



- ۱ رفتار لرزه-ای قاب‌های خمشی فولادی با مهار زانویی
امین محب‌خواه - علیرضا بازوند
- ۱۵ رابطه سازی نوین برای جرم ساختمانی در روش‌هایی پویای لزج
ایمان زردی - جواد علامتیان
- ۳۱ تعیین زاویه مناسب صفحات مغزوق به منظور کنترل فرسایش ساحل پیچان رود
عزیز سوزم‌پور - محمود شفاعی بجنستان
- ۴۵ اثر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار قاب بتن آرمه مقاوم‌سازی شده
با مهاربندهای واگرای کماتش ناپذیر
علی خیرالدین - محمد ملانی
- ۶۱ مقایسه تأثیر انواع آهک بر فشار و زمان تورم خاک بتونیت
عادل کاظم‌پور - محمد سیروس پاکباز - ایرج رسولان
- ۸۱ بررسی آزمایشگاهی رفتار خمشی و ضربه‌ای دال‌های بتنی الیافی انتطاف‌پذیر
محمد کریمی - محمد کاظم شربتدار
- ۹۹ تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر نفوذپذیری بتن قلیا فعال سرباره‌های
کیاچهر بهفرنیا - مجید رستمی گل‌دار
- ۱۱۳ رفتار خاک‌های مخلوط رس - ماسه تحت شرایط سه محوری
زهکشی‌نشده (یادداشت پژوهشی)
حسین سلطانی جیقه
- ۱۲۷ بررسی تحلیلی رفتار لرزه‌ای تأثیر انواع چیدمان ورق‌های پیوستگی اتصال
گیردار تیر به ستون‌های فلزی پرشده با بتن (یادداشت پژوهشی)
امید رضایی فر - سید حسن یوسفی - عادل یوسفی - مجید قلهکی

نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۲۱



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

دکتر مجتبی ازهری	استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون ایرانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر علی خیرالدین	استاد، دانشگاه سمنان، دانشکده مهندسی عمران
دکتر عباس سروش	استاد، دانشگاه امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهبان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر رضا عطار نژاد	استاد، دانشگاه تهران، دانشکده فنی دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمد غفوری	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر غلامرضا قدرتی امیری	استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران
دکتر داود مستوفی نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

ویراستار ادبی : الهام دهقان

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی: عفت گمر کی طهرانی-تکتّم هوشمند

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

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

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

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	امین محب‌خواه - علیرضا بازوند	رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با مهار زانویی
۱۵	ایمان زردی - جواد علامتیان	رابطه‌سازی نوین برای جرم ساختگی در روش رهایی پویای لرزه
۳۱	عزیز سوزده‌پور - محمود شفاعی بجنستان	تعیین زاویه مناسب صفحات مغروق به منظور کنترل فرسایش ساحل پیچان رود
۴۵	علی خیرالدین - محمد ملانی	اثر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار قاب بتن آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای واگرای کمانش‌ناپذیر
۶۱	عادل کاظم‌پور - محمد سیروس پاکباز ایرج رسولان	مقایسه تأثیر انواع آهک بر فشار و زمان تورم خاک بتنویت
۸۱	محمد کرمی - محمد کاظم شربتدار	بررسی آزمایشگاهی رفتار خمشی و ضربه‌ای دال‌های بتنی الیافی انعطاف‌پذیر
۹۹	کیاچهر بهفرنیا - مجید رستمی گله‌دار	تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر نفوذپذیری بتن قلیافعال سرباره‌ای
۱۱۳	حسین سلطانی جیفه	رفتار خاک‌های مخلوط رس - ماسه تحت شرایط سه‌محوری زهکشی‌نشده (یادداشت پژوهشی)
۱۲۷	امید رضایی‌فر - سید حسن یوسفی عادل یونسی مجید قلهکی	بررسی تحلیلی رفتار لرزه‌ای تأثیر انواع چیدمان ورق‌های پیوستگی اتصال گیردار تیر به ستون‌های فلزی پر شده با بتن (یادداشت پژوهشی)

رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با مهار زانویی*

امین محب‌خواه^(۱)علیرضا بازوند^(۲)

چکیده قاب‌های خمشی فولادی هرچند شکل‌پذیری خوبی دارند ولی از لحاظ سختی و کنترل جابه‌جایی‌ها دارای محدودیت هستند. اخیراً سیستمی تحت عنوان قاب خمشی با مهار زانویی معرفی شده است که با اضافه کردن عضوهای زانویی به قاب خمشی معمولی در محاذات اتصالات خمشی به عنوان فیوز سازه‌ای، رفتار لرزه‌ای قاب خمشی اولیه بهبود می‌یابد. در تحقیق حاضر، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی معمولی با مهار زانویی برای سه قاب دویعدی ۳، ۶ و ۱۰ طبقه با تعداد دهانه‌های مختلف، با استفاده از تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی و تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که مقادیر ضریب اضافه مقاومت و به تبع آن ضریب رفتار این قبیل قاب‌ها به میزان قابل توجهی بیش از مقادیر مربوطه در قاب خمشی است. همچنین، ملاحظه گردید که نیاز نیروی محوری ستون‌های قاب‌های زانویی مورد بررسی - جز در طبقات آخر - کمتر از میزان پیشنهادی آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی است.

واژه‌های کلیدی قاب خمشی فولادی، مهار زانویی، تحلیل تاریخچه‌زمانی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای.

Seismic Behavior of Knee-Braced Steel Moment Frames

A. Mohebkah

A.R. Bazvand

Abstract Moment-resisting steel frames (MRSFs) have high ductility, however, suffer from low lateral stiffness and large lateral drifts. Recently, a new LFRS called knee-braced moment frame (KBMF) has been introduced in the literature in which the seismic behavior of an ordinary moment frame is improved using some knee elements as structural ductile fuses in the vicinity of beam-to-column moment connections. In this research, seismic behavior of some 3, 6 and 10 stories KBMFs with different span numbers are studied using nonlinear static and dynamic time-history analyses. The results show that the overstrength factor as well as behavior factor of KBMFs are considerably larger than the corresponding factors for MRSFs. Furthermore, it was observed that the column axial demands in KBMFs -except for the top stories- are smaller than those proposed in the Seismic Provisions for MRSFs.

Key Words Steel Frame, Knee Bracing, Time-history dynamic analysis, Nonlinear Static Analysis, Seismic Parameters.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۳/۲۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱۲/۱۹ می‌باشد.

Email: amoheb@malayeru.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر.

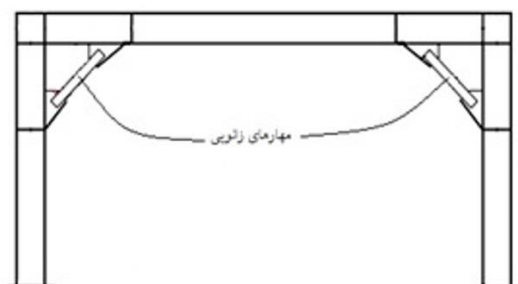
(۲) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر.

مقدمه

ازجمله سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله می‌توان به قاب‌های خمشی فولادی و قاب‌های مهاربندی همگرا اشاره کرد که به‌طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند. قاب‌های خمشی به‌دلیل سختی کم، هنگامی که تحت اثر ارتعاشات شدید قرار می‌گیرند، تغییرشکل‌های نسبتاً زیادی را تجربه می‌کنند و این امر ممکن است باعث بروز مشکلاتی در رابطه با کنترل تغییرشکل‌های جانبی گردد. قاب‌های مهاربندی عمدتاً با عملکرد محوری (خرپایی) در اعضای خود، نیروهای جانبی وارده را منتقل و مستهلک می‌کنند و به‌همین دلیل دارای سختی خوبی هستند؛ لیکن رفتار چرخه‌ای مناسبی ندارند و استهلاک انرژی آنها وابسته به رفتار پس‌کمانشی عضوهای قطری است [1-2]. از این‌رو، محققان همواره به دنبال روش‌هایی بوده‌اند که رفتار این سیستم‌ها را بهبود بخشند و نواقص آنها را برطرف کنند. در اواسط دهه ۸۰ میلادی سیستمی تحت عنوان قاب مهاربندی همگرا با مهار زانویی توسط آریستیزابل [3] معرفی شد که تاکنون تحقیقات گسترده‌ای بر روی این سیستم انجام شده است. در این سیستم از یک عضو زانویی به‌عنوان فیوز سازه‌ای استفاده می‌شود تا در هنگام اعمال بارهای رفت و برگشتی، تسلیم‌شده و عمده تغییرشکل‌های غیرالاستیک سیستم به آن محدود شود ولی مهاربند اصلی الاستیک باقی بماند. استفاده از این تکنیک، شکل‌پذیری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی سیستم قاب همگرا را ارتقا می‌بخشد [3-5].

یکی دیگر از سیستم‌هایی که اخیراً مورد توجه قرار گرفته، سیستمی است که توسط لاتاویوات و همکاران [6] تحت عنوان قاب خمشی با مهار زانویی (KBMF: Knee Braced Moment Frame) مطابق شکل ۱ معرفی شده است که در آن با اضافه کردن عضوهای زانویی به قاب خمشی معمولی در محاذات اتصالات خمشی (به‌عنوان فیوزهای سازه‌ای)، رفتار لرزه‌ای قاب خمشی اولیه بهبود می‌یابد و یک سیستم ترکیبی جدید حاصل می‌شود. این سیستم به‌طور توأمان مشخصات

کلیدی قاب‌های خمشی (شکل‌پذیری) و قاب‌های مهاربندی همگرا (سختی) را دارا است. اولین گام در طراحی یک KBMF، طراحی قاب خمشی پایه آن است که می‌تواند براساس هر آیین‌نامه معتبری انجام شود. بعد از مشخص شدن مقاطع تیرها و ستون‌ها، ابعاد مهارهای زانویی با استفاده از روش طراحی بر مبنای ظرفیت‌طوری تعیین می‌شود که سیستم مطابق شکل (۲) به مکانیزم خرابی ازپیش تعریف‌شده خود یعنی تسلیم‌شدگی و کمانش عضوهای زانویی و تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها و پای ستون‌ها، برسد. به سخن دیگر، در این سیستم انتظار می‌رود تا بخشی از تغییرشکل‌های غیرالاستیک به عضو زانویی و بخشی دیگر به تیر میانی طبقه محدود گردد لیکن سایر اعضا (شامل اتصالات خمشی تیر به ستون و ستون‌ها) الاستیک باقی بمانند. از آنجا که سختی الاستیک قاب‌های خمشی کم است، استفاده از مهارزانویی مذکور، سختی سیستم را بهبود می‌بخشد و حتی در مواردی باعث افزایش شکل‌پذیری سیستم قاب خمشی اولیه می‌شود [۶ و ۷]. مزیت اصلی این نوع سیستم سازه‌ای به نوع اتصالات خمشی تیر به ستون آن مربوط می‌شود؛ به‌طوری‌که بدون نیاز به بررسی ضوابط کنترل کیفیت پرهزینه اتصالات خاص که در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامی است، جزئیات اتصال تیر به ستون نسبتاً ساده‌ای را (به‌دلیل باقی ماندن در ناحیه رفتاری الاستیک) می‌توان در طراحی آنها به‌کار برد. جزئیات و روابط طراحی این سیستم به‌طور کامل در مرجع [6] ارائه شده است.



شکل ۱ شمای کلی قاب خمشی با مهار زانویی

می‌گردد رفتار لرزه‌ای و پارامترهای طرح لرزه‌ای این نوع سیستم مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد.

طراحی قاب‌های مورد مطالعه

در پژوهش حاضر برای تحقق اهداف مذکور در بخش قبل، ابتدا قاب‌های خمشی پایه طراحی می‌شوند، سپس به کمک روش طراحی قاب‌های خمشی با مهار زانویی (KBMF) ارائه شده در مرجع [6] و باتوجه به مقاطع به دست آمده برای تیرها، سطح مقطع مورد نیاز برای عضوهای زانویی محاسبه می‌گردد. همچنین، با استفاده از روش طراحی بر مبنای ظرفیت، مقطع ستون‌ها برای نیروی محوری اضافه ناشی از تسلیم مهارهای زانویی به نحوی بازطراحی می‌شوند تا پس از تشکیل مکانیزم مورد نظر، الاستیک باقی بمانند. در شکل ۳ جزئیات هندسی قاب با مهار زانویی و نیروهای به وجود آمده در محل مفاصل پلاستیک و عضوهای زانویی نشان داده شده است. باتوجه به این شکل و با فرض الاستیک باقی ماندن اتصال تیر به ستون، حداکثر لنگر ایجاد شده در اتصال برابر است با [6]:

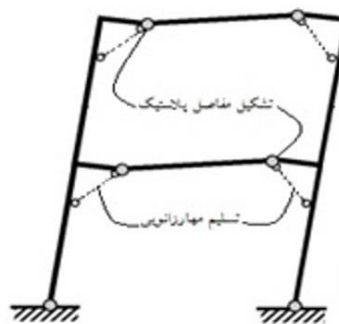
$$M_C = M_{\max} + V_{\max} L_k - \alpha P_{cr} L_k \sin(\theta) \quad (1)$$

در رابطه ۱، $M_{\max}$ و $V_{\max}$ به ترتیب حداکثر لنگر و برش مورد انتظار در مفصل پلاستیک هستند و α ضریب کاهش مقاومت پس کمانشی و P_{cr} مقاومت کمانشی مهار زانویی است. رابطه ۱ نشان دهنده این است که حداکثر لنگر در اتصال تیر به ستون زمانی رخ می‌دهد که مفصل پلاستیک در تیر تشکیل می‌شود و مهار زانویی به حداکثر مقاومت پس کمانشی خود برسد. حداکثر لنگر مورد انتظار در تیر مطابق با رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_{\max} = \xi M_p \quad (2)$$

که در این رابطه، M_p لنگر پلاستیک تیر بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار و ξ ضریب عددی (اضافه مقاومت) بزرگ‌تر از یک است. حداکثر نیروی برشی باتوجه به لنگر حداکثر در تیر از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_{\max} = \frac{2M_{\max}}{L_c} = \frac{2\xi M_p}{L_c} \quad (3)$$



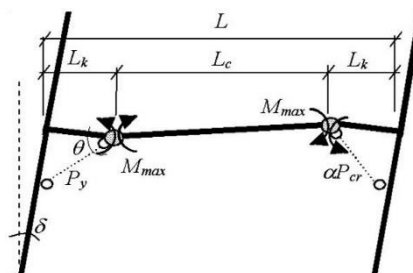
شکل ۲ مکانیزم تسلیم مورد انتظار در قاب خمشی با مهار زانویی [6]

درخصوص بررسی رفتار سازه‌ای قاب خمشی با مهار زانویی و روش طراحی آنها و همچنین امکان استفاده از ورق‌های مستهلک کننده انرژی و شناسایی مکانیزم تسلیم آنها، مطالعات معدودی در قالب کارهای تحلیلی، آزمایشگاهی و عددی [6-8] انجام شده است. لیکن به نظر می‌رسد برای مطرح شدن این سیستم به عنوان یک سیستم لرزه بر استاندارد و نظام مند که قابلیت اطمینان کافی از لحاظ روش طراحی و نحوه اجرا و کاربرد در طرح‌های مهندسی را داشته باشد، به مطالعات بیشتری نیاز است. از جمله مواردی که بایستی بیشتر مورد توجه قرار گیرد، ارزیابی پارامترهای طرح لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای شامل: ضریب رفتار نهایی (R_u)، اضافه مقاومت کلی (Ω_0)، اضافه مقاومت ستون‌ها و ضریب شکل پذیری (μ) است. اخیراً رفتار غیرخطی یک سیستم باربر جانبی جدید که از لحاظ هندسی مشابه قاب خمشی با مهار زانویی است ولی دارای اتصالات مفصلی تیر به ستون است توسط اصغری و گندمی [8] با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق با تحلیل سه قاب ۳، ۵ و ۸ طبقه نشان داده شده است که مکانیزم خرابی سیستم جدید مذکور بسیار شبیه مکانیزم قاب خمشی است و ضریب کاهش نیروی نظیر شکل پذیری در اغلب موارد بیشتر از این ضریب در قاب‌های خمشی است.

باتوجه به لزوم شناخت این سیستم پیشنهادی، در این تحقیق با استفاده از مدل سازی بزرگ مقیاس قاب‌های خمشی با مهار زانویی و به کارگیری روش‌های تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی و استاتیکی غیرخطی، سعی

تاریخچه‌زمانی، قاب‌های دوبعدی ۳ و ۶ و ۱۰ طبقه با تعداد دهانه‌های مختلف، برای ارزیابی اضافه‌مقاومت‌های کلی و اضافه‌مقاومت ستون‌های بحرانی، تحلیل می‌شوند. در ادامه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، قاب‌های خمشی پایه با قاب‌های زانویی مهار شده از لحاظ مقاومت و سختی و پارامترهای لرزه‌ای آنها از جمله ضریب شکل-پذیری و ضریب رفتار، با هم مقایسه می‌گردند.

