UBC معرفی و کالیبره کردن پارامترهای مدل ماسه در نرم‌افزار FLAC برای معرفی پدیده روانگرایی، مدل رفتاری Finn براساس معادلات ارائه شده بر روی مدل استاندار پلاستیک موهر کلمب اشبعاً، که فشار آب حفره‌ای براساس کرنش‌های حجمی غیرقابل برگشت



شکل ۱ شکل شماتیک از رفتار سازه مذکون در روانگرایی [18]



شکل ۲ شکل شماتیک آزمایش سانتریفیوژ انجام شده توسط لینگ و همکاران [24]

$$d\gamma^p = \frac{1}{G^p / \sigma'} d\eta \quad (3)$$

که G^p مدول برشی پلاستیک می‌باشد و با فرض یک رابطه هذلولی بین $d\gamma^p$ و $d\eta$ ، G^p بدین صورت تعریف می‌شود:

$$G^p = G_i^p \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f} R_f \right)^2 \quad (4)$$

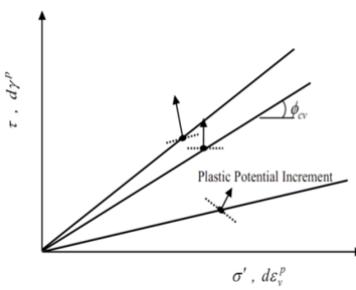
که i^p مدول پلاستیک در پایین ترین سطح تنش، η_f سطح تنش در لحظه گسینختگی، R_f معروف بین مدل برشی پلاستیک می‌باشد.

همان‌طور که گفته شد، کرنش‌های پلاستیک شامل کرنش‌های برشی و کرنش‌های حجمی می‌باشند. ارتباط بین کرنش‌های حجمی پلاستیک و کرنش‌های برشی پلاستیک با استفاده از روش‌های انرژی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$d\varepsilon_v^p = \left(\sin \phi_{cv} - \frac{t}{\sigma'} \right) d\gamma^p \quad (5)$$

که ϕ_{cv} زوایه اصطکاک داخلی حجم ثابت می‌باشد.

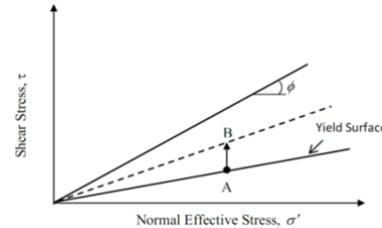
سطح تسليم و جهت کرنش‌های پلاستیک براساس قانون جریان در شکل (۴) نشان داده شده است. در نسبت‌های تنش کم فشارگی پلاستیک رخ می‌دهد در حالی که هیچ‌گونه فشرگی در سطح تنش متناسب ϕ_{cv} پیش‌بینی نمی‌شود. برای نسبت تنش‌های بزرگ‌تر از ϕ_{cv} انبساط و یا انقباض برشی پیش‌بینی می‌شود [۲۹].



شکل ۴ جهت کرنش‌های پلاستیک همراه با سطح تسليم باربرداری زمانی که مقدار نسبت تنش کاهش

G^e و B^e به ترتیب بیانگر مدول برشی و مدول حجمی، K_G^e ضریب مدول برشی الاستیک، n_e توان مدل برشی الاستیک (متغیر بین $0/4$ و $0/6$)، Pa فشار اتمسفر، σ' بیانگر تنش مؤثر متوسط و α ضریب ارتباط بین مدول برشی الاستیک و مدول بالک الاستیک می‌باشد. این ضریب وابسته به ضریب پوآسون الاستیک می‌باشد. مقدار این ضریب عموماً بین $0/25$ تا $0/75$ می‌باشد.

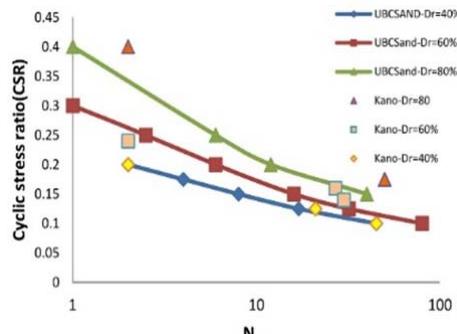
در مدل ماسه UBC کرنش‌های پلاستیک به وسیله سطح تسليم و قانون جریان کترل می‌شوند. سطح تسليم در این مدل در فضای تنش، با یک خط گذرا از مبدأ توصیف می‌شود (مانند مدل موهر کلمب برای مصالح بدون چسبندگی). در اولین گام بارگذاری سطح تسليم به وسیله‌ای مقدار تنش‌های اولیه در آن لحظه تعریف می‌شود. مطابق شکل (۳) در حین بارگذاری به همان نسبت که تنش برشی افزایش می‌یابد، نسبت تنش ($\eta = t/\sigma'$) نیز افزایش می‌یابد و منجر به حرکت نقطه A به نقطه B می‌شود؛ در این حالت سطح تسليم نیز تغییر مکان داده و به خط جدید، گذرا از نقطه B مبدأ مختصات منتقل می‌شود. این تغییر سطح تسليم منجر به سخت‌شدگی و این سخت‌شدگی توأم با ایجاد کرنش‌های پلاستیک می‌باشد. این کرنش‌های پلاستیک شامل کرنش‌های برشی و کرنش‌های حجمی می‌باشند.



شکل ۳ سطح تسليم در مدل یوبی‌سی سند (بیتسی و بیرن [۲۹])

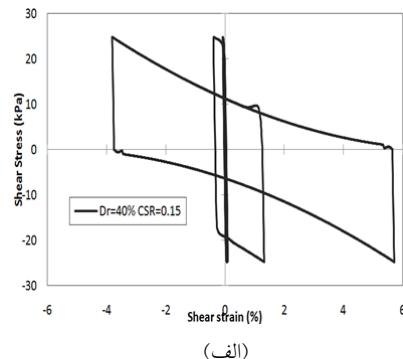
تغییرات کرنش‌های برشی پلاستیک، $d\gamma^p$ ، با تغییرات نسبت تنش‌ها، η ، رابطه‌ای به صورت زیر دارند:

آزمایشگاهی با شبیه‌سازی عددی را نشان می‌دهد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت پارامترهای ورودی کالیبره می‌باشند.

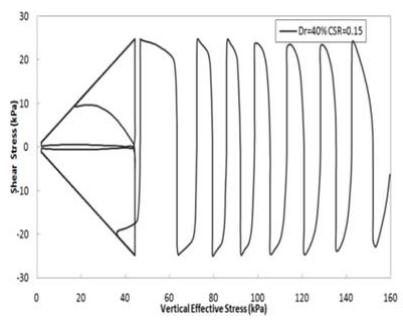


شکل ۵ پیش‌بینی و مقدار پاسخ روانگرایی ماسه نوادا

در شکل‌های ۶ و ۷ مسیر تنش مؤثر و رفتار تنش کرنش در شبیه‌سازی آزمایش برش ساده برای دانسیتی‌های نسبی مختلف و نسبت تنش‌های مختلف نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۶ مسیر تنش مؤثر(الف) در Dr=0.4
(ب) و نمودار تنش کرنش

می‌یابد، تعریف می‌شود و اگر نسبت تنش بدون تغییر علامت شروع به افزایش یابد بارگذاری مجدد نامیده می‌شود. در بارگذاری مجدد هیچ گونه کرنش برشی پلاستیک و کرنش حجمی پلاستیک به وجود نمی‌آید و تا زمانی که نسبت نش به بیشترین مقدار قبل خود بررسی بارگذاری مجدد ادامه دارد[29].

پارامترهای ورودی مدل ماسه UBC باید براساس نتایج آزمایشگاهی کالیبره شوند تا از صحت مقادیر پارامترهای ورودی اطمینان حاصل به عمل آید. در این پژوهش برای کالیبره کردن پارامترهای ورودی از شبیه‌سازی آزمایش برش ساده زهکشی نشده سیکلی در نرم افزار FLAC استفاده شده است. در این شبیه‌سازی، تنش قائم برابر با ۱۶۰ کیلوپاسکال و تنش برشی به صورت افزایشی تا مقدار معینی افزایش می‌یابد؛ سپس جهت اعمال تنش برشی تغییر می‌کند و این سیکل تا وقوع صفر شدن تنش قائم ادامه دارد. نتایج پیش‌بینی روانگرایی با استفاده از آزمایش برش ساده انجام شده توسط کانو[30] و شبیه‌سازی عددی در این پژوهش در شکل (۵) آمده است. شکل (۵) انطباق مناسب نتایج آزمایشگاهی با شبیه‌سازی عددي را نشان می‌دهد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت پارامترهای ورودی کالیبره می‌باشند.

پارامترهای ورودی مدل ماسه UBC باید براساس نتایج آزمایشگاهی کالیبره شوند تا از صحت مقادیر پارامترهای ورودی اطمینان حاصل به عمل آید. در این پژوهش برای کالیبره کردن پارامترهای ورودی از شبیه‌سازی آزمایش برش ساده زهکشی نشده سیکلی در نرم افزار FLAC استفاده شده است. در این شبیه‌سازی، تنش قائم برابر با ۱۶۰ کیلوپاسکال و تنش برشی به صورت افزایشی تا مقدار معینی افزایش می‌یابد؛ سپس جهت اعمال تنش برشی تغییر کرده و این سیکل تا وقوع صفر شدن تنش قائم ادامه دارد. نتایج پیش‌بینی روانگرایی با استفاده از آزمایش برش ساده انجام شده توسط کانو[30] و شبیه‌سازی عددی در این پژوهش در شکل (۵) آمده است. شکل (۵) انطباق مناسب نتایج

مؤثرنند و این موضوع در شکل های (۶ و ۷) و نیز شکل (۵) قابل مشاهده است.

اثر تراکم نسبی ناشی از تنش و معرفی پارامترهای خاک اطراف لوله

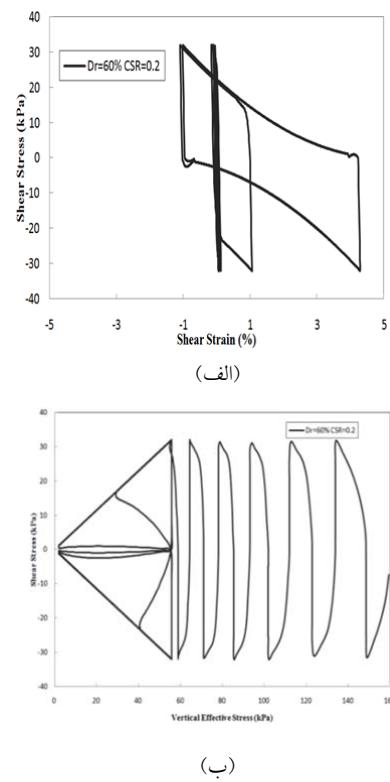
همواره دانسته نسبی خاک از مهم‌ترین پارامترهای معرف ماسه می‌باشد، به علت تفاوت افزایش تنش در قسمت های فوچانی و تحتانی بعد از چرخش دستگاه سانتریفیوژ، تراکم در سطح نمونه کم و در قسمت تحتانی مدل بسیار زیاد می‌باشد. پارک و بیرن در سال ۲۰۰۴ با استفاده از چندین آزمایش تراکم نسبی، نشان دادند که در تمام ماسه‌های مورد مطالعه، تراکم ناشی از تنش از رابطه زیر پیروی می‌کند [۳۱].

$$D_r = D_{r0} + \alpha \sqrt{\frac{\sigma'_v}{P_a}} \quad (6)$$

که D_r تراکم نسبی اولیه و σ'_v تنش مؤثر عمودی و P_a فشار اتمسفر و α برابر است:

$$\alpha = \left[\frac{1 + e_{\max} - D_{r0}}{e_{\max} - e_{\min}} \right] \frac{2(1.5 - D_{r0})}{C} \quad (7)$$

که e_{\max} و e_{\min} به ترتیب بیشترین و کمترین نسبت تخلخل می‌باشد و C عدد سختی ماسه است. که وابسته به نسبت تخلخل است. این پارامتر براساس نتایج پارک و بیرن [۳۱] برای خاک ماسه نوادا (که در این مدل‌سازی استفاده شده) ۳۰۰ در نظر گرفته شده است. رفتار خاک‌های ماسه به شدت وابسته به تراکم نسبی خاک می‌باشد، با توجه به رابطه ۶ دانسته نسبی خاک ماسه وابسته به تنش مؤثر می‌باشد. به علت تغییرات شدید تنش مؤثر در آزمایش سانتریفیوژ وجود سازه با قطر بالا هر المان تقریباً دارای تنش مؤثر منحصر به فردی می‌باشد. بنابراین برای بیان رفتار صحیح مسئله، هر المان از مشبندی مسئله دارای پارامترهای منحصر به فردی برای معرفی مدل



شکل ۷ مسیر تنش مؤثر (الف) Dr=0.6 (ب) نمودار تنش کرنش

همان‌گونه که انتظار می‌رود این شکل‌ها نشان می‌دهند که با افزایش تعداد سیکل‌ها در آزمایش برشی ساده، کرنش برشی برای رسیدن به یک تنش برشی خاص، افزایش می‌یابد و این بدین معنی است که خاک به تدریج با تکرار سیکل‌های بارگذاری و باربرداری، مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد و در یک تنش برشی مشخص، کرنش برشی بیشتری در آن به وجود می‌آید. در قسمت (ب) این شکل‌ها که تنش قائم مؤثر در برابر تنش برشی ترسیم گردیده است، ملاحظه می‌گردد که با تکرار و افزایش تعداد سیکل‌های آزمایش تنش قائم مؤثر تدریجاً به علت افزایش فشار آب حفره‌ای کاهش می‌یابد و در انتهای آزمایش به صفر نزدیک می‌شود، این پدیده منطبق بر تعریف روانگرایی می‌باشد. همان‌گونه که انتظار می‌رود Dr و CSR به صورت توأم بر تعداد سیکل‌های لازم بر روانگرایی

که a یک عدد کوچکتر از یک می‌باشد، مقدار $0/3$ عدد مناسبی می‌باشد [32]. L_z معرف کوچکترین طول المان و ρ_w برابر با چگالی سیال و g شتاب گرانش می‌باشد.

مرندی و راستی در سال ۲۰۱۲ ضمن مدل‌سازی تونل مدفون در خاک روانگرا، تأثیر مدول حجمی را بررسی کردند. نتایج آن پژوهش تأثیر فوق العاده این پارامتر بر نتایج مدل‌سازی را نشان می‌دهد [34]. با استفاده از قانون بویل و فرض یکسان بود فشار در سیال و هوا، مدول حجمی سیال حفره‌ای تابعی از فشار مطلق سیال و درجه اشباع، به صورت زیر می‌باشد [35]:

$$B_f \equiv \frac{P^2}{(1-S_{ro})P_a} < 2 \times 10^6 \text{ KPa} \quad (10)$$

P برابر با فشار مطلق سیال و S_{ro} درجه اشباع اولیه قبل از شروع به چرخش سانتیریفیوژ می‌باشد. همان‌طور که از معادله ۱۰ مشخص است، پارامتر مدول حجمی سیال در عمق محیط آزمایش تغییر می‌کند و هرچه عمق بیشتر شود، مدول حجمی سیال نیز افزایش می‌یابد؛ در نتیجه در صورت یکسان بودن کرنش حجمی اضافه فشار حفره‌ای بیشتری تولید می‌شود. درجه اشباع یک پارامتر مهم و تعیین‌کننده در این تابع می‌باشد. اگر مقدار مدول حجمی سیال بیشتر از 10^5 kPa در نظر گرفته شود، باید از بیشتر بودن درجه اشباع از ۹۹/۹٪ اطمینان حاصل شود که چنین درجه اشباعی در مسائل عملی، غیر واقعی می‌باشد. تأثیر پارامتر مدول حجمی سیال بر بالازدگی در شکل (۸) آمده است. با توجه به معادله و تغییرات مدول حجمی سیال در عمق، در نرم‌افزار FLAC با استفاده از زبان برنامه‌نویسی Fish به المان‌های دارای تراز ارتفاعی متفاوت مقادیر متفاوتی اعمال شده است.

ماسه UBC می‌باشد. در این پژوهش با استفاده از زبان برنامه‌نویسی Fish در محیط برنامه FLAC برای هر المان پارامترهای منحصر به فرد وابسته به دانسیتی نسبی آن المان محاسبه شده است.

معرفی سیال حفره‌ای

نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC با استفاده از مشخصات سیال موجود در خاک‌های اشباع و برخی پارامترهای خاک اشباع با استفاده از تئوری بایوت قادر به مدل‌سازی هم‌زمان سیال و خاک می‌باشد. برای در نظر گرفتن سیال باید پارامترهای هم‌چون نفوذپذیری خاک اشباع، تخلخل خاک، چگالی سیال، درجه اشباع و مدول بالک سیال را به‌طور دقیق وارد کرد [32].

در این پژوهش، چگالی سیال را برابر با kg/m^3 ۱۰۰۰ و نسبت تخلخل خاک مطابق با ویژگی خاک مورد نظر برابر با $0/424$ در نظر گرفته شده است [27]. یکی از پارامترهایی که نقش مهم و مؤثری در آنالیز مسائل همزمان خاک و سیال دارد، مدول حجمی سیال می‌باشد. این پارامتر بدین صورت معرفی می‌شود:

$$B_f = -\frac{\Delta P}{\Delta V/V} \quad (8)$$

که ΔP تغییرات فشار و ΔV نسبت کرنش حجمی می‌باشد. به دست آوردن مقادیر مدول حجمی با استفاده از رابطه فوق تقریباً غیرممکن می‌باشد [33]. در بسیاری از آنالیزها و مدل‌سازی‌ها برای معرفی مدول بالک سیال از بیشترین مقدار آن یعنی 2 GPa استفاده می‌شود و یا براساس یک منطق تجربی مقدار کمتری از این مقدار برای معرفی مدول حجمی سیال استفاده می‌شود. به علت وجود جباب‌های هوا درون خاک اشباع غالباً باید مقدار کمتری از مقدار بیشینه در نظر گرفت. کمترین مقداری که برای مدول بالک سیال می‌توان در نظر گرفت برابر با مقدار زیر می‌باشد:

$$B_f \geq \alpha L_z \rho_w \quad (9)$$

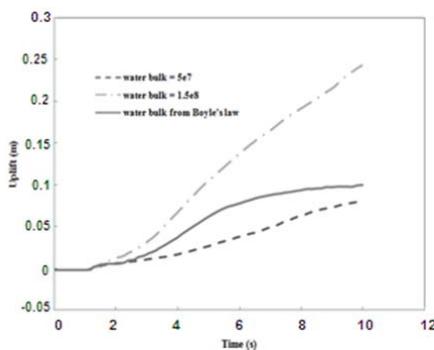
جدول ۱ پارامترهای لوله استفاده شده در تحلیل عددی

مقدار	پارامتر مدل
۲۷۶	(kN/m ³) وزن واحد حجم.
2×10^8	(kPa).E مدول یانگ
۰/۲۸۶	(v) نسبت پواسون
۱۵	(cm).t ضخامت لوله

برای مدلسازی صحیح رفتار متقابل خاک و لوله، از یک المان سطح مشترک استفاده شده است. المان سطح مشترک اجازه جابجای نسیی المانهای خاک را نسبت به تونل می‌دهد. در این پژوهش سختی نرمال و برشی برابر با ۱۲۰ مگاپاسکال بر متر و زاویه اصطکاک ۲۳/۵ درجه در اطراف سازه مدفون و خاک در نظر گرفته شده است [32].

مقایسه نتایج مدلسازی عددی لوله‌های مدفون

در این پژوهش به مدلسازی آزمایش سانتریفیوژ با ابعاد واقعی پرداخته شده است و برای ارزیابی از صحت مدلسازی ضمن بررسی بالازدگی سازه مدفون، اضافه فشار آب حفره‌ای در اطرف مدل بررسی شده است. در شکل (۹) نتایج حاصل از بالازدگی لوله به روش تفاضل محدود بر مبنای مدل ماسه UBC با مدلسازی المان محدود انجام گرفته به وسیله لینگ و همکاران با Pastor-Zienkiewicz Mark-III نشان داده شده است. شکل (۹) نشان می‌دهد مدلسازی تفاضل محدود انجام شده در این پژوهش انطباق مناسبی هم با نتایج آزمایشگاهی و هم با نتایج مدلسازی المان محدود لینگ و همکاران دارد. جابه‌جایی نهایی به دست آمده از مدلسازی با استفاده از روش تفاضل محدود با جابه‌جایی نهایی به دست آمده از آزمایش سانتریفیوژ انطباق بسیار مناسبی دارد. در نتایج این پژوهش، به مانند آزمایش سانتریفیوژ به محض اعمال نیروی لرزه‌ای، لوله شروع به بالازدگی



شکل ۸ حساسیت میزان بالازدگی به تغییرات مدول حجمی سیال

از پارامترهای مهم در مدلسازی آزمایش‌های سانتریفیوژ و مسائل روانگرایی، نفوذپذیری خاک ماسه‌ای می‌باشد. در این مدلسازی از ضربیت تراوایی ماسه نوادا به دست آمده در پروژه ولاکس [27] به روش آزمایش نفوذپذیری هد ثابت استفاده شده است. با توجه به مفاهیم ضربیت نفوذپذیری شتاب گرانش و غلطت سیال بر ضربیت نفوذپذیری تأثیرگذار می‌باشند. در آزمایش سانتریفیوژ با N برابر کردن شتاب گرانش، ضربیت تراوایی N برابر با M برابر کردن $\frac{1}{M}$ می‌شود.

$$k^* = K \frac{N}{M} \quad (11)$$

که k^* ضربیت هدایت هیدرولیکی در سانتریفیوژ و k ضربیت هدایت هیدرولیکی در شتاب ۱g می‌باشد [35].

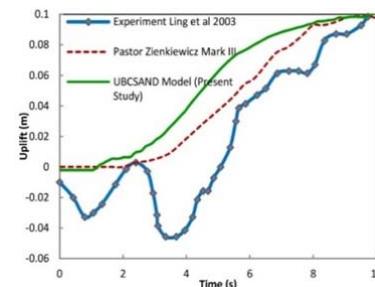
مدلسازی لوله مدفون (خصوصیات و مشخصات)

در این پژوهش برای مدلسازی لوله آلومینیمی از المان لاینر استفاده شده است. المان لاینر توانایی مدلسازی رفتار الاستوپلاستیک را دارد. این المان برای مدلسازی المانهای صالح غیرخطی مانند دیوار تونل و یا صالح شکل‌پذیر مانند فولاد مناسب می‌باشد. پارامترهای المان لاینر به صورت جدول (۱) تعریف شده است.

در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) اضافه فشارهای حفره‌ای در برابر زمان برای پیزومترهای P2 و P4 که در کناره های لوله واقع شده‌اند، ترسیم گردیده است. در پیزومتر P2 شکل (۱۱) ملاحظه می‌گردد که در لحظات آغازین بارگذاری لرزه‌ای نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران بر مبنای مدل Zienkiewicz Mark-III Pastor می‌باشد. نوسانات شدیدی را نشان می‌دهد در حالیکه در پاسخ های عددی پژوهش حاضر چنین نوساناتی مشاهده نمی‌شود و علی‌رغم عدم انطباق مختصری در ابتدای بارگذاری، از ثانیه چهارم پاسخ‌های عددی بر مقادیر اندازه‌گیری شده انتباط کامل دارند، این در حالی است که در نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران حتی در لحظات آخرین بارگذاری روند افزایش فشار آب حفره‌ای برخلاف مقادیر اندازه‌گیری شده ادامه دارد و مقادیر فشار آب حفره‌ای نهایی با مقادیر اندازه‌گیری شده تفاوت قابل توجهی دارند.

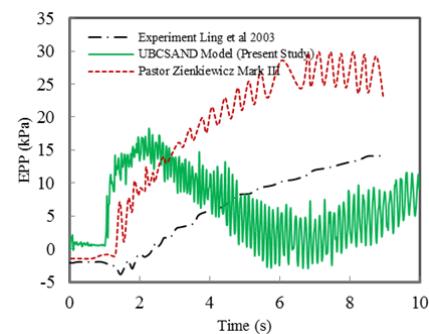
در پیزومتر P4 شکل (۱۲) نیز نتایج مدل‌سازی‌های عددی در ابتدای بارگذاری با فشارهای نتایج پژوهش حاضر نوسانات شدید به‌مانند نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران به وجود نیامده است. به علاوه فشار آب حفره‌ای نهایی در شبیه‌سازی عددی در پژوهش حاضر، با مقدار اندازه‌گیری شده کاملاً منطبق است. بنابراین می‌توان این گونه جمع‌بندی نمود که در مورد نقاط مجاور لوله شبیه‌سازی با مدل ماسه UBC مقایسه با مدل Pastor-Zienkiewicz Mark-III بeter عمل کرده و فشارهای نهایی در زمان وقوع کامل روانگرایی (نهایی بارگذاری لرزه‌ای) بر مقادیر اندازه‌گیری شده سانتریفیوژ منطبق است.

می‌کند اما در مدل‌سازی انجام گرفته توسط لینگ و همکاران پس از حدود یک ثانیه بعد از لرزش، لوله شروع به بالازدگی می‌کند. شبیه‌نمودار مربوط به مدل‌سازی پژوهش حاضر نیز با نتایج حاصل از آزمایش سانتریفیوژ هم خوانی مناسبی دارد.

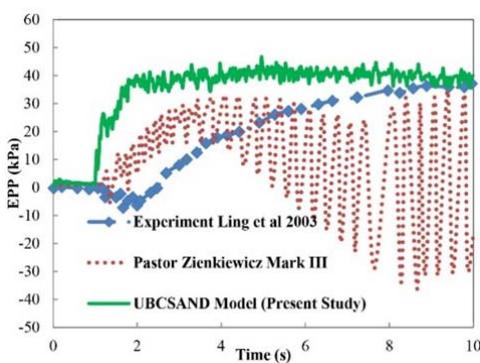


شکل ۹ مقادیر بالازدگی سازه مدفون با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

در شکل (۱۰) اضافه فشار آب حفره‌ای در پیزومتر P1 که در بالای لوله واقع است نمایش داده شده است. نتایج مدل‌سازی این پژوهش در ابتدای بارگذاری لرزه‌ای انطباق مناسبی با نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران دارد اما با مقادیر اندازه‌گیری شده فاصله قابل توجهی دارند. از ثانیه چهارم به بعد نتایج پژوهش حاضر به مقادیر اندازه‌گیری از نظر روند و مقادیر نزدیک شده است. علت اصلی این اختلاف در لحظات ابتدایی را در مقدار مدول بالک سیال برای زمان آغازین بارگذاری لرزه‌ای می‌توان دانست.

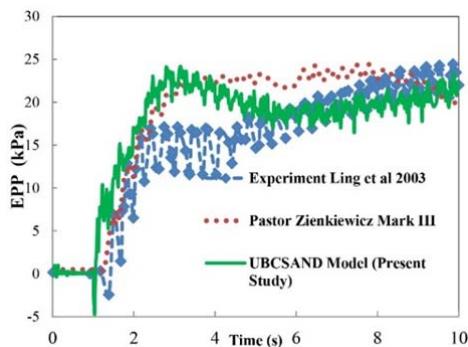


شکل ۱۰ اضافه فشار آب حفره‌ای در بالای لوله (P1) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

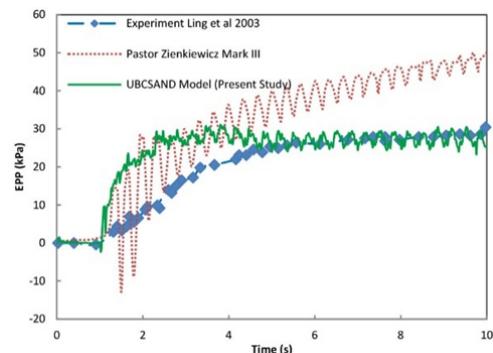


شکل ۱۳ اضافه فشار آب حفره‌ای در پایین لوله (P3) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

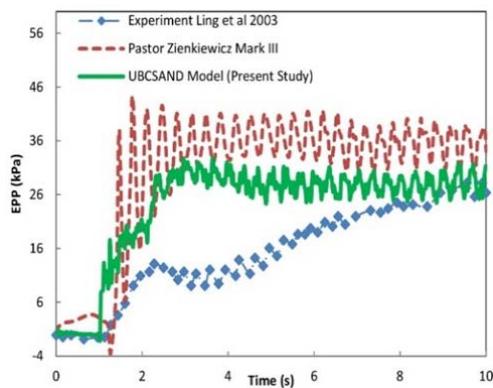
در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) اضافه فشار آب حفره‌ای در بالای لوله با نتایج آزمایشگاهی و عددی مقایسه شده است که نشان‌دهندهٔ انطباق مناسب نتایج مدل‌سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی از ابتدا شروع بارگذاری لرزه‌ای تا انتهای آن است. در این نقاط نیز مدل‌سازی پژوهش حاضر از مدل‌سازی لینگ و همکاران در مجموع نسبتاً موفق‌تر عمل کرده است.



شکل ۱۴ اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله ۱۵ سانتی‌متر از بالای لوله در آزمایش ساتریفیوژ (P8) (P8) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

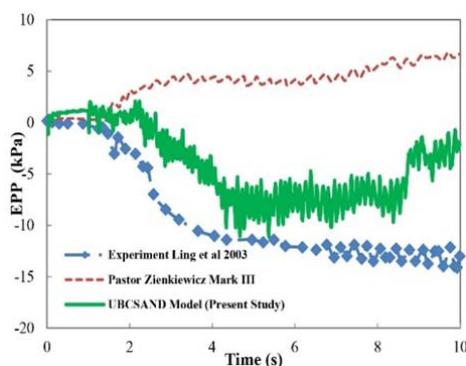


شکل ۱۱ اضافه فشار آب حفره‌ای در سمت چپ لوله (P2) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

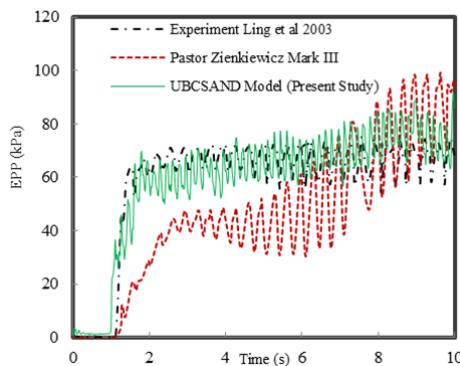


شکل ۱۲ اضافه فشار آب حفره‌ای در سمت راست لوله (P4) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

در شکل ۱۳ اضافه فشار آب حفره‌ای در زیر لوله نشان داده شده است. اضافه فشار آب حفره‌ای در زیر Pastor-Zienkiewicz Mark-III لوله حاصل از مدل Pastor-Zienkiewicz Mark-III دارای نوسان‌های بسیار زیادی می‌باشد. که با روند نتایج آزمایشگاهی انطباق ندارد. اما در مدل‌سازی این پژوهش، این نوسان مشاهده نشده است و انطباق خوبی در روند و اضافه فشار نهایی با نتایج آزمایشگاهی وجود دارد. وجود اختلاف در مقادیر اولیه اضافه فشار آب حفره‌ای در زمان‌های اولیه را می‌توان به حساسیت مسئله به متغیر بودن مدول حجمی آب به خصوص در زمان‌های اولیه مرتبط دانست.



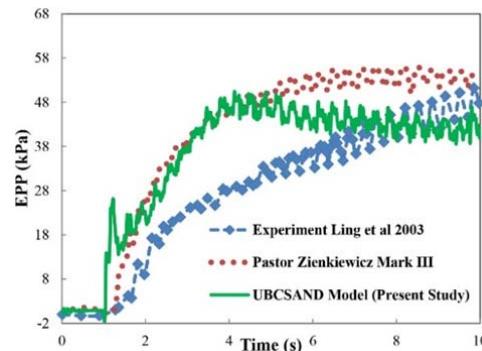
شکل ۱۶ اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق دفن ۱ متری (P5) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی



شکل ۱۷ اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق دفن ۹ متری (P6) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

در مورد پیزومتر P6 که پایین‌ترین پیزومتر واقع در زیر لوله می‌باشد، نتایج مدل‌سازی‌های عددی و اندازه‌گیری‌های سانتریفیوژ در شکل (۱۷) به صورت هم‌زمان نشان داده شده است. در این پیزومتر نتایج مدل‌سازی پژوهش از لحظه آغازین بارگذاری لرزه‌ای بر مقادیر اندازه‌گیری مطابقت دارد. در مقابل نتایج مدل‌سازی لینگ و همکاران دارای نوسانات زیاد در فشار آب حفره‌ای این پیزومتر است. بنابراین می‌توان گفت مدل ماسه UBC در این پیزومتر موفق‌تر عمل کرده است.

در شکل (۱۸) اضافه فشار آب حفره‌ای در پایان بارگذاری لرزه‌ای در مقابل عمق ترسیم گردیده است؛



شکل ۱۵ اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله ۱۵ سانتی‌متر از پایین لوله در آزمایش سانتریفیوژ (P9) با روش‌های عددی و آزمایشگاهی

شکل (۱۶) تغییرات فشار آب حفره‌ای در بالاترین پیزومتر (P5) را نشان می‌دهد، مشاهده می‌گردد که اندازه‌گیری‌های آزمایش سانتریفیوژ کاهش تدریجی فشار آب حفره‌ای در اثر اعمال بار لرزه‌ای را ثبت کرده‌اند؛ این روند، در مقادیر حاصل از مدل‌سازی عددی پژوهش حاضر مشهود است. بر خلاف این روند، نتایج حاصل از مدل‌سازی با روش اجرا محدود براساس مدل رفتاری Pastor-Zienkiewicz Mark –III در پژوهش لینگ و همکاران [24] نشان دهنده افزایش مختصر اضافه فشار آب حفره‌ای در طی فرآیند بارگذاری است. علت اصلی اختلاف بین مدل‌سازی به روش المان محدود و نتایج آزمایشگاهی، عدم مدل‌سازی مسائل با کرنش‌های بزرگ و در نتیجه عدم پیش‌بینی تورم خاک در سطح زمین در بالای که منجر کاهش سطح آب زیرزمینی در مدل‌سازی المان محدود می‌شود می‌توان دانست. مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار FLAC به روش تفاضل محدود قادر به مدل‌سازی کرنش‌های بزرگ می‌باشد و می‌تواند تورم خاک در سطح مدل را پیش‌بینی کند.

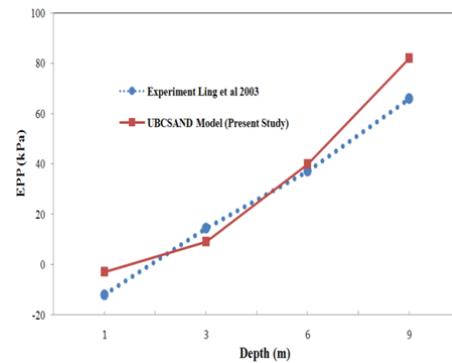
نتیجه‌گیری

در این تحقیق مدل ماسه UBC برای شبیه‌سازی رفتار یک خاک مستعد روانگرایی در اطراف تونل به کار گرفته شده است. نتایج یک آزمایش سانتریفیوژ برای ارزیابی صحت عملکرد مدل در بیان رفتار خاک مورد استفاده قرار گرفت. در عین حال نتایج با مدل‌سازی عددی بر بنای مدل Pastor-Zienkiewicz Mark-III مقایسه گردید.

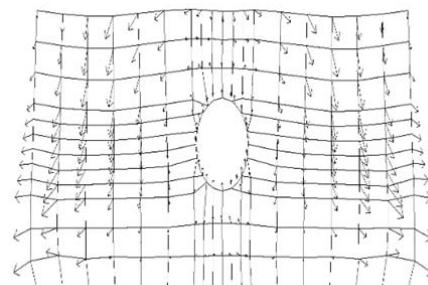
مدلهای رفتاری غالباً بر بنای آزمایش‌های برش ساده و سه محوری ارائه و کالیبره می‌گردند؛ از این‌رو اگر یک مدل رفتاری برای شبیه‌سازی چنین آزمایشی به کار رود، احتمال تطابق مدل‌سازی با مقادیر اندازه‌گیری شده بیشتر از سایر مسیرهای تنش خواهد بود، این در حالی است که در یک محیط پیوسته مانند خاک اطراف تونل، مسیرهای تنش با آنچه در آزمایش‌های آزمایشگاهی متعارف اعمال می‌گردد، متفاوت است. در این پژوهش برای کالیبره کردن پارامترهای مدل ماسه UBC، آزمایش برش ساده انجام شده بر روی خاک مورد مطالعه به وسیله نرم‌افزار FLAC شبیه‌سازی گردید.

نشان داده شد که وابستگی تراکم نسبی خاک به تنش محدود کننده و نیز مدول حجمی آب به فشار آب حفره‌ای بر نتایج مدل‌سازی تأثیر قابل توجهی دارد؛ از این‌رو این پدیده در آنالیزها اعمال گردید. همان‌طور که انتظار می‌رود هیچ مدل رفتاری برای زئومتری ادعایی انتباط مطلق نتایج شبیه‌سازی با آزمایش را در تمام مسیرهای تنش ندارد. در مجموع انتظار نمی‌رود مدل رفتار در بیان رفتار پیچیده‌ای مانند روانگرایی در تمام نقاط و تمام پارامترها کاملاً منطبق بر واقعیت عمل کند. به علاوه در مورد اندازه‌گیری‌های سانتریفیوژ نیز نمی‌توان ادعا کرد که کاملاً صحیح و عاری از خطاهای سینماتیک و ابزاری باشد. هدف از مقایسه مدل‌سازی با

این شکل مطابقت مناسب مقادیر مدل‌سازی پژوهش حاضر با مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای ثبت شده در آزمایش سانتریفیوژ را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود اضافه فشار آب حفره‌ای با افزایش عمق افزایش می‌یابد.



شکل ۱۸ توزیع اضافه فشار آب حفره‌ای در برابر عمق در پایان اعمال بار لرزه‌ای



شکل ۱۹ بردار جایه‌جایی المان‌های اطراف لوله

در شکل (۱۹) بردارهای جایه‌جایی المان‌ها در پایان آنالیز نشان داده شده است. همان‌طور که گفته شد، یکی از دلایل بالازدگی سازه مدفون، حرکت خاک روانگرا به زیر سازه می‌باشد. همان‌طور که از شکل قابل برداشت می‌باشد، مطابق نتایج آزمایشگاهی حرکت خاک روانگرا به سمت زیر سازه مدفون در بالازدگی سازه مدفون در این پژوهش نقش بسیار کمی دارد. بنا بر این علت اصلی بالازدگی لوله را می‌توان اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در حین بار لرزه‌ای دانست.

آنالیزهای انجام شده داین پژوهش از ثانیه چهارم انطباق مناسبی با نتایج اندازه‌گیری شد دارند. که علت عدم تطابق اولیه عدم معرفی و اطلاعات کافی در مورد مدلول بالک سیال (به خصوص اطراف لوله) در لحظات ابتدایی می‌باشد. از این رو نتایج تحقیق را می‌توان گامی جلو برای رسیدن به مدل‌سازی‌های دقیق‌تر در خاک‌های مستعد روانگرایی ارزیابی نمود.

با توجه به نتایج حاصل از این پژوهش می‌توان نتیجه گرفت که در مدل ماسه UBC قابلیت‌های مناسبی در مدل‌سازی رفتار خاک مستعد به روانگرایی وجود دارد.

آزمایش بررسی قابلیت کلی مدل در بیان رفتار خاک است. عواملی مانند مدلول حجمی آب (شکل ۸)، به علاوه مرزهای مدل سانتریفیوژ که به صورت لایه‌ای می‌باشد و ممکن است به شکل ایده‌آل عمل نکند و موجب عدم تطابق مدل‌سازی با اندازه‌گیری شود. با این توصیف نتایج مدل‌سازی انجام شده همخوانی مناسبی با اندازه‌گیری‌های صورت گرفته در آزمایش سانتریفیوژ دارند. این موضوع به خصوص در مقایسه نتایج مدل‌سازی‌ها با نتایج مدل Pastor-Zienkiewicz Mark III- انجام گرفته توسط لینگ و همگاران جلب توجه می‌کند. بنابراین می‌توان این گونه نتیجه گرفت که عملکرد مدل ماسه UBC بهتر از مدل مذکور است.

مراجع

1. O'Rourke, T.D., Gowdy, T.E., Stewart, H.E. and Pease, J.W. "Lifeline and geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta Earthquake," Proceedings of 2nd International conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, MO, pp. 1601–1612,(1991)
2. Shengcong, F., and Tatsuoka, F., "Soil Liquefaction During Haicheng and Tangshan Earthquake in China; A Review," Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp 11-29, (1984).
3. EQE summary report. The January 17. 1995 Kobe earthquake. EQE International;(1995)
4. Scawthorn C, Yanev PI., "Preliminary report 17 January 1995, Hyogo-ken Nambu, Japanese earthquake". Engineering Structures ;Vol. 17, No.3, pp. 146-157, (1995).
5. Chen, WW, Shih BJ,Wu CW, Chen YC. "Natural gas pipeline system damages in the Ji-Ji earthquake (The City of Nantou)". In: Proc of the 6th international conf on seismic zonation. (2000).
6. Jefferies, M, Been, K., "Soil Liquefaction: A Critical State Approach", Second Edition, CRC Press, (2015).
7. S.C. Chian, S.P.G. Madabhushi. "Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 41, pp 181–190,(2012)
8. Fugro (2008). "Final Report, No-Densification Assessment Offshore Transbay Tube (TBT) Seismic Retrofit Project", prepared for Bechtel Infrastructure Corporation, BART Earthquake Safety Program, July (2008).
9. Hall,W.J. and O'Rourke. "Seismic behavior and vulnerability of pipelines," LifelineEarthquake

- Engineering, Cassaro (ed.), ASCE, pp. 761–773,(1991).
10. Tobita, T., Iai, S., Kang, G. C. and Konishi, Y. "Observed damage of wastewater pipelines and estimated manhole uplifts during the 2004 Niigataken Chuetsu, Japan, earthquake," Proc. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conference, California, (2009).
 11. Koseki, J., Matsuo, O., Ninomiya, Y., Yoshida, T., "Uplift of Sewer manholes during the 1993 Kushiro-oki earthquake". Soils and Foundations, vol. 37, pp. 109–121,(1997).
 12. Towhata I. Geotechnical earthquake engineering. Berlin: Springer; (2008).
 13. Ghayamghamian, MR, Tobita, T, Iai, S, Kang, GC. "Reconnaissance report of July 16, Niigata-ken Chuetsu-oki Japan earthquake", Journal of Seismology and Earthquake Engineering ,vol. 9, No. 1-2, pp.73–84, (2007).
 14. Geoengineering Extreme Events Reconnaissance (GEER) Association, Geoengineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile earthquake, Report of the NSF Sponsored GEER Association Team, (2010).
 15. Chian SC, Tokimatsu K. Floatation of underground structures during the Mw9.0 Tohoku earthquake of 11th March 2011. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering. Lisbon; (2012).
 16. Tokida, K., Ninomiya, Y. and Azuma, T. "Liquefaction Potential and Uplift Deformation of Underground Structure" , In :Brebbia C. A.(Ed), "Soil Dynamics and Earthquake Engineering" VI, WIT Press, pp. 365-379, (1993).
 17. Yasuda, S., Nagase, H., Itafuji, S., Sawada, H. and Mine, K. "Shaking Table Tests on Floatation of Buried Pipes due to Liquefaction of Backfill Sands." Proceedings, 5th U.S.- Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Snowbird, UT, (1995),
 18. Koseki, J., Matsuo, O. and Koga, Y. "Uplift behavior of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake." Soils and Foundations, vol. 37, No. 1, pp. 97-108, (1997).
 19. Ichii, K., Seto, N. and Kidera, H. "Characteristics of Uplifting Velocity of a Buried Pipe in Liquefied Ground." Geotechnical Special Publication, n 181, 2008, Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress 2008 - Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, GSP 181, Sacramento, CA, USA(2008).
 20. Adalier, K., Abdoun, T., Dobry, R., Phillips, R., Yang, D., and Naesgaard, E. "Centrifuge Modelling for Seismic Retrofit Design of an Immersed Tube Tunnel." *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 23-35(2003).
 21. Ling, H.I., Mohri, Y., Kawabata, T., Liu, H., Burke, C. and Sun, L.. "Centrifugal modeling of seismic

- behavior of large-diameter pipeline in liquefiable soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE vol. 129, No. 12, pp. 1092–1101, (2003).
22. Sasaki, T. and Tamura, K., "Prediction of Liquefaction-Induced Uplift Displacement of Underground Structures." 36th Joint Meeting US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, 191-198 (2004).
23. Liu, H.B. & Song, E.X., "Seismic response of large underground structures in liquefiable soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitations", *Computers and Geotechnics*, vol. 32, No. 4, pp. 223–244, (2005).
24. Ling, H.I., Sun, L., Liu, H., Mohri, Y., and Kawabata, T. "Finite element analysis of pipe buried in saturated soil deposit subject to earthquake loading". *Journal of Earthquake and Tsunami*, vol. 2, No. 1, pp. 1-17, (2008).
25. Azadi, M. and Mir Mohammad Hosseini, S.M. "The Uplifting Behavior of Shallow Tunnels within the Liquefiable Soils under Cyclic Loadings." *Tunnelling and Underground Space Technology*, V 25(2), 158-167. (2010).
26. Saeedzadeh, Hataf. "Uplift response of buried pipelines in saturated sand deposit under earthquake loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, No. 10, pp. 1378-1384, (2011).
27. Sun, L., "Centrifuge modeling and finite element analysis of pipelines buried in liquifiable soils", Ph. D. thesis, Columbia University, (2001).
28. Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hosain, M. M. and Fruth, L. S. "VELACS Laboratory Testing Program, Soil Data Report." *The Earth Technology Corporation, Irvine*, California, Report to the National Science Foundation(1992).
29. Beaty, Michael , Byrne, P., "UBCSAND CONSTITUTIVE MODEL Version 904aR. UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Web Site", February, (2011).
30. Chou Jui-Ching "Centrifuge Modeling of the BART Transbay Tube and Numerical Simulation of Tunnels in Liquefying Ground" PhD thesis Davis University (2010).
31. Park, S.-S., and Byrne, P.M.. Stress densification and its evaluation. *Canadian Geotechnical Journal*, 41: 181–186,(2004).
32. Cundall et al. "Fast Lagrangian Analysis of Continua Manual", Online Manual, Itasca Engineering Consulting Minnesota usa,(2001).
33. Casagrande, A., "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sand-A critical review", 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, (1975)
34. Marandi, S.M. and Rasti, A.R., "Parameters Analysis of the Covering Soil of Tunnels Constructed In Liquefiable Soils," *International Journal of Engineering*, Vol. 25, No. 4, Transactions A, , pp. 333-346, (2012)

35. Byrne, P.M., Park, S. S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L., Abdoun T., "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, pp. 193–211, (2004)

بررسی اثر مؤلفه قائم زلزله بر دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک*

(یادداشت پژوهشی)

مehdi ghahki^(۱) mohamed jowad sattari^(۲)

چکیده حرایق ناشی از زلزله‌های نزدیک و کوبه، حاکی از اثرات تعیین‌کننده مؤلفه قائم زلزله نسبت به مؤلفه افقی آنها بود. از طرفی دیوار برشی فولادی با ورق نازک یکی از سیستم‌های مقاوم نسبتاً جدید بوده است که تاکنون رفتار آن تحت مؤلفه قائم زلزله بررسی نشده است. بر این اساس در این مقاله اثرات مؤلفه قائم بر پاسخهای لرزه‌ای، همانند تغییر مکان و برش طبقات و نیروهای ستون‌ها و تیرها با استفاده از تحلیل دینامیکی تاریخ‌چزمانی غیرخطی تحت چندین نگاشت مؤلفه‌های افقی و قائم مختلف در قابهای ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه بررسی شده است. نتایج تحلیل‌ها، نشان می‌دهد مؤلفه قائم زلزله تأثیر قابل توجهی بر پاسخهای لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی دارد.

واژه‌های کلیدی دیوار برشی فولادی با ورق نازک؛ مؤلفه قائم زلزله؛ تحلیل دینامیکی غیرخطی؛ پاسخ‌های لرزه‌ای.

Study of Effect of Vertical Components of Earthquake on Thin Steel Plate Shear Walls

M.Gholhaki M.J. Sattari

Abstract Damages due to Northridge and Kobe earthquakes were expressive of considerable effects of vertical components of earthquakes compared to the horizontal ones. On the other hand, thin steel plate shear wall is one of the newest resistant systems which until now it's behavior haven't been investigated under vertical component of earthquake. Therefore, in this article, effects of vertical component on seismic responds such as displacement and stories shear and forces of columns and beams with usage of non-linear time history dynamic analysis under several ground motions of vertical and horizontal components of earthquakes in 3, 10 and 20 frames is studied. Results of analysis show that vertical component of earthquake has considerable effect on seismic responds of steel shear walls.

Key words Thin Steel Plate Shear Walls; Vertical Component; Non-linear Dynamic Analysis; Seismic Responds.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۷/۱۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۹/۱۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۲) کارشناس ارشد سازه، دانشگاه سمنان.

زلزله‌های حوزه نزدیک با تأکید بر مؤلفه قائم نیروی زلزله و تأثیر آن بر پاسخ غیرخطی قاب‌های دو بعدی پرداختند. هم‌چنین جو، لیو و وو^[8] در این سال با تحلیل دینامیکی چند مدل سه‌بعدی بتن‌آرم، به بررسی روند پاسخ‌های سازه‌ای و عملکرد آنها تحت مؤلفه قائم زلزله پرداختند. در این تحقیق به مقایسه اثرات تحریک زلزله به صورت دو مؤلفه‌ای و سه مؤلفه‌ای (دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم) پرداخته شد و اثر پارامترهای مختلفی از جمله طول دهانه (با تأکید بر روی دهانه‌های بزرگ)، تعداد طبقات و خروج از مرکزیت‌های مختلف در ساختمان‌ها مورد توجه قرار گرفت.

حسینی و فیروزی^[9] اثر مؤلفه قائم زلزله را در ساختمان‌های فولادی ۴ و ۵ طبقه با سیستم برابر جانبی Drain-3D با دینامیکی غیرخطی موردنده تأثیر قابل توجه مؤلفه قائم بر ستون‌های سازه‌های مهابتنی شده بود. البته این تأثیر نسبت به ستون‌های قاب‌های

خشمى (همان‌طور که انتظار می‌رفت) کمتر بود.

هم‌چنین مشاهدات تجربی از زلزله‌های مختلف در طی سال‌های اخیر و بهخصوص در زلزله‌های نظیر کوبه و نورث ریچ حاکی از وارد آمدن خسارات بسیار شدیدی به سازه‌ها است که پس از تحقیق و بررسی، علت بروز خسارات شدید را به وجود مؤلفه قائم قوی در این زلزله‌ها نسبت داده‌اند (شکل ۱).

از طرفی در خلال چهار دهه گذشته، از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی که دارای عملکرد لرزه‌ای مناسبی می‌باشد، در طراحی و تقویت بعضی از ساختمان‌ها استفاده شده است.^[۱۰]



شکل ۱ شکست فشاری ستون‌های پل بال کریک در زلزله نورث ریچ کوبه

مقدمه

در حالت کلی زمین‌زلزله را می‌توان براساس شش مؤلفه حرکت زمین در نظر گرفت. این مؤلفه‌ها شامل سه مؤلفه انتقالی و سه مؤلفه دورانی می‌باشد. حرکت زمین در هنگام زلزله معمولاً بر حسب سه مؤلفه انتقالی بیان می‌شود که از سه مؤلفه انتقالی زلزله دو مؤلفه افقی متعامد و یک مؤلفه قائم می‌باشد. مطالعه حرکات زمین در طی زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد که میزان مؤلفه قائم شتاب زمین در زمین‌زلزله‌های حوزه نزدیک قابل توجه و حتی در برخی از موارد از مؤلفه‌های افقی بیشتر است^[۱]. لذا تحقیقات زیادی به منظور بررسی اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله بر رفتار سازه‌ها صورت پذیرفته است و بهویژه پس از زلزله‌های نورث‌ریدج (۱۷ ژانویه ۱۹۹۴) و کوبه (۱۷ ژانویه ۱۹۹۵) این مسأله مورد توجه بیشتر محققان قرار گرفته است و آئین‌نامه‌های مختلف، درصد لحاظ کردن این موضوع مهم در توصیه‌های طراحی خود برآمده‌اند^[۲].

یکی از اولین تحقیقات در این زمینه توسط اینگاس و شینوزو^[۳] صورت گرفت که در آن یک تیر طره را برای بررسی اثر مؤلفه قائم زلزله مورد مطالعه قرار دادند و این اثر به صورت ساده‌ای موردن بررسی قرار گرفت. صادق وزیر و فوج^[۴] نیز در تحقیقات خود به این نتیجه رسیدند که ارتعاشات قائم باعث ناپایداری در ستون‌ها می‌گردد.

سالازار و هالادار^[۵] پاسخ لرزه‌ای سه نمونه ساختمان ۳، ۵ و ۱۵ طبقه تحت ۱۳ رکورد زلزله با در نظر گرفتن مؤلفه قائم در آئین‌نامه‌های نرپ و مکریک موردن بررسی قرار دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که احتمال افزایش نیروی محوری در ستون‌ها وجود دارد.

دایپوتالوی و لنای^[۶] نیز با انتخاب یک مدل دو- بعدی بتنی، اثرات مؤلفه قائم زلزله بر رفتار این قاب و پارامترهای مختلفی از قبیل تغییر مکان سقف، نیروی محوری ستون‌ها و میزان جذب انرژی ستون‌ها را مورد بررسی قرار دادند. هم‌چنین در این سال علاقه‌مندیان و همکار^[۷] به بررسی پاسخ قاب‌های بتن‌آرم تحت

غیر خطی قرار گرفته است و اثرات دو مؤلفه‌ای و سه مؤلفه‌ای زلزله بر پاسخ‌های لرزه‌ای، از قبیل تغییر مکان و برش طبقات، نیروی محوری و لنگر خمثی ستون‌ها و نیروی برشی و لنگر خمثی تیرها، محاسبه و مقایسه گردیده است.

در رابطه با صحت‌سنجی نتایج مدل‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه متأسفانه هنوز تحقیقی آزمایشگاهی به‌دلیل هزینه‌بر بودن و سختی کار، در موضوع اثر مؤلفه قائم زلزله بر سازه‌ها در دنیا انجام نشده است تا بتوان به آنها استناد کرد. بنابراین به‌نظر می‌رسد با توجه به نبود کار آزمایشگاهی مناسب در این زمینه، می‌توان برای صحت‌سنجی نتایج بدست آمده به نتایج تحلیلی و نرم‌افزاری کارهای گذشته و نیز مشاهدات تجربی زلزله‌های گذشته اکتفا کرد.

مشخصات مدل آزمایشگاهی مورد استفاده

در این تحقیق، از دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه‌طبقه دارای ورق نازک با مقیاس یک‌سوم که تحت بارگذاری چرخه‌ای توسط قله‌کی مورد آزمایش قرار گرفته بود، استفاده شده است. دیوار مذکور دارای اتصال تیر به ستون صلب است و در ورق پانل‌ها و ستون‌ها به‌ترتیب فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) و پر مقاومت به کار گرفته شده است [۱۷].

در آزمایش فوق الذکر، قبل از خرابی نمونه و پایان آن، تغییر مکان طبقه اول به ۱۰ برابر تغییر مکان اولین تسلیم شدگی آن رسانید. نمونه، شکل‌پذیری عالی، سختی اولیه زیاد و جذب انرژی بالایی داشت و حلقه‌های هیسترزیس آن رفتار پایداری را نشان دادند. استفاده از فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در ورق پانل‌ها باعث جذب انرژی فوق العاده‌ای در تغییر مکان‌های بزرگ شد. علاوه بر این، در خلال آزمایش‌ها و تا پایان آنها هیچ گونه علائمی از کمایش موضعی یا کلی در ستون‌ها دیده نشد. شکل (۲) نمای کلی دیوار برشی فولادی مذکور، ابعاد و مقاطع تیرها و

از مزایای استفاده از این سیستم نسبت به مشابه بتنی می‌توان به مواردی هم‌چون کاهش وزن مرده ساختمان و درنتیجه کاهش نیروی زلزله وارد بر آن، افزایش سختی جانبی و درنتیجه کاهش جابه‌جایی بالای آن، کاهش ابعاد تیر و ستون‌ها و درنتیجه افزایش فضای مفید طبقات و همچنین اجرای سریع و آسان آن اشاره نمود. رفتار مناسب سیستم در جذب انرژی، پایداری حلقه‌های هیسترزیس و هم‌چنین سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بالای آن، ایده استفاده از این سیستم مقاوم در ساختمان‌ها را بیش از پیش تقویت می‌کند [۱۰].