تعداد ۶ قاب با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۰ و دهانه‌های مختلف که در هر جهت دارای طول دهانه‌ای برابر با ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشند مورد بررسی قرار می‌گیرند. برای نام‌گذاری نمونه‌های قاب با مهار زانویی از نشانه Km-n که در آن، حروف m و n به ترتیب نماینده تعداد طبقات و دهانه‌ها هستند استفاده می‌شود. برای نام‌گذاری نمونه‌های قاب خمشی پایه هم از نشانه Mm-n استفاده شده است. طراحی تمام قاب‌های خمشی پایه مورد بررسی با نرم‌افزار تجاری ETABS نسخه ۹,۷,۴ [10] انجام شده است. مصالح به کار رفته از نوع فولاد ST37 با تنش تسلیم 240 kg/cm^2 بوده است و مقاطع به کار رفته در طراحی شامل: مقاطع IPE برای تیرها، IPB برای ستون‌ها و مقاطع قوطی شکل برای برای المان‌های زانویی می‌باشند. محل ساختگاه سازه، شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا در نظر گرفته شده است. به همین منظور از آیین‌نامه ASCE7-10 [10] برای بارگذاری و از آیین‌نامه‌های AISC341-10 [11] و AISC360-10 [12] برای طراحی سازه‌ها استفاده شده است. پارامترهای طیفی به صورت $S_{D1}=0.61$ و $S_{D5}=1.11$ تعریف شده‌اند که به ترتیب شتاب طیفی طرح در پریودهای ۰/۲ و ۱/۰ ثانیه برای شهر لس‌آنجلس می‌باشند. بار مرده طبقات برابر 60 kg/m^2 و بار زنده آنها برابر با 200 kg/m^2 و برای طبقه بام بار مرده 570 kg/m^2 و بار زنده 175 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. به منظور طراحی تمامی قاب‌های خمشی پایه از قاب خمشی فولادی معمولی با ضریب رفتار نهایی ۳/۵ واقع در دسته لرزه‌ای C استفاده شده است. نوع زمین باتوجه به جدول (۳ و ۱). ۲۰ از آیین‌نامه ASCE-7، خاک



شکل ۳ جزئیات نیروهای ایجاد شده در مفاصل پلاستیک قاب

خمشی با مهار زانویی [۶]

باتوجه به روابط فوق و این شرط که اتصال تیر به ستون باید الاستیک باقی بماند، مطابق با رابطه ۴ حداکثر لنگر اتصال باید کمتر از کسری از لنگر پلاستیک تیر باشد:

$$M_C \leq \gamma M_P \quad (4)$$

در این رابطه، γ ضریب عددی کمتر از یک است. با استفاده از ترکیب روابط ۱ تا ۳، معادله ۴ را می‌توان به صورت رابطه بدون بعد زیر نوشت:

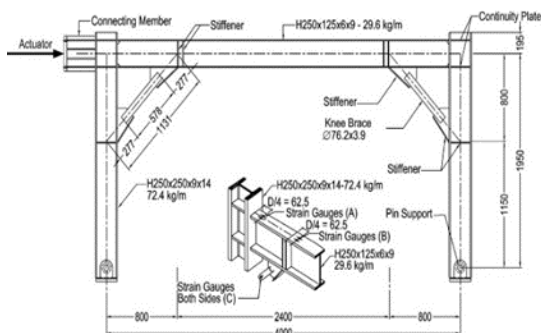
$$\frac{\alpha P_{cr}}{\frac{M_P}{L}} \geq \frac{(\xi - \gamma)}{\left(\frac{L_K}{L}\right) \sin(\theta)} + \frac{2\xi}{\left(1 - \frac{2L_K}{L}\right) \sin(\theta)} \quad (5)$$

رابطه ۵ مقاومت مورد نیاز مهار زانویی را براساس مقطع تیر و هندسه قرارگیری مهار زانویی در قاب، تعیین می‌کند. پس از طراحی مقاطع مهارهای زانویی به منظور کنترل ستون‌ها برای نیروهای اضافی ناشی از آنها، می‌توان با استفاده از تحلیل پوش‌اور سازه را با ستون‌های الاستیک تا سطح جابه‌جایی مورد نظر پوش داد و ستون‌ها را برای نیروی داخلی ناشی از تحلیل پوش‌اور کنترل نمود. این روند تا رسیدن به همگرایی مورد نظر و مقطع بهینه تکرار می‌شود. در طراحی این سیستم، نسبت بهینه برای L_k / L بین ۰/۱۵ تا ۰/۲ پیشنهاد شده است [6].

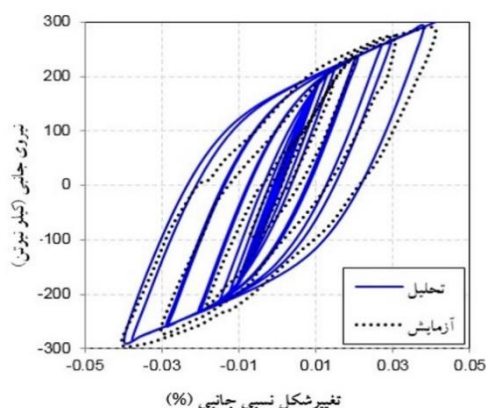
برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی به شتاب‌نگاشت‌هایی منطبق با ساختگاه نیاز هست؛ از این رو هفت رکورد مطابق با روش ارائه شده در آیین‌نامه ASCE-7 [9] مقیاس می‌شوند و مورد استفاده قرار می‌گیرند. پس از نهایی شدن طراحی مدل‌ها، با استفاده از آنالیز دینامیکی

C انتخاب شده است. برای مشاهده جزئیات طراحی قاب‌های مورد بررسی، به مرجع [13] مراجعه شود.

از آنجاکه برای تحلیل غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه و استخراج پارامترهای لرزه‌ای آنها از نرم‌افزار SeismoStruct [14] استفاده خواهد شد، لذا لازم است دقت تحلیل غیرخطی این نرم‌افزار محک زده شود. برای این منظور، در این قسمت یکی از قاب‌های خمشی با مهار زانویی آزمایش‌شده در مرجع [6] با استفاده از این نرم‌افزار، مدل‌سازی و تحلیل می‌گردد. نمای شماتیک این قاب یک‌دهانه- یک‌طبقه که تحت یک الگوی اعمال تغییرمکان جانبی چرخه‌ای در تراز بام آزمایش شده در شکل ۴ نمایش داده شده است. به کمک نرم‌افزار فوق‌الذکر، مدل سازه‌ای این نمونه با استفاده از مصالح و مقاطع یکسان به کاررفته در آزمایش ساخته شد و تحت تحلیل استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی قرار گرفت. برای مصالح ستون‌ها و تیرها از مدل فولاد غیرخطی منگوتو-پیتو (stl-mp) و برای توصیف رفتار غیرخطی و خمیری شدن تیرها و ستون‌ها از روش پلاستیسیته گسترده با تعداد ۲۰۰ المان فیزی استفاده گردید؛ اما برای مدل‌سازی رفتار کمانشی عضو مهار زانویی از دو المان تیری با یک خیز اولیه کم به عنوان نقص اولیه در وسط طول آن استفاده شده است. جزئیات مدل‌سازی و فرضیات به کاررفته برای مدل‌سازی ماکروی قاب‌های خمشی با مهار زانویی در بخش بعد تشریح خواهد شد.



شکل ۴: نمای شماتیک نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی با مهار زانو، [6]



شکل ۵ مقایسه منحنی هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی و مدل نرم افزاری

از آن‌جاکه در خلال تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه ضرایب اضافه‌مقاومت، نیاز است که جرم طبقات از روی سازه حذف گردد تا نیروی محوری به‌دست‌آمده از تحلیل در ستون‌ها صرفاً ناشی از زلزله باشد، لذا از تکنیک ستون ثقلی معادل استفاده می‌شود. این تکنیک در مطالعات گذشته مانند ریچاردز [15]، مکرا و همکاران [16]، سابل و همکاران [17] به‌کار گرفته شده است.

در این بخش به منظور بررسی رفتار غیر خطی سازه‌های

فیبرها در این روش، پاسخ کلی مقطع را مشخص می‌کند. در تحقیق حاضر برای توصیف رفتار غیرخطی و خمیری شدن تیرها از روش پلاستیسیته گسترده به کمک المان های فیبری استفاده شده است.

مدل سازی کمانش مهار زانویی

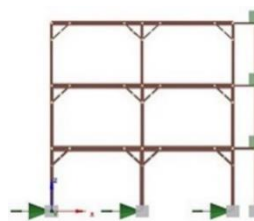
برای شبیه سازی رفتار کمانشی و تسلیم شدگی مهار زانویی، از مدل سازی براساس «پلاستیک شدگی گسترده» با استفاده از روش المان فیبری (رشته ای) و مطابق با تکنیک پیشنهادی یوریز و مهین [18] استفاده شده است. صحت این مدل و توانایی آن در برآورد پاسخ لرزه ای سازه های مهاربندی شده فولادی در مطالعات گذشته از جمله دانلیو و دیگران، ۲۰۱۲ [۱۹]؛ سلمانپور و اربابی [20] و محب خواه و نصراله بیگی، ۲۰۱۲ [21] تأیید شده است. در این تکنیک، عضو مهار زانویی به دو المان تقسیم می گردد و در عین حال از یک خیز کم به عنوان نقص اولیه در وسط طول آن استفاده می شود. خیز میانی عضو زانویی در این مطالعه به میزان ۰/۵٪ طول آن در نظر گرفته شده است. با استفاده از این روش می توان مقاومت کمانشی، رفتار پس کمانشی، مقاومت کششی، و رفتار هیستریزس مهارهای زانویی با مقطع فشرده را در یک مدل سازی بزرگ مقیاس (ماکرو) شبیه سازی نمود [18].

انتخاب و مقیاس شتاب نگاشت ها

به منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، نیاز به استفاده از شتاب نگاشت هایی است که علاوه بر برقرار بودن شرایط ساختگاهی، تطبیق مناسبی با طیف طرح آیین نامه داشته باشند. براساس ضوابط آیین نامه ها، در انتخاب رکوردهای زلزله براساس پارامترهای زلزله، سه پارامتر اصلی شامل بزرگا، فاصله تا گسل و خاک منطقه باید ملاک انتخاب قرار گیرند؛ زیرا بسیاری از خواص مهم زلزله مانند محتوای فرکانسی، دامنه، شکل طیفی و مدت زمان زلزله به این سه پارامتر وابسته است.

به منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی هفت رکورد زلزله که از رخدادهای کالیفرنیا طبق جدول (۱)

با استفاده از این تکنیک، جرم هر طبقه به صورت متمرکز بر روی ستونی خارج از سیستم سازه ای قرار می گیرد و این ستون با اعضای پیوندی صلب در تراز طبقات به قاب اصلی متصل می گردد. در این صورت، ضمن این که اثر اینرسی جرم طبقات در تحلیل دینامیکی در نظر گرفته می شود، نیروی محوری خالص ناشی از زلزله بر روی ستون های سیستم مورد بررسی نیز به دست می آید.



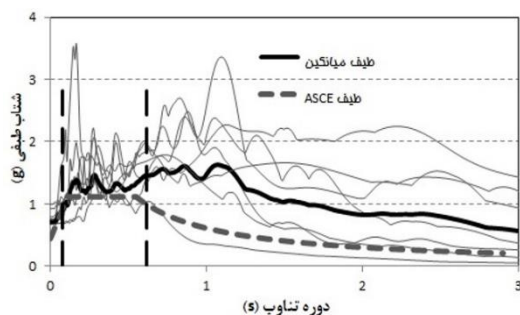
شکل ۶ مدل ماکروی قاب K3-2 به همراه ستون ثقلی معادل

در این پژوهش نیز برای محاسبه نیروی محوری خالص لرزه ای ستون ها، از این روش استفاده شده است. به عنوان نمونه مدل قاب K3-2 به همراه ستون ثقلی معادل در شکل (۶) نشان داده شده است.

تعریف مدل رفتاری مصالح اعضا

برای مدل سازی ستون ها مطابق با مقاطع طراحی شده از مدل مصالح الاستیک (el-mat) و برای مدل سازی اعضای مهار زانویی و تیرها مطابق با مقاطع طراحی شده از مدل فولاد غیرخطی منگوتو-پینتو (stl-mp) استفاده شده است.

در تحقیقات کاربردی در حوزه مهندسی زلزله به وفور از المان های سازه ای با پلاستیسیته گسترده، که نسبت به المان های سازه ای با پلاستیسیته متمرکز از مزایای بیشتری برخوردار هستند، استفاده می شود. در نرم افزار مورد استفاده برای نشان دادن رفتار مقاطع عرضی از رویکرد المان های رشته ای (فیبر) استفاده می شود. در این روش به طور معمول هر مقطع از ۱۵۰ فیبر تشکیل می شود و در مواردی که مقطع از چند نوع مصالح ساخته شود، هر یک از مصالح، منحنی تنش کرنش مربوط به خود را دارا می باشند. انتگرال پاسخ



شکل ۷ طیف طراحی ASCE و طیف‌های مقیاس شده برای قاب سه طبقه همراه با طیف میانگین

نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این بخش ضمن ارائه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه استخراج می‌گردد.

ضریب اضافه مقاومت

براساس نتایج تحلیل دینامیکی برای هر مدل، ضرایب اضافه مقاومت کلی و ضرایب اضافه مقاومت ستون‌های کناری برای همه قاب‌ها محاسبه شده است. میانگین برش پایه ماکزیمم حاصل از اعمال رکوردهای زلزله به عنوان برش پایه ناشی از تحلیل دینامیکی در نظر گرفته شده و با برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل مقایسه شده و نسبت این دو نیرو به عنوان ضریب اضافه مقاومت کلی قاب‌ها محاسبه شده است.

مقادیر ضرایب اضافه مقاومت‌های کلی قاب‌های مورد بررسی در جدول (۲) ارائه شده است. باتوجه به آیین‌نامه AISC341-10 [۱۱]، اضافه مقاومت طراحی قاب خمشی فولادی معمولی عدد ۳ است، اما با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی، برای قاب‌های با مهار زانویی، ضرایب اضافه مقاومت کمتری نسبت به قاب خمشی پایه به دست آمده است. در مورد قاب‌های سه طبقه، ضریب اضافه مقاومت به طور میانگین برابر با ۲/۵۸ به دست آمده است که مقدار آن با افزایش تعداد دهانه‌ها، کاهش می‌یابد. در مورد قاب‌های شش طبقه، ضریب اضافه مقاومت میانگین ۲/۶۲ به دست آمده است و این مقدار نیز با افزایش تعداد دهانه‌ها کاهش یافته است.

انتخاب شده‌اند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. این رکوردها براساس روش مقیاس کردن آیین‌نامه ۷-ASCE، طوری مقیاس شده‌اند که میانگین طیف‌های شتاب با میرایی ۵٪ از طیف طراحی منطقه کالیفرنیا مطابق با ۷-ASCE در بازه $0.2T$ تا $1.5T$ کمتر نباشد. پارامتر T زمان تناوب طبیعی مود اصلی سازه است که با استفاده از روابط تجربی آیین‌نامه محاسبه شده و برای هر کدام از سازه‌های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه به ترتیب مقادیری برابر با ۰/۴۲، ۰/۶۹ و ۱/۰۲ ثانیه به دست آمده است.

هفت شتاب‌نگاشت انتخابی و ضرایب مقیاس هریک برای قاب‌های مورد مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است. به عنوان نمونه، طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها و طیف میانگین مقیاس شده آنها همراه با طیف هدف آیین‌نامه برای قاب سه طبقه در شکل (۷) نشان داده شده است. همچنین، شایان ذکر است که برای تعریف استهلاک در تحلیل دینامیکی سازه‌های مورد بررسی، از میرایی رایی با ضریب استهلاک ۵ درصد استفاده شده است.

جدول ۱ شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های مورد بررسی و ضرایب مقیاس

عنوان رکورد	PGA (g)	ضریب مقیاس		
		۱۰ طبقه	۶ طبقه	۳ طبقه
Lomapietabran	۰/۴۵	۰/۷۹	۰/۹۸	۱/۴۲
Lomapietahall	۰/۲	۲/۱	۲/۹	۳
Lomapietagillroy4	۰/۲۱	۱/۸۷	۲/۳۳	۲/۹
Northridgehollywood	۰/۲۵	۲/۱۳	۲/۱۶	۳
Northridgesunvalley	۰/۴۵	۱/۷۲	۱/۶۶	۲/۱
Northridgenew hall	۰/۵۶	۲/۱۵	۱/۶۳	۱/۳۶
Northridgeladam	۰/۵	۱/۳۴	۱/۵۸	۱/۹۵

خرابی تشکیل نشده است (ضریب اضافه مقاومت کوچک‌تر). این درحالی است که در قاب‌های کوتاه مرتبه به دلیل حاکم بودن مود اول ارتعاشی و توزیع بار جانبی طبق الگوی مثلثی، تقریباً تمامی مفاصل خمیری تشکیل می‌شود و سازه به حداکثر ظرفیت باربری خود می‌رسد (ضریب اضافه مقاومت بزرگ‌تر).

علاوه بر ضرایب اضافه مقاومت کلی قاب‌های مورد بررسی، مقدار میانگین نیروی محوری حاصل از هفت رکورد زلزله به عنوان نیاز محوری نهایی ستون‌ها (P_u) محاسبه گردیده و با نیاز محوری الاستیک (P_e) حاصل از تحلیل استاتیکی معادل مقایسه شده است. نسبت این دو نیرو یعنی P_u/P_e به عنوان ضریب اضافه مقاومت ستون‌ها در نظر گرفته می‌شود [15]. در حقیقت هدف از محاسبه این ضریب، برآورد ضریب زلزله تشدید یافته در طراحی لرزه‌ای ستون‌های قاب‌هاست. طبق آیین‌نامه AISC341-10 [11]، اعضای مجاور المان‌های شکل‌پذیر (تیرها و مهاربندها) یا همان ستون‌ها را باید برای مضربی (ضریب اضافه مقاومت) از نیروی محوری الاستیک آنها طراحی نمود تا همچنان در حین اعمال ارتعاش‌های زلزله به صورت ارتجاعی رفتار کنند و مفاصل پلاستیک صرفاً در نقاط از پیش تعیین شده که همان نواحی حفاظت شده هستند تشکیل گردد. به سخن دیگر، با این تکنیک محل تشکیل مفاصل پلاستیک به گونه‌ای تعیین می‌گردد که در کل موجب شکل‌پذیری کل سازه شود و ستون‌ها که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارند تخریب نگردند. بنابراین، ضریب نیاز محوری محاسبه شده برای ستون‌ها در این بخش را می‌توان به طور مستقیم با ضریب زلزله تشدید یافته پیشنهادی در آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی (عدد ۳) مقایسه نمود. از آنجاکه در قاب‌های خمشی، ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های کناری سهم ناچیزی از نیروی محوری ناشی از زلزله می‌برند، به همین دلیل در این پژوهش تنها اضافه مقاومت ستون‌های کناری هر یک از مدل‌ها محاسبه شده است.

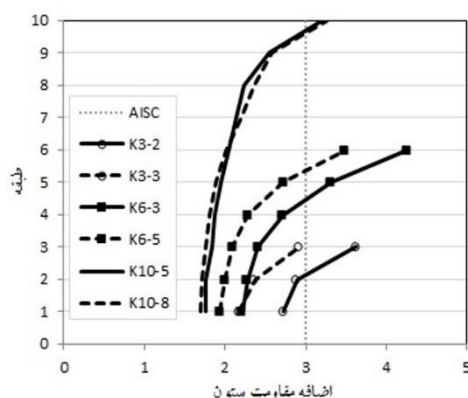
قاب‌های ده طبقه، اضافه مقاومت میانگین $2/01$ را از خود نشان داده‌اند ولی با افزایش تعداد دهانه‌ها، مقدار آن تقریباً ثابت مانده است. نکته دیگری که باید در جدول (۲) به آن اشاره نمود، کاهش مقدار ضریب اضافه مقاومت قاب‌ها با افزایش ارتفاع است. این کاهش را می‌توان ناشی از (۱) متفاوت بودن نیروهای حاکم بر طرح قاب‌های کوتاه و بلند و (۲) اثر مودهای بالا دانست. بدین ترتیب که در قاب‌های کوتاه مرتبه، سهم بارگذاری ثقلی در طراحی اعضای سازه‌ای بیشتر از بارگذاری جانبی است و لذا به دلیل حاکم بودن این نوع بارگذاری، مقاومت مورد نیاز اعضای سازه‌ای آنها و در نتیجه ضریب اضافه مقاومت قاب نسبت به حالتی که قاب صرفاً تحت بارگذاری جانبی قرار دارد به طور مضاعف افزایش می‌یابد. این در حالی است که اضافه مقاومت سازه طبق تعریف برابر است با نسبت ظرفیت باربری جانبی سازه به بار جانبی طراحی سازه بدون در نظر گرفتن اثر بارگذاری ثقلی. اما برعکس، در طراحی قاب‌های بلند مرتبه، سهم بارگذاری جانبی خیلی بیشتر از بارگذاری ثقلی است و لذا به دلیل حاکم بودن این نوع بارگذاری، طراحی اعضای سازه خیلی دست بالا نیست و در نتیجه ضریب اضافه مقاومت قاب که براساس بارگذاری جانبی تعریف شده است به سمت عدد کوچک‌تر ۲ میل می‌کند.