در این زمینه مطالعات متعدد آزمایشگاهی و تحلیلی توسط محققان مختلف در کشورهایی هم‌چون ایران، کانادا، آمریکا، ژاپن، انگلیس و تایوان انجام شده و یا در حال انجام است. در زمینه دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده می‌توان به مطالعاتی هم‌چون، ارائه روابط پس از کمانش ورق توسط تربورن [۱۱]، انجام آزمایش دیوار برشی ۴ طبقه توسط تیملر و کولاک در همین سال [۱۲]، اثر نوع اتصال تیر و ستون بر رفتار دیوار برشی فولادی توسط کیکس [۱۳]، بررسی رفتار دینامیکی دیوار برشی فولادی، توسط صبوری و رابرترز [۱۴] و اثر بازشو در رفتار دیوار برشی فولادی توسط صبوری و رابرترز [۱۵]، رفتار برشی دیوارهای برشی فولادی با ورق نرم توسط برمن و برونویو [۱۶] اشاره کرد. بر این اساس و با توجه به این که تاکنون رفتار این سیستم سازه‌ای تحت مؤلفه قائم زلزله مورد بررسی قرار نگرفته است، در این تحقیق به‌منظور بررسی اثر مؤلفه قائم و نیز اثر توأم مؤلفه قائم و افقی، مدل آزمایشگاهی قله‌کی [۱۷] که دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه‌طبقه دارای ورق نازک با مقیاس یک‌سوم می‌باشد، به‌منظور اطمینان یافتن از صحت مدل‌سازی و نیز نحوه تحلیل نرم‌افزار و گرفتن خروجی‌های مناسب به‌همراه مدل‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه در نرم‌افزار اجزاء محدود Abaqus مدل شده است و تحت چندین شتاب‌نگاشت مؤلفه افقی و قائم، مورد تحلیل دینامیکی

ابعاد ۵۰ میلی‌متر انتخاب شده است که این مسائله باعث کند شدن آنالیزها می‌شود. همچنین از المان‌های Shell در مدل‌سازی‌ها استفاده شده است.

S4R هر دو نوع غیرخطی شدن مصالح و هندسه نیز در آنالیزها لحاظ گردیده است. برای سادگی، از مدل پلاستیسیته دو خطی با سخت‌شوندگی سینماتیکی و تابع تسليم فون میز استفاده گردید. شبیب قسمت سخت‌شونده نمودار تنش-کرنش برابر ۵ درصد قسمت الاستیک در نظر گرفته شد.

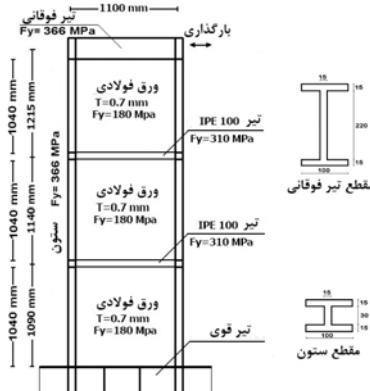
در نرم‌افزارهای اجزای محدود چنان‌چه فرض ناصافی اولیه در مرکز ورق‌ها در نظر گرفته نشود، صفحه تحت بار داخل صفحه دچار کمانش نمی‌شود و بدین ترتیب سختی و بار تسليم دیوار بیشتر از مقدار واقعی تخمین زده می‌شود. بر این اساس در این تحلیل‌ها، ابتدا آنالیز حساسیت میزان اعوجاج اولیه بر روی ورق‌ها صورت پذیرفت.

بدین صورت که تغییر مکان اولیه اندکی به میزان دلخواه به وسط ورق اعمال شد، سپس مدل تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون (پوش‌آور) با اعمال تغییر مکان افزاینده به نقاط انتهایی تیر عمیق طبقه سوم قرار گرفت و تغییر مکان طبقه اول به همراه برش پایه ایجاد شد، از نرم‌افزار استخراج و به صورت نمودار برش پایه - تغییر مکان ترسیم گردید. سپس این نمودار با پوش منحنی چرخه‌ای هیسترزیس آزمایشگاهی مقایسه شد.

تغییر مکان اولیه، مقداری کاهش داده شد و بار دیگر تحلیل پوش‌آور بر روی مدل انجام شد. این کار تا جایی ادامه پیدا کرد که اختلاف نمودار برش پایه - تغییر مکان استخراج شده از تحلیل پوش‌آور نرم‌افزار و پوش منحنی چرخه‌ای هیسترزیس آزمایشگاهی در سختی و بار تسليم به حداقل ممکن بررسد. که در نهایت میزان اعوجاج اولیه ۳ میلی‌متر با توجه به موارد ذکر شده انتخاب شد. به منظور کالیبره نمودن مدل، آنالیز استاتیکی غیرخطی با اعمال تغییر

ستون‌ها را نشان داده و در جدول (۱) خصوصیات مکانیکی اجزای مورد استفاده در آن آورده شده است

.[۱۷]



شکل ۲ نمای کلی و جزئیات نمونه دیوار برشی فولادی آزمایشگاهی

جدول ۱ خصوصیات مکانیکی اجزای نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی

اعضا	تنش تسليم (N/mm ²)	تنش نهایی (N/mm ²)	مدول الاستیسیته (KN/mm ²)
ورق	۱۸۰	۳۰۰	۲۰۶
تیرهای میانی	۳۱۰	۴۴۶	۲۰۶
ستون و تیر فوقانی	۳۶۶	۵۵۰	۲۰۶

مدل‌سازی در نرم‌افزار و کالیبره کردن مدل

به دلیل رخدادن کمانش‌های متعدد و وارد شدن ورق به ناحیه پس کمانش، تحلیل‌های کامپیوتربی دیوارهای برشی فولادی مشکلات زیادی داشته‌اند و نوع تشوری تغییرشکل‌های بزرگ به کار رفته و نوع آنالیز، می‌تواند تأثیر زیادی بر نتایج داشته باشد.

در ورق‌های نازک به علت کمانش‌های متعدد در نواحی مختلف، هم‌گرایی عددی به سختی صورت می‌پذیرد، لذا مشبندی ریز برای ورق لازم است، از این‌رو ابعاد المان‌ها پس از انجام آنالیز حساسیت به

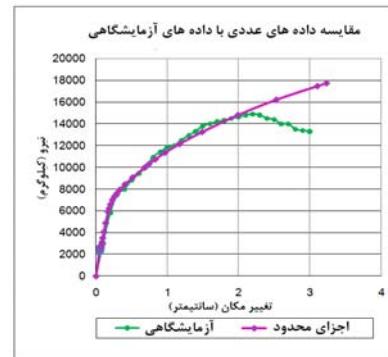
در جدول (۲) قابل مشاهده است. به منظور مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها نیز مطابق استاندارد [۱۸] ۲۸۰۰ عمل شده است. بدین صورت که پس از مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود، طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های افقی مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد توسط نرم‌افزار SeismoSignal به دست می‌آید و پس از ترکیب کردن طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با روش جذر مربعات، از آنها متوسط‌گیری می‌شود و در محدوده زمان‌های تناوب ۰.۲T و ۱.۵T با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌گردد. در نهایت ضرایب مقیاس متفاوتی برای مدل‌های مختلف با استفاده از روش بالا به دست آمده که در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده (افقی و قائم) ضرب شده است. در جدول (۳) ضرایب مقیاس به دست آمده برای مدل آزمایشگاهی و مدل‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ آورده شده است.

طراحی مدل‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه

در این تحقیق علاوه بر مدل آزمایشگاهی، مدل‌های ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه که به ترتیب نماد ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه می‌باشند، نیز تحت تحلیل قرار گرفتند. طراحی دیوارهای برشی فولادی و تعیین ضخامت آنها با استفاده از روش نواری، مطابق آئین نامه UBC-97 صورت گرفته و با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران کنترل شده است.

در روش نواری، ورق دیوارهای برشی فولادی با مهاربندهای معادل صرفاً کششی جای‌گزین می‌شود و بعد از آن که مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندها به دست آمد، با استفاده از روابط روش نواری، ضخامت دیوارهای برشی فولادی به دست می‌آید [۱۰].

مکان افزاینده به نقاط انتهایی تیر طبقه سوم انجام شد. در شکل (۳) منحنی به دست آمده از آنالیز اجزاء محدود با پوش منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی مدل سه طبقه مقایسه شده است.



شکل ۳ مقایسه نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی همان‌طور که مشاهده می‌شود نمودارهای به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی و عددی در سختی اولیه و بار تسلیم‌شدگی تطابق خوبی با یکدیگر دارند.

انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها و مقیاس کردن آنها

مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله، باشند. مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها نیز حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، انتخاب می‌شوند [۱۸].

بر این اساس و با توجه به اینکه محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت‌ها (v_{max}/a_{max}) بایستی نزدیک به هم باشند و نیز این نکته که در زلزله‌هایی با PGA (شتاب حداکثر شتاب‌نگاشت) مؤلفه قائم زیاد مد نظر قرار بگیرد، نهایتاً سه شتاب‌نگاشت زلزله‌های طبس (ایران)، لوما پریتا (کالیفرنیای آمریکا) و چی‌چی (تایوان) انتخاب شد. بدیهی است که زلزله‌هایی با PGA و محتوای فرکانسی بالاتر نیز وجود داشتند، اما به دلیل آن که از معیارهایی که در بالا ذکر شد بخوردار نبودند، از انتخاب آنها صرف نظر شد. مشخصات این زلزله‌ها

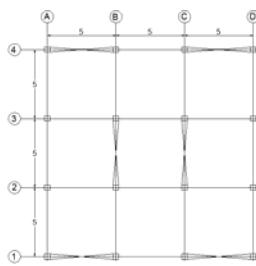
جدول ۲ مشخصات زلزله‌های انتخاب شده

نام زلزله	چی چی، تایوان	طبس، ایران	لوماپریتا، کالیفرنیا
حداکثر شتاب افقی (g)	۰/۹۷	۰/۸۴	۰/۵۳
حداکثر شتاب قائم (g)	۰/۷۲	۰/۶۹	۰/۵۴
نسبت سرعت ماکزیمم به شتاب ماکزیمم - افقی (ثانیه)	۰/۱۱۳	۰/۱۱۹	۰/۰۶۸
نسبت سرعت ماکزیمم به شتاب ماکزیمم - قائم (ثانیه)	۰/۰۶۹	۰/۰۶۶	۰/۰۳۳
تعداد داده های رکورد	۱۷۹۹۵	۱۶۳۷	۷۹۸۶
بازه زمانی (ثانیه)	۰/۰۰۵	۰/۰۰۲	۰/۰۰۰
مدت زلزله (ثانیه)	۸۹/۹۹	۳۲/۸۲	۳۹/۹۵
مدت زمان حرکت شدید زمین - افقی (ثانیه)	۲۱/۷۷	۱۶/۴۸	۱۱/۹۱۵
مدت زمان حرکت شدید زمین - قائم (ثانیه)	۱۲/۷۳	۱۳/۹۸	۱۰/۰۹

جدول ۳ ضرایب مقیاس به دست آمده برای مدل‌های آزمایشگاهی، ۱۰، ۳ و ۲۰ طبقه

مدل	دوره تناوب(ثانیه)	ضریب مقیاس
آزمایشگاهی	۰/۱۳	۰/۴۴۸
سه طبقه	۰/۲۶	۰/۴۵۳
۱۰ طبقه	۰/۶۴	۰/۵۴۹
۲۰ طبقه	۱/۰۸	۰/۸۳

طراحی دیوارها و سپس مدل‌سازی در نرم‌افزار Abaqus از مدل سه‌بعدی طراحی شده در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که مقاطع ستون‌ها از قوطی، مقاطع تیرها از تیر ورق و مقاطع مهاربندهای معادل از ناودانی دوبل انتخاب شده است. بر این اساس مقاطع تیر و ستون قاب‌های ۳، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ افقی به همراه ضخامت نهایی ورق‌های دیوارهای برشی فولادی هر طبقه در جداول (۴)، (۵) و (۶) آورده شده است. در جداول، t ضخامت ورق فولادی است.



شکل ۴ پلان مریع مربوط به مدل‌های ۱۰، ۳ و ۲۰ طبقه دیوار
برشی فولادی

پلان مریع شکلی با دهانه‌های ۵ متری و ۳ دهانه در هر برای در نظر گرفته شده است که در شکل (۴) مشاهده می‌شود. ارتفاع طبقات، ۳ متر است و برای بارگذاری ثقلی با استفاده از آئین نامه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، کاربری ساختمان‌ها مسکونی در نظر گرفته شده است. شدت بار مرده طبقات، بار مرده، بام، بار زنده طبقات و بار زنده بام به ترتیب ۵۰۰، ۶۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مریع مفروض است.

توزيع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان براساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران و با فرض نوع زمین تیپ ۳، شتاب مبنای طرح ۰/۳۵، ضریب اهمیت ۱ و ضریب رفتار ۷ (قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی) انجام شد. همچنین نوع سقف، دال بتی با ضخامت ۲۰ سانتی متر در نظر گرفته شد. در طراحی ها فولادهای مشابه با مدل آزمایشگاهی به کار گرفته شدند.

قاب دو بعدی یک دهانه محور B-2,3 برای

جدول ۶ مقاطع تیر، ستون و ضخامت دیوار برشی فولادی ۲۰
طبقه

(mm)	تیر	ستون	طبقه
۰/۸	PI ۳۰×۱/۵-۱۵×۱/۵	Box ۲۵×۱	بیستم
۰/۸	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۰×۱	نوزدهم
۱/۳	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۰×۱	هجهادم
۱/۷	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۰×۱	هفدهم
۲/۴	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۰×۱/۵	شانزدهم
۲/۴	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۰×۱/۵	پانزدهم
۲/۱	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۵×۱/۵	چهاردهم
۲/۱	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۵×۱/۵	سیزدهم
۲/۱	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۴۰×۱/۵	دوازدهم
۲/۱	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۴۰×۱/۵	یازدهم
۳/۴	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۵۰×۲	دهم
۳/۸	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۵۰×۲	نهم
۵/۰	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۶۰×۲	هشتم
۴/۹	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۶۵×۲	هفتم
۴/۹	PI ۳۰×۱-۱۵×۱	Box ۷۵×۲/۵	ششم
۵/۰	PI ۳۰×۱-۱۵×۱	Box ۷۵×۲/۵	پنجم
۵/۰	PI ۳۰×۱-۱۵×۱	Box ۸۰×۳	چهارم
۵/۰	PI ۳۰×۱-۱۵×۱	Box ۹۵×۴	سوم
۵/۱	PI ۳۰×۱-۱۵×۱	Box ۱۰۰×۵	دوم
۵/۱	PI ۳۰×۱-۱۵×۱	Box ۱۰۰×۵	اول

بررسی نیروها و تغییر مکان های اعضا و طبقات

به دنبال اعمال بارهای ثقلی مذکور و شتاب پایه افقی و قائم ناشی از زلزله های طبس، لوما پریتا و چی چی نیروهای محوری و لنگر خمثی ستون ها و نیروی برشی، لنگر خمثی در انتهای، لنگر خمثی وسط تیرها، همچنین برش و تغییر مکان افقی طبقات در تمامی نمونه ها مورد بررسی قرار گرفت.

بررسی نیروی محوری ستون ها. نمودار تغییرات درصد اختلاف میان نیروی محوری ستون ها در دو حالت اثر هم زمان دو مؤلفه افقی و قائم و نیز اثر تنها مؤلفه افقی بر حسب طبقات تحت سه زلزله طبس، لوما پریتا و چی چی و در مدل های آزمایشگاهی، ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب در شکل های (۵) تا (۸) آورده شده

جدول ۴ مقاطع تیر، ستون و ضخامت دیوار برشی فولادی ۳ طبقه

t(mm)	تیر	ستون	طبقه
۱/۰	PI ۳۰×۱/۵-۱۵×۱/۵	Box ۲۵×۰/۸	سوم
۱/۵	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۲۵×۱/۲	دوم
۱/۵	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۲۵×۱/۲	اول

جدول ۵ مقاطع تیر، ستون و ضخامت دیوار برشی فولادی ۱۰ طبقه

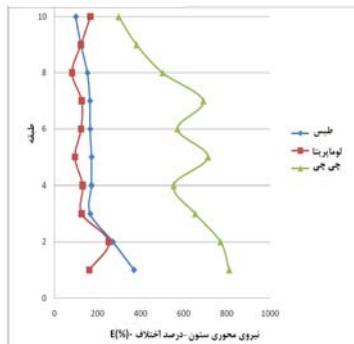
t(mm)	تیر	ستون	طبقه
۱/۰	PI ۳۰×۱/۵-۱۵×۱/۵	Box ۲۵×۰/۸	دهم
۱/۵	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۲۵×۱/۲	نهم
۲/۰	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۰×۱/۵	هشتم
۲/۴	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۰×۱/۵	هفتم
۲/۷	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۰×۱/۵	ششم
۳/۱	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۳۵×۱/۵	پنجم
۳/۴	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۴۰×۱/۵	چهارم
۳/۸	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۵۰×۲	سوم
۳/۸	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۵۰×۲	دوم
۳/۸	PI ۳۰×۰/۸-۱۵×۰/۸	Box ۵۰×۲	اول

انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی

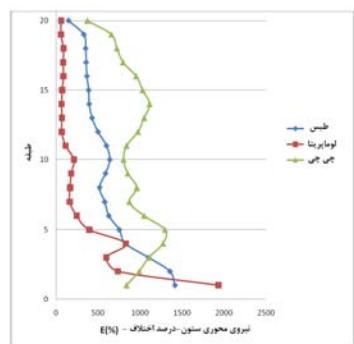
تحلیل دینامیکی غیرخطی صریح (Explicit) با دادن شتاب نگاشتهای زلزله بر روی مدل آزمایشگاهی و مدل های ۱۰، ۳ و ۲۰ طبقه انجام گرفت. لازم به ذکر است که مجموع بار مرده و زنده معادل با ۴۳۰ kg/m برای اعمال بر تیرهای طبقات اول و دوم و ۳۵۸ kg/m برای اعمال بر تیر طبقه سوم مدل آزمایشگاهی در نظر گرفته شد (مدل آزمایشگاهی دارای مقیاس ۱/۳ است).

در مدل های ۱۰، ۳ و ۲۰ طبقه نیز بار مرده و زنده ای تیرهای طبقات به ترتیب برابر ۱۵۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر متر بوده و بار مرده و زنده تیر طبقه آخر به ترتیب برابر ۱۲۵۰ و ۳۷۵ کیلوگرم بر متر برآورده و اعمال گردید.

بر حسب طبقات تحت سه زلزله و در مدل‌های آزمایشگاهی، ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه دارای سیستم دیوار برشی فولادی به ترتیب در شکل‌های (۹) تا (۱۲) آورده شده است.



شکل ۷ تغییرات درصد نیروی محوری ستون‌ها بر حسب طبقات در مدل ۱۰ طبقه



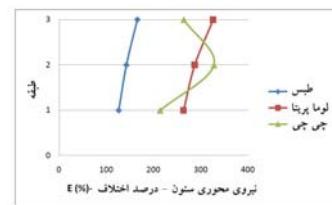
شکل ۸ تغییرات درصد نیروی محوری ستون‌ها بر حسب طبقات در مدل ۲۰ طبقه

همان‌طور که مشاهده می‌شود، مؤلفه قائم زلزله تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر لنگر خمشی ستون‌ها دارد. در تمامی مدل‌ها تقریباً بین ۱۰۰ تا ۶۰۰ درصد (بین ۱ تا ۶ برابر) افزایش لنگر خمشی ستون‌ها تحت اثر مؤلفه قائم زلزله دیده می‌شود، این نتایج نشان می‌دهند که افزایش ارتفاع سازه تأثیری در تأثیر بیشتر این مؤلفه ندارد.

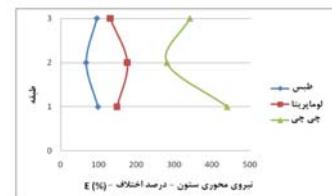
بر این اساس در ساختمان‌های کوتاه مرتبه (۳ طبقه) دارای سیستم دیوار برشی فولادی تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر لنگر خمشی ستون‌ها بیشتر در طبقات بالایی بوده، اما در ساختمان‌های میان مرتبه (۱۰ طبقه) و بلند مرتبه (۲۰ طبقه) این مؤلفه بیشتر در طبقات میانی تأثیر گذار است.

است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، مؤلفه قائم زلزله تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر نیروی محوری ستون‌ها در سیستم دیوار برشی فولادی دارد. در مدل آزمایشگاهی بین ۱۰۰ تا ۳۰۰ درصد (بین ۱ تا ۳ برابر)، در مدل سه طبقه بین ۱۰۰ تا ۴۰۰ درصد (بین ۱ تا ۴ برابر)، در مدل ۱۰ طبقه بین ۲۰۰ تا ۸۰۰ درصد (بین ۲ تا ۸ برابر) و در مدل ۲۰ طبقه بین ۱۰۰ تا ۱۵۰۰ درصد (بین ۱۰ تا ۱۵ برابر)، افزایش نیروی محوری ستون‌ها تحت اثر مؤلفه قائم زلزله دیده می‌شود.



شکل ۵ تغییرات درصد نیروی محوری ستون‌ها بر حسب طبقات در مدل آزمایشگاهی

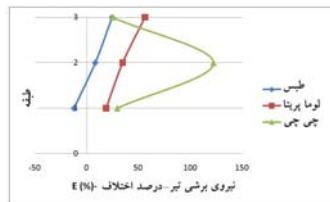


شکل ۶ تغییرات درصد نیروی محوری ستون‌ها بر حسب طبقات در مدل ۳ طبقه

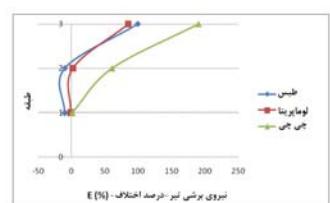
این مطلب نشان می‌دهد که تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر نیروی محوری ستون‌ها در ساختمان‌های میان مرتبه (۱۰ طبقه) و بلند مرتبه (۲۰ طبقه) و دارای سیستم دیوار برشی فولادی نسبت به ساختمان‌های کوتاه مرتبه بیشتر است. هم‌چنین در ساختمان‌های کوتاه مرتبه تأثیر مؤلفه قائم زلزله بیشتر در طبقات بالایی بوده، اما در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه این مؤلفه بیشتر در طبقات تحتانی تأثیر می‌گذارد.

بررسی لنگر خمشی ستون‌ها. نمودار تغییرات درصد اختلاف میان لنگر خمشی ستون‌ها در دو حالت اثر همزمان دو مؤلفه افقی و قائم و نیز اثر تنها مؤلفه افقی

بررسی نیروی برشی تیرها. نمودار تغییرات درصد اختلاف میان نیروی برشی تیرها در دو حالت اثر هم‌زمان دو مؤلفه افقی و قائم و نیز اثر تنها مؤلفه افقی بر حسب طبقات تحت سه زلزله و در مدل‌های آزمایشگاهی ۱۰، ۲۰ و طبقه دارای سیستم دیوار برشی فولادی به ترتیب در شکل‌های (۱۳) تا (۱۶) آورده شده است.

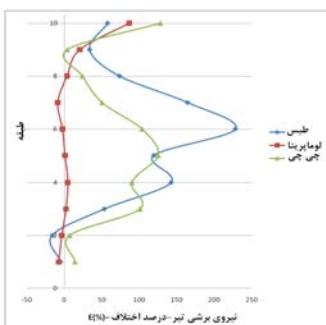


شکل ۱۳ تغییرات درصد نیروی برشی تیرها بر حسب طبقات در مدل آزمایشگاهی

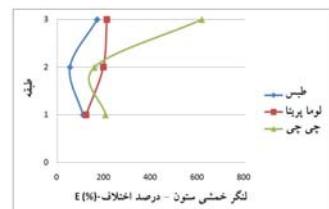


شکل ۱۴ تغییرات درصد نیروی برشی تیرها بر حسب طبقات در مدل سه طبقه

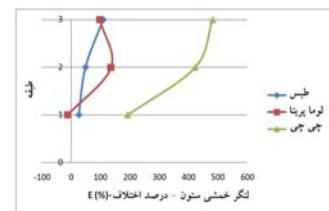
همان‌طور که مشاهده می‌شود، مؤلفه قائم زلزله تأثیر کمتری بر نیروی برشی تیرها در سیستم دیوار برشی فولادی دارد.



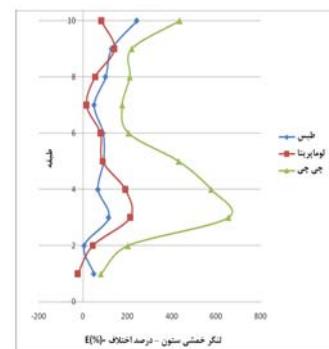
شکل ۱۵ تغییرات درصد نیروی برشی تیرها بر حسب طبقات در مدل ۱۰ طبقه



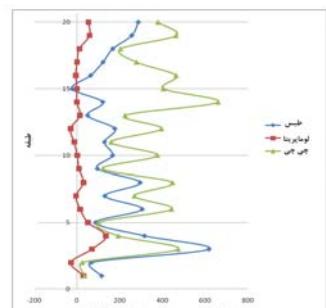
شکل ۹ تغییرات درصد لنگر خمی ستوнаهای بر حسب طبقات در مدل آزمایشگاهی



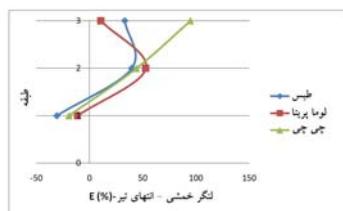
شکل ۱۰ تغییرات درصد لنگر خمی ستوناهای بر حسب طبقات در مدل ۳ طبقه



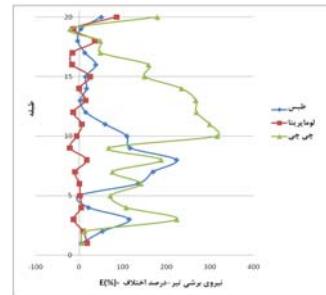
شکل ۱۱ تغییرات درصد لنگر خمی ستوناهای بر حسب طبقات در مدل ۱۰ طبقه



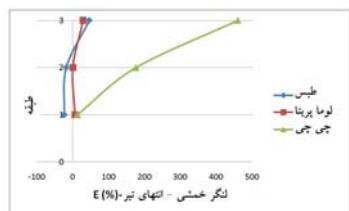
شکل ۱۲ تغییرات درصد لنگر خمی ستوناهای بر حسب طبقات در مدل ۲۰ طبقه



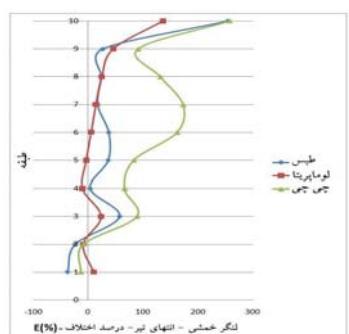
شکل ۱۷ تغییرات درصد نگر خمسمی دو انتهای تیرها بر حسب طبقات در مدل آزمایشگاهی



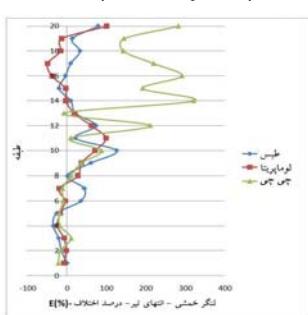
شکل ۱۶ تغییرات درصد نیروی برشی تیرها بر حسب طبقات در مدل ۲۰ طبقه



شکل ۱۸ تغییرات درصد نگر خمسمی دو انتهای تیرها بر حسب طبقات در مدل ۳ طبقه



شکل ۱۹ تغییرات درصد نگر خمسمی دو انتهای تیرها بر حسب طبقات در مدل ۱۰ طبقه



شکل ۲۰ تغییرات درصد نگر خمسمی دو انتهای تیرها بر حسب طبقات در مدل ۲۰ طبقه

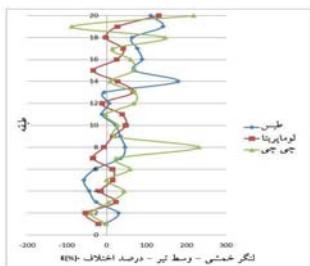
هم چنین در تمامی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه دارای سیستم دیوار برشی فولادی، تاثیر مؤلفه قائم زلزله بر نگر خمسمی دو

در مدل آزمایشگاهی بین ۲۰ تا ۱۰۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۱ برابر)، در مدل سه طبقه بین ۲۰ تا ۲۰۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۲ برابر)، در مدل ۱۰ طبقه بین ۲۰ تا ۲۵۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۲/۵ برابر) و در مدل ۲۰ طبقه بین ۲۰ تا ۳۰۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۳ برابر)، مؤلفه قائم باعث افزایش نیروی برشی می‌شود و این نتیجه نشان می‌دهد که افزایش ارتفاع سازه اثر فوق العاده ناچیزی در افزایش نیروی برشی تیرها در سیستم دیوار برشی فولادی دارد.

بر این اساس در ساختمان‌های کوتاه مرتبه تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر نیروی برشی تیرها بیشتر در طبقات بالایی است، اما در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه این مؤلفه بیشتر در طبقات میانی اثرگذار است.

بررسی نگر خمسمی دو انتهای تیرها. نمودار تغییرات درصد اختلاف میان نگر خمسمی دو انتهای تیرها در دو حالت اثر همزمان دو مؤلفه افقی و قائم و نیز اثر تنها مؤلفه افقی بر حسب طبقات تحت سه زلزله در مدل‌های آزمایشگاهی، ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۱۷) تا (۲۰) آورده شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل آزمایشگاهی بین ۲۰ تا ۱۰۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۱ برابر) و در مدل‌های دیگر بین ۲۰ تا ۴۰۰ تا ۴۰۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۴ برابر) افزایش نگر خمسمی دو انتهای تیرها تحت اثر مؤلفه قائم زلزله دیده می‌شود و این مطلب نشان می‌دهد که اثر افزایش ارتفاع سازه در مؤثر بودن این مؤلفه به روشنی مشخص نیست.



شکل ۲۴ تغییرات درصد لنگر خمثی وسط تیرها بر حسب طبقات در مدل ۲۰ طبقه

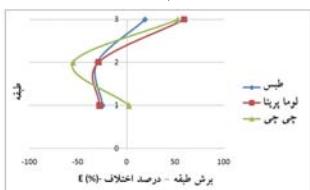
این مطلب نشان می‌دهد که تأثیر مؤلفه افقی قائم زلزله بر لنگر خمثی وسط تیرها در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه دارای سیستم دیوار برشی فولادی نسبت به ساختمان‌های کوتاه مرتبه کمتر است. به بیان دیگر افزایش ارتفاع سازه در مؤثر بودن مؤلفه قائم زلزله اثر معکوس دارد.

همچنین در تمامی ساختمان‌ها (کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه)، تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر لنگر خمثی وسط تیرها بیشتر در طبقات بالایی اتفاق می‌افتد.

بررسی برش طبقات

نمودار تغییرات درصد اختلاف میان برش طبقات در دو حالت اثر هم‌زمان دو مؤلفه افقی و قائم و نیز اثر تنها مؤلفه افقی بر حسب طبقات تحت سه زلزله در مدل‌های آزمایشگاهی، ۳، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۲۵) تا (۲۸) نشان داده شده است.

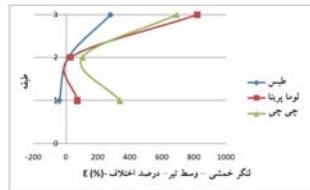
همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل آزمایشگاهی و سه طبقه بین ۱۰ تا ۵۰ درصد (بین ۰/۱ تا ۰/۵ برابر) کاهش برش طبقات در طبقات اول و دوم و بین ۲۰ تا ۵۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۰/۵ برابر) افزایش برش طبقات در طبقه سوم اتفاق می‌افتد.



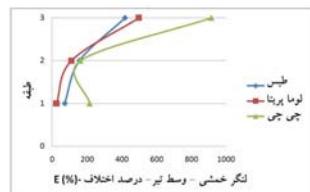
شکل ۲۵ تغییرات درصد برش هر طبقه در مدل آزمایشگاهی

انتهای تیرها بیشتر در طبقات بالایی رخ می‌دهد.

بررسی لنگر خمثی وسط تیرها. نمودار تغییرات درصد اختلاف میان لنگر خمثی وسط تیرها در دو حالت اثر هم‌زمان دو مؤلفه افقی و قائم و نیز اثر تنها مؤلفه افقی بر حسب طبقات تحت سه زلزله در مدل‌های آزمایشگاهی ۳، ۱۰ و ۲۰ طبقه و در شکل‌های (۲۱) تا (۲۴) نشان داده شده است.

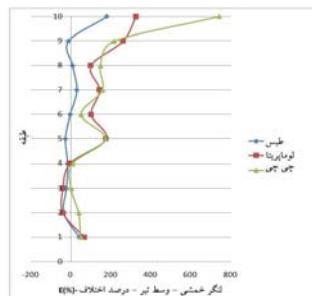


شکل ۲۱ تغییرات درصد لنگر خمثی وسط تیرها بر حسب طبقات در مدل آزمایشگاهی

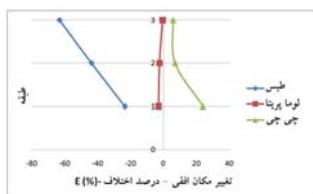


شکل ۲۲ تغییرات درصد لنگر خمثی وسط تیرها بر حسب طبقات در مدل ۳ طبقه

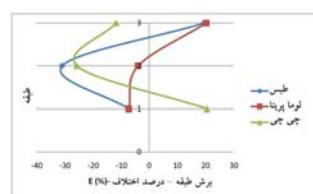
همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل آزمایشگاهی و سه طبقه بین ۲۰ تا ۸۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۰/۸ برابر)، در مدل ۱۰ طبقه بین ۲۰ تا ۶۰ درصد (بین ۰/۰ تا ۰/۶ برابر) و در مدل ۲۰ طبقه بین ۲۰ تا ۲۰ درصد (بین ۰/۰ تا ۰/۲ برابر) افزایش لنگر خمثی وسط تیرها تحت اثر مؤلفه قائم زلزله دیده می‌شود.



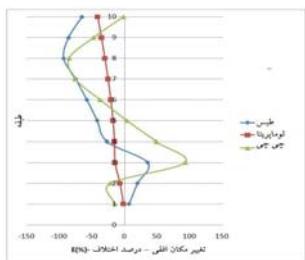
شکل ۲۳ تغییرات درصد لنگر خمثی وسط تیرها بر حسب طبقات در مدل ۱۰ طبقه



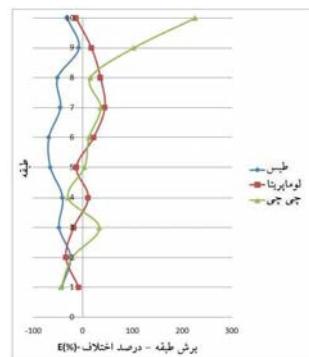
شکل ۳۰ تغییرات درصد تغییر مکان افقی هر طبقه در مدل ۳ طبقه



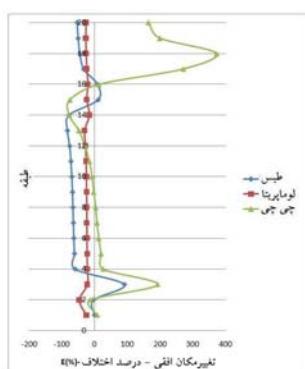
شکل ۲۶ تغییرات درصد برش هر طبقه در مدل ۳ طبقه



شکل ۳۱ تغییرات درصد تغییر مکان افقی هر طبقه در مدل ۱۰ طبقه



شکل ۲۷ تغییرات درصد برش هر طبقه در مدل ۱۰ طبقه

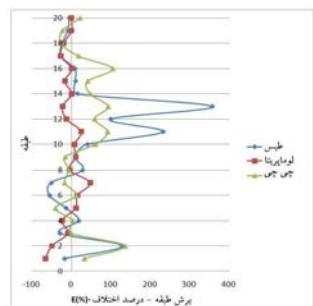


شکل ۳۲ تغییرات درصد تغییر مکان افقی هر طبقه در مدل ۲۰ طبقه

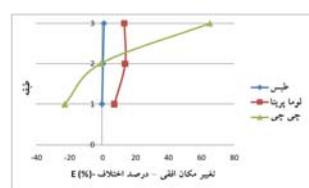
همان‌طور که مشاهده می‌شود، به طور کلی تغییر مکان افقی طبقات در تمامی مدل‌ها بین ۲۵ تا ۱۰۰ درصد تحت اثر مؤلفه قائم زلزله کاهش می‌یابد. این تأثیر در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه بیشتر دیده می‌شود.

نتایج

همان‌طور که مشاهده می‌شود، مؤلفه قائم زلزله تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر نیروی محوری ستون‌ها (بین ۱۰۰ تا ۱۵۰۰ درصد به عبارت دیگر بین ۱ تا ۱۵ برابر) دارد.



شکل ۲۸ تغییرات درصد برش هر طبقه در مدل ۲۰ طبقه



شکل ۲۹ تغییرات درصد تغییر مکان افقی هر طبقه در مدل آزمایشگاهی

مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه)، تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر لنگر خمی و سط دهانه تیرها بیشتر در طبقات بالایی اتفاق می‌افتد.

هم‌چنین مشاهده می‌شود که برش طبقات در اثر مؤلفه قائم زلزله در طبقات تحتانی و میانی کاوش (بین ۱۰ تا ۵۰ درصد به عبارت دیگر بین ۰/۱ تا ۰/۵ برابر) و در طبقات فوقانی افزایش (بین ۵۰ تا ۲۰۰ درصد به عبارت دیگر بین ۰/۵ تا ۲ برابر) می‌یابد.

همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییر مکان افقی طبقات در تمامی مدل‌ها بین ۲۵ تا ۱۰۰ درصد (بین ۰/۲۵ تا ۱ برابر) تحت اثر مؤلفه قائم زلزله کاوش می‌یابد. این تأثیر در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه بیشتر دیده می‌شود.

بحث و نتیجه گیری

همان‌طور که مشاهده شد، به طور کلی مؤلفه قائم زلزله، تأثیر چشمگیری در افزایش نیروی محوری و لنگر خمی ستون‌ها داشته و لی تأثیر اندکی بر افزایش نیروی برشی و لنگر خمی تیرها دارد و این در حالی است که برش طبقات و تغییر مکان افقی طبقات تحت اثر این مؤلفه کاوش می‌یابد.

یکی از علی که بعض‌چنین تأثیر قابل ملاحظه ای مشاهده می‌شود به این مساله بر می‌گردد که در این تحقیق ماکریم پاسخ (نظر نیروی محور ستون‌ها و ...) در هر طبقه تحت هر شتاب‌نگاشت در نظر گرفته شده است. بدین معنا که حداقل پاسخ‌ها تحت اثر تنها مولفه افقی زلزله و نیز تحت اثر هم‌زمان مولفه‌های افقی و قائم در یک زمان اتفاق نمی‌افتد و لذا درصد افزایش پاسخها بر اثر مولفه قائم زلزله نسبت به واقعیت کمی بیشتر به نظر می‌رسد.

از طرفی دیگر پاسخ تمامی مدل‌ها در زمانی که سازه به مرحله غیرخطی شدن می‌رسد اندازه گیری شده است. از آنجا که سازه تحت اثر تنها مولفه افقی نسبت به حالتی که اثر هم‌زمان مولفه‌های افقی و قائم وجود دارد زودتر به مرحله غیرخطی شدن می‌رسد، بنابراین زمانی به وجود می‌آید که در حالتی که تنها

تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر نیروی محوری ستون‌ها در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه نسبت به کوتاه مرتبه تأثیر مؤلفه قائم زلزله بیشتر در طبقات بالایی بوده، اما در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه این مؤلفه بیشتر در طبقات تحتانی تأثیر گذار است.

هم‌چنین مؤلفه قائم زلزله تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر لنگر خمی ستون‌ها (بین ۱۰۰ تا ۶۰۰ درصد به عبارت دیگر بین ۱ تا ۶ برابر) داشته و افزایش ارتفاع سازه در تأثیر بیشتر این مؤلفه اشری ندارد. در ساختمان‌های کوتاه مرتبه تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر لنگر خمی ستون‌ها بیشتر در طبقات بالایی بوده، اما در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه این مؤلفه بیشتر در طبقات میانی تأثیر گذار است.

مؤلفه قائم زلزله تأثیر کمتری بر نیروی برشی تیرها (بین ۲۰ تا ۳۰۰ درصد به عبارت دیگر بین ۰/۲ تا ۳ برابر) دارد. افزایش ارتفاع سازه تأثیر فوق العاده ناچیزی در افزایش اثر این مؤلفه دارد. در ساختمان‌های کوتاه مرتبه تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر نیروی برشی تیرها بیشتر در طبقات بالایی بوده، اما در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه این مؤلفه بیشتر در طبقات میانی اثر می‌گذارد.

افزایش لنگر خمی دو انتهای تیرها تحت اثر مؤلفه قائم زلزله بین ۲۰ تا ۴۰۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۴ برابر) دیده شده و افزایش ارتفاع سازه در مؤثر بودن این مؤلفه نامشخص است. در تمامی ساختمان‌ها (کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه)، تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر لنگر خمی دو انتهای تیرها بیشتر در طبقات بالایی اتفاق می‌افتد.

افزایش لنگر خمی و سط دهانه تیرها تحت اثر مؤلفه قائم زلزله بین ۲۰ تا ۸۰۰ درصد (بین ۰/۲ تا ۸ برابر) دیده می‌شود و تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر لنگر خمی و سط تیرها در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه نسبت به ساختمان‌های کوتاه مرتبه کمتر است. به بیان دیگر افزایش ارتفاع سازه در مؤثر بودن مؤلفه قائم زلزله تأثیر معکوس دارد. در تمامی ساختمان‌ها (کوتاه

ی روش های غیر اقتصادی نظیر افزایش قابل توجه در ابعاد مقاطع تیرها و ستون ها و سنگین تر و سخت تر کردن سازه جلوگیری شود.

اولین قدمی که به نظر می رسد بایستی در طراحی سازه ها بر اثر مؤلفه قائم زلزله به آن توجه شود، محاسبه و اعمال طیف بازتاب مؤلفه ای قائم در تمامی آیین نامه های زلزله در دنیا است. بنابراین بایستی همانند مؤلفه افقی زلزله، طیف مبای طرح برای مؤلفه قائم در نظر گرفته شود. بدیهی است با لحاظ کردن اثر مؤلفه قائم زلزله در این آیین نامه ها، سازه ها به گونه ای طراحی می شوند که از مقاومت بالاتری در برابر اثر این مؤلفه برخوردار باشند.

در پایان خاطر نشان می دارد، از آنجایی که دستیابی به ضوابط طراحی و ارائه پیشنهادات طراحی نیازمند شناخت صحیح و واقع بینانه رفتار سیستم در برابر بار موجود است، هم چنین استفاده از سیستمهای مقاوم نوین، نظیر دیوار برشی فولادی (که بدلیل اثرات تشکیل میدان کشش قطری رفتار مناسبی در جذب انرژی زلزله، شکل پذیری مناسب و مقاومت کافی در برابر نیروهای جانبی از خود نشان داده است) در طی فرآیند یک مطالعه پژوهشی بکر، اصیل و اصولی می تواند دریچه ای هر چند کوچک برای حل مشکل اثر این مؤلفه بر طراحی اینگونه سیستمهای بگشاید.

امید است در پژوهش های آتی، موارد و حالات و جنبه های مختلف از جمله اضافه کردن میراگر و بررسی اثر هم زمانی آنها و یا استفاده از دیوارهای دارای سخت کننده و یا استفاده از ورقهای فولاد نرم و ... در دیگر مطالعات بکر و اصیل پژوهشی مد نظر قرار گیرد.

مؤلفه افقی اثر کرده و دیگر نیروی چندانی به دلیل وارد شدن به مرحله ای غیرخطی تحمل نمی کند، در همان زمان سازه در حالتی که اثر هم زمان مؤلفه های افقی و قائم وجود دارد، به دلیل در مرحله خطی بودن، نیروی قابل توجهی را تحمل می کند و تقاضوت این پاسخ ها در حالت خطی و غیرخطی باعث می شود که در بعضی از موارد درصد افزایش پاسخها بر اثر مؤلفه قائم زلزله نسبت به واقعیت کمی بیشتر به دست بیایند.

هم چنین ورقهای دیوارهای برشی فولادی به دلیل ایجاد تنشهای فشاری، کششی و برشی در آنها و انتقال آن به قابها (تیرها و ستون های اطراف) باعث می شوند تا اثر مؤلفه قائم زلزله در ستون ها و تیرها با توجه به برای این مؤلفه و نیز برای تنش های به وجود آمده تضعیف و یا تشدید شود که این مساله نیز باعث می شود در بعضی از موارد درصد افزایش پاسخها بر اثر مؤلفه قائم زلزله نسبت به کارهای تحقیقاتی گذشته و مدل های قابهای فولادی و بتی کمی بیشتر به دست بیایند.

با توجه به جمیع مطالب گفته شده و سه علتی که در بالا ذکر شد (اتفاق نیفتادن هم زمان پاسخها در یک لحظه - غیر خطی شدن مدل ها - وجود دیوارهای برشی فولادی) چنین تاثیر قابل ملاحظه ای قابل توجیه بوده و دیوار برشی نیز در این امر موثر است.

هم چنین با توجه به اثر قابل توجه مؤلفه قائم زلزله بر نیروهای سازه ای، به نظر می رسد که بایستی دنبال استفاده از روش های جدید طراحی ساختمانها در برابر زلزله نظیر استفاده از جداسازها و میراگرهای لرزه ای مناسب در ستون ها و تیرها بوده تا ضمن آن که مقاومت سازه در برابر این مؤلفه افزایش داده می شود، از استفاده

مراجع

۱. مومنی، علی محمد و همکاران، "اثر توان مؤلفه های افقی و قائم زلزله جهت اعمال شتاب نگاشت بر نیروی محوری ستونها و برش طبقات ساختمان های فولادی منظم با قاب خمسنی" ، نشریه بنا، شماره چهلم، ۲۱-۹، (۱۳۷۹).
۲. خوشنودیان، فرامرز؛ حسینی کرد خیلی، سید احمد، "اثرات سه مؤلفه لرزه ای بر روی رفتار دینامیکی ساختمانهای نامتعارن فولادی" ، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، (۱۳۸۳).

3. Iyengar,R and Shinozuka ,M., "Effect of self-weight and vertical acceleration on the behavior of tall structures during earthquake" ,J.Earthquake Engineering and Structural Dynamics ,Vol. 1, No. 1, pp. 69-78, (1972).
4. Sadeghvaziri, M.A. and Foutch, D.A., "Dynamic behavior of RC highway bridges under combined effect of vertical and horizontal motions", J.Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, No. 6, pp. 535-549, (1991).
5. Reyes-Salazar, A and Haldar, A., "Structural response considering the vertical component of earthquakes", J.Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 74, No. 2, pp. 131-145, (2000).
6. Diotallevi, P.P. and Landi, L., "Effect of the axial force and of the vertical ground motion component on the seismic response of R/C frames", Proc. of 12th World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 1026 (2000).
7. Alaghebandian, R., et al., "Effect of Distributed Mass on Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames", Proc. Of 12th World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No.2230, (2000).
8. Ju, S. H. Et al., "3D Analyses of Buildings under Vertical Component of Earthquake", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1196 – 1202, (2000).
9. Hosseini, M. and Firooz Nezamabadi, M., "A Study on the Effect of Vertical Ground Acceleration on the Seismic Response of Steel Buildings" 13th world conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, (2004).
10. قلهکی، مجید؛ رضائی فر، امید؛ "ارزیابی روش های تعیین ظرفیت برشی دیوارهای برشی فولادی" ، اولین کنفرانس بین المللی مقاوم سازی لرزه ای، تبریز، ایران، (۱۳۸۷).
11. Thorburn, L.J. , Kulak, G.L. and Montgomery, C.J., "Analysis of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, (1983).
12. Timler, P.A. and Kulak, G.L., "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, (1983).
13. Elgaaly, M., Caccese, V. and Du, C., "Postbuckling Behavior of Steel Plate Shear Walls under Cyclic Loads", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 119, No. 2, pp. 588-605, (1993).
14. Sabouri-Ghom, S. and Roberts, T. M., "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls", Computers and Structures, Vol. 39, No. 1-2, pp. 121–127, (1991).
15. Roberts, T. M. and Sabouri-Ghom, S., "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", Thin Walled Structures, Vol. 12, No.2, pp. 145–162, (1991).
16. Vian, D. and Bruneau, M., "Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls", Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 978, Vancouver, British Columbia, Canada, (2004).
17. قلهکی، مجید؛ "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک و اثر تیر به ستون در آنها" ، رساله‌ی دکتری، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر، (۱۳۸۶).

۱۸. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن؛ "آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)"، ویرایش ۳، (۱۳۸۴).

انتشار مولکولی یون کلر در سنگ مارن و ماسه سنگ*

(یادداشت پژوهشی)

کاظم بدوان^(۱) پاشار داوری اصل^(۲)

چکیده انتشار مولکولی یکی از مهم‌ترین مکانیزم‌های انتشار آلودگی در خاک و سنگ می‌باشد. در این تحقیق ضریب انتشار مولکولی یون کلر در ماسه سنگ و سنگ مارن منطقه دفن زیاله ارومیه با استفاده از روش برآش نمودارهای حاصل از مدل‌های آزمایشگاهی با نتایج نظری تعیین گردید. نمونه‌های سنگ مارن و ماسه سنگ به ترتیب تحت شرایط انتشار مولکولی «از میان سنگ» و «به داخل سنگ» قرار گرفتند و غلظت‌های مشاهده‌ای اندازه‌گیری شدند. برای انجام محاسبات نظری از نرم‌افزار Pollute استفاده گردید. ضرایب انتشار مولکولی متوسط نتیجه شده برای سنگ مارن و ماسه سنگ به ترتیب $(m^2/s) = 2.48 \times 10^{-10}$ و $(m^2/s) = 2.55 \times 10^{-10}$ بودند که نشان‌دهنده نزدیک بودن مقادیر این پارامتر در هر دو سنگ به دلیل معادل بودن اثر پارامترهای فیزیکی آنها مانند پورکی و دانسیته بود. تطبیق خوب نتایج مشاهده‌ای آزمایشگاهی و مدل نظری، صحت روش‌های آزمایشگاهی و مدل نظری استفاده شده را تأیید کرد. نتایج آنالیز حساسیت پارامترهای مؤثر در انتشار مولکولی در سنگ‌های مدل شده نشان داد که پارامترهای زمان و ضریب انتشار مولکولی اثر بیشتری در تغییر غلظت یون کلر در انتهای مسیر حرکت از میان سنگ دارد. نتایج باست آمده در این مطالعه برای محاسبات انتقال آلودگی در طراحی مدافن‌های مواد زائد جامد مستقر در نهشته‌های سنگی می‌توان استفاده کرد.

واژه‌های کلیدی انتشار مولکولی؛ ماسه سنگ؛ سنگ مارن؛ مدل آزمایشگاهی؛ یون کلر؛ Pollute.

Molecular Diffusion of Chloride Ion through Marl Stone and Sand Stone

K. Badv

Y. Davari Asl

Abstract Molecular diffusion is one of the important contaminant transport mechanisms through soil and rocks. In this study the molecular diffusion coefficient of marl stone and sand stone from the Urmia City landfill site was determined using the best fit method of the observed laboratory data and the predicted theoretical data. The marl stone and sand stone samples were tested under the conditions of "through diffusion" and "in diffusion", respectively, and the observed chloride concentrations were determined. The computer code of Pollute was used for theoretical calculations. The average diffusion coefficients of $2.48 \times 10^{-10} (m^2/s)$ and $2.55 \times 10^{-10} (m^2/s)$ were obtained for marl stone and sand stone, respectively, which show the similarity of this parameter in both samples due to the compatibility of the effect of physical parameters of the samples such as porosity and density. The results of the sensitivity analysis of the affecting parameters in molecular diffusion in modeled stones showed that the parameters of time and diffusion coefficient have more effect on the concentration of chloride ion at the end of the migration path through stone. The good agreement between the data of the experimental and theoretical models shows the accuracy of the adopted experimental methods and theoretical model. The results of this study could be used in contaminant transport calculations in the design of solid waste landfills situated on bed rocks.

Keywords Diffusion; Marl stone; Sand stone; Experimental model; Chloride; Pollute.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۱/۱۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۵/۳ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه

(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی خاک و پی، گروه عمران، دانشگاه ارومیه.

بدو و همکاران [12, 7] و رو و بدو [13] و کونکا و رایت [14] و گیلهام و چری [15] اشاره نمود.

برای انجام تحقیق حاضر در ابتدا از سنگ‌های منطقه‌ای واقع در دامنه کوه‌های الله‌اکبر ارومیه نمونه‌برداری شد. پس از مطالعات زمین‌شناسی مشخص شد که در زیر لایه سطحی خاک نباتی موجود در منطقه لایه‌هایی از ماسه‌سنگ و سنگ مارن وجود دارد. برای انجام آزمایش‌ها دو مدل آزمایشگاهی برای هر نوع از سنگ‌ها ساخته شد. پس از انجام آزمایش‌ها نمونه‌های سنگ در نرم افزار Pollute [17] به صورت ریاضی مدل‌سازی شده و نمودارهای حاصل از روش آزمایشگاهی با نمودارهای به دست آمده از نرم افزار مقایسه شدند. در نهایت ضریب انتشار مولکولی نمونه سنگ‌ها به روش برآش نمودار تعیین گردید.

خصوصیات زمین‌شناسی سنگ‌های مورد مطالعه

سنگ مارن یک کربنات کلسیم (Calcium Carbonate) یا لجن و لای غنی از آهک است که شامل مقادیر مختلفی از رس‌ها و آراگونیت (Aragonite) می‌باشد. مارن شامل ۳۵ تا ۶۵ درصد کربنات می‌باشد [17]. سنگ مارن از همان ترکیبی که خاک مارن را تشکیل داده به وجود می‌آید و تنها تفاوت آنها شرایطی است که در هنگام تشکیل سنگ مارن موجب سخت شدن آن می‌شود. در حقیقت سنگ مارن همان سنگ آهک ناخالص می‌باشد. این سنگ جزو سنگ‌های هوازده شونده می‌باشد و با قرار گرفتن در معرض شرایط جوی به سرعت هوازده می‌شود و به قطعات کوچک‌تر تقسیم می‌گردد. شکل (۱) هوازدگی سنگ مارن دارای بروزن زد در منطقه را نشان می‌دهد. زمان تشکیل مارن‌های منطقه به دوره «میوسن» نسبت داده می‌شود [۱۸].

مقدمه

شیرابه تولید شده از انواع مواد زائد جامد و استفاده وسیع از سموم و کودهای شیمیایی آلاینده‌های زیادی را وارد محیط زیست می‌کند. این ترکیبات وارد بافت خاک می‌شود و سپس از طریق مکانیسم‌های انتقال آلودگی نظری انتقال از طریق فرارفت (advection) و انتشار مولکولی (diffusion) در خاک منتشر می‌گردد و به سفره‌های آب زیرزمینی می‌رسد. وجود یک لایه با نفوذپذیری کم مانند رس یا سنگ بدون درز و ترک می‌تواند مانع از انتقال آلودگی به طریق فرارفت شود لیکن انتشار آلودگی به طریق انتشار مولکولی در این لایه‌ها عامل تعیین‌کننده در انتقال آلودگی می‌باشد [3, 2, 1]. بارون و همکاران [4] آزمایش‌های انتشار مولکولی معکوس را بر روی سنگ شیل انجام دادند. در مطالعات صورت گرفته سنگ‌های آلوده به یون کلر مورد آزمایش قرار گرفتند. آنها ضریب انتشار مولکولی یون کلر در سنگ شیل را $1/4 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ تعیین کردند. در مطالعاتی دیگر بارون و همکاران [5] آزمایش‌های مشابهی را بر روی لای سنگ انجام دادند. در این آزمایش‌ها ضریب انتشار مولکولی یون کلر در لای سنگ $1/5 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ تعیین شد. کیو و همکاران [6] ضریب انتشار مولکولی یون ید را به طریق عکسبرداری با استفاده از اشعه X برای سنگ‌های شیل و سنگ آهک تعیین کردند. در این آزمایش‌ها ضریب انتشار مولکولی یون ید در سنگ شیل در محدوده $2 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ تا $2 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ و در سنگ آهک $1/5 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ تا $4/5 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ تعیین شد. همچنین در این آزمایش‌ها ضرایب انتشار مولکولی به دست آمده برای سنگ‌ها با نتایج آزمایش‌های «انتشار مولکولی از میان سنگ» مقایسه شدند. آنها نتیجه گرفتند که نتایج حاصل از دو روش با هم مطابقت خوبی دارند.

در زمینه مطالعه انتقال آلودگی به طریق فرارفت و انتشار مولکولی می‌توان به کارهای انجام یافته توسط

مورد مطالعه در جدول (۲) نشان داده شده است.
جدول ۲ کانی های تشکیل دهنده ماسه سنگ

کانی ها	درصد
کلسیت	۳۹/۹
کوارتز	۳۶/۷
فلدسپار	۲۲
سایر کانی های رسی	۲

مطابق جدول (۲) کانی های کلسیت و کوارتز به ترتیب بیشترین درصد کانی ها را در ماسه سنگ تشکیل می دهند. مقایسه XRD در جداول (۱) و (۲) نشان می دهد که درصد کانی فلدسپار در ماسه سنگ قدری بیشتر از سنگ مارن است.

تهیه مدل های آزمایشگاهی و نمونه های سنگ

به دلیل عدم استحکام کافی و لایه لایه بودن ساختار سنگ مارن عمل مغزه گیری (Coring) با روش های معمولی از این سنگ امکان پذیر نیست و بر این اساس از روش تراش دادن (Trimming) سنگ استفاده شد. ماسه سنگ به علت ساختار مستحکم قابلیت مغزه گیری دارد و لذا نمونه ها بدین طریق تهیه شدند. با توجه به تفاوت روش آماده سازی هر یک از سنگ ها، آزمایش هر یک از نمونه ها نیاز به طراحی مدل ویژه ای داشته است. نمونه های سنگ پس از آماده شدن به مدت ۴۵ روز در آب مقطر نگهداری شدند تا علاوه بر اشباع شدن، آводگه های احتمالی موجود در ساختمان آنها شسته گردد و غلظت یون پس زمینه آنها کم شود.