درخصوص عامل دوم در کاهش ضریب اضافه مقاومت قاب‌های مرتفع می‌توان به این واقعیت اشاره نمود که در قاب‌های بلند مرتبه به دلیل فعال شدن اثر مودهای بالا و تغییر توزیع نیروهای جانبی زلزله در ارتفاع قاب - از توزیع خطی نظیر مود اول ارتعاشی سازه (توزیع مثلثی وارونه) به توزیع غیرخطی - احتمال تشکیل و فعال شدن تمام مفاصل خمیری بالقوه قاب (فیوزهای سازه‌ای) در کل ارتفاع پایین است. به سخن دیگر، در اثر مشارکت مودهای بالاتر ممکن است تا پایان بارگذاری زلزله، مفاصل خمیری صرفاً در نواحی میانی و تحتانی قاب تشکیل شوند و طبقات بالا در حوزه ارتجاعی باقی بمانند. عدم تشکیل مفاصل خمیری در بخش‌های فوقانی قاب به این مفهوم است که هنوز سازه به ظرفیت باربری نهایی خود نرسیده و مکانیزم

جدول ۲ اضافه مقاومت کلی قاب‌های مورد بررسی

مدل	برش پایه طراحی (kN)	برش پایه دینامیکی (kN)	اضافه مقاومت (Ω_0)
K3-2	۱۳۶/۸	۳۹۳/۷	۲/۸۷
K3-3	۲۰۴/۲	۴۶۶/۷	۲/۲۸
K6-3	۲۴۳	۶۸۳/۲	۲/۸۱
K6-5	۴۰۳/۵	۱۰۰۱/۸	۲/۴۸
K10-5	۶۸۱	۱۳۵۸/۵	۲/۰۳
K10-8	۱۰۹۰	۲۱۸۳/۵	۲

(۸) نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می شود نیاز نیروی محوری لرزه‌ای ستون‌ها در بعضی از طبقات (طبقات فوقانی) بیش از مقدار نیاز محوری پیشنهادی آیین نامه است و در صورت استفاده از این ضریب پیشنهادی، طراحی ستون‌های این طبقات غیرایمن خواهد بود. البته باید توجه داشت که به دلیل ملاحظات اجرایی، در طراحی ستون‌ها غالباً از تیپ بندی اعضا استفاده می شود و برای طبقات آخر بدون تغییر مقطع، یک مقطع یکسان با نسبت نیرو به ظرفیت کم به کار برده می شود؛ لذا افزایش نیاز محوری در این طبقات مشکلی به وجود نمی آورد. از طرفی در شکل (۸) مشاهده می گردد که نیاز نیروی محوری برخی از ستون‌ها کمتر از مقدار پیشنهادی آیین نامه محاسبه شده است و درواقع طراحی آنها محافظه کارانه است.



شکل ۸ تغییرات مقادیر اضافه مقاومت ستون‌ها در ارتفاع قاب‌ها

جابه جایی نسبی طبقات

طبق ضوابط آیین نامه‌های طرح لرزه‌ای، تغییر مکان نسبی واقعی (غیرالاستیک) سازه‌ها نباید از مقدار مجاز خود باتوجه به سطح عملکرد مورد انتظار بیشتر باشد. به عنوان مثال، مقدار مجاز تغییر مکان نسبی برای سطح عملکرد ایمنی جانی معمولاً برابر با ۲/۵ درصد در نظر گرفته می شود. برای بررسی این موضوع، جابه جایی نسبی میان طبقه‌ای مدل‌های مورد مطالعه در این پژوهش با استفاده از نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی محاسبه شده و در شکل (۹) نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می گردد، جابه جایی‌های میان طبقه‌ای کمتر از حد مجاز است؛ از این رو می توان چنین نتیجه گیری کرد که این سیستم از لحاظ جابه جایی‌ها رفتار خوبی از خود نشان داده است و در هیچ کدام از مدل‌ها

در شکل (۸)، نحوه تغییرات مقادیر اضافه مقاومت ستون‌ها در ارتفاع نشان داده شده است. برای مدل‌های سه طبقه مقدار میانگین اضافه مقاومت ستون‌ها برابر با ۲/۷۸ به دست آمده است. همچنین ملاحظه می گردد که روند تغییرات اضافه مقاومت ستون‌ها در راستای ارتفاع قاب‌ها، یک روند افزایشی است؛ بدین صورت که مثلاً برای قاب K3-2 در طبقه اول این مقدار کمتر از ۳ و در طبقه سوم به بیش از ۳/۵ رسیده است. در مورد مدل‌های شش طبقه مقدار میانگین اضافه مقاومت برابر عدد ۲/۶ به دست آمده است. همچنین ملاحظه می گردد که میزان رشد مقادیر اضافه مقاومت ستون‌ها از طبقات پایین به بالا افزایش می یابد؛ به طوری که در طبقات پایین بعضاً، مقدار آن کمتر از ۲ و در طبقات بالا به بیش از ۴ رسیده است.

مشابه سایر مدل‌ها، برای مدل‌های ده طبقه، اضافه مقاومت میانگین ۲/۱۳ به دست آمده است. اضافه مقاومت ستون‌های طبقات اول تا پنجم نیز کمتر از ۲ به دست آمده و از طبقه ششم به بعد افزایش یافته و به بیش از ۳ رسیده است. نتیجه مهم دیگری که می توان از این شکل گرفت این است که غالباً با افزایش تعداد دهانه‌ها (کاهش لاغری ساختمان)، مقدار نیاز لرزه‌ای ستون‌ها یا همان ضریب اضافه مقاومت آنها کاهش می یابد.

مقدار اضافه مقاومت پیشنهادی آیین نامه AISC341-10 [11] برای قاب‌های خمشی برابر عدد ۳ است که در شکل

پژوهش برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری با رجوع به روش اتخاذ شده در مراجع [23-24]، حداکثر تغییر مکان نسبی نظیر سطح عملکرد ایمنی جانی برای قاب خمشی مطابق با آیین‌نامه FEMA356 [25] برابر با ۲/۵ درصد در نظر گرفته شده است.

در طرح لرزه‌ای سازه‌ها بر مبنای نیرو، برش پایه الاستیک با استفاده از ضریب رفتار، به برش پایه طراحی کاهش می‌یابد. ضریب رفتار برابر است با حاصل ضرب ضریب اضافه‌مقاومت سازه (Ω_0)، در ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری (R_{μ}). ضریب اضافه‌مقاومت همان‌طور که در شکل ۱۱ نشان داده شده است عبارتست از نسبت ظرفیت باربری جانبی سیستم (V_y) به برش پایه طراحی (V_d). ضریب R_{μ} هم به شکل‌پذیری تغییر مکانی سازه وابسته می‌باشد. روش‌های مختلفی برای محاسبه این ضریب در ادبیات فنی توسط محققان پیشنهاد شده است. در این پژوهش از روش ارائه‌شده توسط میراندا و برترو [27] به دلیل در نظر گرفتن پارامترهای مختلف از جمله نوع خاک ساختگاه، استفاده شده است. در این روش، ضریب R_{μ} از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (6)$$

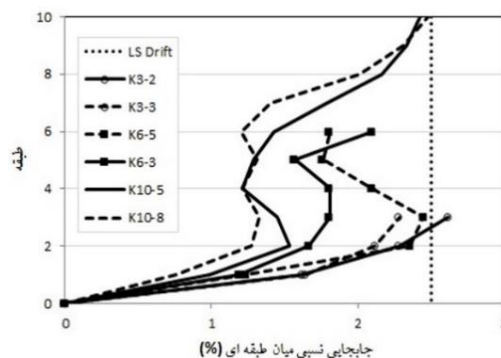
در رابطه فوق ϕ پارامتری است که برای ساختگاه مورد نظر در این تحقیق (رسوبی)، طبق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp[-2(\ln T - 0.2)^2] \quad (7)$$

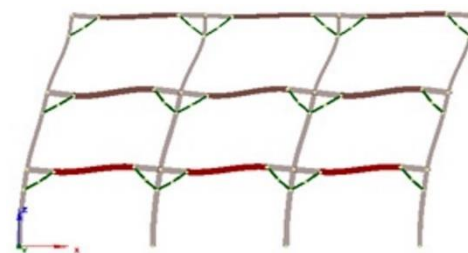
در رابطه فوق، T دوره تناوب اصلی سازه است.

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌ها و دوخطی کردن منحنی‌های ظرفیت حاصل، پارامترهایی همچون ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه‌مقاومت، سختی الاستیک و مقاومت نهایی قابل محاسبه می‌باشند. به عنوان نمونه، منحنی ظرفیت قاب‌های M3-2 و K3-2 در شکل (۱۲) نمایش داده شده است.

(به جز طبقه بام قاب K3-2 که قابل اغماض می‌باشد) طبقه نرم ایجاد نشده و دررفت‌ها کنترل شده هستند. هندسه تغییر یافته قاب سه طبقه خمشی با مهار زانویی در پایان تحلیل، در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۹ جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای قاب‌های مورد بررسی



شکل ۱۰ هندسه تغییر یافته قاب سه طبقه خمشی با مهار زانویی

ضریب رفتار قاب‌های مورد مطالعه

هدف اصلی روش‌های تحلیل لرزه‌ای غیرخطی سازه‌ها، پیش‌بینی رفتار مورد انتظار آنها هنگام وقوع زلزله می‌باشد. یکی از این روش‌ها، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل پوش‌اور است. حاصل تحلیل پوش‌اور، منحنی تغییرات برش پایه در مقابل جابه‌جایی بام است که اصطلاحاً منحنی ظرفیت یا منحنی پوش سازه نامیده می‌شود.

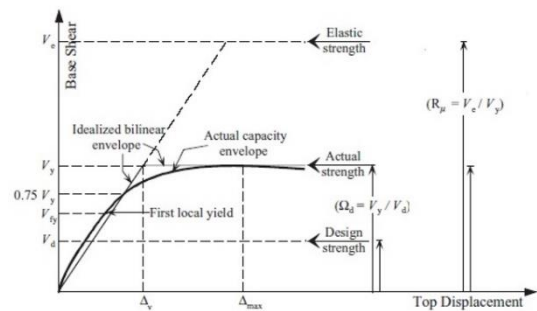
در این بخش به منظور بررسی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های مورد بررسی از تحلیل پوش‌اور ساده با الگوی بار جانبی مثلثی به وسیله نرم افزار Seismostruct [14] استفاده شده است. از مهم‌ترین پارامترهایی که می‌توان به کمک تحلیل پوش‌اور استخراج کرد می‌توان به سختی الاستیک، سختی ثانویه، مقاومت (ظرفیت)، شکل‌پذیری، اضافه‌مقاومت و ضریب رفتار سازه اشاره نمود. در این

المان‌های زانویی به قاب خمشی پایه و افزایش درجه نامعینی آن، رفتار قاب ترکیبی حاصل بهبود می‌یابد و از لحاظ استهلاک انرژی با قاب خمشی متوسط برابری می‌کند؛ ضمن این‌که جابه‌جایی‌های نسبی میان‌طبقه‌ای نیز کنترل شده و در حد مجاز آیین‌نامه می‌باشند.

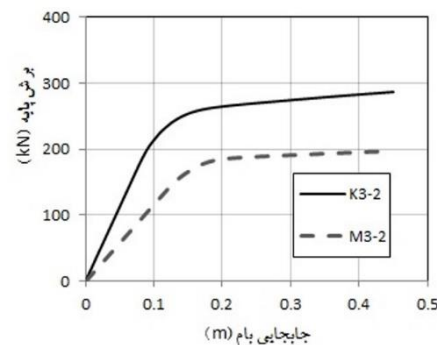
جدول ۳ ضرایب اضافه‌مقاومت نهایی قاب‌های مورد بررسی

مدل	R_{μ}	Ω_0	ضریب رفتار (R_u)
M3-2	۲/۴	۱/۴۲	۳/۴
K3-2	۲/۱۵	۱/۹۶	۴/۲۳
M3-3	۲/۳۲	۱/۲۹	۳/۰
K3-3	۲/۲	۱/۸۲	۴/۰۲
M6-3	۲/۸	۱/۶۱	۴/۴۶
K6-3	۲/۱۳	۲/۳۴	۵/۰
M6-5	۱/۶۶	۱/۴۹	۲/۴۸
K6-5	۲/۰۷	۲/۱۵	۴/۴۷
M10-5	۲/۱۱	۱/۲۱	۲/۵۶
K10-5	۲/۵۵	۲/۱۳	۵/۴۵
M10-8	۲/۱۱	۱/۳۰	۲/۷۴
K10-8	۲/۵۵	۲/۰۴	۵/۲۲

در بخش «ضریب اضافه‌مقاومت» با توجه به جدول (۲) ملاحظه گردید که با افزایش ارتفاع، مقدار ضریب اضافه‌مقاومت قاب‌های با مهار زانویی کاهش می‌یابد. اما در این بخش با مراجعه به جدول (۳) مشاهده می‌گردد که این روند به همان ترتیب و شدت اتفاق نیفتاده است. علت این امر را می‌توان در فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده جستجو نمود. یکی از فرضیات اساسی در این روش، حاکم بودن الگوی بار جانبی متناسب با مود اول ارتعاشی در طول تحلیل است. این در حالی است که الگوی بار جانبی واقعی اعمالی بر سازه در طول تحلیل به دلیل ورود اعضای



شکل ۱۱ منحنی ظرفیت و تعریف ضرایب اضافه‌مقاومت و کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری [26]



شکل ۱۲ منحنی ظرفیت قاب‌های K3-2 و M3-2

همان‌طورکه ملاحظه می‌گردد با به‌کارگیری المان‌های زانویی، سختی و ظرفیت باربری جانبی قاب خمشی پایه افزایش یافته است. پارامترهای لرزه‌ای محاسبه‌شده بر مبنای نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب‌های خمشی با مهار زانویی در جدول (۳) ارائه شده است.

طبق جدول (۳) ملاحظه می‌گردد که قاب‌های خمشی پایه که براساس ضریب رفتار نهایی $R_u = 3.5$ طراحی شده‌اند دارای ضریب رفتار متوسط ۳/۱ هستند. اما در مورد قاب‌های با مهار زانویی علی‌رغم کاهش ضریب R_{μ} در برخی از مدل‌ها، به دلیل افزایش ضریب اضافه‌مقاومت در اثر به‌کارگیری عضوهای زانویی کم‌انرژی‌پذیر، قاب‌های مورد مطالعه ضریب رفتارهای نهایی بالاتری (با متوسط ۴/۷) از خود نشان داده‌اند. با مقایسه مقدار متوسط ضریب رفتار قاب‌های خمشی با مهار زانویی مورد بررسی با ضریب رفتار قاب‌های خمشی متوسط که طبق آیین‌نامه ASCE-7 برابر با ۴/۵ پیشنهاد شده است، مشاهده می‌شود که با اضافه کردن

نتیجه‌گیری

در این مقاله، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی با مهار زانویی سه، شش و ده طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه‌زمانی و تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت. در محدوده اعتبار فرض‌های در نظر گرفته شده در این پژوهش، نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که:

۱. ضریب اضافه مقاومت کلی قاب‌های خمشی با مهار زانویی بین ۲ الی ۳ متغیر می‌باشد و با افزایش تعداد طبقات و دهانه‌ها کاهش می‌یابد؛ به طوری که این ضریب برای قاب‌های ۱۰ طبقه تقریباً برابر با ۲ به دست آمد.

۲. به دلیل فرض حاکم بودن الگوی بار جانبی خطی در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مقادیر و روند تغییرات ضریب اضافه مقاومت حاصل از این تحلیل در ارتفاع برای قاب‌های با مهار زانویی متفاوت از مقادیر نظیر حاصل از تحلیل دینامیکی است.

۳. ضریب اضافه مقاومت ستون‌های طبقات در قاب خمشی با مهار زانویی با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی (عدد ۳) متفاوت است؛ به طوری که این ضریب در همه قاب‌های مورد بررسی در طبقات زیرین مقداری کمتر و در طبقات بالایی کمی بیش از مقدار آیین‌نامه محاسبه شده است. بنابراین، استفاده از ضریب اضافه مقاومت پیشنهادی آیین‌نامه برای ستون‌های این قبیل قاب‌ها (به جز طبقات آخر) محافظه کارانه می‌باشد.

۴. ضریب رفتار نهایی محاسبه شده برای قاب‌های خمشی با مهار زانویی (عدد ۴/۷) نشان می‌دهد که استفاده از این سیستم با المان‌های زانویی شکل پذیر، می‌تواند جایگزین مناسبی برای قاب‌های خمشی متوسط در مناطق با لرزه‌خیزی بالا باشد.

۵. به طور میانگین، قاب‌های با مهار زانویی نسبت به قاب‌های خمشی پایه، افزایش مقاومت و سختی به ترتیب در حدود ۵۰ و ۹۰ درصد از خود نشان دادند.

۶. باتوجه به افزایش قابل ملاحظه سختی در این قبیل قاب‌ها، استفاده از المان‌های زانویی می‌تواند به عنوان یک روش مقاوم سازی کارآمد در قاب‌های فولادی خمشی

سازه به حوزه غیرخطی و همچنین فعال شدن موده‌های بالاتر در سازه‌های مرتفع می‌تواند متفاوت از الگوی خطی نظیر مود اول باشد. بنابراین، به نظر می‌رسد در تحلیل استاتیکی غیرخطی به دلیل تحمیل نمودن الگوی بار جانبی خطی ثابت و مقید نمودن رفتار جانبی سازه، تقریباً اکثر مفاصل خمیری موجود در قاب تشکیل شده است و لذا تفاوت چشم‌گیری در ضرایب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل استاتیکی قاب‌های کوتاه مرتبه و بلندمرتبه دیده نمی‌شود.

یکی دیگر از پارامترهایی که با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی به دست می‌آید سختی و مقاومت الاستیک قاب‌ها است که می‌تواند معیاری برای ارزیابی مدل‌های مورد بررسی باشد. مقادیر سختی الاستیک و مقاومت نهایی قاب‌های خمشی پایه و قاب‌های با مهار زانویی در جدول ۴ محاسبه و ارائه شده است.

جدول ۴ مقایسه سختی و مقاومت مدل‌های قاب خمشی و قاب خمشی با مهار زانویی

ردیف	قاب خمشی پایه		قاب خمشی با مهار زانویی		افزایش سختی و مقاومت (%)	
	مقاومت kN	سختی kN/m	مقاومت kN	سختی kN/m	مقاومت kN	سختی kN/m
3-2	۱۱۶۸	۱۸۲	۲۲۵۱	۲۵۱	۹۲/۷	۳۷/۹
3-3	۱۵۵۷	۲۵۱	۳۰۳۴	۳۴۹	۹۴/۸	۳۹
6-3	۱۲۴۴	۳۶۱	۲۴۰۱	۵۳۶	۹۳	۴۸/۴
6-5	۱۹۰۷	۵۷۱	۳۷۰۸	۸۴۷	۹۴/۴	۴۸/۳
10-5	۱۹۹۷	۸۵۲	۳۷۹۴	۱۳۶۰	۸۹/۹	۵۹/۶
10-8	۳۱۳۴	۱۳۶۱	۵۹۸۲	۲۱۱۰	۹۰	۵۵

همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، با اضافه کردن اعضای مهار زانویی به قاب خمشی پایه، میانگین سختی مدل‌ها بیش از ۹۰٪ و میانگین مقاومت بیش از ۵۰٪ افزایش یافته است.