تهیه نمونه های سنگ مارن. برای آماده سازی نمونه سنگ مارن از روش تراش دادن استفاده شد. با توجه به محدودیت های این روش، آماده سازی نمونه ها به شکل چهار گوش دقت بیشتری نسبت به شکل دایروی داشت. لذا نمونه ها به شکل چهار گوش آماده شدند و بر مبنای انتشار مولکولی به طریق عبور یون از میان (Trough



شکل ۱ هوازدگی سنگ مارن دارای بروزن زد در منطقه

کانی های تشکیل دهنده سنگ مارن مورد مطالعه توسط آزمایش XRD مورد بررسی قرار گرفته و نتایج حاصل در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱ کانی های تشکیل دهنده سنگ مارن

کانی ها	درصد
کوارتز	۴۴/۴
کلسیت	۳۶
فلدسپار	۱۷
مسکویت	۱
سایر کانی های رسی	۱

مطابق جدول (۱) کانی های کوارتز و کلسیت به ترتیب بیشترین درصد کانی ها را در سنگ مارن تشکیل می دهند.

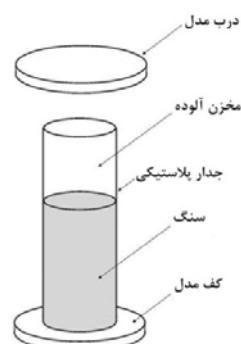
ماسه سنگ یک سنگ رسوبی است که از دانه های کوچک به هم چسبیده توسط مواد سیلیسی، فلدسپاری یا آهکی تشکیل شده است. این سنگ در مناطقی یافت می شود که در گذشته در آنها دریاچه های کوچک وجود داشته است [۱۸]. طبق شواهد تاریخی موجود در محل مورد مطالعه در گذشته دریاچه وجود داشته است. کانی های چسباننده در ماسه سنگ عموماً سیلیکا و کربنات کلسیم می باشند که معمولاً از تجزیه و تبدیل کانی های ماسه پس از مدفون شدن به وجود می آیند [۱۹]. نتایج حاصل از آزمایش XRD برای ماسه سنگ

استوانه‌های با قطر ۴۵ و طول ۱۰۰ میلی‌متر تهیه شد و مدل ساخته شده بر مبنای انتشار مولکولی مستقیم (به داخل سنگ) طراحی گردید [4]. تصویر شماتیک مدل در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۴ نمونه‌های ماسه‌سنگ پس از مغزه‌گیری و برش

(Diffusion) سنگ [6] مورد آزمایش قرار گرفتند. نمای شماتیک مدل آزمایشگاهی در شکل (۲) نشان داده شده است. نمونه‌ها توسط دستگاه فرز با صفحه الماسه به ابعاد ۸۸۸ سانتی‌متر و با ضخامت ۲ سانتی‌متر تراش داده شدند. پس از آماده‌سازی نمونه‌ها، مدل آزمایشگاهی از «پلکسی گلاس» ساخته شد. برای آب‌بندی بهتر در جداره و نیز کف مخزن شیارهایی با عمق ۵ و عرض ۲۲ میلی‌متر ایجاد گردید و نمونه‌سنگ توسط چسب سیلیکون در داخل مدل نصب شد. درنتیجه نمونه‌سنگ مخزن به دو قسمت مساوی تقسیم گردید که یکی مخزن آب تمیز و دیگری مخزن آب آلوده می‌باشد. شکل (۳) مدل آزمایشگاهی ساخته شده را نشان می‌دهد.



شکل ۵ شکل شماتیک مدل برای ماسه‌سنگ

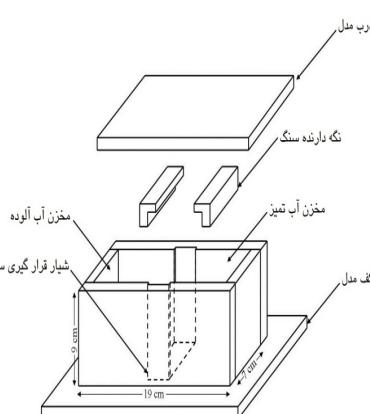
نمونه‌های ماسه‌سنگ با استفاده از چسب سیلیکون مطابق شکل (۶) در داخل استوانه‌های پلاستیکی جاگذاری شدند.



شکل ۶ نمونه ماسه‌سنگ در استوانه پلاستیکی



شکل ۲ شکل شماتیک مدل آزمایشگاهی برای سنگ مارن



شکل ۳ مدل آزمایشگاهی ساخته شده برای سنگ مارن

تهیه نمونه‌های ماسه‌سنگ. با استفاده از مغزه‌گیر، نمونه‌های ماسه‌سنگ مطابق شکل (۴) به صورت

تحلیل نتایج و بحث

برای تعیین ضریب انتشار مولکولی یون کلر در نمونه‌سنگ‌های آزمایش شده، پس از مدل‌سازی نظری با Pollute، نمودارهای غلظت-زمان و غلظت-عمق درازای ضرایب انتشار مولکولی مختلف توسط نرم‌افزار رسم شدند. در هر آزمون هر یک از نمودارهای به دست آمده از نرم‌افزار با نمودارهای مشاهدهای به دست آمده از آزمایش مقایسه شدند و با تغییر ضریب انتشار مولکولی، آن ضریبی که بهترین برآنش را بین نمودارهای مشاهدهای و نظری نتیجه داد به عنوان ضریب انتشار مولکولی یون کلر در آن نمونه‌سنگ انتخاب شد.

اشکال (۷-۹) به ترتیب نمودارهای غلظت-زمان برای سنگ مارن و ماسه‌سنگ و نمودار غلظت-عمق برای ماسه‌سنگ را که حاصل نتایج مشاهدهای و محاسبات نظری است نشان می‌دهند [۲۱، ۲۲]. ضرایب انتشار مولکولی به دست آمده برای نمونه‌سنگ‌های آزمایش شده در جدول (۳) نشان داده است. طبق نتایج به دست آمده ضریب انتشار مولکولی یون کلر در سنگ مارن در محدوده (m^2/s) 2×10^{-10} الی 2×10^{-11} (m^2/s) $2/8 \times 10^{-10}$ با میانگین (m^2/s) $2/48 \times 10^{-10}$ و ضریب انتشار مولکولی یون کلر در ماسه‌سنگ در محدوده (m^2/s) $2/4 \times 10^{-10}$ الی $2/7 \times 10^{-10}$ با میانگین (m^2/s) $2/55 \times 10^{-10}$ به دست آمد. طبق این نتایج، ضرایب انتشار مولکولی نتیجه‌شده برای هر دو نمونه‌سنگ تقریباً یکسان است. پارامترهای پوکی و دانسیته خشک در ضریب انتشار مولکولی نقش تعیین‌کننده دارند، بدین معنی که با افزایش پوکی و کاهش دانسیته خشک سنگ، ضریب انتشار مولکولی عنصر شیمیایی در سنگ افزایش می‌یابد. پوکی متوسط سنگ مارن و ماسه‌سنگ به ترتیب $0/2$ و $0/3$ و دانسیته خشک آنها به ترتیب (g/cm^3) $2/65$ و $2/0$ می‌باشد. پوکی مارن کمتر از ماسه‌سنگ و لیکن دانسیته خشک مارن بیشتر از ماسه‌سنگ است و این دو پارامتر به نوعی تأثیر هم‌دیگر را در ضریب انتشار مولکولی متعادل می‌کنند و موجب می‌شوند که ضریب انتشار

روش انجام آزمایش‌ها

در آزمایش‌ها از محلول‌های (mg/l) 4000 و (mg/l) 3600 یون کلر به عنوان محلول آلوه استفاده شد. یون کلر دارای سرعت انتشار نسبتاً بالا و جذب سطحی ناچیز است [۲۰]. در آزمایش‌های سنگ مارن در یک سمت سنگ، آب مقطر و در سمت دیگر محلول آلوه تا بالای سنگ‌ها ریخته شد به طوری که سطح هر دو مخزن در یک تراز باشد (شکل (۳)). در آزمایش‌های ماسه‌سنگ، محلول آلوه به ارتفاع ۸ سانتی‌متر در مخزن موجود در بالای سنگ‌ها ریخته شد (شکل (۵)). در روزهای ابتدایی در هر روز ۲ میلی‌لیتر از مخازن نمونه‌برداری شده و حجم برداشته شده با آب مقطر جایگزین گردید. با پیشرفت آزمایش‌ها فاصله روزهای نمونه‌برداری بیشتر شد. انجام آزمایش‌ها ۳۰ روز ادامه یافت. پس از اتمام آزمایش‌ها نمونه‌های سنگ مارن برای تکرار آزمایش به مدت ۲۰ روز در داخل آب مقطر قرار داده شدند. نمونه‌های ماسه‌سنگ از داخل مدل‌ها بیرون آورده شدند و به ۷ لایه نازک برش داده شدند تا پس از پودر شدن، غلظت یون کلر هر لایه به روش شستشویی و توسط دستگاه یون‌متر تعیین شود و پروفیل غلظت-عمق برای آنها رسم گردد. در مورد سنگ مارن به علت ضخامت کم نمونه امکان رسم پروفیل غلظت-عمق وجود نداشت. در ادامه غلظت محلول‌های نمونه‌برداری شده در طول مدت آزمایش تعیین شد و پروفیل‌های غلظت-زمان رسم شدند.

مدل‌سازی نظری

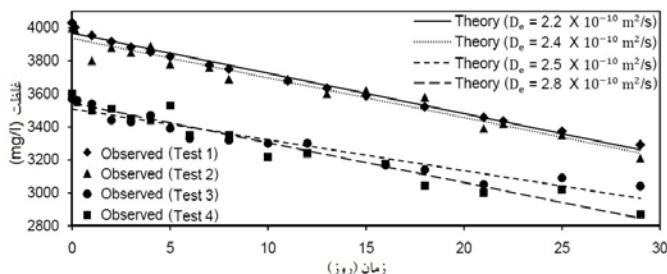
مدل‌سازی نظری نمونه‌ها با استفاده از نرم‌افزار Pollute انجام گرفت. نرم‌افزار با استفاده از داده‌های مربوط به هر آزمایش که شامل مشخصات فیزیکی، شیمیایی، هندسی و شرایط مرزی مدل‌ها بودند، نمودارهای غلظت-زمان (نمونه‌های سنگ مارن و ماسه‌سنگ) و غلظت-عمق (نمونه‌های سنگ مارن) را براساس قوانین Finite Layer Technique پیش‌بینی کرد [۱۶].

آزمایش در ابتدا مدل کامپیوتری هر یک از آزمایش‌ها در نرم‌افزار Pollute ساخته شد و سپس برای هر یک از مدل‌ها با ثابت نگاه داشتن سایر پارامترها تأثیر یک پارامتر بررسی گردید. در آنالیزهای انجام‌شده شرایط مشابه شرایط آزمایش مدل‌ها در آزمایش‌گاه می‌باشند؛ بدین صورت که آنالیزها برای سنگ مارن بر مبنای انتشار مولکولی از میان (مخازن آلوده و دریافت-کننده در طرفین سنگ) و برای ماسه‌سنگ بر مبنای انتشار مولکولی به سمت سنگ (مخزن آلوده در بالای نمونه‌سنگ) می‌باشد.

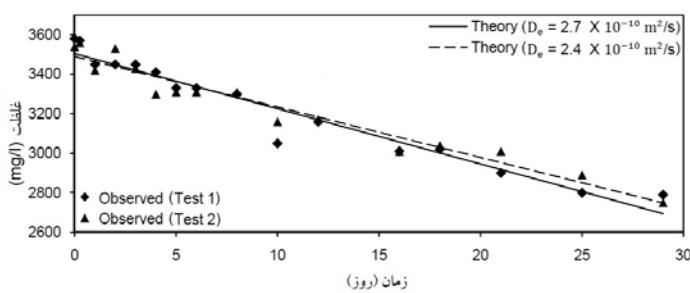
مولکولی یون کلر در این دو نمونه‌سنگ تقریباً یکسان باشد.

آنالیز حساسیت پارامترها

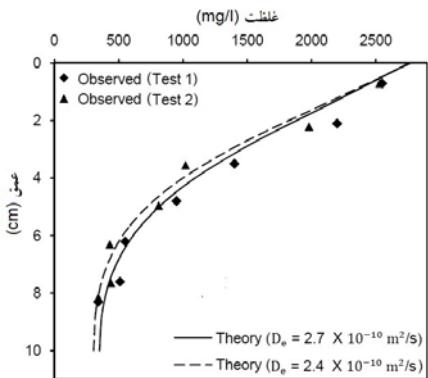
با توجه به این که پارامترهای متعددی در انتقال آلودگی به طریق انتشار مولکولی در سنگ دخیل می‌باشند و میزان تأثیر هر یک از آنها بر ضریب انتشار مولکولی متفاوت است، لذا باید در شرایط یکسان یکی از پارامترها تغییر داده شود و میزان تغییرات سنجیده شود. برای آنالیز حساسیت پارامترها در سنگ‌های مورد



شکل ۷ پروفیل‌های غلظت- زمان سنگ مارن



شکل ۸ پروفیل‌های غلظت- زمان در ماسه‌سنگ



شکل ۹ پروفیل‌های غلظت- عمق در ماسه‌سنگ

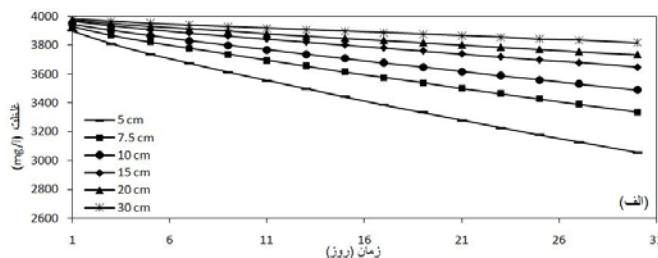
جدول ۳ ضرایب انتشار مولکولی به دست آمده برای سنگ مارن و ماسه سنگ

شماره آزمایش	دانسیته خشک (gr/cm^3)	تخلل سنگ (%)	ابعاد نمونه سنگ (cm)			ارتفاع محلول کلرید سدیم (cm)	غلظت یون کلر در مخزن آلوده (mg/l)	ضریب انتشار مولکولی (m^2/s)
			طول	عرض	ارتفاع			
سنگ مارن- آزمایش ۱	۲/۷	۰/۲۱	۷/۵	۷	۲	۶/۵	۴۰۳۰	$۲/۲ \times 10^{-۱۰}$
سنگ مارن- آزمایش ۲	۲/۶۲	۰/۱۹	۷/۵	۷	۱/۸	۶/۵	۴۰۳۰	$۲/۴ \times 10^{-۱۰}$
سنگ مارن- آزمایش ۳	۲/۷	۰/۲۱	۷/۵	۷	۲	۶/۵	۳۶۰۰	$۲/۵ \times 10^{-۱۰}$
سنگ مارن- آزمایش ۴	۲/۶۲	۰/۱۹	۷/۵	۷	۱/۸	۶/۵	۳۶۰۰	$۲/۸ \times 10^{-۱۰}$
ماسه سنگ- آزمایش ۱	۲/۰۲	۰/۳۱	۵/۴	۵/۴	۱۰	۸	۳۶۰۰	$۲/۷ \times 10^{-۱۰}$
ماسه سنگ- آزمایش ۲	۲/۰۵	۰/۲۸	۵/۴	۵/۴	۱۰	۷/۸	۳۶۰۰	$۲/۴ \times 10^{-۱۰}$

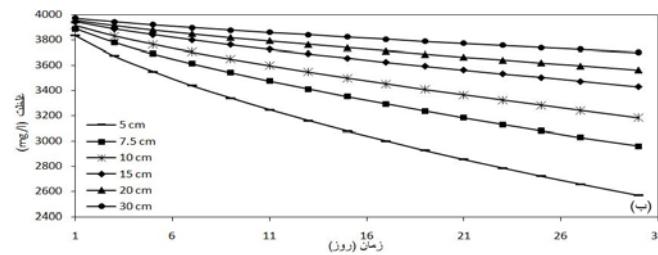
شکل های (۱۰ و ۱۱) نشان داده شده اند.

نتایج آنالیز حساسیت پارامترها در جدول (۴) خلاصه شده است. در ستون آخر جدول (۴) میزان تأثیر پارامتر در غلظت یون کلر در انتهای نمونه سنگ مدل شده که انتهای مسیر انتشار مولکولی است، به صورت نسبی قید شده است. مطابق مقادیر نشان داده شده در این ستون جدول، محدوده تأثیر در سنگ مارن از حدود یک برابر تا ۲۶ برابر و در ماسه سنگ از حدود یک برابر تا بسیار زیاد می باشد. مطابق نتایج نشان داده شده در این جدول پارامترهای زمان و ضریب انتشار مولکولی در هر دو نمونه سنگ تأثیر حساس تری نسبت به سایر پارامترها از خود نشان دادند.

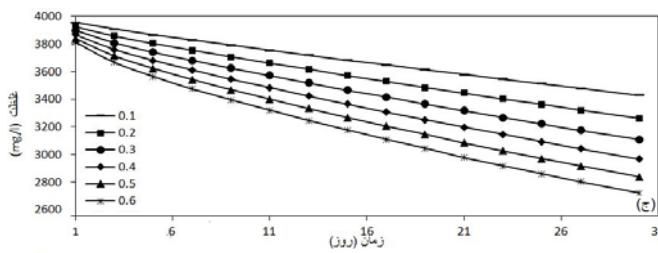
در آنالیزها برای سنگ مارن پارامترهای تخلخل برابر $۰/۲۱$ ، ضخامت نمونه (cm)، ارتفاع معادل شیرابه (cm)، ابعاد نمونه سنگ (cm)، $۷/۵ \times ۷/۵$ (cm)، غلظت پس زمینه سنگ برابر ۲۰ (mg/l) و غلظت اولیه منبع آلوده برابر ۴۰۰۰ (mg/l) و برای ماسه سنگ تخلخل برابر $۰/۳$ ، ارتفاع نمونه (cm)، ارتفاع معادل شیرابه (cm)، ۸ غلظت پس زمینه سنگ برابر ۲۰ (mg/l) و غلظت اولیه منبع آلوده برابر ۴۰۰۰ (mg/l) در نظر گرفته شده است. در آنالیز حساسیت صورت گرفته پارامترهای ارتفاع معادل شیرابه از (cm) ۵ تا ۱۰ (cm)، تخلخل از $۰/۱$ تا $۰/۶$ ، ضریب انتشار مولکولی از $۰/۵ \times 10^{-۱۰}$ تا $۰/۱ \times 10^{-۱۰}$ ، غلظت اولیه منبع آلوده از (mg/l) ۱۰۰۰ تا ۸۰۰۰ و زمان از ۵ تا ۳۶۰ روز تغییر داده شده اند. نمودارهای غلظت- زمان و غلظت- عمق حاصل از آنالیزها به ترتیب در



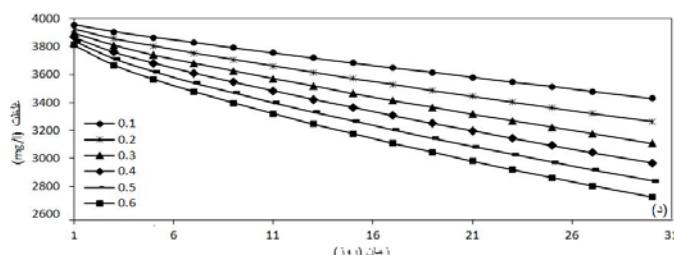
الف) تأثیر تغییر ارتفاع معادل شیرابه بر سنگ مارن



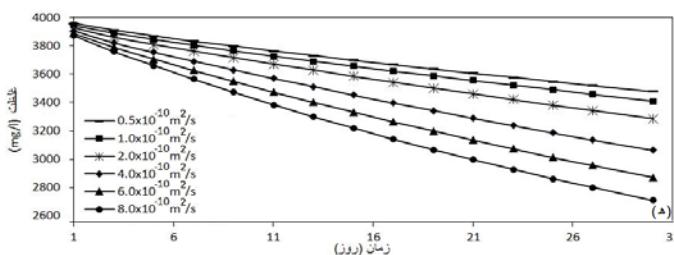
ب) تأثیر تغییر ارتفاع معادل شیرابه بر ماسه سنگ



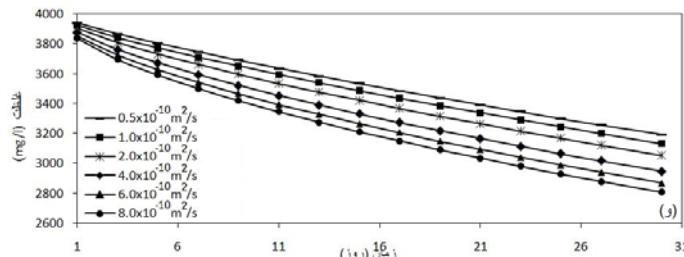
ج) تأثیر تغییر تخلخل بر سنگ مارن



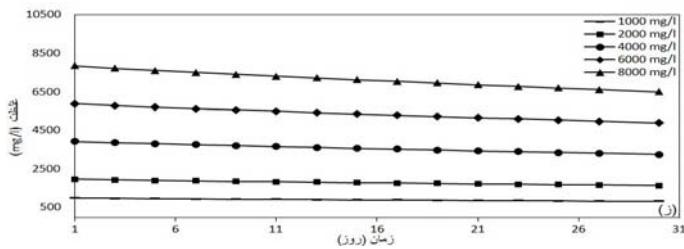
د) تأثیر تغییر تخلخل بر ماسه سنگ



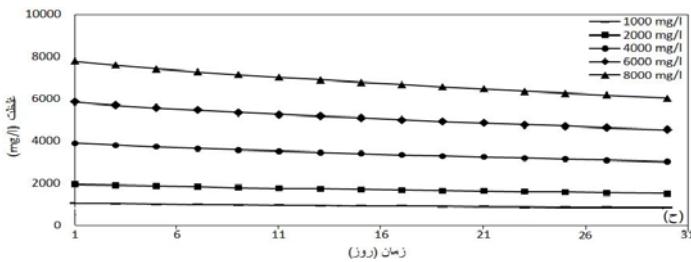
ه) تأثیر تغییر ضریب انتشار مولکولی بر سنگ مارن



و) تأثیر تغییر ضریب انتشار مولکولی بر ماسه سنگ



ز) تأثیر تغییر غلظت اولیه شیرابه بر سنگ مارن

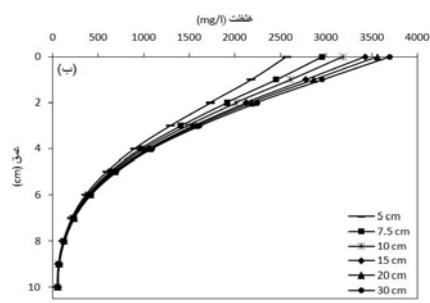


ح) تأثیر تغییر غلظت اولیه شیرابه بر ماسه سنگ

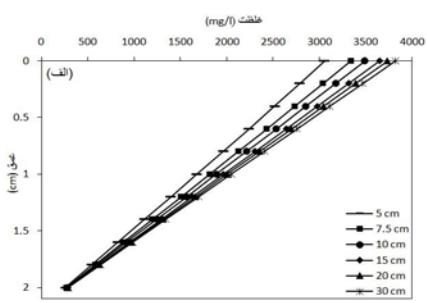
شکل ۱۰ پروفیل های غلظت- زمان حاصل از آنالیز حساسیت پارامترها

مولکولی در روزهای پایانی آزمایش در سنگ مارن باعث تغییرات غلظت بیشتری نسبت به ماسه سنگ می شود زیرا به دلیل ضخامت کمتر، نمونه سنگ مارن نسبت به ماسه سنگ حساسیت بیشتری به تغییر ضریب انتشار مولکولی نشان می دهد. از مقایسه شکل های (ز) و (ح) مشاهده می شود که تغییر غلظت اولیه شیرابه در هر دو سنگ تأثیر یکسانی داشته و افزایش و کاهش آن نمودارها را به سمت بالا و پایین جایه جا می کند زیرا تغییر غلظت اولیه به صورت خطی تعداد یون موجود در ازای واحد سطح سنگ را تغییر می دهد و این امر سبب تغییر خطی در غلظت محلول ها می شود.

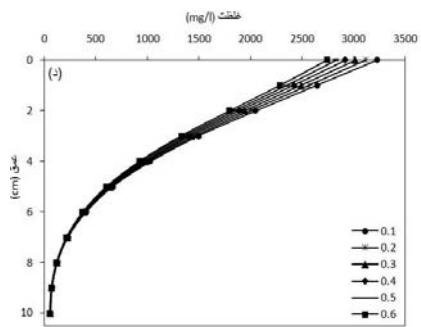
از مقایسه شکل های (الف) و (ب) ملاحظه می شود که کم شدن ارتفاع معادل شیرابه در ماسه سنگ در روزهای پایانی آزمایش باعث کاهش بیشتری در غلظت نسبت به سنگ مارن می شود زیرا با کاهش ارتفاع معادل شیرابه تعداد یون در ازای واحد سطح سنگ کاهش یافته و در اثر بالا بودن سرعت نفوذ یون ها به داخل بافت ماسه سنگ در مقایسه با سنگ مارن (بدلیل گرادیان غلظت بیشتر در ماسه سنگ) غلظت یون در محلول کاهش مشاهده شد. از مقایسه شکل های (ج) و (د) مشاهده می شود که تغییر تخلخل تأثیر تقریباً یکسانی بر شکل نمودارهای غلظت- زمان دارد. مقایسه شکل های (ه) و (و) با هم نشان می دهد که افزایش ضریب انتشار



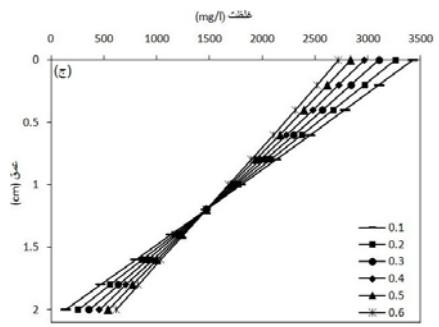
تأثیر تغییر ارتفاع معادل شیرابه بر ماسه سنگ



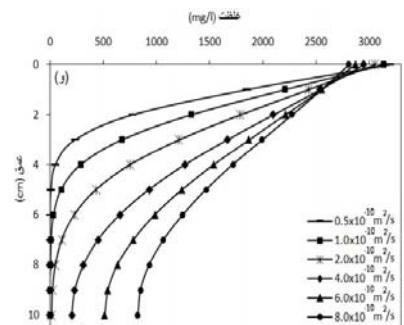
تأثیر تغییر ارتفاع معادل شیرابه بر سنگ مارن



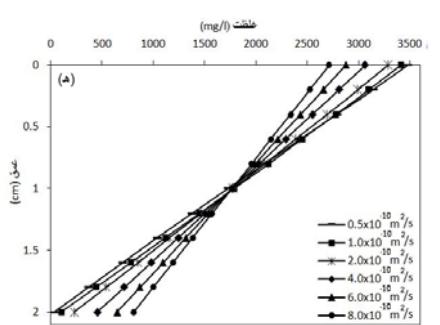
تأثیر تغییر تخلخل بر ماسه سنگ



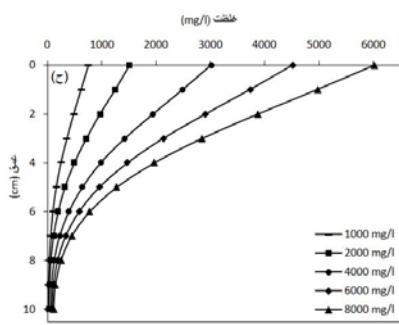
تأثیر تغییر تخلخل بر سنگ مارن



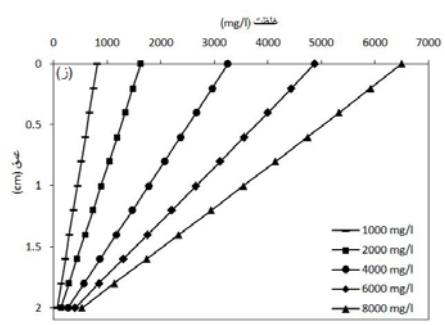
تأثیر تغییر ضریب انتشار مولکولی بر ماسه سنگ



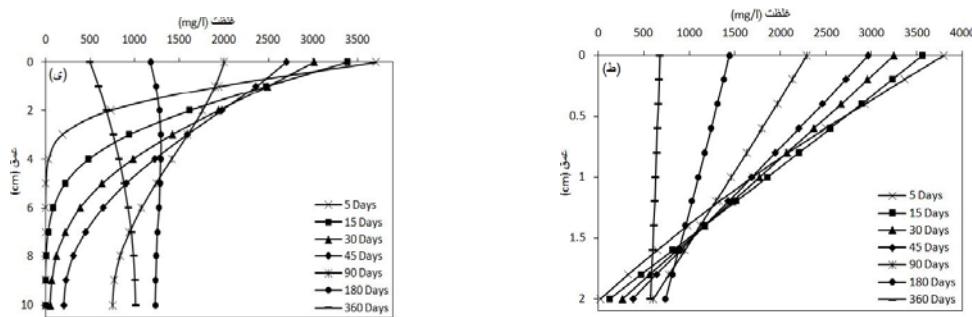
تأثیر تغییر ضریب انتشار مولکولی بر سنگ مارن



تأثیر تغییر غلظت اولیه شیرابه بر ماسه سنگ



تأثیر تغییر غلظت اولیه شیرابه بر سنگ مارن



تأثیر تغییر در زمان بر ماسه سنگ

تأثیر تغییر در زمان بر سنج مارن

شکل ۱۱ پروفیل های غلظت- عمق حاصل از آنالیز حساسیت پارامترها

است. از بررسی شکل (ط) مشاهده می شود که بعد از گذشت مدت زمان ۳۶۰ روز غلظت در سطح و عمق تقریبا با هم برابرند زیرا غلظت در هر دو مخزن یکسان شده و در نتیجه گرادیان غلظت صفر شده و دیفیوژن متوقف شده است ولی در مورد ماسه سنگ مشاهده می شود که بعد از گذشت ۳۶۰ روز غلظت در سطح کمتر از عمق است زیرا در این مدت زمان توده آلدگی به داخل سنگ نفوذ کرده از آن عبور کرده است، همچنین از هر دو نمودار نتیجه می شود که پارامتر زمان بر میزان نفوذ آلدگی به عمق سنگ بسیار تأثیرگذار است.

با توجه به جدول (۴) مشاهده می شود که در هر دو سنگ تغییر پارامتر غلظت اولیه شیرابه تأثیر چندانی بر میزان تغییر در غلظت ندارد لیکن با تغییرات کم پارامترهای زمان و ضریب انتشار مولکولی مشاهده می شود غلظت ها چندین برابر می شوند لذا انتشار آلدگی نسبت به این پارامترها حساسیت بیشتری دارد.

از مقایسه شکل های (الف) و (ب) مشاهده می شود که در ماسه سنگ غلظت در عمق ترین نقطه به صفر می رسد ولی در مورد مارن این غلظت در حدود (mg/l) ۲۵۰ می باشد این رفتار سنگ مارن به دلیل افزایش آلدگی در مخزن حاوی آب مقطور می باشد ولی در ماسه سنگ به دلیل عدم نفوذ کامل آلدگی غلظت در اعماق بیشتر صفر می باشد. از مقایسه شکل های (ج) و (د) ملاحظه می شود که در سنگ مارن در تخلخل زیادتر غلظت در اعماق نسبت به تخلخل کمتر حالت افزایشی داشته ولی در ماسه سنگ در سطح غلظت کاهش پیدا می کند، علت این است که در سنگ مارن توده آلدگی از میان سنگ نفوذ کرده و به سمت دیگر می رسد و افزایش تخلخل سرعت حرکت توده را افزایش می دهد ولی در مورد ماسه سنگ با نفوذ توده آلدگی غلظت در سطح کاهش می یابد و افزایش تخلخل باعث کاهش بیشتر آن در سطح سنگ می شود. از مقایسه شکل های (ه) و (و) مشاهده می شود که افزایش ضریب انتشار مولکولی باعث افزایش غلظت در اعماق هر دو سنگ شده است، علت این است که در هر دو سنگ افزایش ضریب دیفیوژن باعث افزایش یافتن سرعت حرکت توده آلدگی در بافت سنگها و در نتیجه افزایش غلظت در اعماق بیشتر می شود. از مقایسه شکل (ز) و (ح) مشاهده می شود که میزان تأثیر تغییر غلظت اولیه شیرابه بر هر دو سنگ تقریبا یکسان

جدول ۴- نتایج آنالیز حساسیت پارامترها در مدل‌های سنگ مارن و ماسه سنگ

غاظت	میزان تغییر در بیشترین عمق	تغییرات غاظت در	میزان تغییر پارامتر	محدوده تغییرات	پارامتر تغییر داده شده
سنگ	۶ برابر	۲۸۷ تا ۲۵۷	۶ برابر	۳۰ تا ۵	ارتفاع معادل شیرابه
	۶ برابر	۶۱۴ تا ۱۳۴	۶ برابر	۰/۶ تا ۰/۱	تخلخل سنگ
	۷۲ برابر	۵۷۲ تا ۲۲	۷۲ برابر	۳۶۰ تا ۵	زمان
	۱۶ برابر	۶۴۵ تا ۳۶	۱۶ برابر	$۰/۰۵ \times ۱۰^{-۱۰}$ تا $۰/۰۵ \times ۱۰^{-۱۰}$	ضریب انتشار مولکولی
مارن	۸ برابر	۵۳۰ تا ۶۶	۸ برابر	۸۰۰۰ تا ۱۰۰۰	غاظت اولیه شیرابه
	۶ برابر	۵۹ تا ۵۳	۶ برابر	۳۰ تا ۵	ارتفاع معادل شیرابه
	۶ برابر	۵۷	۶ برابر	۰/۶ تا ۰/۱	تخلخل سنگ
	۷۲ برابر	۱۰۱۲ تا ۰	۷۲ برابر	۳۶۰ تا ۵	زمان
سنگ	۱۶ برابر	۸۲۴ تا ۰	۱۶ برابر	$۰/۰۵ \times ۱۰^{-۱۰}$ تا $۰/۰۵ \times ۱۰^{-۱۰}$	ضریب انتشار مولکولی
	۸ برابر	۱۱۲ تا ۱۴	۸ برابر	۸۰۰۰ تا ۱۰۰۰	غاظت اولیه شیرابه

نمونه سنگ در محدوده مقادیر گزارش شده برای سنگ‌های مشابه می‌باشد.

برای بررسی تأثیر پارامترهای دخیل در انتشار مولکولی در سنگ، آنالیز حساسیت پارامترها با استفاده از محاسبات نظری توسط کد کامپیوترا Pollute انجام پذیرفت. نتایج نشان داد که تأثیر پارامترهای زمان و ضریب انتشار مولکولی در هر دو سنگ از سایر پارامترها بیشتر است.

تطابق خوب نتایج مشاهدهای آزمایشگاهی و مدل نظری، صحت روش‌های آزمایشگاهی و مدل نظری استفاده شده در این مطالعه را تایید کرد. از نتایج بدست آمده در این مطالعه برای محاسبات انتقال آلودگی در طراحی مدفن‌های مواد زائد جامد مستقر در نهشته‌های سنگی می‌توان استفاده کرد.

خلاصه و نتیجه گیری

ضریب انتشار مولکولی یون کلر در نمونه‌های تهیه شده از سنگ مارن و ماسه سنگ از منطقه عمومی دفن زباله سابق ارومیه واقع در دامنه‌های کوههای الله‌اکبر شهرستان ارومیه با استفاده از دو روش انتشار مولکولی "از میان سنگ" و "به داخل سنگ" اندازه‌گیری شدند. متوسط این ضریب برای سنگ مارن (m^2/s) $۲/۴۸ \times ۱۰^{-۱۰}$ و برای ماسه سنگ (m^2/s) $۲/۵۵ \times ۱۰^{-۱۰}$ بدست آمد. پوکی مارن کمتر از ماسه سنگ لیکن دانسیته خشک مارن بیشتر از ماسه سنگ است و این دو پارامتر به نوعی تأثیر هم‌دیگر را در ضریب انتشار مولکولی متعادل کرده و موجب گردید که ضریب انتشار مولکولی یون کلر در این دو نمونه سنگ تقریباً یکسان باشد. مقادیر ضریب انتشار مولکولی بدست آمده برای یون کلر برای دو

مراجع

- Rowe, R.K., Quigley, R.M., Brachman, R.W.I., and Booker, J.R., "Barrier systems for waste disposal", 2nd ed., Spon Press, London, UK, (2004).
- Rowe, R.K. and Badv, K. "Chloride migration through clayey silt underlain by fine sand or silt", ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 1, pp. 60-68, (1996a).

3. Shackelford, C.D., and Daniel, D.E. "Diffusion in a saturated soil, II. Results for compacted clay", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, pp. 485-505, (1991).
4. Barone, F.S., Rowe, R.K., and Quegley, R.M., "Laboratory determination of chloride diffusion coefficient in an intact shale," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 2, pp. 177-184, (1989).
5. Barone, F.S., Rowe, R.K., and Quegley, R.M., "Estimation of chloride diffusion coefficient and tortuosity factor for mudstone," *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 7, pp. 1031-1046, (1992).
6. Cave, L., Al, T., Xiang, Y., and Vilks, P. "A technique for estimating one-dimensional diffusion coefficients in low-permeability sedimentary rock using X-ray radiography: Comparison with through-diffusion measurements," *Journal of Contaminant Hydrology*, Vol. 103, pp. 1-12, (2008).
7. Badv, K., and R. Abdolalizadeh, "A laboratory investigation on the hydraulic trap effect in minimizing chloride migration through silt", *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B*, Vol. 28, No. B1, pp. 107-118, (2004).
8. Badv, K., and Mahooti, A. A. "Advection-diffusive and hydraulic trap modeling in two and three layer soil systems", *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B*, Vol. 28, No. B5, pp. 559-572, (2004).
9. Badv, K., and Rowe, R. K., "Contaminant transport through a soil liner underlain by an unsaturated stone collection layer", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 416-430, (1996).
10. Badv, K., and Rowe, R. K., "Effect of Darcy flux on chloride movement through saturated or unsaturated silt, sand, gravel, and stone", *51st Canadian Geotechnical Conference*, Edmonton, Canada, Vol. 1, pp. 173-179, (1998).
11. Badv, K. and Faridfar, M. R. "Laboratory determination of water retention and diffusion coefficient in unsaturated sand", *Water, Air, and Soil Pollution*, Vol. 161, pp. 25-38, (2005).
12. Badv, K. and Mahooti, A. A. "Chloride transport in layered soil systems with hydraulic trap effect", *Environmental Technology*, Vol. 26, No. 8, pp. 885-897, (2005).
13. Rowe, R. K., and Badv, K. "Advection-diffusive contaminant migration in unsaturated coarse sand and fine gravel", *ASCE - Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 12, pp. 965-975, (1996b).
14. Conca, J. L., and Wright, J., "Diffusion coefficients in gravel under unsaturated conditions", *Water Resources Research*, Vol. 20, No. 5, 1055-1066, (1990).
15. Gillham, R., and Cherry, J. A., "Contaminant migration in saturated unconsolidated geologic deposits", *Recent Trends in Hydrogeology*, pp. 31-62, (1982).
16. Rowe R.K., and Booker J.R., "POLLUTE v.6.: 1D pollutant migration through a non-homogeneous soil", Distributed by GAEA Environmental Engineering Ltd., 44 Canadian Oaks Drive, Whitby, Ontario, Canada, ©, (1994).

17. Petijohn, F. J., Harper and Brothers, "Sedimentary rocks", NewYork, P. 410, (1957).
۱۸. مهندسین مشاور پژوهش عمران راهوار ، "گزارش مطالعات ژئوتکنیک مرحله اول خط ۲ قطار شهری تبریز" ، تبریز، (۱۳۸۷).
19. Carozzi, A., "Sedimentary petrography", Englewood Cliffs, Prentice Hall, N. J, (1993).
20. Grathwohl, P., "Diffusion in natural porous media: Contaminant transport, sorption desorption and dissolution kinetics", Kluwer Academic Publishers, Boston, (1998).
۲۱. داوری اصل، یاشار، "مطالعه انتشار آبودگی در سنگ مارن منطقه دفن زباله ارومیه" ، پایان نامه کارشناسی ارشد خاک و پی، دانشکده فنی، دانشگاه ارومیه، (۱۳۹۰).
۲۲. بدوان، کاظم، و داوری اصل، یاشار، "مطالعه آزمایشگاهی و نظری انتشار مولکولی یون کلر در سنگ مارن و ماسه سنگ" ، نهمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران، اردیبهشت (۱۳۹۱).

$$D_r = D_{r0} + \alpha \sqrt{\frac{\sigma'_p}{P_a}} \quad (1)$$

The liner element was used for modeling of aluminum pipeline. The liner element has the capability of elasto-plastic behavior. This type of element is used for the modeling of nonlinear materials such as tunnel liner and/or deformable materials such as steel.

The interface element was used for modeling of the interaction between soil and the pipeline. The interface element allows soil element to move relative to the tunnel. The schematic view of the interface element is given in Fig.3. Normal stiffness and shear stiffness were considered to be 120 MPa/m. The friction angle was considered to be 23.5° at the interface of the buried pipeline and soil.

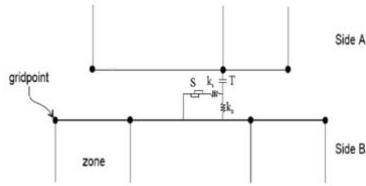


Fig. 3. Schematic view of interface element

3- Comparing the numerical results with experimental data

The modeling results are compared with the measurements of centrifuge experiment and the capabilities of the model to predict the liquefaction of soil around tunnels are assessed. In addition to uplift of structure, the pore pressure build up was assessed for verification purposes.

Fig. 4 depicts the uplift of pipeline versus time which is measured during centrifuge experiment and the corresponding numerical simulations of UBCSAND model using finite difference method. The final displacement obtained from UBCSAND is in good agreement with the experimental results based on centrifuge test.

The excess pore water pressures at piezometer P2 which is located at the left of the pipeline are shown in Fig. 5. The simulation results of this study are in good agreement with the measured ones. Particularly, the final excess pore pressure is precisely predicted. In contrast there is a notable difference between the predictions of Pastor Zienkiewicz model, obtained from the literature, and the measured experimental excess pore pressure. The results in other piezometers are similar and it could be stated that UBCSAND model has effectively modeled the soil behavior of liquefied soil around a tunnel.

The displacement vectors at the end of seismic excitations are shown in Fig. 6. Although the soil movement towards the tunnel underneath has been considered as the major reason of tunnel uplift in liquefied soils, it is clear from Fig. 6 that such pattern of displacement is not the case in this

research. Therefore, in this case the uplift of tunnel is attributed to excess pore water pressure.

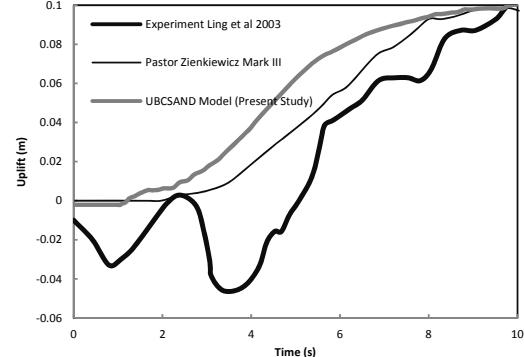


Fig. 4 Tunnel uplift observed in experiments and simulation results

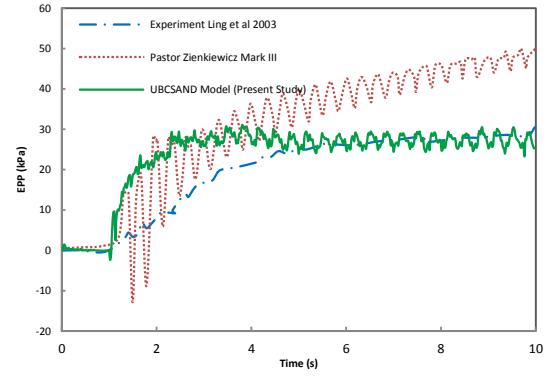


Fig. 5 Measured and predicted excess pore pressures at the left of the pipeline (P2)

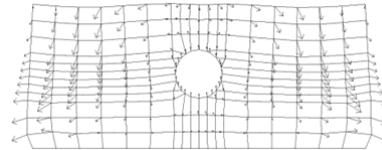


Fig. 6 Displacement vectors at the end of seismic excitations

4-Conclusions

This paper presents a successful numerical modeling of liquefied soil around a tunnel. The stress induced compaction has a considerable effect on the performance of the numerical simulation of liquefied soils and it was carefully implemented in this research. Furthermore, the dependence of pore fluid bulk modulus and its influence on the results of modeling were analyzed in this paper. The outcomes of the research revealed the advantages of employing UBCSAND constitutive model for liquefaction modeling

Numerical Modeling of Tunnels and Lifelines in Liquefiable Grounds under Seismic Loading

Ali Reza Bagherieh^{1*}, Iman Lolo¹
Amirhossein Bagherieh²

1-Introduction

Earthquakes could have catastrophic impacts on tunnels and buried structures. Liquefaction phenomenon is one of the most destructive effects of earthquakes. Liquefaction results in decreasing the effective stress and this consequently lead to a decrease in shear strength of the soil. As a result, large deformation in both the soil and the structure buried in the soil occurs. Moreover, liquefaction causes soil boiling, lateral spreading, structure settlement and the uplift of buried structure. Lifelines, as their name implies, are extremely important because any disconnection or malfunction of them can potentially cause severe problems in every day's life. With the development of urban areas in recent years, development of the public transportation systems has evolved. As a result, use of subway and underground tunnels for transportation has been increased.

Granular materials are prone to be compacted under seismic loading. In saturated soil masses, the tendency for contraction will be hindered. Thus, the pore pressure will be increased and this would result in decrease in effective stress and decreases in shear strength. This phenomenon is termed liquefaction.

In many earthquake cases, uplift of the buried structure due to liquefaction has been reported as one of the major damaging factors.

This research seeks to model earthquake induced uplift of buried structures including tunnels in the soil susceptible to liquefaction under seismic loading.

2-Numerical modeling of lifelines uplift in centrifuge test

Two dimensional finite difference modeling is employed to simulate centrifuge experiments. The experiments are brought from published literature. The experimental data consist of several tests for investigating uplift and behavior of pipelines with large diameters under seismic loading. The centrifugal acceleration of 30g was applied in these experiments. Nevada sand with relative density of 38% and average grain size of 0.15 mm was used. The maximum and minimum densities of this sand were 13.7 and 17.38 KN/m³. The pipeline used for modeling was made of aluminum alloy. The pipeline was 28 cm length with internal diameter 9 cm and

external diameter of 10 cm. Fig.1 shows the schematic view of centrifuge experiments.

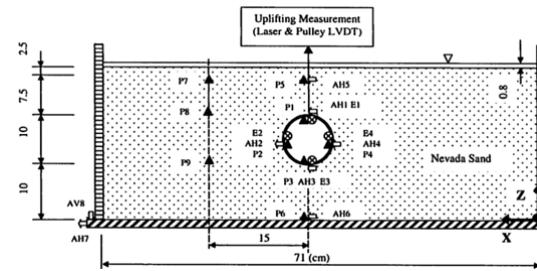


Fig.1 Schematic view of centrifuge test

FLAC2D software was used to simulate centrifuge tests. The UBCSAND model was adopted as constitutive model in numerical simulations. The properties of Nevada sand were assigned to the soil surrounding pipelines. The UBCSAND model is an effective stress based plasticity model that is used for advanced stress-deformation analyses. In this model stress-strain behavior is defined in hyperbolic form. Plastic strains are controlled by yield surface and flow rule. In this model, yield surface in stress space is similar to Mohr-Coulomb model for cohesionless materials. The yield plane will move due to hardening. In order to verify the input parameters, the input parameters of UBCSAND model should be calibrated based on laboratory tests results. In this research, the cyclic undrained simple shear test was simulated to calibrate input parameters. Fig.2 depicts the results of prediction of liquefaction simple shear test and numerical modeling. The results of numerical modeling are in good agreement with laboratory results. Thus, it can be concluded that input parameters are calibrated.

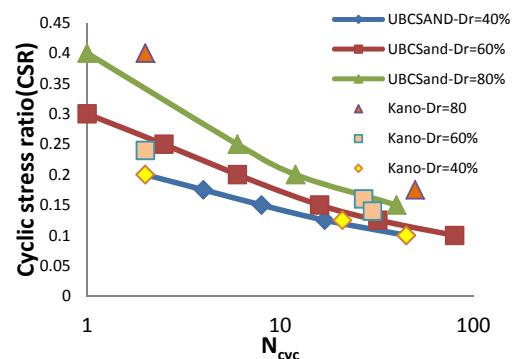


Fig. 2 Prediction of liquefaction for Nevada sand

The relative density is one of the most important parameters of sand. Because of stress difference in upper and lower parts of the centrifuge box, the relative density at the surface of soil becomes lower than the lower parts of the model after applying the centrifugal acceleration. In this research it is assumed that stress induced compaction is expressed by equation (1):

¹*Corresponding Author, Department of Civil Engineering, Malayer University
Email: bagheri@malayeru.ac.ir

² Department of Mining Engineering, Missouri University of Science and Technology

reliability are obtained via averaging over time and network nodes.

3. Discussion of Results

The any town network has three parallel pumps in which pump rotation speed values during 24 hours of a day for these pumps are considered as decision variables. By performing the optimization process, the following Figures are obtained for each kind of reliability. As shown in Figure 2, pump reliability is reduced or on the other hand pump repair and maintenance costs are increased by decreasing pump rotation speed values.

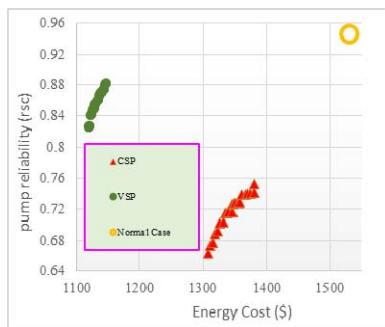


Fig. 2. Optimization of energy cost and pump reliability

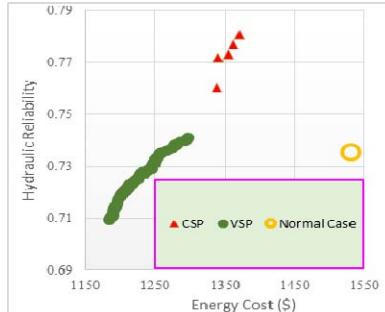


Fig. 3. Optimization of energy cost and hydraulic reliability

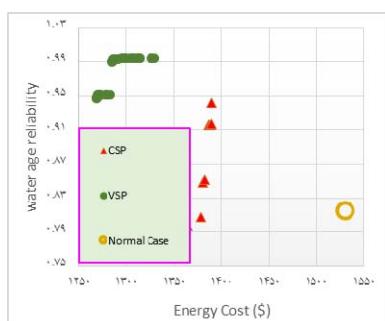


Fig. 4. Optimization of energy cost and water age reliability

4. Conclusion

The most important conclusion of this research is that there is no unique combination of pump rotation speed values such that all three kinds of reliability are increased simultaneously similar to when they are entered into the optimization process alone.

Optimization of Energy Costs Considering Hydraulic and Quality Reliability Using Ant Colony Algorithm

Mahmood Fotuhi^{1*}

Masoud Tabesh²

1. Introduction

Pumping energy costs form an important part of the operational cost of water distribution systems worldwide. Savic et al. (1997) formulated a pump scheduling problem as a multiobjective optimization problem based on the concept of Pareto optimal ranking of Goldberg (1989). Rouhiainen et al. (2003) presented two new Pareto-based multiobjective genetic algorithm techniques for determining the optimal schedule of chlorine dosing with multiple conflicting objectives: primarily disinfection control and aesthetic control. Doby et al. (2001) investigated a genetic algorithm-based method for determining the minimum cost design of looped networks while considering the residence time of water in the network as a quality surrogate. Farmani et al. (2006) performed multi-objective optimization of the design and operation of water distribution network in which they considered three objectives including cost, reliability and water quality in their study. They presented results for the pay-off characteristics between total cost, reliability and water quality, for 24 h design and five loading conditions.

2. Methodology

In this research, multiobjective optimization of energy costs is performed for any town network using ant colony algorithm by considering variable speed pump (VSP) and comparing it with constant speed pump (CSP). Energy cost is obtained through the following equations.

$$\text{MinZ} = \sum_{P=1}^{NP} \sum_{t=1}^{NT} \text{EnergyCost}_{pt} \quad (1)$$

$$(\text{Energy})_{pt} = \frac{Y_w \times Q_{pt} \times H_{pt}}{\eta_{pt}} \times D_{pt} \quad (2)$$

$$(\text{EnergyCost})_{pt} = (\text{Energy})_{pt} \times ET_t \quad (3)$$

where $(\text{EnergyCost})_{pt}$ is energy consumption cost of pump p at time t (\$), $(\text{Energy})_{pt}$ is the energy consumption of pump p at time t (Kw), Y_w is the

specific weight of water (KN/m3), Q_{pt} is the discharge of pump p at time t (m³/sec), NP is the number of pumps, NT is the number of time steps, H_{pt} is the pressure of pump p at time t (m-H₂O), η_{pt} is the efficiency of pump p at time t (%), ET_t is the electricity tariff at time t (\$/Kwh) and D_{pt} is the time step length (hr).

In this research, three reliability equations are considered including pump, hydraulic and water age reliability. Pump reliability is computed based upon pump efficiency variation shown in figure 1. Also, hydraulic and water age reliability are defined in equations 4 and 5.

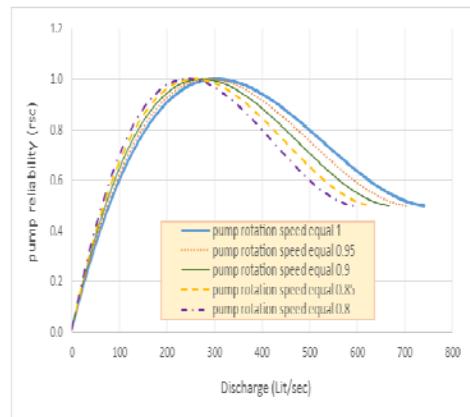


Figure 1. pump reliability definition for different pump rotation speed values

$$r_H(i, t) = \begin{cases} 0 & P(i, t) < P_{min} \\ \frac{P(i, t) - P_{min}}{P_{des} - P_{min}} & P_{min} < P(i, t) < P_{des} \\ \frac{P_{des} - P(i, t)}{P_{des} - P_{max}} & P_{des} < P(i, t) < P_{max} \\ 0.25 & P(i, t) > P_{max} \end{cases} \quad (4)$$

$$r_{WA}(i, t) = \begin{cases} 1 & WA(i, t) < 6 \\ 2.5 - 0.25WA(i, t) & 6 < WA(i, t) < 10 \\ 0 & WA(i, t) > 10 \end{cases} \quad (5)$$

In these equations $r_H(i, t)$ is the node hydraulic reliability at node i and time t, $P(i, t)$ is the pressure at node i at time t, P_{min} is the minimum pressure equal to zero, P_{des} is the required pressure to satisfy demands equal to 30 meters. $r_{WA}(i, t)$ is the node water age reliability at node i and time t, $r_{WA}(i, t)$ is the water age at node i at time t, WA_{min} is the minimum water age value (6 hr) and WA_{max} is the maximum water age value (10 hr). Then the values of each kind of

^{1*} Corresponding Author, Ph.D Student, Ferdowsi University of Mashhad
Email: mahmood_fotuhi@yahoo.com

² Professor, University of Tehran.

of the foundation (D), length of the foundation (L), unit weight of soil (γ) and angle of internal friction (φ). The ultimate bearing capacity of the foundation (q_u) is the single output variable.

The current study uses data sets from Gandhi (2003), which have been obtained from small-scale foundations loading tests on cohesionless soil.

Generally in pattern recognition procedures (e.g., neural networks or support vector machines) it is common that model construction is based on adaptive learning over a number of cases and the performance of the constructed model is then evaluated using an independent testing data set. Therefore, in this study, from the 50 foundation experiments, 40 were used to train the model and the remaining 10 tests were used to test the model capability for data generalization randomly.

3.2 Criteria of evaluation

The performance of the model developed in this study has been assessed using various standard statistical performance evaluation criteria. The considered statistical measures have been correlation coefficient (R), root mean square error (RMSE), and mean absolute error (MAE).

3.2. Development of the model. For building the model, based on training data set, M5P model tree implemented in WEKA software was used. The model tree generated by the M5P algorithm is shown in Fig. 2.

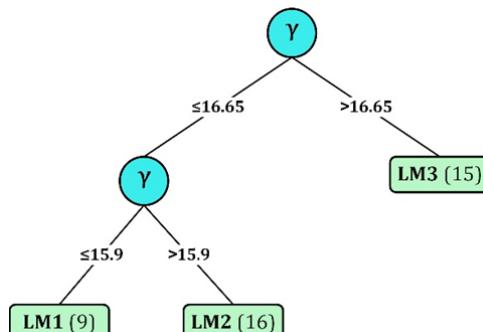


Fig. 2: Model tree generated by the M5P algorithm

The following equations were obtained through using M5P:

LRM 1:

$$q_u = (502.6418 \times D) + 48.4988 \quad (1)$$

for $\gamma \leq 15.9$

LRM 2:

$$q_u = (432.7071 \times B) + (598.9093 \times D) + (142.6164 \times \gamma) - 2264.3851 \quad (2)$$

for $15.9 < \gamma \leq 16.65$

LRM 3:

$$q_u = (987.238 \times B) + (1033.3307 \times D) + (136.0887 \times \gamma) - 2228.3015 \quad (3)$$

for $\gamma > 16.65$

4. Result

A comparative study has been carried out between the developed model (M5P) and traditional methods of Meyerhof, Vesic and Hansen for the prediction of the ultimate bearing capacity (q_u) of shallow foundation on cohesionless soil. The comparison was done for all of the dataset. Table 1 shows the values of performance indices for the traditional methods and developed model in this paper. The error indicators reveal that the results of the M5P model have much higher values of R and lower errors (RMSE and MAE) in comparison with the theoretical equations. Also, the equation proposed by Hansen shows the best performance among the theoretical formulas.