برای کنترل دررفت‌ها به کار برده شود.

مراجع

۱. ازهری م. و میرقادی ر.، «طراحی سازه‌های فولادی (جلد چهارم- مباحث طراحی لرزه‌ای)»، انتشارات ارکان دانش، اصفهان (۱۳۹۰).
2. Taranath, Bungale S., "Wind and Earthquake Resistant Buildings", Marcel Dekker, New York, USA, (2004).
3. Aristizabal-Ochoa, J.D., "Disposable Knee Bracing: Improvement Seismic Design of Steel Frames", *Struct. Engng, ASCE*, Vol. 112, No. 7, pp.1544–1552, (1986).
4. Balendra, T., Yu, C.H. and Lee, F.L., "An Economical Structural System for Wind and Earthquake Loads", *Eng. Struct*, Vol. 23, Issue 5, pp. 491–501, (2001).
5. Huang Zhen, Li, Qing-song, Chen, Long-zhu, "Elastoplastic Analysis of Knee Bracing Frame", *Journal of Zhejiang Univ SCI*, 6A(8):784-789, (2005).
6. Leelataviwat, S., Suksan, B., Srechai, J. and P.S Warnitchai, P.S., "Seismic Design and Behavior of Ductile Knee-Braced Moment Frames", *Journal of structural engineering*, Vol. 137, No. 5, pp. 579-588, (2011).
7. Hsu H.L., Juang, J.L. and Chou, C.H., "Experimental Evaluation on the Seismic Performance of Steel Knee Braced Frame Structures whit Energy Dissipation Mechanism", *steel and composite structures*, Vol. 11, No. 10, pp. 127-24, (2011).
8. Asghari A. and Gandomi A.H., "Ductility Reduction Factor and Collapse Mechanism Evaluation of a New Steel Knee Braced Frame", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 12, No. 2, 239–255 (2016).
9. ASCE-7, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", *American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia* 20191, (2010).
10. ETABS ver. 9.4.1, "Integrated Building Design Software", *Computers and Structures*, (2005).
11. ANSI/AISC341-10, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", *AISC, Chicago, Illinois*, (2010).
12. American-Institute-of-Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", in *ANSI/AISC 360-10, Chicago, Illinois* 60601-1802, (2010).
۱۳. بازوند، ع.، «رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با مهار زانویی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر، (۱۳۹۲).
14. SeismoStruct, v6.5, S. Antoniou, Editor, SeismoSoft Ltd. p. "A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures", (2013).

15. Richards, P.W., "Seismic Column Demands in Ductile Braced Frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 1, pp. 33-41, (2009).
16. MacRae, G.A., Kimura, Y. and Roeder, C., "Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 3, pp. 381-391, (2004).
17. Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C., "Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling Restrained Braces", *Engineering Structures*, Vol. 25, No.6, pp.655-666, (2003).
18. Uriz, P. and Mahin, S.A., "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures", *PEER Report 2008/08, University of California, Berkeley: California*, (2008).
19. D'Aniello, M. and Ambrosino, G.L.M., Portioli, F. and Landolfo, R., "The Effect of Different Modelling Approach on Seismic Analysis of Steel Concentric Braced Frames", *Proceedings of the 15th WCEE, Lisbon, Portugal*, (2012).
20. Salmanpour, A.H. and Arbabi, F., "Seismic Reliability of Concentrically Braced Steel Frames", *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, WCEE, Beijing-China*, (2008).
21. Mohebkah, A. and Nasrollah Beigy, S., "Seismic Behavior of SCBFs with Reduced Braced Span", *Proceedings of the 3rd National Conference on Earthquake & Structure, ACECR of Kerman University, Kerman, Iran*, (2012).
22. FEMA-273, "NEHRP, Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", *Federal Emergency Management Agency, Pp. Washington, D.C.*, (1997).
23. M. Mahmoudi, M. Zaree, "Evaluating Response Modification Factors of Concentrically Braced Steel Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, Issue 10, pp. 1196-1204, (2010).
24. Kim, J. and Choi, H., "Response Modification Factors of Chevron-braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 22, No. 2, pp. 285-300, (2005).
25. FEMA-356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building", *Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C* (2000).
26. Elnashai, A.S. and Di Sarno, L., "Fundamentals of Earthquake Engineering", *John Wiley, UK*, (2008).
27. Miranda, E. and Bertero, V.V., "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-resistant Design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, pp. 10(2):357-79, (1994).

رابطه سازی نوین برای جرم ساختگی در روش رهایی پویای لزج*

ایمان زردی^(۱)جواد علامتیان^(۲)

چکیده در این مقاله رابطه سازی نوینی برای جرم ساختگی در روش رهایی پویای لزج پیشنهاد می گردد. نخست معادله های خطا برای تکرارهای رهایی پویا ارائه می شود. سپس، با استفاده از نگره گرشگورین بهبود یافته، کران های جدیدی برای کمیت جرم ساختگی به دست می آید. رابطه سازی پیشنهادی به الگوریتم جدیدی برای روش رهایی پویای لزج منجر می گردد. برای سنجش کارایی عددی فرایند پیشنهادی، سازه های مختلفی مانند خرپا و قاب های دو بعدی و سه بعدی، با رفتارهای خطی و غیرخطی هندسی تحلیل می شوند. نتایج این تحلیل ها نشان می دهد که استفاده از الگوریتم ارائه شده و رابطه نوین پیشنهادی برای جرم ساختگی، نرخ همگرایی روش رهایی پویای لزج را بهبود می دهد، به گونه ای که همگرایی با تعداد کمتری تکرار انجام می پذیرد.

واژه های کلیدی روش رهایی پویا، میرایی لزج، جرم ساختگی، رفتار غیرخطی، نیروی نامیزان، نرخ همگرایی.

A New Formulation for Fictitious Mass in the Viscous Dynamic Relaxation Method

I. Zardi

J. Alamatian

Abstract In this paper, new algorithm is proposed for fictitious mass of Dynamic Relaxation (DR) method with viscous damping. First, the incremental equations are derived for DR procedure. By using the transformed Gershgorin theory, new boundaries are achieved for fictitious mass. This formulation leads to a new algorithm for viscous DR method. For evaluating the efficiency of the proposed method, some 2D and 3D truss and frame structures are analyzed by elastic linear and geometrically nonlinear behaviors. Results show that the proposed scheme for fictitious mass improves the convergence rate of DR method so that the suggested algorithm presents the structural response with less iteration in comparison with other common DR techniques.

Key Words Dynamic Relaxation Method, Viscous Damping, Fictitious Mass, Nonlinear Behavior, Residual Energy, Convergence Rate.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۱/۱۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۹/۲۱ می باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد.

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد. Email: alamatian@mshdiau.ac.ir

مقدمه

هدف از تحلیل یک سازه، محاسبه تغییر مکان‌ها و تنش‌های پدید آمده در عضوهای آن، تحت اثر بارهای اعمالی می‌باشد. در این میان، می‌توان تنش‌ها را برحسب تغییر مکان‌های گرهی نوشت. در نتیجه، تغییر مکان‌های گرهی به عنوان مجهول اصلی از تحلیل سازه به دست می‌آیند. برای رسیدن به این هدف، دو نوع تحلیل خطی و غیرخطی (غیرخطی مواد، هندسی و تکیه گاهی) وجود دارد. اگر ماتریس سختی مستقل از تغییر مکان‌های گرهی باشد، تحلیل خطی است. در غیر این صورت، تحلیل غیرخطی می‌باشد. باید دانست، چنانچه، ماتریس سختی سازه در هنگام تحلیل تغییر کند، رفتار آن سازه غیرخطی خواهد بود. منشأ ایجاد رفتارهای غیرخطی را می‌توان به سه دسته غیرخطی مواد، هندسی و تکیه گاهی تقسیم کرد. عامل غیرخطی مواد ناشی از ویژگی‌های ذاتی مصالح سازه و تغییر شکل‌های مومسان آن است. رابطه غیرخطی تنش- کرنش، جاری شدن مواد و تغییر شکل‌های ماندگار ناشی از باربرداری سبب ایجاد این رفتار می‌گردند. از سوی دیگر، در حالت غیرخطی هندسی تغییر شکل‌های سازه بزرگ در نظر گرفته می‌شود. در این نوع تحلیل، شکل هندسی سازه در هر مرحله تغییر می‌کند. این رفتار هنگامی پدید می‌آید که تغییر مکان‌ها، دوران‌ها و یا کرنش‌های سازه بزرگ باشند. چنانچه شرایط تکیه گاهی سازه در هنگام بارگذاری تغییر کنند، رفتار غیرخطی تکیه گاهی پدید می‌آید. در این پژوهش، نمونه‌های عددی با رفتار غیرخطی هندسی تحلیل می‌شوند. دستگاه معادله- های حاکم بر رفتار سازه‌های ایستا که با استفاده از رابطه- سازی اجزای محدود یا تفاوت‌های محدود به دست می‌آید، به صورت زیر است:

$$SD = F = P \quad (1)$$

در این رابطه، $S = [S_{ij}]$ ماتریس سختی سازه است که متقارن و به ابعاد $q \times q$ می‌باشد. کمیت q ، تعداد درجه‌های آزادی سازه است. همچنین، $D = \{d_i\}$ ، $P = \{p_i\}$ و $F = \{f_i\}$ به ترتیب، بردارهای تغییر مکان،

نیروی داخلی و بار خارجی سازه می‌باشند. برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها، دو رویکرد وجود دارد؛ روش‌های صریح و ضمنی. فرایند تکراری رهایی پویا که در دسته روش‌های صریح قرار دارد، از عملیات برداری برای تحلیل سازه و یافتن پاسخ دستگاه معادله‌های (۱) بهره می‌برد. این ویژگی سبب افزایش کارایی، کاهش حافظه مورد نیاز و سادگی محاسبه‌ها می‌گردد. روش رهایی پویا، براساس وجود یا عدم وجود میرایی، به ترتیب، در دو دسته روش رهایی پویای لزج و جنبشی جا می‌گیرد. در روش رهایی پویای جنبشی، سازه به یک محیط دینامیکی مجازی (ساختمانی)، که فاقد میرایی است، منتقل می‌شود. به دلیل نبودن نیروهای میرایی در این محیط دینامیکی مجازی، فرض پایستار بودن انرژی مکانیکی سازه برقرار است؛ زیرا همه نیروهای موجود در این فضای دینامیکی مجازی (شامل نیروهای داخلی اعضا و نیروهای اینرسی)، پایستار می‌باشند. در روش رهایی پویای جنبشی از ویژگی پایستاری این سامانه دینامیکی مجازی استفاده می‌گردد؛ به گونه‌ای که نقاط با بیشینه کارمایه جنبشی در نزدیکی تعادل ایستا قرار می‌گیرند [1]. در فن رهایی پویای لزج، با فرض میرایی ساختمانی برای سازه، سامانه از فضای ایستا به فضای پویای ساختمانی منتقل می‌شود. به دلیل وجود میرایی ساختمانی و عدم وجود بار پویا، پاسخ گذرا پس از مدتی از بین می‌رود و در نهایت پاسخ حالت پایدار دستگاه باقی می‌ماند. بنابراین، با انتقال سامانه از فضایی ایستا به پویا، رابطه (۱)، به رابطه زیر تبدیل می‌شود:

$$M^n \ddot{D}^n + C^n \dot{D}^n + S^n D^n = F^n = P^n \quad (2)$$

در این رابطه $M^n = [m_{ij}^n]$ و $C^n = [c_{ij}^n]$ به ترتیب، ماتریس‌های جرم و میرایی ساختمانی، قطری و به ابعاد $q \times q$ می‌باشند. بالانویس n نشان دهنده شماره تکرار است. همچنین $\dot{D}$ و $\ddot{D}$ ، به ترتیب، بردارهای سرعت و شتاب سازه می‌باشند.

از سال ۱۹۶۵ که روش رهایی پویا توسط اتر [2] یا دی [3] معرفی گردید، تاکنون از این روش در حل مسائل

جدیدی برای تحلیل پس‌کمانشی ارتجاعی و غیرارتجاعی سازه‌های خربایی پیشنهاد کردند [12]. برای تخمین باربحرانی در صفحات ارتجاعی که تحت اثر نیروهای درون‌صفحه‌ای می‌باشند، زانگ و کدخدایان رابطه‌هایی تقریبی ارائه کردند [13]. پارک و همکارانش براساس روش طول قوس و استفاده از فن رهایی پویای جنبشی، تعادل پس‌کمانشی سازه‌ها را بررسی نمودند [14].

الگوریتم‌های گوناگونی برای روش رهایی پویا ارائه شده است. همچنین، رابطه‌های مختلفی برای تخمین عامل‌های تکراری موجود در آن پیشنهاد گردیده است. بنس با استفاده از ایده خود که استفاده از اصل ریلی و بردار نیروی تابع جرم بود، توانست تخمین مناسبی برای عامل میرایی بحرانی ارائه دهد [15]. کسل و هابز از تئوری گرشگورین برای تخمین عامل‌های متغیر در روش رهایی پویا بهره بردند [16]. با استفاده از تحلیل خطا و نگره گرشگورین، پاپادراکاکیس فرایندی خودکار برای تخمین عامل‌های متغیر و تکراری روش رهایی پویا ارائه نمود [17]. برپایه گسترش دنباله تیلور، پزند و حکاک رابطه‌هایی ارائه کردند که سبب کاهش تکرارها در روش رهایی پویا گردید [18]. توری و همکارانش با کمینه‌سازی نیروی باقی‌مانده پس از هر تکرار، گام زمانی اصلاح‌شده‌ای ارائه نمودند [19]. رضایی‌پزند و علامتیان الگوریتم تصحیح‌شده‌ای براساس کمینه‌سازی خطای تغییرمکان بین دو تکرار پیاپی، پیشنهاد کردند [20]. رضایی‌پزند و سرافرازی الگوریتم جدیدی برای روش رهایی پویا پیشنهاد نمودند به گونه‌ای که نیازی به ماتریس میرایی و عامل‌های سرعت نداشت [21]. با استفاده از فرایند تکراری استودولا و کمینه‌سازی خطا بین دو تکرار پیاپی، رضایی‌پزند و همکارانش روشی برای به‌دست آوردن جرم و میرایی ساختگی بهینه معرفی نمودند [22]. همچنین، رضایی‌پزند و همکارانش با کمینه‌کردن نیروی باقی‌مانده، توانستند گام زمانی جدیدی ارائه کنند [23]. علامتیان براساس اجرای تحلیل نموی، رابطه جدیدی برای جرم ساختگی در الگوریتم روش رهایی

گوناگونی استفاده شده است. پژوهشگران بسیاری این روش را گسترش داده‌اند. این پژوهش‌ها را می‌توان در چند دسته جا داد.

در راستای استفاده از روش رهایی پویا در تحلیل سازه‌های مختلف، اتر این روش را برای محاسبه تنش‌ها و تغییرمکان‌ها در یک مخزن تحت فشار به‌کار برد [4]. همچنین، وی توانست یک مسئله سه‌بعدی ارتجاعی-پلاستیک سد قوسی را با استفاده از روش رهایی پویا حل کند [2]. برو و بروتون فن رهایی پویا را برای تحلیل خطی و غیرخطی قاب‌ها استفاده کردند [5]. آنها با مقایسه راهکار رهایی پویا با روش‌های دیگر، برتری این روش را در تحلیل خطی و غیرخطی قاب‌ها اثبات نمودند. لويس و جونز با کمک روش رهایی پویا، به بررسی برهم کنش بین پوشش و شبکه در سقف‌های کابلی پیش‌تیده پرداختند [6]. در سال‌های اخیر، کمت و همکارانش براساس تئوری خزش، روش رهایی پویای اصلاح‌شده‌ای برای تحلیل ایستا و غیرخطی گنبد‌های کابلی، ارائه نمودند [7].

از فن رهایی پویا در تحلیل صفحات و پوسته‌ها بهره برده شده است. رشتن از آن، در تحلیل صفحات ارتجاعی که تحت بارگذاری جانبی هستند، بهره برد [8]. بر این اساس، تغییرشکل‌ها و لنگرهای ایجاد شده در صفحه، به‌دست می‌آیند. آلواری و رامپاندرافن رهایی پویا را در مسئله تغییرشکل‌های بزرگ صفحات ایزوتروپیک به‌کار بردند [9]. رامش و کریشنامورتی با در نظر گرفتن تغییرشکل‌های بزرگ، دوران‌ها و کرنش‌های کوچک به تحلیل صفحات و پوسته‌ها با بهره‌گیری از روش رهایی پویا پرداختند [10]. بارنس توانست با استفاده از روش رهایی پویا، فرایندی عددی برای پیش‌بینی رفتار کابل‌های با دهانه زیاد و همچنین پوسته‌های شبکه‌ای و غشاهای پیش‌تیده پیشنهاد دهد [11].