Table 1. Comparison of M5P model tree with theoretical methods

Model	R	RMSE (kPa)	MAE (kPa)
M5P (Training set)	0.9965	8.0295	5.4087
M5P (Testing set)	0.9925	11.2144	9.4381
M5P (All data set)	0.9961	8.05	6.43
Meyerhof (All dataset)	0.9247	95.49	61.49
Vesic (All dataset)	0.9272	60.68	39.78
Hansen (All dataset)	0.9325	44.48	35.09

4. Conclusions

In this study, M5P model tree was used to predict the ultimate bearing capacity of shallow foundations on granular soil. The model was first developed and tested using an experimental tests dataset. Then, the performance of the proposed model (M5P) was compared with those of the theoretical methods of Meyerhof, Vesic and Hansen. The statistical parameters showed that the M5P model tree is more accurate and has better performance than the theoretical equations. In addition to the higher accuracy, the other advantage of the model trees compared to other soft computing approaches such as ANN and SVM is the ability to generate simple and meaningful formulas. The generated model tree and its three rules are easy to understand, and it gives some scientific insight regarding the importance of different parameters to the user. Furthermore, it was noted that ANNs require some processes of trial and error to find the optimal values of internal parameters. However, the model tree does not require optimization of the network geometry or finding internal parameters. Therefore it takes less computational time, needs much less effort, and can be much faster to run.

Prediction of Shallow Foundations Bearing Capacity on Cohesionless soils using M5P Model Tree

Vahid Reza Kohestani¹ Mahmoud Hassanlourad^{2*}
Mohammad Reza Bazargan-lari³

1. Introduction

Predicting the ultimate bearing capacity of shallow foundations is an important issue in geotechnical engineering. Terzaghi was the first researcher to propose a comprehensive theory for estimating the ultimate bearing capacity of shallow foundations. After Terzaghi, many researchers including Meyerhof, Hansen and Vesic have offered theories for predicting the ultimate bearing capacity. Most methods require assumptions that are inconsistent with experimental data. A basic method of determining the ultimate bearing capacity of a foundation is in situ testing. However, this method is both costly and time consuming.

Soft computing approaches (i.e., artificial neural networks and support vector machines) are alternatives for estimating the ultimate bearing capacity of shallow foundations based on historical data sets. The previous studies indicated that these methods are more accurate when compared with analytical formulas. However, these methods are not very transparent and also the modeling process is complicated. Decision tree algorithms are quite transparent and also do not need optimization of the model and its internal parameters. For example, in the neural networks approach, the network parameters such as the number of hidden layers and neurons need to be found by trial and error. And these processes are time consuming.

This paper describes the application of the M5P model tree (as another soft computing method) to predict the ultimate bearing capacity of shallow foundations. The main advantage of model trees is that they are easier to use and more importantly they represent understandable mathematical rules. To the best of our knowledge, no study related to determining the ultimate bearing capacity of shallow foundations by using the M5P model tree has been reported in the published literature. However, the M5P model tree could be a useful method for developing an alternative ultimate bearing capacity computation method instead of the usual methods. It has been found that M5P outperforms when fewer

data events are available for model development. In other words, M5P has the potential to be a useful and practical tool for cases where less measured data is available.

2. M5P model tree

Decision trees are commonly applied in machine learning and data mining as a comprehensible form of knowledge representation. In general, a decision tree is a tree in which each branch node represents a choice between a number of alternatives and each leaf node represents a classification or decision. Regression trees and model trees are special types of decision trees developed for regression issues. However, the main difference between model trees and regression trees is that the leaves of the regression trees have a constant value, while model trees which can predict numeric values for a given data sample hold multivariate linear models in their leaves. The M5P algorithm is the most commonly used classifier of the decision trees family.

M5P model tree algorithm first builds a regression tree by splitting the instance space recursively. Fig. 1 illustrates a tree structure of the training procedure corresponding to a given 2-D input parameter domain of x_1 and x_2 .

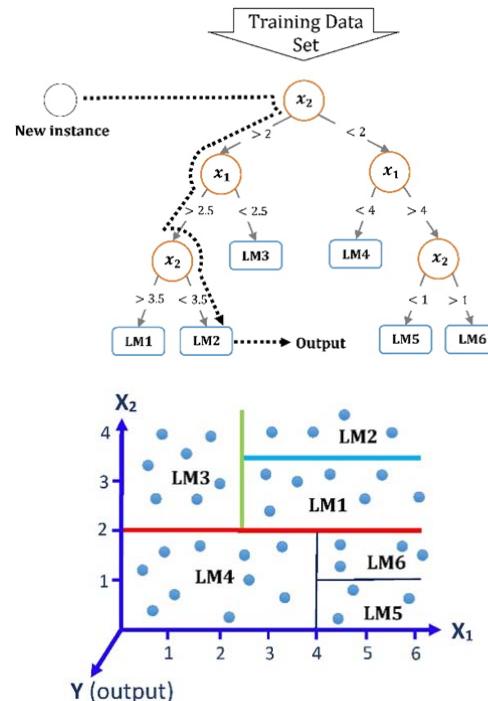


Fig. 1. Example of M5P model tree (LRM 1-6 are Linear Regression Models)

3. Development of the model

3.1 The data used for model development. In this paper, the input variables used in the development of the models are width of the foundation (B), depth

¹ M. Sc, Central Tehran Branch, Islamic Azad University.

^{2*} Corresponding Author, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Imam Khomeini International University.
Email: hassanlou@eng.ikiu.ac.ir

³ Assistant Professor, East Tehran Branch, Islamic Azad University.

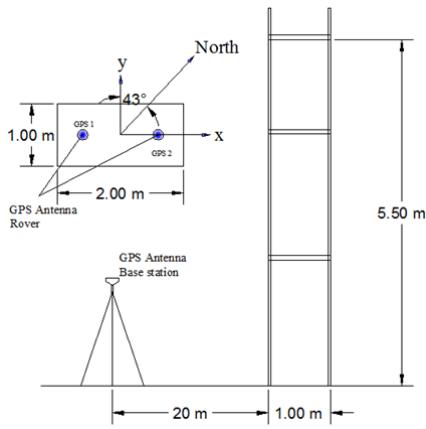


Fig. 3. Overview of the structure and position of the GPSs

4- Results

Fig. 4 shows the movement of the roof structure in global UTM system during 1600 seconds measured every tenth of a second by GPS in the X direction.

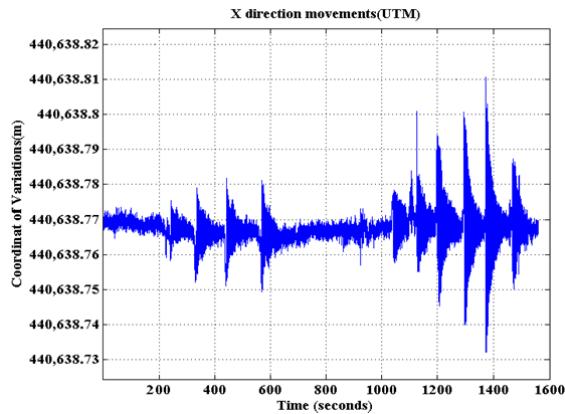


Fig. 4. Structural vibration in UTM system in the X direction

Fig. 5 shows the structural vibration in the X direction in the local system.

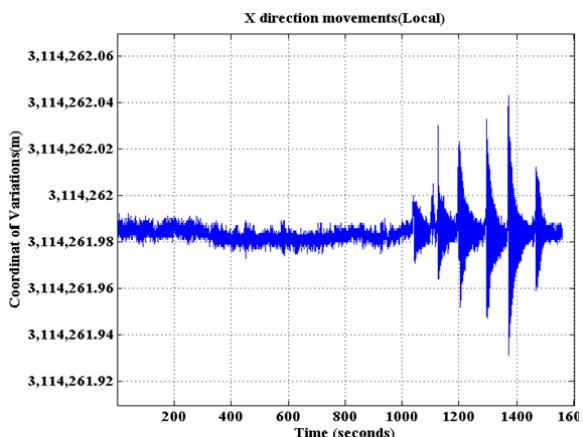


Fig. 5. Structural vibration in the local system in the X direction

4-1- Natural frequency. Using Fourier transform, the dominant frequencies were determined for each of the charts. Fig. 6 shows the Fourier spectrum in the X direction.

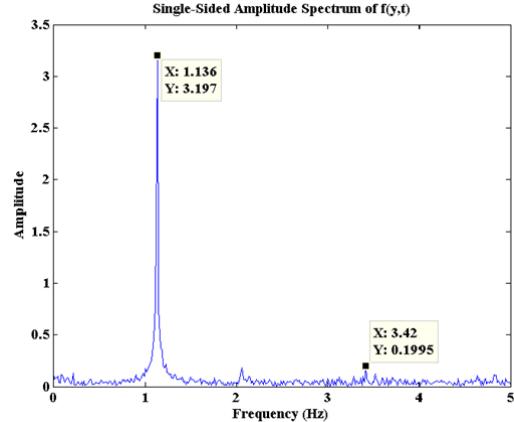


Fig. 6. Fourier spectrum in X direction

Table 1 represents the natural frequencies in two directions perpendicular to each other.

Table 1. Natural frequencies in two directions

natural frequencies (Hz)	First mode	Second mode
X direction	1.08	3.23
Y direction	1.14	3.31

4-2- Damping ratio. Damping ratio can be determined in two ways:

- A- Logarithmic decrement method
- B- half-domain method

Damping ratios are presented in Table 2.

Table 2. damping ratios in two directions

Methods	X	Y
half-domain	0.0087	0.0051
half-domain	0.0085	0.0041

The results from the analytical method are approximately the same as the experimental results. For example, the natural period in the X direction was determined to be 1.07 and 0.93 Hz using GPS and analytical methods. Comparing the results of the experiments and the results of the computer analysis shows good accuracy in determining the parameters.

Determination of Structural Dynamic Characteristics Using the GPS Device

M. Mahmoudi¹ M. A. Mirghasempour²
M. J. Najari³

1- Introduction:

Structural dynamic characteristics: natural period, shape modes and damping ratio of vibration play a decisive role in the seismic behavior of structures. The time in full oscillation of the structure will be the natural period of vibration. The damping ratio is determined using logarithmic formulation. The seismic codes suggest empirical equations or mathematical models for calculation of dynamic characteristics of structures that are substantially approximate. There are several exact methods for determination of the structural dynamic parameters such as: free vibration, ambient vibration and force vibration tests. There are various means to record the vibrations of structures such as accelerometers, speedometers and displacement transducers. In experiments in which there is a significant acceleration in structural vibration, the accelerometer device is used to record the response of the structure. Otherwise the speedometer and displacement transducers are used. One way to measure the static and dynamic displacement is the use of Global Positioning System (GPS). Global Positioning System is a navigation system that is composed of a network of 32 satellites. In this research the structural response of a three-story building (the natural frequencies of vibration and the structural damping values) are monitored by a two-frequency GPS device mounted on the structure (Fig. 1).



Fig. 1. GPS receiver

2- Methods for calculation of structural dynamic characteristics:

There are two groups of methods for determining dynamic characteristics of structures:

- Analytical method using software
- Experimental Methods

2-1- Analytical Method. In analytical method, the dynamic characteristics of the structures (time period and mode shapes) can be determined by solving the equations of motion for multi degree of freedom. Free vibration equations of motion for a system with N degrees of freedom are written as follows:

$$[M]\{\ddot{U}\}+[K]\{U\}=\{0\} \quad (1)$$

where [M] and [K] are the mass and stiffness matrix and U and \ddot{U} are the displacement and acceleration vectors.

2-2- Experimental Methods. Experimental methods are divided into three groups: ambient vibration test, free vibration test and force vibration test.

In ambient vibration test the natural forces such as wind loads and exploitation loads are used as the stimulating forces.

In free vibration test, the vibration of the structure is created with drags and drops suddenly. After dropping, a vibration-free structure test is performed.

In the forced vibration test, the structure is induced by external force during vibration.

3- Test model

The model tested in this study is a three-story steel moment frame having 2 meters length, 1 meter width and 5.5 meter height (Figs. 2 and 3).



Fig.2. structural model overview

^{1*}* Corresponding Author, Associate Professor, Shahid Rajaee Teacher Training University.

Email: m.mahmoudi@srttu.edu

²Lecturer, Shahid Rajaee Teacher Training University.

³M. Sc., Shahid Rajaee Teacher Training University.

continuous space and the new position of the particles in continuous space is obtained. Since the problem of finding the best generators need to search in discrete binary space, it is required to improve CSS for this problem. In the proposed model, the decision variables are defined as binary parameters shown by g_{nk} . The algorithm starts with an initial population of particles whose positions are determined randomly in the feasible space. For each null basis, the members which satisfy all of the below mentioned conditions can be placed on the list of feasible generators.

- 1- To insure the independency of columns, the members which have already been selected as generators of the previous null bases cannot be selected anymore.
- 2- For each null basis, one generator must be selected.
- 3- The feasible members as a candidate for each null basis generator are influenced by the earlier SESs generators.

4. Numerical Results

To illustrate the performance of the proposed algorithm and to provide a measure of its efficiency, some numerical examples are solved based on the proposed algorithm.

In order to present the elapsed run time of the algorithm, a unit block consisting of 4 nodes and 6 members is considered and sample structures are composed of equal number of such a unit in x and y directions, as shown in Fig. 1.

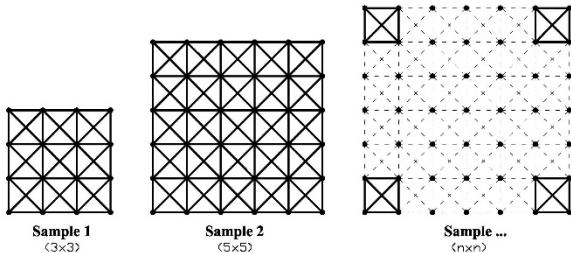


Fig. 1. The geometry of sample structures

The obtained results are shown in Table 1. As it is shown, the null bases matrix is approximately 95% sparse for the structure with 100 nodes.

Table 1. Optimal solutions based on the proposed algorithm

Node Numbers	Matrix Dimensions	Number of Samples	The Proposed Algorithm	
			Optimal Solution (Sparsity Percentage)	Average of the Elapsed Run Time (sec)
16	42 x 18	10	84.27	46.16
36	110 x 41	10	92.08	211.59
64	210 x 85	10	94.40	1097.47
100	342 x 145	10	95.31	3608.72

5. Conclusion

In this paper, a heuristic algorithm is presented to find the sparse null bases vectors. The main features of the presented approach are as follows:

- 1- The sparse null basis matrix leads to optimal flexibility matrix. Therefore, it makes an efficient force method feasible for the structural analysis.
- 2- To design constructive algorithm, the independency condition is satisfied based on basic rules of algebra. Each vector is normalized based on an entry which is called generator and then the orthogonality condition is satisfied.
- 3- The generators sequence is chosen as decision variable in the optimization model, and then the optimization problem is solved by using the modified CSS algorithm.
- 4- Since the system of linear equations consists of equilibrium conditions and uniqueness of generators is an underdetermined system, a linear mixed integer programming model is developed to find the solution with a large number of non-zero entries.
- 5- The numerical examples show the efficiency of the proposed algorithm to find a sub-optimal solution even for the truss with opening in its geometry.

Formation of Sparse Null Basis Matrix for the Efficient Force Method Using Charged System Search Algorithm

Maryam Daei¹ Shahrzad Tamjidzad²
S. Hamid Mirmohammadi³

1. Introduction

The force method was used extensively until 1960. After this, the advent of the digital computer and the amenability of the displacement method for computation attracted the attention of most researchers. As a result, the force method and some of the advantages it offers in non-linear analysis and optimization have been neglected. Although due to these changes, the progress of the force method was slow, lots of researches have attempted to improve this method to be suitable for the computer programming.

The first algebraic method was proposed by Denke. In general, algebraic methods are simple, but these methods need a large storage requirements and a higher number of operations when compared to others.

The main problem in the application of the force method is the formation of a self-stress matrix corresponding to a sparse flexibility matrix. Therefore, different approaches are adopted for the force method of structural analysis.

In this paper, a new approach is proposed for the formation of sparse null basis matrix corresponding to the efficient force method. The problem of optimal flexibility matrix formation is defined as a linear mixed integer programming model in which, the objective function is to minimize the number of nonzero entries in the null basis matrix, while the independency and equilibrium conditions are considered as constraints in the optimization model.

Although the problem of finding sparse solution of a flexibility matrix belongs to the class of NP-hard problems, the sub optimal solution can be obtained accurately by using the proper Meta heuristic algorithm.

In this paper, Charged System Search (CSS) algorithm is used for solving the proposed optimization model. In recent years, this algorithm has been used widely in different structural problems. These studies show that the CSS algorithm outperforms its rivals. The CSS algorithm is initially developed for continuous search space, but in this paper it is changed to be used for binary discrete variable.

The presented method is employed in some pin-jointed truss structures with internal static indeterminacy.

2. Formulation of the Null Basis Matrix via an Optimization Model

Consider a structure S with M members and N nodes, which are $\gamma(S)$ times statically indeterminate. The overall flexibility matrix of the structure (G) is defined as $G = B_1^T F_m B_1$. B_1 is called a self-stress matrix as well as the null basis matrix. Each column of B_1 is known as a null vector. B_1 is a rectangular matrix having n rows and $\gamma(S)$ columns.

For the efficient force method, the G matrix shall be generated sparse and well-conditioned. For the sparsity of G , one can search for a sparse B_1 matrix, since the F_m matrix is fixed for a specific structure.

Therefore, the optimization problem is defined to find the sparse null vectors, while the independency and equilibrium conditions are satisfied. For a null vector, no applied load is required, thus the equilibrium conditions can be expressed as $AB_1 = 0$

A is an $n \times m$ matrix with rank of n . There are $m - n = t$ independent columns of B_1 which will satisfy this equation, thus forming a set of null vectors.

Let us denote the columns of matrix B_1 by S_i . To satisfy the independency of B_1 columns, one particular element is selected in each column as "Generator", the generator entry is 1 in its corresponding column while that is equal to zero in the other columns. After we have chosen a generator for a column, other entries of that column shall be calculated based on equilibrium conditions. Therefore, all columns of the B_1 matrix can be calculated sequentially. The problem is to find the generators which can lead to a sparse B_1 matrix.

To select generators such that leads to sparse null vectors, the modified CSS algorithm is applied. For each sequence of selected generators, $\gamma(S)$ systems of linear equations shall be solved simultaneously; such that the sparse solutions with highest number of zeros are found for each system. For this purpose, linear mathematical modeling is proposed.

3. Modified CSS Algorithm for Discrete Binary Variables

Charged System Search (CSS) algorithm is a population based meta-heuristic algorithm. This algorithm is based on laws from electrostatics of physics and Newtonian mechanics. In the CSS algorithm, the movement of CPs is tracked in a continuous domain, i.e. CPs move in

¹ Assistant Professor, Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, University of Isfahan.
Email: m.daei@eng.ui.ac.ir

² MSc. Student, Industrial & Systems Engineering Department, Isfahan University of Technology.

³ Assistant Professor, Industrial & Systems Engineering Department, Isfahan University of Technology.

3.2. Special concentrically X-braced frames which are braced in two middle adjacent spans. According to the results of this study ductility reduction factor of 16 special concentrically X-braced frames (SCBFs) which are braced in two middle adjacent spans, differs from 1.97 to 4.1. Also, according to the results of this study, the response modification factor which is proposed in the 4th edition of the Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, 2800 standard for SCBFs is more logical than the ASCE7's value. Because for X-braced SCBFs with the natural period of more than 1 second (approximately 10 stories and above), it would be hard to satisfy the ASCE7's ductility reduction factor in comparison with the ductility reduction factor of the 4th edition of the Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, 2800 standard. Also, the ductility reduction factor of SCBFs which are X-braced in two middle and adjacent spans indicate that for frames more than 10 stories, there would be a noticeable drop in the ductility reduction factor of frames. This is because the frames cannot experience the target displacement and before their maximum inelastic displacement get to the target displacement, the whole frame collapses due to reaching its mechanism. So, the codes should pay special attention to SCBFs and revise their proposed response modification factor. In addition, according to the Iran's national building code, part 10, steel structures, beams and columns of SCBFs should be checked for the analysis in which the bracing members get to their ultimate capacity. Therefore, for these frames the collapse mechanism is generally from buckling type, yielding all of bracing members, and hasty mechanism cannot be seen in these frames. Based on the results of this study, the response modification factor which is proposed by the 4th edition of the Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, 2800 standard, ($R=5.5$) is more logical than the value which is proposed by ASCE7, ($R=6$) for X-braced special concentrically braced frames, SCBFs.(Figures 3 and4)

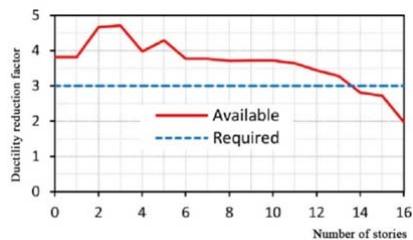


Fig. 3: Comparing the available ductility reduction factor with the required ductility reduction factor (SCBFs)

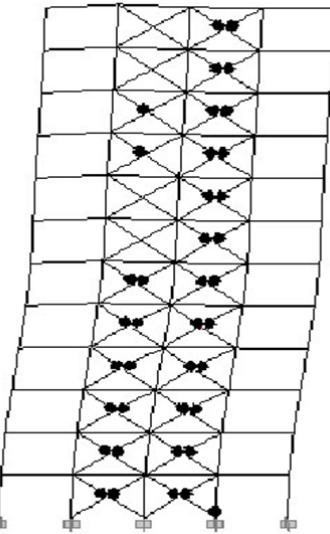


Fig. 4 Collapse mechanism of X-braced SCBF, 8 stories

Evaluating the Ductility of X-braced Frames which are Braced in two Middle Adjacent Spans

Abazar Asghari¹

1- Introduction

Ordinary concentrically braced frames (OCBFs) are one of the most ancient and famous structural systems which have been used widely by structural designers. Buckling of bracings during earthquake is one of the main causes of anxiety in these structural systems since buckling of bracings can cause ductility reduction in OCBFs. In recent years there have been lots of studies about the ways to prevent buckling of braced members and also to increase the ductility of these structural systems. Based on the results of previous studies about these structural systems and also failure mechanisms in experimental or real earthquakes, design codes have tried to cover up the weakness of these structural systems. It is for this reason that the 4th edition of Iran's national building code, part 10 , steel structure, and AISC341-10 have introduced ordinary and special concentrically braced frames and also given each of them specific design provisions.

According to the mentioned design codes, for seismic design of beams, columns and X-bracings of OCBFs, there is no need for any complementary provisions. However, for special concentrically braced frames, according to Iran's national building code, part 10, steel structures,1392, designing strength of beams and columns should not be less than the following analysis: A) an analysis in which the force of bracings in tension is assumed to be $R_y F_y A_g$ and the force of bracings in compression is assumed to be $1.14 F_{cre} A_g$. B) An analysis in which the force of bracings in tension is assumed to be $R_y F_y A_g$ and the force of bracings in compression is assumed to be $0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g$, where: $R_y F_y A_g$ is the expected force of bracing in tension, $1.14 F_{cre} A_g$ is the expected force of bracing in compression, A_g is the cross section of bracing member, R_y is the ratio of the expected yield stress of steel to the minimum identified stress of steel. For considering the required increase in strength, F_2 is ϵ the expected compression stress due to buckling in which F_{ye} is used instead of F_y , F_{ye} is the expected yield stress of steel and is equal to $R_y F_y$.

2- The frames studied in this research

In this study, for evaluating the ductility of X-braced frames which are braced in two middle and adjacent spans, 16 frames which are ordinary concentrically X-braced frames (OCBFs) and 16 special concentrically braced frames (SCBFs) are evaluated.

3- Conclusion

3. 1. Ordinary concentrically X-braced frames which are braced in two middle adjacent spans. According to the results of this study ductility reduction factor of 16 ordinary concentrically X-braced frames (OCBFs) which are braced in two middle adjacent spans, differs from 1.83 to 3.19. All of these values are more than the values which are expected by the 4th edition of 2800 standard, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. In addition, from expected ductility reduction factor point of view, there is no imperfection in these structural systems. In fact, since these frames are designed for much more forces than special concentrically braced frames their bracing members' sections are much bigger than OCBFs. Bigger bracing section causes bigger V_y for OCBFs in comparison with SCBFs. Therefore, despite a lower δ_u , the expected ductility can be gained by OCBFs. Also based on the results of this study most of the OCBFs cannot reach the specified target displacement of the codes and before their maximum inelastic displacement reaches the target displacement, the whole structure collapses because of reaching its mechanism. However, despite this the expected ductility of the Codes can be accessed because of high level of design strength of OCBFs. Also the results of this study confirm that the height of X- braced OCBFs can be more than the height which is proposed by ASCE7(10.70 m) (see Figures (1 and 2)).

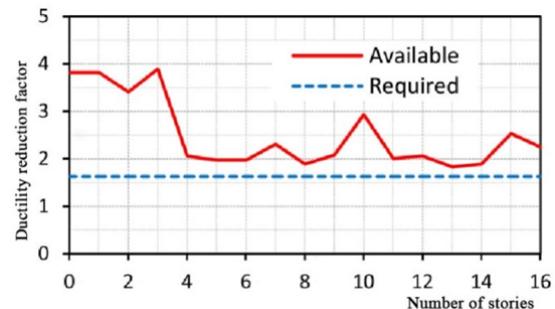


Fig.1 Comparing the available ductility reduction factor with the required ductility reduction factor (OCBFs)

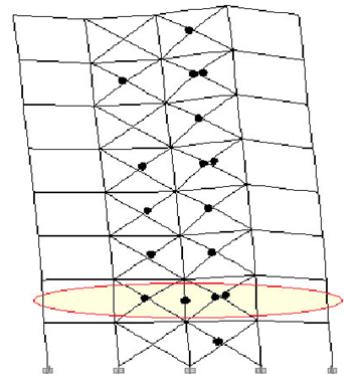


Fig.2 Collapse mechanism of X-braced OCBF, 8 stories

¹ Assist Professor of Urmia University of Technology.
Email: a.asghari.69@gmail.com

Results of Experiments on Full Collars: Two full collar groups (with B_{dc}/L_a of 0.25 and 0.5) were investigated in this study. The results are shown in Figure (4).

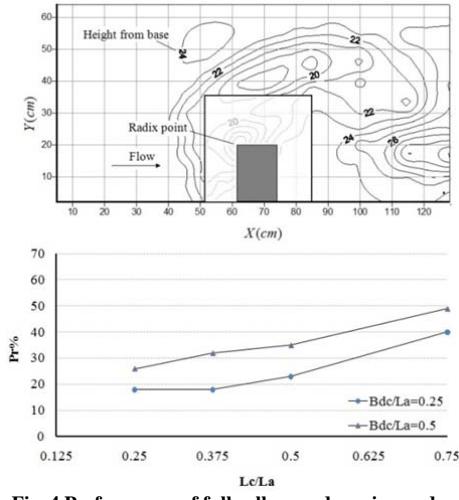


Fig. 4 Performance of full collars and erosion and sedimentation patterns around full collars ($B_{dc}/L_a = 0.5$ and $L_c/L_a = 0.75$).

4- Conclusions

The results indicated that increasing collar dimensions improves its performance for both collar types. During collar installation, sediments around the abutments are distributed uniformly. The results also suggested that protecting the bed using collars with a length of half the abutment length has no significant effect on reducing scour depth around the abutment and the collar's performance is somewhere below 30 percent. Increasing the collars length from 0.5 to more than 0.75, which is equal to 25 percent of the abutment length, causes a two-fold increase in collar's performance. Investigation of larger collars showed that full collars have lower performance compared to L-shaped collars and thus, using L-shaped collars for controlling bridge abutment scour is more efficient considering that they take up less area.

Laboratory Investigation of the Performance of L-shaped Collars on Reduction of Local scour Around Bridge Abutment

Hossein Khozeymehnezhad^{1*} Mehdi Ghomeshi²
Yousef Ramezani³

1-Introduction

It is a well-known fact that bridges play an important role in connecting routes. Every year, a large number of bridges are demolished or damaged due to scour at bridge piers. These damages are not only accompanied by high financial costs but in case of floods, they may even result in fatalities and various social issues. Protecting bridge piers from scour can be very helpful in preventing their destruction. Therefore, doing research and studying this issue is of great significance. The present study aims to investigate the performance of applying L-shaped collars on reducing bridge abutment scour in comparison with using full or complete collars.