فن رهایی پویا در مسائل مربوط به کمانش و پس‌کمانش سازه‌ها به‌کار رفته است. رامش و کریشنامورتی با استفاده از روش رهایی پویا، الگوریتم

در اینجا، $R^n = \{r_i^n\}$ ، P^n و F^n ، به ترتیب، بردارهای نیروی نامیزان، بار خارجی و نیروی داخلی وارد به سازه و به ابعاد $q \times 1$ می باشند. با جایگزینی رابطه (۳) در (۴) و به دست آوردن $\dot{d}_i^{n+\frac{1}{2}}$ ، می توان نوشت:

$$\dot{d}_i^{n+\frac{1}{2}} = \dot{d}_i^{n-\frac{1}{2}} + \left(\frac{\tau^n + \tau^{n+1}}{2m_{ii}^n}\right)r_i^n - c_{ii}^n \dot{d}_i^n \left(\frac{\tau^n + \tau^{n+1}}{2m_{ii}^n}\right) \quad (5)$$

$$i=1,2,\dots,q$$

با استفاده از فرایند میانگین گیری سرعت ها و رابطه

(۵)، می توان نوشت:

$$\dot{d}_i^{n+\frac{1}{2}} = \frac{2m_{ii}^n - \tau^n c_{ii}^n}{2m_{ii}^n + \tau^n c_{ii}^n} \dot{d}_i^{n-\frac{1}{2}} + \frac{2\tau^n}{2m_{ii}^n + \tau^n c_{ii}^n} r_i^n \quad (6)$$

$$i=1,2,\dots,q$$

شایان توجه است، ماتریس جرم در روش رهایی پویا قطری فرض شده است. در نتیجه، نیازی به محاسبه وارون آن نیست. این نکته، سبب کاهش محاسبات می شود. در رابطه سازی روش رهایی پویا از فن تفاوت های محدود مرکزی استفاده می شود. براین اساس می توان نوشت:

$$d_i^{n+1} = d_i^n + \tau^{n+1} \dot{d}_i^{n+\frac{1}{2}}, \quad i=1,2,\dots,q \quad (7)$$

رابطه (۷) را می توان به صورت برداری برای کل سازه نوشت:

$$D^{n+1} = D^n + \tau^{n+1} \dot{D}^{n+\frac{1}{2}} \quad (8)$$

با بهره گیری از رابطه های (۵) و (۷)، نتیجه زیر به دست می آید:

$$d_i^{n+1} \left(1 + \frac{c_{ii}^n \tau^{n+1}}{2m_{ii}^n}\right) = d_i^n \left(1 + \frac{\tau^{n+1}}{\tau^n}\right) + d_i^{n-1} \left(\frac{c_{ii}^n \tau^{n+1}}{2m_{ii}^n} - \frac{\tau^{n+1}}{\tau^n}\right) + \frac{\tau^{n+1}(\tau^n + \tau^{n+1})}{2m_{ii}^n} r_i^n, \quad i=1,2,\dots,q \quad (9)$$

با دیفرانسیل گیری از رابطه (۹) می توان نوشت:

$$d d_i^{n+1} \left(1 + \frac{c_{ii}^n \tau^{n+1}}{2m_{ii}^n}\right) = d d_i^n \left(1 + \frac{\tau^{n+1}}{\tau^n}\right) + d d_i^{n-1} \left(\frac{c_{ii}^n \tau^{n+1}}{2m_{ii}^n} - \frac{\tau^{n+1}}{\tau^n}\right) + \frac{\tau^{n+1}(\tau^n + \tau^{n+1})}{2m_{ii}^n} \dot{d}_i^n, \quad i=1,2,\dots,q \quad (10)$$

پویای جنبشی ارائه نمود که نرخ همگرایی را افزایش می داد [1].

در این مقاله، نخست رابطه سازی تکراری برای دستیابی به معادله های خطا در روش رهایی پویای لزج ارائه می گردند. سپس، با ترکیب نگره دایره های گرشگورین بهبود یافته، رابطه نوینی برای جرم ساختگی در روش رهایی پویای لزج ارائه می گردد [1]. بر این اساس، الگوریتم جدیدی برای روش رهایی پویای لزج معرفی می گردد. در پایان، کارایی رابطه سازی و الگوریتم پیشنهادی، با تحلیل خطی و غیرخطی سازه های مختلف بررسی می شود.

رابطه های روش رهایی پویای لزج

روش رهایی پویا یک فرایند تابع اولیه گیری عددی است که برای یافتن پاسخ های دستگاه معادله (۱) به کار می رود. در این روش با داشتن داده ها در یک گام، کمیت های مجهول در گام بعدی به دست می آید. تابع اولیه گیری عددی با استفاده از روش تفاوت های محدود مرکزی انجام می پذیرد. بر این اساس، شتاب درجه آزادی i ام عبارت است از تغییر سرعت آن درجه آزادی در بازه زمانی بین دو نمو. کمیت تغییر سرعت درجه آزادی i ام بین دو نمو زمانی به صورت $\dot{d}_i^{n+\frac{1}{2}} - \dot{d}_i^{n-\frac{1}{2}}$ می باشد. بازه زمانی تغییر سرعت نیز میانگین دو گام زمانی پیاپی یعنی $\frac{\tau^n + \tau^{n+1}}{2}$ است. با تقسیم این دو کمیت بر یکدیگر، می توان نوشت:

$$\ddot{d}_i^n = \frac{2}{\tau^n + \tau^{n+1}} (\dot{d}_i^{n+\frac{1}{2}} - \dot{d}_i^{n-\frac{1}{2}}), \quad i=1,2,\dots,q \quad (3)$$

در اینجا، τ^n و τ^{n+1} ، به ترتیب، گام های زمانی n ام و $(n+1)$ ام می باشند. از سوی دیگر، می توان بردار نیروی نامیزان را که برابر تفاوت نیروی خارجی و داخلی است، با بهره گیری از رابطه های (۱) و (۲) به دست آورد:

$$M^n \ddot{D}^n + C^n \dot{D}^n = P^n - F^n = R^n \quad (4)$$

تغییر مکان از یک کوچک تر باشد تا نمو تغییر مکان به صفر میل کند و سیستم به وضعیت ایستا برسد. با تعریف نسبت گام زمانی α ، به صورت:

$$\alpha = \frac{\tau^{n+1}}{\tau^n} \quad (13)$$

و با فرض قطری بودن ماتریس جرم ساختگی و انجام رابطه سازی بر اساس مقدار ویژه، می توان نوشت:

$$\frac{(\tau^n)^2 \sum_{j=1}^q S_{ij}^{dd} \tau^n}{m_{ii}^n} = \lambda_i dd_i^n \quad i=1,2,\dots,q \quad (14)$$

که در آن، λ مقدار ویژه ماتریس $M^2 S (\tau^n)^2$ یا همان مجذور فرکانس طبیعی سیستم پویای ساختگی می باشد [1]. با بهره گیری از رابطه های (۱۴) و (۱۲) در رابطه (۱۰)، معادله درجه دو زیر برای خطای تغییر مکان به دست می آید:

$$k_i^2 \left(1 + \frac{c_{ii}^n}{2m_{ii}^n} \tau^{n+1}\right) - k_i \left(1 + \alpha - \frac{\alpha(\alpha+1)}{2} \lambda_i\right) - \frac{c_{ii}^n}{2m_{ii}^n} \tau^{n+1} + \alpha = 0, \quad i=1,2,\dots,q \quad (15)$$

بر اساس تعریف آندروود، رابطه بین ماتریس میرایی و جرم ساختگی در گام n ام، می تواند به صورت زیر بیان شود [24]:

$$c_{ii}^n = c^n m_{ii}^n, \quad C^n = c^n M^n \quad i=1,2,\dots,q \quad (16)$$

برای ساده سازی رابطه ها، از تغییر متغیر β استفاده می شود:

$$\beta = \frac{c_{ii}^n}{2m_{ii}^n} \tau^{n+1} = \frac{c^n}{2} \tau^{n+1}, \quad i=1,2,\dots,q \quad (17)$$

در این رابطه ها، c^n عامل میرایی در گام n ام می باشد. برای بررسی شرایط تضمین پایداری، نیاز به ریشه معادله (۱۵) که همان خطای تغییر مکان است، می باشد. با ساده سازی به کمک رابطه های (۱۶) و (۱۷) و فرض $\tau^{n+1} = 1$ ، ریشه معادله (۱۵) برابر است با:

$$k_i = \frac{(1 + \alpha - \frac{\alpha(\alpha+1)}{2} \lambda_i) \pm \sqrt{\Delta_i}}{2(1 + \frac{c^n}{2} \tau^{n+1})}, \quad i=1,2,\dots,q \quad (18)$$

همان طور که مشخص است، k_i تابعی است از α ، c^n و λ_i . برای رسم نمودار تغییرات k_i ، می توان یکی از دو مقدار c^n و λ_i را ثابت و دیگری را متغیر در نظر

در اینجا، $d()$ به معنای دیفرانسیل می باشد. باید دانست، در رابطه سازی روش رهایی پویا، دیفرانسیل گیری در بازه کلی همگرایی انجام نمی شود؛ بلکه، این فرایند در هر نمو زمانی انجام می پذیرد. در این راستا، کمیت های روش رهایی پویا شامل، جرم، میرایی و گام زمانی در هر نمو ثابت فرض می شوند و تنها پاسخ سازه تغییر می کند. این شیوه رابطه سازی به این دلیل انجام می شود که محیط دینامیکی در روش رهایی پویا ساختگی می باشد. بنابراین، برای سادگی هرچه بیشتر محاسبات و صریح شدن آنها، می توان انواع فرض ها را در این محیط دینامیکی مجازی اعمال کرد. این گونه است که فرض هایی مانند قطری بودن ماتریس های جرم و میرایی و نیز ثابت بودن کمیت ها در هر نمو زمانی معنی می یابند. به عبارت دیگر، در هر نمو از روش رهایی پویا، با ثابت پنداشتن کمیت های جرم، میرایی و گام زمانی، شرایطی را فراهم می آورند تا تغییر مکان سازه، در کوتاه ترین زمان ممکن، به پاسخ حالت پایدار (استاتیکی) همگرا شود. از آنجا که تغییرات بار خارجی در تکرارهای رهایی پویا صفر است، بنابراین $dp_i = 0$ و تغییرات نیروی نامیزان برابر است با:

$$dr_i^n = -df_i^n = -\sum_{j=1}^q \frac{\partial f_i^n}{\partial d_j^n} \times dd_j^n = -\sum_{j=1}^q S_{ij}^{dd} dd_j^n, \quad (11)$$

$$i=1,2,\dots,q$$

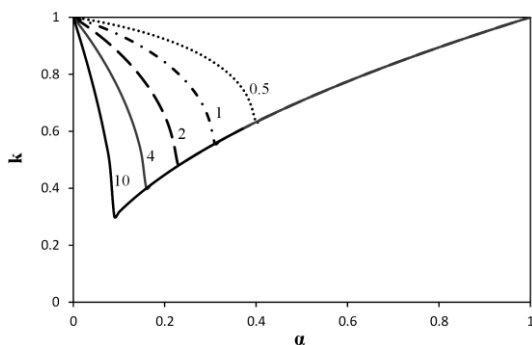
که در آن، $\frac{\partial f_i^n}{\partial d_j^n} = S_{ij}$ ، برابر z ا امین درایه ماتریس سختی مماسی سازه s می باشد. با خطی پنداشتن تغییرات نمو تغییر مکان بین دو تکرار پیاپی می توان نوشت:

$$dd_i^{n-1} = \frac{1}{k_i} dd_i^n, \quad dd_i^{n+1} = k_i dd_i^n, \quad i=1,2,\dots,q \quad (12)$$

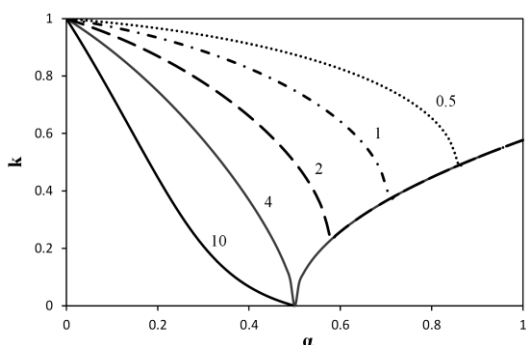
کمیت k_i ، نسبت نمو تغییر مکان درجه آزادی i ام و یا همان نمو خطای تغییر مکان است. باید دانست، خطا در گام n ام به صورت $d_i^n - d_i^{Exact}$ تعریف می شود که در آن d_i^{Exact} پاسخ درجه آزادی i ام است. با دیفرانسیل گیری از این خطا، نمو خطای تغییر مکان و نمو تغییر مکان با یکدیگر برابر خواهند شد؛ زیرا پاسخ دستگاه یگانه است و دیفرانسیل آن صفر می شود. برای تضمین پایداری روش، باید قدر مطلق نمو خطای

پویای لزوج، دامنه c^n یا عامل میرایی به صورت زیر است:

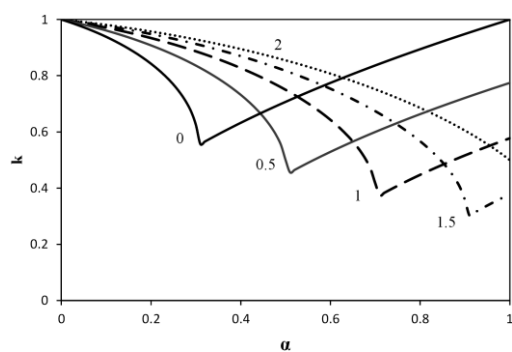
$$-2 \leq c^n \leq 2 \quad (19)$$



شکل ۱ تغییرات خطای تغییر مکان برای $c^n = 0$ و $0 \leq \lambda_i \leq 10$



شکل ۲ تغییرات خطای تغییر مکان برای $c^n = 1$ و $0 \leq \lambda_i \leq 10$



شکل ۳ تغییرات خطای تغییر مکان برای $0 \leq c^n \leq 2$ و $\lambda_i = 1$

شکل (۳) برای مقدارهای مثبت عامل میرایی رسم شده است. براساس شکل (۳)، با افزایش عامل میرایی ساختمانی، نسبت گام زمانی بهینه افزایش و کمترین خطای تغییر مکان، کوچکتر می شود.

گرفت. اگر دلتای معادله (۱۵) مثبت باشد، دو ریشه حقیقی وجود دارد. برای رسم نمودارها از مقدار بزرگتر استفاده شده است. دلیل این موضوع این است که کاهش خطا در روش رهایی پویا نموی می باشد؛ در نتیجه، نمودارهای تغییر مکان به تدریج کاهش می یابد. از این رو، هنگامی که دو عامل برای نمودارهای تغییر مکان وجود داشته باشد، کمیت بزرگتر حاکم خواهد بود به گونه ای که موقعیت جدید درجه آزادی مورد نظر، به مکان قبلی - اش، نزدیکتر باشد. اگر دلتا مساوی صفر و یا کوچکتر از صفر باشد، به ترتیب یک ریشه مضاعف و دو ریشه مختلط وجود دارد.

شکل (۱)، تغییرات خطای تغییر مکان (k_i) را در برابر نسبت گام زمانی α ، برای $c^n = 0$ نشان می دهد. بر این اساس، خطای تغییر مکان k_i زمانی کمینه می شود که دلتا برابر با صفر شود. در شکل (۱)، با کاهش مقدار ویژه، هر دو کمیت گام زمانی بهینه و خطای تغییر مکان افزایش می یابند. به عنوان نمونه، با افزایش مقدار ویژه از ۴ به ۱۰، مقدار نمودارهای تغییر مکان از حدود ۰/۴ به ۰/۳ کاهش می یابد. از سوی دیگر، براساس تعریف مقدار ویژه که با رابطه (۱۴) انجام شده است، مقدار ویژه و جرم با یکدیگر رابطه وارون دارند؛ یعنی با افزایش مقدار ویژه، کمیت جرم کاهش می یابد. بنابراین، در هر درجه آزادی، هرچه مقدار ویژه بزرگتر شود، جرم ساختمانی آن کمتر می گردد. در نتیجه، خطای تغییر مکان کوچکتر می شود. این نکته اهمیت در نظر گرفتن جرم ساختمانی کمینه را برای درجه های آزادی نشان می دهد.

اگر مقدار ویژه برای درجه آزادی i ام متغیر و عامل میرایی ساختمانی برابر با یک در نظر گرفته شود، شکل (۲) به دست می آید. همانند شکل (۱)، با کاهش مقدار ویژه، گام زمانی بهینه افزایش و خطای تغییر مکان بیشتر شده است.

چنانچه مقدار ویژه برای درجه آزادی i ام ثابت و برابر با یک، و عامل میرایی ساختمانی متغیر در نظر گرفته شود، شکل (۳) در دسترس قرار می گیرد. در روش رهایی

ریاضی قوی است و سبب کاهش زمان محاسبات می-شود. این نگره، مقدارهای ویژه ماتریس را به صورت زیر ارائه می دهد:

$$\left| \lambda_i - \frac{(\tau^n)^2 S_{ii}}{m_{ii}^n} \right| \leq \frac{(\tau^n)^2}{m_{ii}^n} \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}|, \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (24)$$

نگره دایره های گرشگورین یکی از برترین روش های تخمین مقدارهای ویژه ماتریس ها است. اما این نگره دارای نقاط ضعفی نیز می باشد. در این راستا می توان به ارائه مقدارهای منفی و یا صفر برای مقدارهای ویژه ماتریس، اشاره کرد. علامتین توانست با تقسیم نگره دایره های گرشگورین به سه محدوده زیر، نقطه ضعف نگره گرشگورین را برطرف کند [1]:

$$S_{ii} > \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}| \quad \text{محدوده I} \quad (25)$$

$$\frac{1}{2} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \leq S_{ii} < \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}| \quad \text{محدوده II} \quad (26)$$

$$S_{ii} \leq \frac{1}{2} \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}|, \quad S_{ii} = \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad \text{محدوده III} \quad (27)$$

بر اساس نگره دایره های گرشگورین بهبود یافته، می-توان مقدار ویژه ماتریس را به صورت زیر تخمین زد:

$$\frac{(\tau^n)^2}{m_{ii}^n} \left[S_{ii} - \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}| \right] \leq \lambda_i \leq \frac{(\tau^n)^2}{m_{ii}^n} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad \text{محدوده I} \quad (28)$$

$i = 1, 2, \dots, q$

$$\frac{(\tau^n)^2}{m_{ii}^n} \left[\sum_{j=1}^q |S_{ij}| - S_{ii} \right] \leq \lambda_i \leq \frac{(\tau^n)^2}{m_{ii}^n} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad \text{محدوده II} \quad (29)$$

$i = 1, 2, \dots, q$

$$\frac{(\tau^n)^2}{m_{ii}^n} S_{ii} \leq \lambda_i \leq \frac{(\tau^n)^2}{m_{ii}^n} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad \text{محدوده III} \quad (30)$$

$i = 1, 2, \dots, q$

از آنجاکه لازم است رابطه های (۲۸)، (۲۹) و (۳۰)، شرط مرزی (۲۳) را برقرار کنند، محدوده زیر برای جرم

اکنون می توان شرط پایداری را به دست آورد. تکرارها هنگامی پایدار می باشند که دلتای رابطه (۱۵) مساوی با صفر شود. با به دست آوردن مقدار ویژه (λ_i) از شرط پایداری ($\Delta_i = 0$)، می توان نوشت:

$$\lambda_i = \frac{2[(1+\alpha) \pm 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]}{(\alpha)(1+\alpha)}, \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (20)$$

با جای گذاری λ_i از رابطه (۲۰) در (۱۸)، نسبت نمودی تغییر مکان ها به دست می آید:

$$k_i = \pm \frac{\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}}{(1+\beta)}, \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (21)$$

شرط لازم برای پایداری تکرارها این است که قدر مطلق خطای تغییر مکان همواره از یک کوچک تر باشد. بر این اساس، محدوده زیر که در آن پایداری روش رهایی پویای لزج تضمین شود، به دست می آید:

$$\alpha < 1 + 2\beta \quad (22)$$

برای به دست آوردن مرزهای λ_i ، از رابطه (۲۰) استفاده می شود. بنابراین، محدوده قابل قبول برای مقدارهای ویژه سیستم پویای ساختگی که در آن پایداری روش تضمین می شود، به صورت زیر است:

$$\frac{2[(1+\alpha) - 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]}{(1+\alpha)} \leq \frac{\tau^{n+1}}{\tau^n} \lambda_i \leq \frac{2[(1+\alpha) + 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]}{(1+\alpha)}, \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (23)$$

نگره دایره های گرشگورین بهبود یافته

یکی از راه های تخمین مقدارهای ویژه ماتریس ها، استفاده از نگره دایره های گرشگورین می باشد. در روش رهایی پویا مقدارهای ویژه، همان دوره های تناوب طبیعی دستگاه دینامیکی ساختگی می باشند [1]. با استفاده از این نگره و در نظر گرفتن شرایط پایداری، می توان ماتریس جرم ساختگی را به دست آورد. این روش دارای پایه های

$$\sum_{i=1}^q |S_{ij}| \quad (38)$$

$$\gamma_i = \frac{j \neq i}{S_{ii}} \quad i = 1, 2, \dots, q$$

با حل سه معادله (۳۵)، (۳۶) و (۳۷)، محدوده نسبت گام زمانی (a)، به دست می آید. این نابرابری ها، محدوده پذیرفتنی برای نسبت گام زمانی را که در آن پایداری روش تضمین می شود، ارائه می دهند:

$$\frac{2 + 2\beta - \gamma_i^2 - 2(1+\beta)\sqrt{1-\gamma_i^2}}{\gamma_i^2} \leq \alpha \quad (39)$$

$$\leq \frac{2 + 2\beta - \gamma_i^2 + 2(1+\beta)\sqrt{1-\gamma_i^2}}{\gamma_i^2}$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

I برای محدوده

$$-1 + 2\gamma_i^2 + 2\beta\gamma_i^2 - 2(1+\beta)\gamma_i\sqrt{1-\gamma_i^2} \leq \alpha \leq -1 + 2\gamma_i^2 + 2\beta\gamma_i^2 + 2(1+\beta)\gamma_i\sqrt{1-\gamma_i^2} \quad (40)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

II برای محدوده

$$\frac{8 + 8\beta + 8\gamma_i + 8\beta\gamma_i + \gamma_i^2 + 2\beta\gamma_i^2 - 4(1+\beta)\sqrt{\gamma_i^3 + 5\gamma_i^2 + 8\gamma_i + 4}}{\gamma_i^2} \leq \alpha \leq \frac{8 + 8\beta + 8\gamma_i + 8\beta\gamma_i + \gamma_i^2 + 2\beta\gamma_i^2 + 4(1+\beta)\sqrt{\gamma_i^3 + 5\gamma_i^2 + 8\gamma_i + 4}}{\gamma_i^2} \quad (41)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

III برای محدوده

برای افزایش نرخ همگرایی، از کمترین مقدار به دست آمده از رابطه های (۳۹)، (۴۰) و (۴۱)، استفاده می شود:

$$\alpha = \min_i \begin{cases} \frac{2 + 2\beta - \gamma_i^2 - 2(1+\beta)\sqrt{1-\gamma_i^2}}{\gamma_i^2} & \text{I محدوده} \\ -1 + 2\gamma_i^2 + 2\beta\gamma_i^2 - 2(1+\beta)\gamma_i\sqrt{1-\gamma_i^2} & \text{II محدوده} \\ \frac{8 + 8\beta + 8\gamma_i + 8\beta\gamma_i + \gamma_i^2 + 2\beta\gamma_i^2 - 4(1+\beta)\sqrt{\gamma_i^3 + 5\gamma_i^2 + 8\gamma_i + 4}}{\gamma_i^2} & \text{III ده} \end{cases} \quad (42)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

نسبت گام زمانی در روش رهایی پویا از اهمیت بالایی برخوردار است؛ زیرا، این نسبت برای همه درجه های آزادی سازه یکسان است و اثر مستقیمی بر نرخ همگرایی روش رهایی پویا دارد. براساس رابطه (۴۲)، نسبت گام زمانی تابعی از عامل میرایی ساختگی (c^n) است. بنابراین، در هر تکرار رهایی پویا، این نسبت متغیر می باشد. با به دست آوردن نسبت گام زمانی (α) از رابطه

ساختگی به دست می آید:

I محدوده

$$\frac{(1+\alpha)\tau^{n+1}\tau^n}{2[(1+\alpha) + 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \leq m_i^n \leq \frac{(1+\alpha)\tau^{n+1}\tau^n}{2[(1+\alpha) - 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad (31)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

II محدوده

$$\frac{(1+\alpha)\tau^{n+1}\tau^n}{2[(1+\alpha) + 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \leq m_i^n \leq \frac{(1+\alpha)\tau^{n+1}\tau^n}{2[(1+\alpha) - 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad (32)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

III محدوده

$$\frac{(1+\alpha)\tau^{n+1}\tau^n}{2[(1+\alpha) + 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \leq m_i^n \leq \frac{(1+\alpha)\tau^{n+1}\tau^n}{2[(1+\alpha) - 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]} S_{ii} \quad (33)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

استفاده از کمترین مقدار جرم ساختگی، سبب ایجاد کمینه نیروی نامیزان می شود. بنابراین، مرزهای پایینی رابطه های (۳۱)، (۳۲) و (۳۳)، برای تعیین جرم ساختگی به کار می روند. باتوجه به برابری مرزهای پایینی این سه رابطه، مقدار جرم ساختگی پیشنهادی از رابطه زیر به دست می آید:

$$m_{ii}^n = \frac{(1+\alpha)\tau^{n+1}\tau^n}{2[(1+\alpha) + 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)}]} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad (34)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

برای سنجش پایداری روش رهایی پویا، باید مرزهای بالایی رابطه های (۳۱)، (۳۲) و (۳۳)، از مرزهای پایینی آنها بزرگ تر باشند. براین اساس، نابرابری های زیر به دست می آیند:

$$\gamma_i \alpha - 2\sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)} + \gamma_i \leq 0 \quad i = 1, 2, \dots, q \quad \text{I محدوده} \quad (35)$$

$$\alpha - 2\gamma_i \sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)} + 1 \leq 0 \quad i = 1, 2, \dots, q \quad \text{II محدوده} \quad (36)$$

$$\gamma_i \alpha - 2(2 + \gamma_i) \sqrt{(1+\beta)(\alpha-\beta)} + \gamma_i \leq 0 \quad i = 1, 2, \dots, q \quad \text{III محدوده} \quad (37)$$

در رابطه ها، کمیت γ به صورت زیر تعریف می شود:

- و $(e_k = 1.0E-12)$.
۲. اگر $c^n \neq 0$ ، در این صورت α برابر است با کمترین نسبت گام زمانی (α) به دست آمده از رابطه (۴۲). در غیر این صورت $\alpha = 1$ می باشد.
 ۳. ساخت ماتریس سختی مماسی و بردار نیروی داخلی.
 ۴. اعمال شرایط مرزی.
 ۵. محاسبه نیروی نامیزان با استفاده از رابطه (۴).
 ۶. اگر $\sqrt{\sum_{i=1}^q (f_i^n)^2} \leq e_R$ تحلیل به گام (۱۴) می رود، در غیر این صورت ادامه داده می شود.
 ۷. ساخت ماتریس جرم ساختگی از رابطه پیشنهادی (۳۴).
 ۸. ایجاد ماتریس میرایی ساختگی با استفاده از رابطه (۴۴).
 ۹. به هنگام سازی بردار سرعت ساختگی با استفاده از رابطه (۶).
 ۱۰. $\tau^{n+1} = \alpha \tau^n$.
 ۱۱. اگر $\sum_{i=1}^q (D_i^{n+1/2})^2 \leq e_k$ تحلیل به گام (۱۴) می رود، در غیر این صورت ادامه داده می شود.
 ۱۲. به هنگام سازی بردار تغییر مکان با استفاده از رابطه (۸).
 ۱۳. افزایش شمارنده تکرار $n = n + 1$.
 ۱۴. نتایج همین نمو چاپ می شود.
 ۱۵. اگر تعداد تکرارها کافی نبود، تحلیل به گام (۱) باز می گردد، در غیر این صورت تحلیل پایان می یابد.
- همان طور که مشخص است، در الگوریتم پیشنهادی، نسبت گام زمانی بهینه در هر گام به صورت خودکار انتخاب می گردد؛ به گونه ای که در آغاز هر نمو، نسبت گام زمانی برابر با یک فرض می شود. با این مقدار و فرض گام زمانی برابر با یک، نسبت گام زمانی بهینه از رابطه (۴۲) به دست می آید. بنابراین، نسبت گام زمانی در الگوریتم پیشنهادی به صورت نسبی تغییر می کند.

نمونه های عددی

برای بررسی کارایی راهکار پیشنهادی، نویسندگان برنامه رایانه ای در نرم افزار متلب (MATLAB) نوشته اند. این برنامه براساس الگوریتم پیشنهادی کار می کند و از آن برای تحلیل خطی و غیرخطی هندسی سازه های مختلف مانند خرپا و قاب های دو و سه بعدی در محدوده رفتار

(۴۲)، می توان جرم ساختگی پیشنهادی را برای همه درجه های آزادی سازه از رابطه (۳۴) به دست آورد. در حالت خاص، اگر میرایی ساختگی صفر در نظر گرفته شود، آنگاه $\beta = 0$ می گردد. در نتیجه، رابطه (۳۴) به صورت زیر تبدیل می شود:

$$m_{ii}^n = \frac{(1+\alpha)\tau^{n+1}\tau^n}{2(1+\sqrt{\alpha})^2} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (43)$$

رابطه بالا با عبارت ارائه شده در مرجع [1] برای جرم ساختگی روش رهایی پویای جنبشی مطابقت دارد. بنابراین، رابطه سازی های انجام شده صحیح می باشند. شایان توجه است، نابرابری (۳۴)، رابطه نوینی را برای محاسبه جرم ساختگی روش رهایی پویای لزج ارائه می دهد. در اینجا، برای میرایی ساختگی از رابطه زیر استفاده می شود [20]:

$$c_{ii} = \sqrt{\frac{(\{D\}^n)^T \{f\}^n}{(\{D\}^n)^T [M] \{D\}^n} \left[4 - (\tau^n)^2 \frac{(\{D\}^n)^T \{f\}^n}{(\{D\}^n)^T [M] \{D\}^n} \right]} m_{ii} \quad (44)$$

$i = 1, 2, \dots, q$

الگوریتم رهایی پویای لزج

در بخش قبلی، با بهره گیری از نگره دایره های گرشگورین بهبود یافته و بررسی پایداری عددی، رابطه نوینی برای جرم ساختگی روش رهایی پویای لزج به دست آمد (رابطه ۳۴). اکنون، الگوریتم روش رهایی پویا براساس رابطه سازی پیشنهادی ارائه می گردد. باید دانست، سنجش همگرایی در تکرارهای رهایی پویا با دو معیار نیروی نامیزان و کارمایه جنبشی انجام می پذیرد. به سخن دیگر، تکرارها تا آنجایی انجام می شوند که یکی از خطاهای نیروی نامیزان و یا کارمایه جنبشی، از معیار همگرایی کوچک تر شود. الگوریتم پیشنهادی برای روش رهایی پویای لزج به صورت زیر است:

۱. فرض مقدارهای اولیه برای سرعت (بردار صفر)، تغییر مکان (بردار صفر یا در صورت موجود بودن، تغییر مکان همگرا شده در نمو قبلی)، گام زمانی ساختگی و نسبت آن ($\alpha = \tau = 1$) و معیار همگرایی برای نیروی نامیزان و کارمایه جنبشی ($e_R = 1.0E-6$)

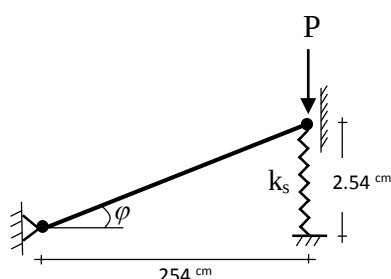
شکل (۴) نشان داده شده است [20]. سختی فنر و صلبیت محوری عضو فولادی به ترتیب برابرند با؛ 10.51 نیوتن بر سانتی متر و 44483985.77 نیوتن. از آنجاکه رفتار این سازه غیرخطی است، از رابطه های زیر برای به دست آوردن نیروی داخلی و سختی مماسی سازه مزبور استفاده می شود [24]:

$$f(D) = 0.5 AE(\cos^2 \varphi) \left(\frac{D}{L_0} \right)^2 \left[\frac{D}{L_0} \cos^2 \varphi - 3 \sin \varphi \right] + k_s D + (AE \frac{D}{L_0}) \sin^2 \varphi \quad (47)$$

$$S_T = 1.5 AE(\cos^2 \varphi) \left[\frac{D}{L_0} \cos^2 \varphi - 2 \sin \varphi \right] \left(\frac{D}{L_0} \right) + k_s + \frac{AE \sin^2 \varphi}{L_0} \quad (48)$$

بار وارد شده به این سازه در 12 گام به آن اعمال می شود؛ به گونه ای که افزایش بار در هر نمو برابر با 4.4484 نیوتن می باشد. شکل (۵) نمودار بار- تغییر مکان این سازه را نشان می دهد. تعداد تکرارهای لازم برای همگرایی در جدول (۱) درج شده اند.

جدول (۱) نشان می دهد رابطه سازی پیشنهادی سبب افزایش نرخ همگرایی روش رهایی پویا شده است؛ به گونه ای که تعداد تکرارهای همگرایی روش پیشنهادی mgDR کمتر از دیگر الگوریتم های متداول (mdDR و oDR) می باشد. در نتیجه، رابطه سازی پیشنهادی سبب افزایش نرخ همگرایی روش رهایی پویا و کاهش زمان محاسبات شده است.



شکل ۴ خرابای فنری

ارتجاعی استفاده می گردد. تحلیل غیرخطی با استفاده از رابطه های اجزای محدود و براساس مختصات هم-چرخشی انجام می گردد [25]. هر یک از نمونه ها به سه روش تحلیل شده اند. تفاوت این روش ها در رابطه استفاده شده برای جرم ساختمانی می باشد. با این فرایند، کارایی رابطه پیشنهادی برای جرم ساختمانی مشخص می شود. در هر سه روش، از رابطه (۴۴) برای محاسبه عامل میرایی ساختمانی در تکرارهای رهایی پویای لزوج، بهره گرفته شده است.

در روش نخست که همان راهکار پیشنهادی است، از رابطه پیشنهادی (۳۴)، برای جرم ساختمانی استفاده شده است. روش پیشنهادی به اختصار، mgDR (Modified Gerschgorin Dynamic Relaxation mass and Modified mdDR) نامیده می شود. در دومین روش که mdDR (damping Dynamic Relaxation mass and Modified) نام دارد، جرم ساختمانی براساس رابطه رضایی پزند و علامتین محاسبه می گردد [20]:

$$m_{ii}^n = \text{MAX} \left[\frac{(\tau^n)^2}{2} S_{ii}, \frac{(\tau^n)^2}{4} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \right] \quad (45)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

در سومین شیوه، از رابطه جرم ساختمانی آندروود استفاده شده است [24]. راهکار آندروود به عنوان متداول ترین روش رهایی پویا oDR (Ordinary Dynamic Relaxation) شناخته می شود. رابطه جرم ساختمانی در روش oDR به صورت زیر است:

$$m_{ii}^n = 1.1 \times \frac{(\tau^n)^2}{4} \sum_{j=1}^q |S_{ij}| \quad (46)$$

$$i = 1, 2, \dots, q$$

کارایی و نرخ همگرایی فرایند پیشنهادی (mgDR)، از مقایسه تکرارهای همگرایی این روش با دو شیوه oDR و mdDR، بررسی می گردد.

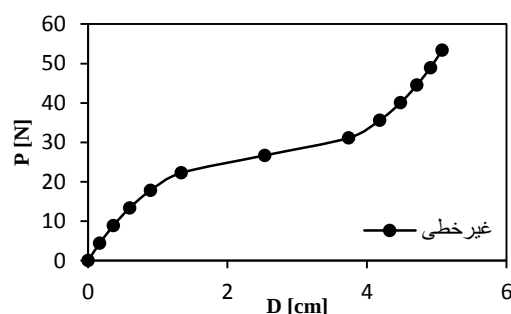
نمونه ۱: خرابای فنری. این سازه، سازه ای تک درجه آزادی و ترکیبی از فنر و یک عضو خرابایی است که در

جدول ۱. تعداد تکرارهای همگرایی خرابای فنری

تحلیل	روش	شماره نمو بارگذاری												بهبود همگرایی (%)	
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	مجموع تکرارها	oDR - mgDR oDR
غیر خطی	oDR	۷۴	۷۸	۸۴	۹۳	۱۱۱	۱۷۹	۷۵	۵۸	۵۱	۴۶	۴۳	۴۱	۹۳۳	۸۷,۶۷
	mdDR	۶	۷	۷	۱۳	۶	۴	۹	۱۰	۱۲	۱۳	۱۴	۱۴	۱۱۵	
	mgDR	۶	۴	۴	۴	۵	۶	۷	۵	۴	۴	۴	۴	۵۷	
														۹۳,۸۹	

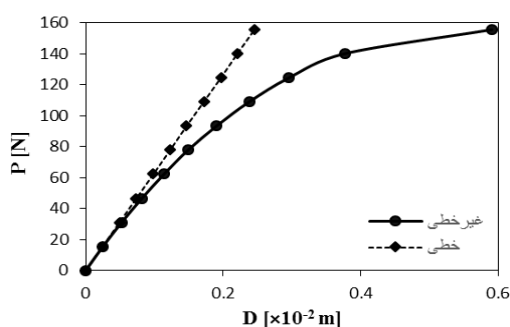
ساخته شده است [22]. بار کلی وارد به این سازه برابر با 155.605 نیوتن است که در ده مرحله به سازه اعمال می‌گردد. برای مدل‌سازی اجزای محدود، هر عضو این قاب به پنج جزء تقسیم شده است. شکل (۷)، مسیر ایستایی این سازه را برای تغییر مکان عمودی گره میانی و در دو حالت تحلیل خطی و غیرخطی نشان می‌دهد. در جدول (۲)، تعداد تکرارهای لازم برای همگرایی سه روش آورده شده است.

داده‌های جدول (۲) نشان می‌دهد روش پیشنهادی mgDR با تعداد تکرارهای کمتری نسبت به شیوه‌های mdDR و oDR به پاسخ همگرا شده است. این بهبود، سبب کاهش زمان محاسبه‌ها و هزینه تحلیل می‌شود.