2- Experimental Setup

Experiments were performed on a 9 meter long flume with a width and height of 1 meter and 0.6 meters, respectively. The flume had a constant slope of 0.0003 and was experimented on at Shahid Chamran University's Hydraulics Laboratory.

Figure (1) shows a simple schematic view of the experimental model.

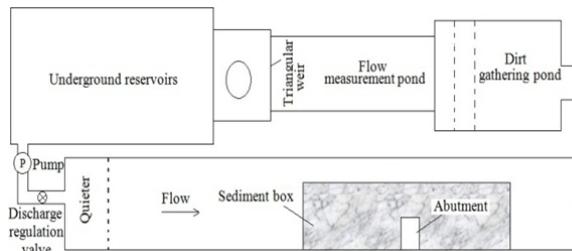


Fig.1 Laboratory model

Fig. (2) depicts a simple schematic view of the collars used in this study.

Using Buckingham's theorem and applying dimensional analysis results in equation (1):

$$\text{Pr} = f(L_c / L_a, B_{uc} / L_a, B_{dc} / L_a, Z_c / y, Fr, L_a / B, L_a / B_a, d_s / y, G_s, \text{Re}, \alpha, \phi_1, \phi_2) \quad (1)$$

in which:

Pr is the reduction percentage of scour depth.

$$\text{Pr} = \frac{(y_s - y_{sc})}{y_s} \times 100 \quad (2)$$

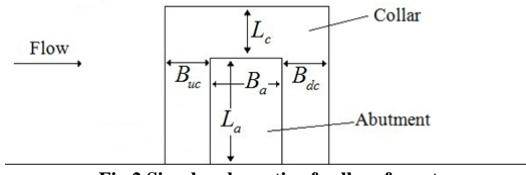
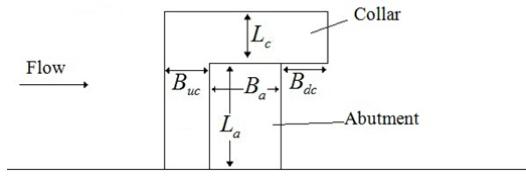


Fig.2 Simple schematic of collars from top
a) L-shaped collars; b) full collars

Amongst dimensionless parameters in equation (1), the following were considered as constants:

B_{uc} / L_a , Z_c / y , Fr , L_a / B , L_a / B_a , d_s / y , G_s , α , ϕ_1 and ϕ_2 .

Table (1) lists all the dimensionless parameters used in this study along with their respective values:

Table 1. Dimensionless parameters and assessed values

Dimensionless parameter	assessed value
L_c / L_a	0.25, 0.375, 0.5, 0.75
B_{uc} / L_a	0.5
B_{dc} / L_a	0, 0.25, 0.5

3-Results

Results of Experiments on L-Shaped Collar: 12 L-shaped collars, with specifications listed in Table (1) were used in this study. These collars were categorized into three groups according to their B_{dc} / L_a parameter. The results of experiments on these L-shaped collars are shown in Figure (3).

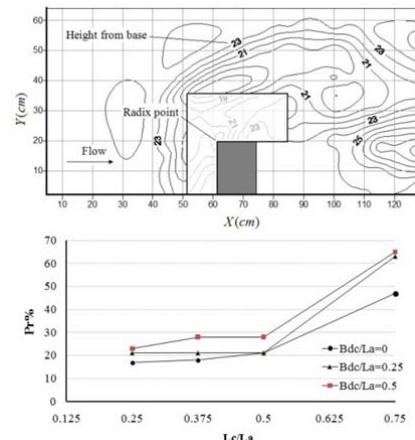


Fig. 3 Performance of L-shaped collars and erosion and sedimentation pattern of L-shaped collars ($B_{dc} / L_a = 0.5$ and $L_c / L_a = 0.75$).

^{1*} Corresponding Author, Assistant professor, University of Birjand, Birjand.

Email: hkhozeymeh@birjand.ac.ir

² Professor, Shahid Chamran University, Ahvaz.

³ Assistant professor, University of Birjand, Birjand.

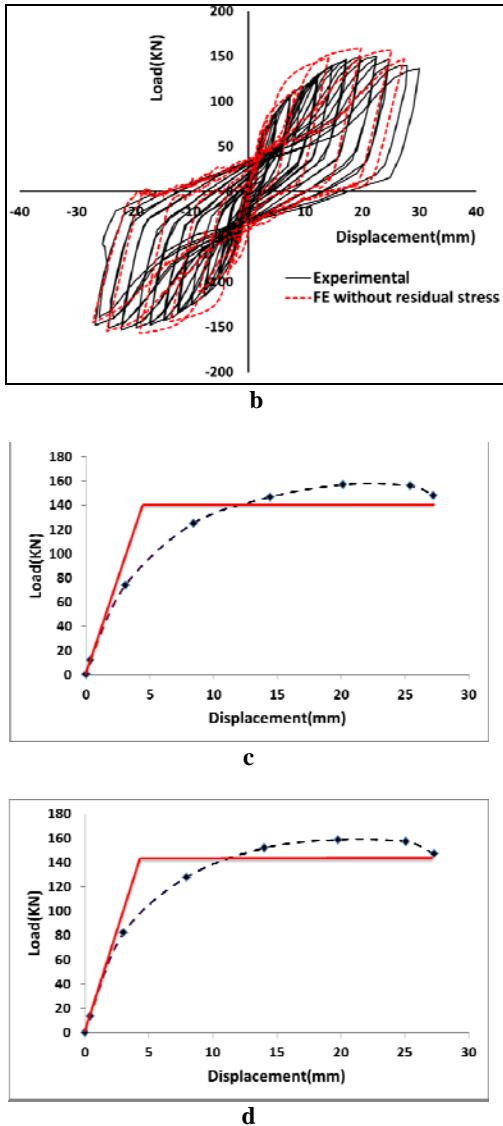


Figure 2. (a) Comparison of hysteresis curves of experimental SPSW and FE model with residual stress, (b) Comparison of hysteresis curves of experimental SPSW and FE model without residual stress, (c) Bilinear envelop curve of the model excluding residual stresses, (d) Bilinear envelop curve of the model including residual stresses

4. Conclusions

Construction of steel shear wall is always accompanied with large amounts of welding for attaching the infill plate to the surrounding frame and this issue would cause creation of residual stresses in plates. If the welding process is not performed regularly and periodically, it would have a great influence on the behavioral parameters of the system. In this paper, thermal loads resulting from heat transfer analysis were applied on the infill plates of a three-story SPSW and residual stresses were obtained. The model containing residual stresses was subsequently analyzed under cyclic lateral loads. The finite element analysis results revealed that inclusion

of residual stresses resulting from plates' periodic welding has led to about 7.5% reduction in stiffness and ductility of the SPSW specimen compared to those obtained in the absence of residual stress. The impact of these stresses on the yielding and ultimate strengths and the energy absorption capacity was, however, found to be negligible. Based on these observations, further studies that assess the effect of residual stresses on stiffness and ductility of SPSW specimens will be required. These results, if reflected in design codes, can improve the safety of the designed SPSWs.

Effect of Welding Residual Stresses on Performance of Steel Plate Shear Wall

Majid Gholhaki^{1*} Farzan Khaledi² Hadi Moein³

1. Introduction

Application of steel plate shear wall (SPSW) system as a lateral load resisting system has been considered by designers and researchers in recent decades, due to its several advantages [1]. The infill plates are attached to the surrounding beam and columns by a large amount of welding and in the case that welding is not controlled, the welding residual stresses can be effective on steel shear wall's behavior. Residual stresses in a welded structure are the result of non-uniform expansion and contraction and plastic deformation of the weld and surrounding base metal, caused by the heating and cooling cycles during the welding process. Welding-caused residual stresses may increase up to the yielding point and can potentially reduce structural performance. Therefore, their magnitude and distribution need to be thoroughly studied.

2. Methodology

2.1. Experimental Model. Three story, 1/3 scale steel plate shear wall with rigid beam to column connection has been tested under cycling loading according to ATC24 [7], by Gholaki Fig (1) [2].

2.2. FE modeling

The ABAQUS finite element software is utilized for modeling the steel shear wall. The infill plates and the boundary elements were meshed using four-node reduced integrated shell element, S4R. FE modeling was done in two steps. At the first step, the steel shear wall was analyzed without the effect of residual stresses and in the second step the steel shear wall with residual stresses as initial condition was analyzed and the results of FE analysis were compared with experimental results.

3. Results and discussion

3.1. Results of the model without residual stresses. Lateral loading was applied according to the experimental condition on top of the FE model. At the first model, the three story SPSW was analyzed under cyclic loading without residual stresses and the obtained load-displacement hysteresis curve was compared with experimental results. In the second step, the SPSW specimen was modeled in ABAQUS assuming the existence of residual stresses resulting from welding of the plate to the surrounding frame.

The welding process was simulated without consideration of metal deposition. A sequentially coupled thermo-mechanical analysis was performed where heat transfer analysis was followed by mechanical analysis.

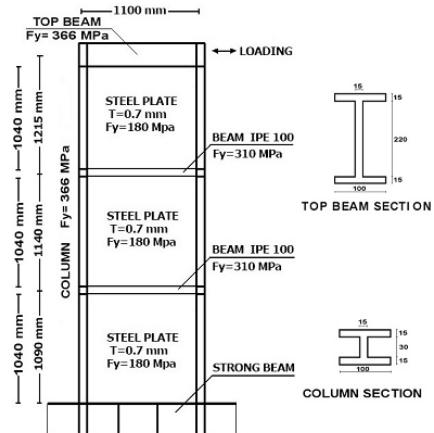
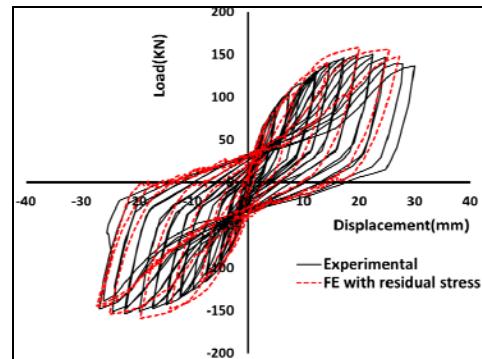


Figure 1. Schematic and photograph of experimental specimen



A

^{1*}Corresponding Author, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.
Email: MGholhaki@Semnan.ac.ir

²Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

³Faculty of Engineering, Simon Fraser University
British Columbia, Vancouver, Canada.

results in the same conditions. A thorough investigation can help in understanding the simultaneous effect of both door width and base angle on arching. Note that in Fig. 3, x and y values represent the loci of particles forming an arch.

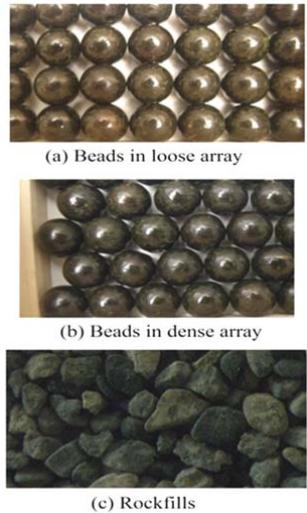


Fig. 2 Tested granular materials

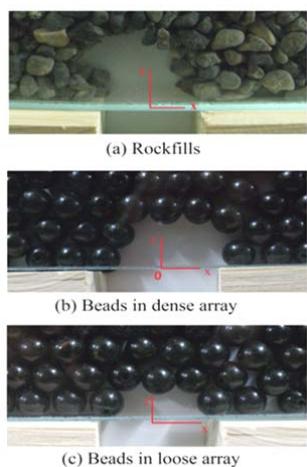


Fig. 2. Typical photographs of arching over door with $W=5.6$ cm

The arching effect makes a stable arch in each granular medium which transfers the load from the surrounding granules into two of its bases. All arches can be described as a parabola. In fact, Fig. 3 presents the effect of door width and base angle on the width and height of the arch. For all materials, the arch width is smaller than the door width. The arch height is greater for dense array ($\phi = 37.4^\circ$) compared to loose array ($\phi = 30.7^\circ$), although the diameter of the bead grains is equal in both arrays ($d = 12\text{mm}$). Meanwhile, the arch dimensions in rock fill ($d_{50} = 9\text{mm}$, $\phi = 41.3^\circ$) are approximately greater than that of dense beads. It is also observed that the height of the arch increases as the door width

increases.

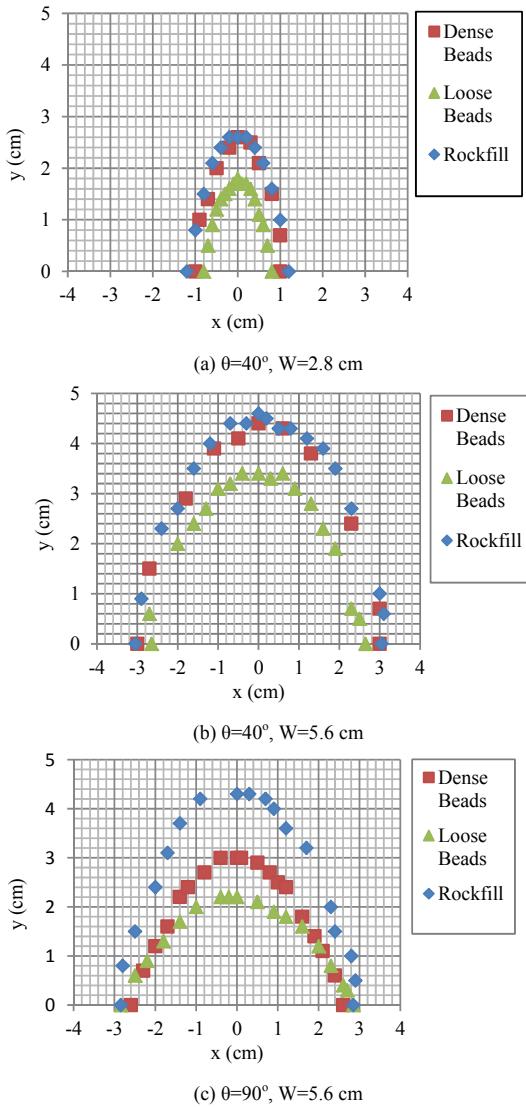


Fig. 3. Comparison between arch shapes formed on determined base angle and door width

4-Conclusion

Arching as an interior potential of cohesionless soils. A developed trapdoor apparatus is designed to study this phenomenon. An experimental analysis for ensembles of mono-sized particles of granular materials shows that stable arches may form, with the width varying with particle shape and the friction angle. It is also observed that for all tested granular materials, the increase in door size and the decrease in base angle augmented the width and height of the arch. Moreover, the shape of all arches is governed by a parabola. This finding may be significant for geotechnical engineering practice in cases such as small tunnels and holes constructed within a granular material like sand, besides flow study of granular materials through hoppers and silos.

An Experimental Investigation of the Arching Effect in Granular Materials using a Developed Trapdoor Apparatus

Ali Ahmadi¹ Ehsan Seyedi Hosseini^{2*}

1- Introduction

Arching is one of the most common phenomena encountered in materials both in the field and laboratory. Some researchers defined the arching effect as the transfer of pressure from a yielding mass of soil onto adjoining stationary parts. In other words, arching is closely related to the mobilization of shear strength induced by relative movement in materials. But, in some engineering problems, physical soil arches as stress-free surfaces may form, such as that in the flow and storage of granular materials for 30° base angle of materials box. In this way, when an outlet at the bottom of a hopper is opened the desirable outcome is that the material flows out under gravity. However, it is well-known that if the size of the outlet is too small, a stable and self-supporting obstruction (arch or dome) may form to prevent the flow of materials. In this case, arching should be avoided via appropriate selection of the outlet size or using additional methods such as vibration. Motivated by the aforementioned literature review, this study tries to solve the limitations of the former work and it focuses on the physical properties of arches formed in granular materials by using a developed trapdoor test in 2D stress condition. Exploring the maximum size of the opening door is related to critical width and height of the arch over the door, by considering various gravity accelerations (0° to 90° base angle of the materials box). Finding the dimensions of a stable and self-supporting arch in granular materials facilitates the analysis of load transfer mechanisms and may be attributed to stability of an unsupported structure such as tunnels excavated without any support in sand under different surcharges. This developed setup also can help designers to select a precise size of hopper or silo outlet with various base angles of materials.

2- Experimental Test Performance

First, the box is fixed on the desired angle, then two trapdoor blocks move away and a distance is created between them. Next a stiff rectangular rubber fills this space as the door. In the second step, granular materials come in the box. Finally, the rubber door moves down and the granular materials are

discharged and fall into the container. However, the whole materials do not discharge. Rather, a stable arch forms over the door after a short time. This arch can carry static pressure of the upper materials and transfers it to its two bottom supports by arching application. In every run of the test, the distance between the two blocks (*i.e.* the opening door) increases 2mm as compared with the previous stage. Then the width and height size of the arch corresponding to the door width are recorded relating to the specific angle. This process is repeated so that no stable arch forms anymore. Fig. 1 shows the apparatus setup.

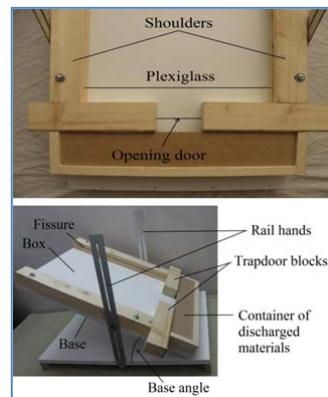


Fig. 1. Developed Trapdoor Apparatus Setup

3- Selected Materials

For comparing the results, two kinds of granular materials were used in this study, including rockfills packing and plastic spherical beads as presented in Table 1.

Table 1. Physical properties of materials

Property	Granular Material		
	Rockfills	Dense Beads	Loose Beads
d_{50} (mm)	9	12	12
ρ (gr/cm ³)	1.58	1.35	1.27
ϕ (deg)	41.3	37.4	30.7

It is obvious that using spherical grains and rockfills packing possessing irregular particles shape with different sizes results in finding out the effect of shape and size of granular ensembles in arching formation.

4- Results

By performing the experimental tests on four base angles (θ) consisting of 10°, 40°, 70° and 90°, numerous considerable results were observed. Fig. 2 shows typical arching photographs and Fig. 3 presents the loci of each particle in stable arch formed over door widths (W) of 2.8 cm and 5.6 cm, on base angles of 40° and 90° in order to compare the

¹ M.S., Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

²*Corresponding author: Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.
Email: eseyedi@um.ac.ir

instead of wrapping up the beam for a more practical strengthening idea. The FRP arrangement is also used in beam BR6 perpendicular to the shear cracks. But this time, the number of CFRP bands are increased and their width are reduced to 5 cm and the beam is strengthened in only one side. The sharp edges of the beam are rounded to prevent stress concentration in these areas.

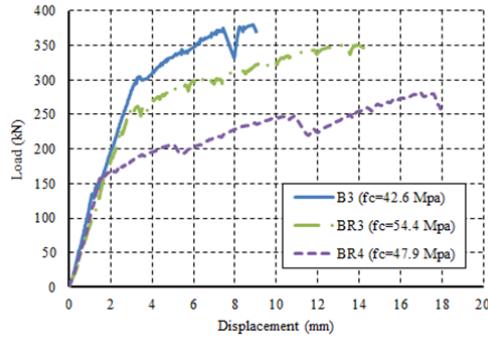


Fig. 3. Load-deflection curves of the second group

Beam BR5 experienced shear failure along with the bearing of one of the supports. Shear cracks formed under FRP sheets after the rupture of FRP. The ultimate load of this specimen increased about 6% compared to the specimen without FRP as shown in Figure 4. Beam BR6 failed gradually and the specimen did not fail by rupturing or debonding of each bond due to the strength of other FRP bands. Despite the fact that strengthening was performed only on one side of the beam, this beam failed at a load of about 622 kN that was 8% higher than the ultimate load of the beam without strengthening.

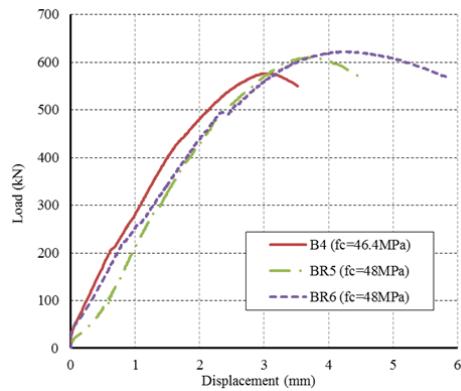


Fig. 4. Load-deflection curves of the third group

Also, a comparison implemented between the experimental results with the obtained results from the existing relations in the literature shows that there are no appropriate code recommendations specifically for deep beams strengthened with FRP. The only existing relations are the ones obtained by Zhang et al., in 2004 whose results are very conservative. Thus, none of the existing relations in the investigated references can predict the behavior of deep beams strengthened with FRP tested in this paper properly.

4- Conclusions

The experimental program indicates that in order to increase the ultimate load of deep beam it is better to use more FRP bands with smaller width instead of using fewer CFRP bands with larger width.

CFRP Effects on Reinforced Concrete Deep Beams

Abolfazl Arabzadeh^{1*} Asghar Amani Dashlejeh²

Iraj Mahoudzadeh Kani³

Saeed Inanloo⁴

1- Introduction

Deep beams are the type of beams whose behavior is different from conventional beams because of their particular geometry. The number of studies on deep beams strengthened with FRP is much less than the research works on conventional deep beams. Since the bridges strengthened with FRP are the most important applications of these materials in civil engineering, more research studies are necessary about deep beams strengthened with FRP. In this paper, an experimental study is performed on 10 deep beams and various arrangements of unidirectional FRPs are considered for retrofitting.

2-Experimental program

The specimens are simply supported and classified in three groups. The first group is the deep beams with two layers of reinforcement and the thickness of 10 cm; the second group is deep beams with 10 cm thickness and one layer of reinforcement and the third group is deep beams with two layers of reinforcement and 14 cm thickness as shown in Figure 1. All specimens have 80 cm clear span and their heights are 40 cm. In other words, the length to depth ratio of 2 is considered. The selection of this ratio is because of consistency with all existing codes.

BR1 and BR2 are the part of the first group of deep beams that have been strengthened with two arrangements of CFRP. CFRP sheets are pasted at the front and the back sides of the beam BR1 with dimensions of 10 x 30 cm. The sheets lengths are considered in the direction perpendicular to the diagonal crack and only in the web of the beam. Another arrangement of CFRP is considered for beam BR2 and anchoring length of CFRP is increased by continuing of CFRP to the flange area.

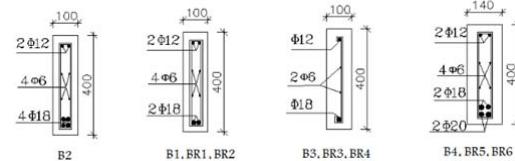


Fig. 1 Details of the specimens

3- Discussion on experimental results

According to experimental observations, the type of CFRP arrangement used in BR1 does not affect its ultimate loading capacity. However, it causes fewer cracks, increases first shear cracking load more than twice and decreases the beam deflection by 28% as it is shown in Figure 2. Fracture of BR1 was sudden and brittle with severe impact that has occurred concurrent with the debonding of CFRP. Beam BR2 had crack width and deflection more than BR1 and the number of cracks were less than BR1. The flexural cracks became wider by increasing the load on BR2 and the beam failed in shear due to the weakening of the shear direction after CFRP debonding.

The two specimens BR3 and BR4 of the second group were respectively strengthened similar to BR1 and BR2. The experimental observation did not show an increase in ultimate load resulting from the use of FRP as it is shown in Figure 3.

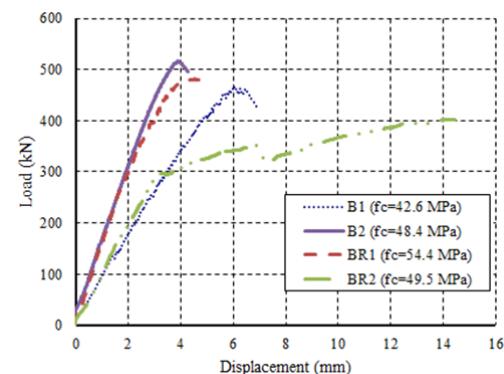


Fig. 2. Load- deflection curves of the first group

The two new arrangements of CFRP are used in the third group. Beam BR5 is strengthened by U-shaped CFRP sheets. In using FRP for retrofitting, the upper part of the beam is usually covered by a member that is placed on the beam and there is no possibility of putting FRP on the top of the beam. For this reason, a U-shaped arrangement is used

^{1*} Corresponding Author, Associate Professor, Tarbiat Modares University, Faculty of Civil and Environmental Engineering.

Email: arabzade@modares.ac.ir

² Ph.D. Student, Tarbiat Modares University, Faculty of Civil and Environmental Engineering.

³ Professor, University of Tehran, Faculty of Engineering.

⁴ BS of Structural Laboratory, Tarbiat Modares University, Faculty of Civil and Environmental Engineering.

CONTENTS

CFRP Effects on Reinforced Concrete Deep Beams	A. Arabzadeh - A. Amani Dashlejeh I. Mahmoudzade - K. Saeed Inanloo	1
Experimental Investigation on the Arching Effect in Granular Materials by Using the Developed Trapdoor Apparatus	A. Ahmadi - S. E. Seyedi Hosseiniinia	17
Effect of Welding Residual Stresses on Performance of Steel Plate Shear Wall	M.Gholhaki - F.khaledi - H.Moein	31
Laboratory Investigation of Performance of L-shaped Collar on Reduction of Local Scour Around Bridge abutment	H. Khozeymehnezhad - M. Ghomeshi Y. Ramezani	43
Ductility Evaluation of X-Braced Steel Frames which are Braced in Two Adjacent Middle Bays	A. Asghari	57
Formation of Sparse Null Bases for Optimal Force Method Analysis Using Charged System Search Algorithm	M. Daei - Sh. Tamjidzad S. H. Mirmohammadi	75
Determination of Structural Dynamic Characteristic Using GPS Device	M. Mahmoudi - M. A. Mirghasempour M. J. Najari	85
Prediction the Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on the Cohesionless Soils Using M5P Model Tree	V.R. Kohestani - M. hassanlourad M.R. Bazargan-Lari	99
Optimization of Energy Costs Considering Hydraulic and Quality Reliability Using Ant Colony Algorithm	M. Fotuhi M. Tabesh	111
Numerical Modeling of Tunnels and Lifelines in Liquefiable Grounds Under Seismic Loading	A. R. Bagherieh I. Loloi A. H. Bagherieh	127
Study of Effect of Vertical Components of Earthquake on Thin Steel Plate Shear Walls	M.Gholhaki - M.J. Sattari	145
Molecular Diffusion of Chloride Ion Through Marl Stone and Sand Stone	K. Badv - Y. Davari Asl	161



**JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD**

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F.Irani

Editor-Chief: M. Reza Esfahani

Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. R. Jafarzade	professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. kheiroudin	professor	Semnan University
A. Soroush	Associate professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Attarnejad	professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 513 8763307; Fax: +98 511 8806024; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 14

CFRP Effects on Reinforced Concrete Deep Beams A. Arabzadeh - A. Amani Dashlejeh - I. Mahmoudzade K. Saeed Inanloo	1
Experimental Investigation on the Arching Effect in Granular Materials by Using the Developed Trapdoor Apparatus A. Ahmadi - S. E. Seyedi Hosseini	17
Effect of Welding Residual Stresses on Performance of Steel Plate Shear Wall M.Gholhaki - F.khaledi - H.Moein	31
Laboratory Investigation of Performance of L-shaped Collar on Reduction of Local Scour Around Bridge abutment H. Khozeymehnezhad - M. Ghomeshi - Y. Ramezani	43
Ductility Evaluation of X-Braced Steel Frames which are Braced in Two Adjacent Middle Bays A. Asghari	57
Formation of Sparse Null Bases for Optimal Force Method Analysis Using Charged System Search Algorithm M. Daei - Sh. Tamjidzad - S. H. Mirmohammadi	75
Determination of Structural Dynamic Characteristic Using GPS Device M. Mahmoudi - M. A. Mirghasempour - M. J. Najari	85
Prediction the Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on the Cohesionless Soils Using M5P Model Tree V.R. Kohestani - M. hassanlourad - M.R. Bazargan-Lari	99
Optimization of Energy Costs Considering Hydraulic and Quality Reliability Using Ant Colony Algorithm M. Fotuhi - M. Tabesh	111
Numerical Modeling of Tunnels and Lifelines in Liquefiable Grounds Under Seismic Loading A. R. Bagherieh - I. Loloi - A. H. Bagherieh	127
Study of Effect of Vertical Components of Earthquake on Thin Steel Plate Shear Walls M.Gholhaki - M.J. Sattari	145
Molecular Diffusion of Chloride Ion Through Marl Stone and Sand Stone K. Badv - Y. Davari Asl	161