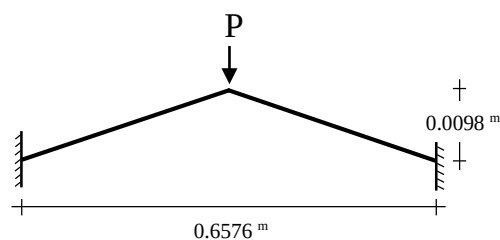


شکل ۵. مسیر ایستایی خرابای فنری

نمونه ۲: قاب توکل. مطابق شکل (۶)، این قاب از دو عضو (چوبی) با مدول الاستیسیته، سطح مقطع و ممان اینرسی، به ترتیب برابر با 0.71×10^{11} نیوتن بر مترمربع، 1.181×10^{-4} مترمربع و 0.0375×10^{-8} متر به توان چهار،



شکل ۷. مسیر ایستایی قاب توکل



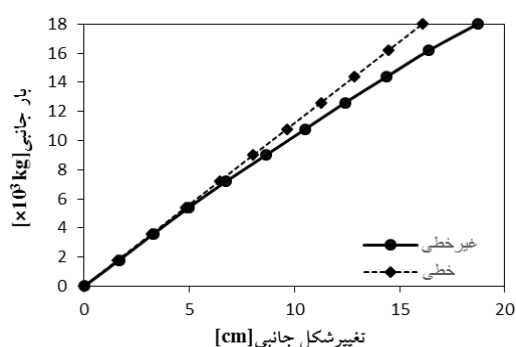
شکل ۶. قاب توکل

جدول ۲ تعداد تکرارهای همگرایی قاب توکل

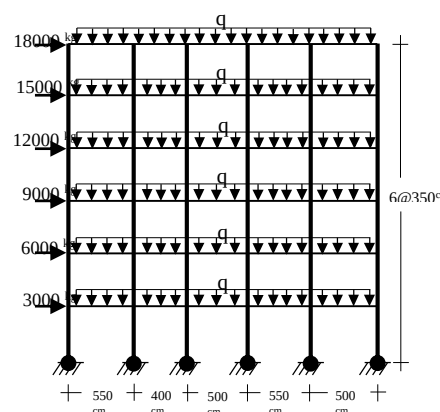
تحلیل	روش	شماره نمو بارگذاری											بهبود همگرایی (%)	
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	مجموع تکراره	$\frac{oDR - mgDR}{oDR}$	$\frac{oDR - mdDR}{oDR}$
خطی	oDR	۱۹۶۲	۱۸۱۷	۱۸۰۴	۱۷۹۹	۱۷۹۶	۱۷۹۴	۱۷۹۳	۱۷۹۲	۱۷۹۱	۱۸۱۴۰	۳,۹۱	۶۱,۴۰	
	mdDR	۱۸۸۱	۱۷۴۶	۱۷۳۴	۱۷۲۹	۱۷۲۶	۱۷۲۵	۱۷۲۳	۱۷۲۳	۱۷۲۲	۱۷۴۳۱			
	mgDR	۷۴۷	۷۰۱	۶۹۷	۶۹۵	۶۹۵	۶۹۴	۶۹۴	۶۹۳	۶۹۳	۷۰۰۲			
غیر خطی	oDR	۲۰۲۹	۱۹۸۶	۲۰۹۵	۲۲۴۲	۲۴۳۴	۲۶۹۸	۳۰۸۳	۳۷۲۴	۵۱۱۴	۲۸۰۱۸	۲,۹۰	۴۵,۸۳	
	mdDR	۱۹۴۶	۱۹۰۸	۲۰۱۳	۲۱۵۴	۲۳۳۹	۲۵۹۲	۲۹۶۳	۳۵۷۸	۴۹۱۶	۲۷۴۶۳			
	mgDR	۷۷۳	۷۶۳	۸۰۴	۸۵۸	۹۲۹	۱۰۲۵	۱۱۶۷	۱۴۰۳	۱۹۲۳	۲۸۹۳۷			

جدول ۳ تعداد تکرارهای همگرایی قاب ساختمانی

تحلیل	روش	شماره نمو بارگذاری											بهبود همگرایی (%)	
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	مجموع تکراره	$\frac{oDR - mgDR}{oDR}$	$\frac{oDR - mdDR}{oDR}$
خطی	oDR	۵۰۳۱۹	۴۸۰۶۶۵	۴۸۰۳۹۷	۴۸۰۲۹۹	۴۸۰۲۴۶	۴۸۰۳۱۵	۴۸۰۱۹۳	۴۸۰۱۶۷	۴۸۰۱۶۰	۴۸۲۸۸۴۰	۴,۳۶	۶۸,۰۲	
	mdDR	۴۸۴۰۲۶	۴۵۹۷۳۵	۴۵۹۴۸۰	۴۵۹۳۸۶	۴۵۹۳۳۸	۴۵۹۳۰۷	۴۵۹۲۸۶	۴۵۹۲۷۲	۴۵۹۲۵۱	۴۶۱۸۳۴۳			
	mgDR	۱۶۱۲۹۹	۱۵۳۷۷۷	۱۵۳۶۹۶	۱۵۳۶۶۹	۱۵۳۶۵۲	۱۵۳۶۴۵	۱۵۳۶۳۶	۱۵۳۶۳۲	۱۵۳۶۲۴	۱۵۴۴۶۶۲			
غیر خطی	oDR	۴۱۵۵۵	۳۵۹۸۶	۳۵۳۶۰	۳۵۰۲۶	۳۴۷۸۴	۳۴۴۳۵	۳۴۵۱۸	۳۴۴۱۷	۳۴۳۲۸	۳۴۲۴۸	۳۵۴۸۵۷	۴,۳۰	۶۷,۵۹
	mdDR	۳۹۷۱۸	۳۴۴۴۱	۳۳۸۴۴	۳۳۵۲۵	۳۳۲۹۴	۳۳۱۵۲	۳۳۰۴۰	۳۲۹۴۴	۳۲۸۵۹	۳۲۷۸۳	۳۳۹۶۰۰		
	mgDR	۱۳۳۷۴	۱۱۷۱۵	۱۱۵۱۸	۱۱۴۰۴	۱۱۳۱۸	۱۱۲۵۴	۱۱۱۹۹	۱۱۱۴۹	۱۱۱۰۳	۱۱۰۶۰	۱۱۴۹۹۴		



شکل ۹ مسیر ایستایی قاب ساختمانی



شکل ۸ قاب ساختمانی

هر طبقه از ساختمان وارد می شود. نمودار نیرو- تغییرمکان در شکل (۹)، برای تغییرمکان طبقه آخر این ساختمان و در دو حالت تحلیل خطی و غیرخطی رسم شده است. جدول (۳)، تعداد تکرارهای تحلیل خطی و غیرخطی این سازه را نشان می دهد.

نمونه ۴: **خرپای دوبعدی**. برای سنجش بهتر راهکار پیشنهادی، یک خرپای دوبعدی که ۲۹ عضو و ۲۰ درجه آزادی دارد و در شکل (۱۰) نشان داده شده است، تحلیل می گردد [26]. برای این سازه، $EA=6.3 \times 10^7$ نیوتن،

نمونه ۳: **قاب ساختمانی**. در این نمونه، یک قاب ساختمانی که در شکل (۸) نشان داده شده است، تحلیل می گردد [20]. این قاب ساختمانی دارای ۶ طبقه است. ستون های سه طبقه نخست و دوم این ساختمان از مقاطع $W18 \times 35$ و $W18 \times 40$ ، و کلیه تیرهای این ساختمان از مقطع $W16 \times 31$ ساخته شده اند. به عنوان تقریبی از بار مرده و زنده، نیروی گسترده یکنواخت ۵۰ کیلوگرم بر سانتی متر، به کف هر طبقه از ساختمان اعمال می گردد. همان طور که در شکل (۸) نشان داده شده است، نیروی جانبی معادل با نیروی برش پایه زلزله، به صورت افقی به

سانتی مترمربع و 6.895×10^4 مگاپاسکال می باشد. دو نوع بار به این سازه وارد می شود؛ یکی بار ثقیلی 20 کیلونیوتن به همه گره های بالاترین طبقه و دیگری بار جانبی باد که با رابطه زیر به گره های هر طبقه از سازه اثر می کند:

$$p_i^x = -900 \left(\frac{Z_i}{5340} \right)^2 + 1900 \frac{Z_i}{5340} \quad (49)$$

$i = 1, 2, \dots, 30N$

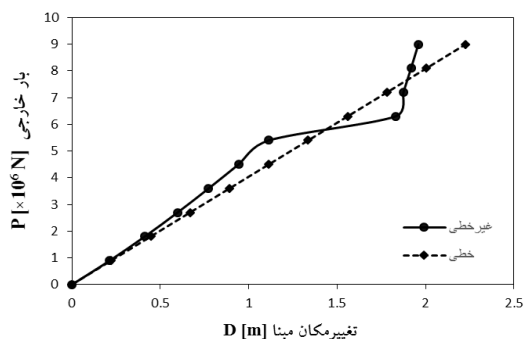
در این رابطه، Z_i ، ارتفاع طبقه مورد نظر نسبت به تراز تکیه گاه می باشد. این سازه در دو حالت کشسان خطی و غیرخطی هندسی تحلیل می گردد. شکل (۱۳) مسیر ایستایی تغییر مکان افقی بالای این سازه را نشان می دهد. همچنین، تعداد تکرارهای همگرایی این سازه با الگوریتم های مختلف روش رهایی پویا در جدول (۵) درج شده اند.

$h=0.9144$ متر و نیروی P برابر 3×10^6 نیوتن می باشد. بار کلی در ده مرحله به سازه اعمال شده است. جدول (۴)، تعداد تکرارهای لازم برای همگرایی هر یک از روش ها را در دو حالت تحلیل خطی و غیرخطی مشخص می کند. نتایج جدول (۴) نشان می دهد همگرایی روش پیشنهادی mgDR بیشتر از دیگر شیوه ها (mdDR و oDR) می باشد به گونه ای که با تعداد تکرار کمتر پاسخ به دست می آید.

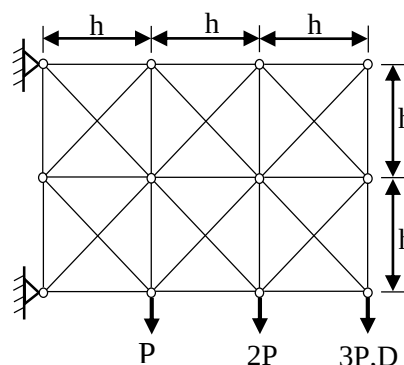
نمونه ۵: برج خرابایی. شکل (۱۲) برج خرابایی ۳۰ طبقه را نشان می دهد. با استفاده از الگوریتم های مختلف روش رهایی پویای لزج، این سازه در حالت های خطی و غیرخطی هندسی تحلیل می گردد [1]. این سازه دارای ۳۶۰ درجه آزادی و ۵۴۰ عضو است. سطح مقطع مدول الاستیسیته هر عضو، به ترتیب، برابر با 64.516

جدول ۴ تعداد تکرارهای همگرایی خرابی دو بعدی

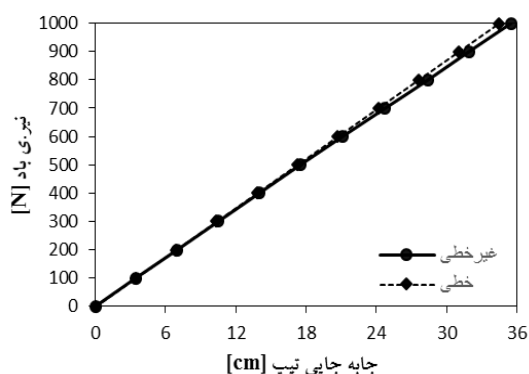
تحلیل	روش	شماره نمو بارگذاری										مجموع تکرارها	بهبود همگرایی (%)	
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰		$\frac{oDR - mgDR}{oDR}$	$\frac{oDR - mdDR}{oDR}$
خطی	oDR	۳۶۲۵	۳۶۱۰	۳۶۰۴	۳۶۰۲	۳۶۰۱	۳۶۰۰	۳۶۰۰	۳۶۰۰	۳۵۹۹	۳۶۰۴۰	۵,۲۲	۸۲,۸۱	
	mdDR	۳۴۲۹	۳۴۲۲	۳۴۱۷	۳۴۱۵	۳۴۱۴	۳۴۱۳	۳۴۱۳	۳۴۱۲	۳۴۱۲	۳۴۱۵۹			
	mgDR	۶۲۴	۶۲۰	۶۱۹	۶۱۹	۶۱۹	۶۱۹	۶۱۹	۶۱۹	۶۱۹	۶۱۹۶			
غیر خطی	oDR	۱۱۴۶	۱۲۲۹	۱۵۱۱	۱۶۸۴	۱۹۲۸	۲۴۷۴	۴۹۶۷	۷۹۶	۷۹۲	۷۸۶	۵,۱۵	۷۰,۶۳	
	mdDR	۱۰۸۳	۱۱۶۵	۱۴۳۲	۱۵۹۷	۱۸۲۹	۲۳۴۷	۴۷۰۵	۷۵۹	۷۵۵	۷۴۹			
	mgDR	۳۷۳	۳۹۲	۴۴۷	۴۹۱	۵۶۱	۷۲۵	۱۳۷۱	۲۴۳	۲۴۲	۲۴۰			



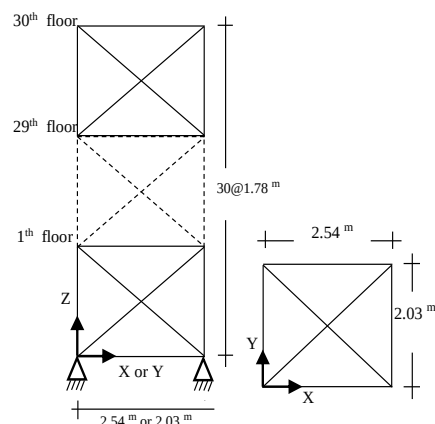
شکل ۱۱ مسیر ایستایی خرابی دو بعدی



شکل ۱۰ خرابی دو بعدی



شکل ۱۳ مسیر ایستایی برج خربایی

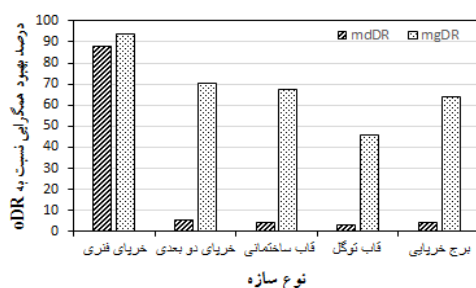


شکل ۱۲ برج خربایی

جدول ۵ تعداد تکرارهای همگرایی برج خربایی

تحلیل	روش	شماره نمو بارگذاری										بهبود همگرایی (%)	
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	مجموع تکرارها	oDR - mgDR / oDR
خطی	oDR	۸۹۹۲۸	۸۵۵۱۸	۸۵۴۳۹	۸۵۴۱۰	۸۵۳۹۵	۸۵۳۸۵	۸۵۳۷۹	۸۵۳۷۵	۸۵۳۷۱	۸۵۳۶۱	۸۵۸۵۶۱	۴,۲۲
	mdDR	۸۶۱۰۵	۸۱۹۱۱	۸۱۸۳۵	۸۱۸۰۸	۸۱۷۹۳	۸۱۷۸۴	۸۱۷۷۹	۸۱۷۷۴	۸۱۷۷۱	۸۱۷۶۸	۸۲۳۳۸	۶۳,۹۰
	mgDR	۳۲۳۰۴	۳۰۸۸۷	۳۰۸۶۱	۳۰۸۵۲	۳۰۸۴۷	۳۰۸۴۴	۳۰۸۴۲	۳۰۸۴۰	۳۰۸۳۹	۳۰۸۳۸	۳۰۹۹۵۴	
غیر خطی	oDR	۹۰۱۶۸	۸۶۰۲۹	۸۶۲۲۲	۸۶۵۸۰	۸۶۹۷۰	۸۷۳۶۹	۸۷۷۷۵	۸۸۱۸۷	۸۸۶۰۳	۸۹۰۲۴	۸۷۶۹۳۷	۴,۲۲
	mdDR	۸۶۳۳۵	۸۲۴۰۰	۸۲۵۸۶	۸۲۹۲۸	۸۳۳۰۲	۸۳۶۸۴	۸۴۰۷۳	۸۴۴۶۷	۸۴۸۶۶	۸۵۲۶۹	۸۳۹۹۱۰	۶۳,۹۹
	mgDR	۳۲۳۸۶	۳۱۰۶۰	۳۱۱۲۶	۳۱۲۳۵	۳۱۳۵۱	۳۱۴۷۱	۳۱۵۹۳	۳۱۷۱۶	۳۱۸۴۰	۳۱۹۶۶	۳۱۵۷۴۴	

گرفته شده است. در نمونه‌های دیگر، نسبت گام زمانی هر تکرار از رابطه پیشنهادی (۴۲) به دست آمده است. استفاده از این رابطه برای نسبت گام زمانی، سبب تضمین همگرایی و همچنین افزایش چشم‌گیر نرخ همگرایی می‌گردد.



شکل ۱۴ درصد بهبود همگرایی در نمونه‌های مختلف در تحلیل غیرخطی

باتوجه به شمار تکرارهای جدول (۵) می‌توان دریافت در هر دو تحلیل خطی و غیرخطی، نرخ همگرایی روش پیشنهادی mgDR بیشتر از دیگر راهکارها (mdDR و oDR) می‌باشد. به سخن دیگر، راهکار پیشنهادی دارای کارایی بسیار مناسب در تحلیل سازه‌های بزرگ با تعداد زیاد درجه آزادی می‌باشد.

از سوی دیگر، درصد بهبود همگرایی روش رهایی پویای پیشنهادی (mgDR) و شیوه mdDR در مقایسه با فرایند oDR، برای همه نمونه‌های عددی در شکل (۱۴) رسم شده است. شکل (۱۴) برتری نرخ همگرایی شیوه پیشنهادی را برای تحلیل انواع سازه‌ها شامل خرپا و قالب‌های دو و سه‌بعدی نشان می‌دهد. شایان توجه است، در نمونه ۱ (خرپای فیزی) که سازه یک درجه آزادی دارد، نسبت گام زمانی تکرارهای رهایی پویا برابر با یک در نظر

نتیجه گیری

در این مقاله رابطه سازی نوینی برای جرم ساختگی در روش رهایی پویای لزج پیشنهاد گردید. براین اساس، الگوریتم پیشنهادی با استفاده از نگره دایره های گردشگورین بهبود یافته به دست آمد [1]. برای سنجش عددی، سازه های مختلف مانند خرپا و قاب های دو و سه بعدی با رفتارهای کشسان خطی و غیرخطی هندسی، تحلیل شدند. نتایج عددی نشان داد نرخ همگرایی

شیوه پیشنهادی mgDR که در آن از رابطه جرم ساختگی بهبود یافته استفاده شده است، بیشتر از روش های متداول oDR و mdDR می باشد. به سخن دیگر، الگوریتم پیشنهادی با تعداد تکرار کمتری نسبت به دیگر روش ها همگرا می شود. در نتیجه، زمان محاسبه ها و حجم عملیات کامپیوتری در فرایند پیشنهادی کمتر از دیگر الگوریتم های رهایی پویای لزج می باشد.

مراجع

1. Alamatian, J., "A New Formulation for Fictitious Mass of the Dynamic Relaxation Method with Kinetic Damping", *Computers & Structures*, Vol. 90-91, pp. 42-54, (2012).
2. Otter, J.R.H., "Dynamic Relaxation", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 35, pp. 633-656, (1966).
3. Day, A.S., "An Introduction to Dynamic Relaxation", *The Engineer*, Vol. 219, pp. 218-221, (1965).
4. Otter, J.R.H., "Computation for Prestressed Concrete Reactor Pressure Vessels Using Dynamic Relaxation", *Nuclear Structural Engineering*, Vol. 1, pp. 61-75, (1965).
5. Brew, J.S. and Brotton, M., "Non-linear Structural Analysis by Dynamic Relaxation Method", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 3, pp. 463-483, (1971).
6. Lewis, W.J., Jones, M.S. and Lewis, G., "Cladding-network Interaction in Pretensioned Cable Roofs, Studied by Dynamic Relaxation", *Computers & Structures*, Vol. 19, pp. 885-897, (1984).
7. Kmet, S. and Mojdis, M., "Time-dependent Analysis of Cable Domes Using a Modified Dynamic Relaxation Method and Creep Theory", *Computers & Structures*, Vol. 125, pp. 11-22, (11-22).
8. Rushton, K.R., "Dynamic Relaxation Solutions of Elastic Plate Problems", *Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, Vol. 3, pp. 23-32, (1968).
9. Alwar, R.S. and Ramachandra-Rao, N., "Large Elastic Deformations of Clamped Skewed Plates by Dynamic Relaxation", *Computers & Structures*, Vol. 4, pp. 381-398, (1974).
10. Ramesh, G. and Krishnamoorthy, C.S., "Geometrically Non-linear Analysis of Plates and Shallow Shells by Dynamic Relaxation", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 123, pp. 15-32, (1995).
11. Barnes, M.R., "Form Finding and Analysis of Tension Structures by Dynamic Relaxation", *International Journal of Space Structures*, Vol. 14, pp. 89-104, (1999).
12. Ramesh, G. and Krishnamoorthy, C.S., "Inelastic Post-buckling Analysis of Truss Structures by Dynamic Relaxation Method", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 37, pp. 3633-3657, (1994).

13. Kadkhodayan, M., Zhang, L.C. and Sowerby, R., "Analysis of Wrinkling and Buckling of Elastic Plates by DXDR Method", *Computers & Structures*, Vol. 65, pp. 561–574, (1997).
14. Lee, K.S., Han, S.E. and Park, T., "A Simple Explicit Arc-length Method Using the Dynamic Relaxation Method with Kinetic dDamping", *Computers & Structures*, Vol. 89, pp. 216–233, (2011).
15. Bunce, J.W., "A Note on Estimation of Critical Damping in Dynamic Relaxation", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 4, pp. 301–304, (1972).
16. Cassell, A.C. and Hobbs, R.E., "Numerical Stability of Dynamic Relaxation Analysis of Non-linear Structures", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 10, pp. 1407–1410, (1976).
17. Papadrakakis, M., "A Method for the Automatic Evaluation of the Dynamic Relaxation Parameters", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 25, pp. 35–48, (1981).
18. Rezaiee-Pajand, M. and Taghavian-Hakkak, M., "Nonlinear Analysis of Truss Structures Using Dynamic Relaxation", *International Journal of Engineering*, Vol. 19, pp. 11–22, (2006).
19. Kadkhodayan, M., Alamatian, J. and Turvey, G.J., "A New Fictitious Time for the Dynamic Relaxation (DXDR) mMethod", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 74, pp. 996–1018, (2008).
20. Rezaiee-Pajand, M. and Alamatian, J., "The dDynamic Relaxation Method Using New Formulation for Fictitious Mass and Damping", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 34, pp. 109–133, (2010).
21. Rezaiee-Pajand, M. and Sarafrazi, S.R., "Nonlinear Dynamic Structural Analysis Using Dynamic Relaxation with Zero Damping", *Computers & Structures*, Vol. 89, pp. 1274–1285, (2011).
22. Rezaiee-Pajand, M., Kadkhodayan, M., Alamatian, J. and Zhang, L.C., "A New Method of Fictitious Viscous Damping Determination for the Dynamic Relaxation", *Computers & Structures*, Vol. 89, pp. 783–794, (2011).
23. Rezaiee-Pajand, M., Kadkhodayan, M. and Alamatian, J., "Timestep Selection for Dynamic Relaxation Method", *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, Vol. 40, pp. 42–72, (2012).
24. Felippa, C.A., "Nonlinear Finite Element Methods (ASEN 5017)", Chapter 11, Course Material, (1999).
25. Underwood, P., "Dynamic Relaxation", *Computational Method for Transient Analysis*, Chapter 5, Vol. 1, pp. 245–265, (1983).
26. Guo, X., Bai, W. and Zhang, W., "Confidence Extremal Structural Response Analysis of Truss Structures under Static Load Uncertainty Via SDP Relaxation", *Computers & Structures*, Vol. 87, pp. 246–253, (2009).

تعیین زاویه مناسب صفحات مغروق به منظور کنترل فرسایش ساحل پیچان رود*

عزیز سوزه‌پور^(۱)محمود شفاعی بيجستان^(۲)

چکیده رودخانه‌ها در محل قوس‌ها به دلیل تشکیل الگوهای سه‌بعدی جریان همواره در معرض فرسایش در پنجه ساحل خارجی و رسوب‌گذاری در ساحل داخلی می‌باشند. روش‌هایی که تاکنون به منظور اصلاح الگوی جریان ارائه شده‌اند بر روی بستر احداث می‌شوند؛ بنابراین خود سازه‌ها در این روش در معرض آبشستگی قرار دارند. از این رو، در مطالعه حاضر کارایی صفحات مغروقی که بالای بستر نصب می‌شوند به صورت آزمایشگاهی مطالعه شده است. برای رسیدن به اهداف این تحقیق ابتدا مدل فیزیکی از قوس ۱۸۰ درجه‌ای رودخانه کارون در شرایط بستر متحرک احداث گردید. آزمایش‌های متعددی در شرایط عدد فرود ۰٫۲ (معادل عدد فرود در دبی دو ساله کارون) و در شش زاویه مختلف نصب صفحات برابر ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درجه نسبت به ساحل یا خط جریان انجام گرفت. نتایج نشان داد که نصب صفحات به طور مؤثری چاله آبشستگی را از محل پنجه ساحل به میانه قوس منتقل می‌کند. ضمن این‌که هیچ‌گونه آبشستگی در بستر مشاهده نمی‌شود. از مقایسه تغییرات بستر با زوایای مختلف مشخص گردید که در زاویه نصب ۴۰ درجه چاله آبشستگی کوچک‌تر و دورتر از ساحل نسبت به سایر زوایا اتفاق افتاده است.

واژه‌های کلیدی صفحات غوطه‌ور، زاویه نصب، مدل فیزیکی، فرسایش ساحل.

Best Installation Angle for Immersion Vanes as a Measure for Meander Bank Erosion

A. Sozopor

M. Shafai Bejestan

Abstract Developing three dimensional vortices at river meander causes severe erosion at the toe of the outer bank and deposition at the inner bank. The flow altering measures which have been presented so far are installed on the bed and are subject to failure due to progress of scour hole at their toe. Therefore in the present study the performance of immersion vanes, which are installed above the bed, are experimentally investigated. To reach such goal a movable physical model of 180 degree Karoon river bend was constructed. Different tests at Froude number equal to 0.20 (=corresponded to the Karoon 2-years flood occurrence discharge) at six different vanes angles equal to 10, 20, 30, 40, 50, and 60 degrees was carried out. The general results show that the immersion vanes are effectively shifted the scour hole from the bank toe to the middle of the bend while no scour is observed at the base of the vanes. By comparing the bed topographic variations after tests it was found that at 40 degrees vane angle the toe scour hole is smaller and developed much farther from the outer bank compare to the other vane angles.

Key Words Immersion Vanes, Installation Angle, Physical Model, Bank Erosion.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۲/۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۱۰/۲۵ می‌باشد.

Email: asozapor@yahoo.com

(۱) نویسنده مسئول: دانشجوی دکترای سازه‌های آبی، دانشگاه شهید چمران، اهواز.

(۲) استاد، گروه سازه‌های آبی، دانشگاه شهید چمران، اهواز.

مقدمه

بررسی مکانیک جریان در قوس رودخانه، تغییرات زمانی خم رودخانه، شبیه سازی هیدرولیک جریان و تغییرات بستر رودخانه های پیچانرود از جمله مباحث مهم در زمینه رودخانه های پیچانرودی است. رودخانه ها در اثر پدیده فرسایش و رسوب گذاری دستخوش تغییرات مستمر می باشند. شناخت چنین تغییراتی برای اهداف ساماندهی و ایمن سازی رودخانه در مقابل نتیجه های به دست آمده دارای اهمیت فراوانی است. در حالت طبیعی، فرسایش بستر منجر به ناپایداری کناره ها می گردد و این امر ریزش توده ای خاک و تغییر شکل مقطع هندسی رودخانه را به دنبال دارد. قوس رودخانه ها نیز در اثر فرسایش موضعی جابه جا می شود و تأسیسات ساحلی را تهدید می کند. تأثیر رسوب گذاری بر رفتار رودخانه ها و نقش آن در فرایند ساماندهی نیز قابل توجه است. در مراحل اولیه اثر رسوب گذاری به صورت تثبیت بستر و پایداری کناره ها و سواحل رودخانه ظاهر می شود؛ اما با ادامه روند رسوب گذاری تراز بستر افزایش می یابد و در نتیجه تغییراتی در ریخت شناسی رودخانه ها پدیدار می گردد که به نوبه خود بر عملکرد کارهای ساماندهی تأثیر می گذارد. اقدامات اساسی که با هدف ساماندهی و برقراری شرایط مطلوب انجام می گیرد، دخالت در نظام رفتاری رودخانه تلقی می گردد و پیامدهای مختلفی را در بر دارد. تغییر رژیم رسوب دهی از جمله پیامدهای بارز ساماندهی است که به نوبه خود روند فرسایش و رسوب گذاری و الگوهای مختلف ساماندهی را تحت تأثیر قرار می دهد. به عبارتی شناخت اثرهای متقابل ساماندهی و فعل و انفعالات فرسایش و رسوب گذاری از جمله چالش های مهم در عرصه مهندسی رودخانه است و مستلزم آگاهی از کم و کیف آن می باشد. به علت وجود جریان حلزونی در مئاندرها، فرسایش ساحلی در قوس خارجی و رسوب گذاری در قوس داخلی به مراتب بیشتر از مسیرهای مستقیم می باشد. فرسایش ساحل خارجی در مئاندرها باعث جابه جایی قوس ها در رودخانه ها می شود و در نتیجه باعث تخریب زمین های کشاورزی، ابنیه فنی و زیرساخت ها و کاهش ظرفیت عبوردهی سیلاب

رودخانه می گردد. به منظور کنترل فرسایش و مدیریت رسوب در مئاندرها دو روش حفاظت مستقیم (لحاف بتنی، پوشش گیاهی، ریپرپ و...) و حفاظت غیرمستقیم (روش های اصلاح الگوی جریان) استفاده می شود [1]. انتخاب روش مناسب کنترل فرسایش و رسوب گذاری در مئاندرها بستگی به شرایط زیست محیطی (اجرای روش هایی مانند لحاف بتنی، مانع رشد پوشش گیاهی می شوند)، شرایط هیدرولیکی رودخانه و مسائل اقتصادی دارد. به عنوان مثال در مئاندرهای که عرض فعلی رودخانه کمتر از عرض تعادلی رودخانه است، روش های حفاظت مستقیم پیشنهاد می گردد که این شرایط باتوجه به این که در مئاندرها نرخ فرسایش قوس خارجی به مراتب بیشتر از رسوب گذاری قوس خارجی در حالت طبیعی می باشد به ندرت اتفاق می افتد. اخیراً برای مدیریت رسوب در مئاندرها روش های حفاظت غیرمستقیم (روش های سازه) مورد استفاده قرار می گیرند. آبشکن ها یکی از سازه های اصلاح الگوی جریان هستند که از دیرباز مورد استفاده بوده اند. این سازه ها در دو حالت نفوذپذیر و نفوذناپذیر در عرض رودخانه و با زاویه مناسب در ساحل خارجی نصب می شوند که با دور کردن خط حداکثر سرعت از ساحل خارجی باعث کنترل فرسایش قوس خارجی می گرددند ابعاد از جمله ارتفاع، طول مؤثر، زاویه نصب و... براساس دبی دوساله تعیین می گردد [2 و 3]. یکی دیگر از سازه هایی که به طور مؤثری توانسته است با اصلاح الگوی جریان از تغییرات عرضی قوس های رودخانه جلوگیری کند، سرریزهای مستغرق می باشند. این سرریزها که معمولاً از لاشه سنگ و در ساحل خارجی قوس احداث می شوند باعث می شوند تا جریان عبوری از قسمت بالایی سرریز، به صورت عمود بر این سازه به طرف قوس داخلی تغییرجهت دهد. این سازه باعث کاهش سرعت در نزدیک ساحل، کاهش شدت جریان در قوس خارجی، بهبود زیستگاه آبزیان، بهبود شرایط کشتی رانی، رسوب گذاری در قوس خارجی (حفاظت قوس خارجی) و کاهش رسوب گذاری در قوس داخلی می گردد [4، 5، 6 و 7]. روش صفحات مستغرق از جمله یکی از روش هایی است که به طور مؤثری می تواند با

بررسی تأثیر سری صفحات مثلثی در قوس ملایم ۹۰ درجه بر الگوی توپوگرافی بستر پرداختند. ایشان آزمایش‌ها را در چهار عدد فرود و در چهار فاصله طولی ۴، ۵، ۶ و ۸ برابر طول مؤثر صفحات و در زاویه ۳۰ درجه نسبت به ساحل بالادست انجام دادند و نشان دادند که با افزایش فاصله طولی، حداکثر عمق آبشستگی و گسترش آن تا ساحل بیرونی افزایش می‌یابد؛ به گونه‌ای که فاصله طولی ۸ برابر طول مؤثر فاصله مناسبی برای صفحات مثلثی نیست [17].

اولین اقدام برای این که مطمئن شویم که سازه‌های اصلاح الگوی جریان می‌توانند مشکل را حل نمایند، طراحی ابعاد و نحوه قرارگیری آنها است به گونه‌ای که بتوانند تغییرات لازم در الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری را طوری ایجاد نمایند که سیستم رودخانه به یک بازه پایدار برسد. سازه صفحات شناور یکی از سازه‌های اصلاح الگوی جریان در قوس‌ها می‌باشد که تاکنون کار نشده است. این سازه از نظر عملکرد هیدرولیکی شباهت زیادی با صفحات مستغرق دارد با این تفاوت که بالاتر از تراز بستر رودخانه نصب می‌شود. زاویه نصب صفحات مستغرق از معیارهای مهم طراحی می‌باشد که مستقماً بر عملکرد آنها در تغییر الگوی بستر و آبشستگی موضعی اطرافشان تأثیر دارد. زاویه نصب صفحات مستغرق توسط اودگارد ۱۰ تا ۲۰ درجه توصیه شده است [18]. صفحات شناور با توجه به اینکه در ساحل خارجی باعث ایجاد مقاومت در مقابل جریان و نهایتاً کاهش سرعت جریان می‌گردند بنابراین از نظر محیط زیستی منطقه‌ای با جریان آرام در عرض رودخانه برای حرکت آبریزان رودخانه‌ای به سمت بالادست ایجاد می‌نمایند. سایر سازه‌های اصلاح الگوی جریان از جمله سرریزهای مستغرق و... که به ساحل خارجی متصل بوده و در بستر قرار دارند با ایجاد تنگ‌شدگی در عرض مجرا باعث افزایش سرعت در دماغه خود سازه می‌شوند، تردد آبریزان در این منطقه را با مشکل مواجه می‌کنند. بنابراین در ساحل خارجی اجرای این سازه‌ها باعث قطع ارتباط

مدیریت مناسب رسوب در قوس شرایطی را فراهم نماید که تغییرات عرضی رودخانه در محل قوس به حداقل برسد و علاوه بر آن، با رسوب‌گذاری در محل ساحل خارجی، این ساحل بازسازی گردد. در این روش سازه‌هایی به شکل صفحات معمولاً مستطیل با ابعاد، زاویه و فواصل مناسب در بستر رودخانه طوری نصب می‌شوند تا در شرایط دبی طرح کاملاً مستغرق باشند. در اثر عبور جریان از روی این صفحات، گردابه‌های دنباله‌داری شکل می‌گیرد که باعث تغییرات عرضی تنش برشی بستر می‌گردد و در نتیجه تشکیل حفره در بستر از محل پنجه ساحل خارجی به میانه رودخانه منتقل می‌گردد. علاوه بر این، صفحات باعث هدایت رسوب به سمت ساحل خارجی و در نتیجه رسوب‌گذاری در این منطقه می‌شوند [8]. سازه‌های دیگری همچون سرریزهای w شکل (W-weir) [9, 10, 11]، سرریزهای u شکل (U-weir) [12]، سرریزهای جی هوک (J-Hook) [13]، نیز از جمله روش‌هایی هستند که به خصوص برای مدیریت رسوب در قوس رودخانه‌های کوهستانی توصیه شده‌اند. اخیراً نشان داده شده است که مدیریت رسوب در قوس‌های رودخانه‌های مئاندری توسط سازه صفحات مستغرق نیز به طور مؤثری امکان‌پذیر است. صفحات مثلثی که می‌توانند از لاشه سنگ ساخته شوند می‌توانند الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری در قوس را طوری تغییر دهند که از تغییرات عرضی قوس جلوگیری شود؛ ضمن این که پشت این صفحات شرایط جریان مناسب برای آبریزان نیز می‌باشد [14 و 15].

بهرامی یاراحمدی و شفافی بجستان به بررسی تغییرات طول مؤثر صفحات مثلثی شکل در اعداد فرود ۰/۱۹۴، ۰/۲۱۴، ۰/۲۳۳ و ۰/۲۵۳ در یک قوس ۹۰ درجه ملایم با عرض ثابت پرداختند. ایشان نشان دادند که با کاهش طول مؤثر از حداکثر عمق آبشستگی کاسته شده است. همچنین نشان دادند که با کاهش طول مؤثر سازه، حداقل فاصله پشته رسوب‌گذار از ساحل بیرونی کاسته می‌شود [16].

بهرامی یاراحمدی و شفافی بجستان در تحقیقی به

ساحل خارجی گردیده است. شکل (۱) وضعیت کنونی ساحل را نشان می‌دهد. ساحل رودخانه متشکل از لایه‌های فوقانی رسوبی رس متراکم شده و مقاوم به فرسایش است و نیز لایه‌های زیرین ماسه‌ای فرسایشی است که در اثر توسعه چاله فرسایشی بستر در پنجه ساحل موجب ریزش ساحل و جابه‌جایی آن می‌گردد.



شکل ۱ وضعیت کنونی ساحل در بازه مدل شده



(الف)



(ب)

شکل ۲ (الف) پلان قوس مدل شده و (ب) نمایی از مدل ساخته شده در آزمایشگاه

آبزیان پایین دست با بالادست خواهد شد که سازه صفحات شناور چنین مشکلات محیط زیستی را ایجاد نخواهد کرد. با توجه به این که سازه صفحات شناور بالاتر از تراز بستر رودخانه نصب می‌شود اجرای آن در رودخانه‌های عمیق با جریان دائمی نسبت به صفحات مستغرق راحت تر و کم هزینه تر است و مهم تر از همه در زوایای با عملکرد هیدرولیکی بالا، سازه در معرض آبستگي موضعی نخواهد بود و احتمال می‌رود از نظر تغییر در الگوی بستر در مئاندر رودخانه‌ها نسبت به صفحات مستغرق، راندمان بالاتری را داشته باشد. از این رو، زاویه نصب مناسب صفحات شناور در مئاندرها که تاکنون کار نشده است در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است.

ساحل خارجی باعث ایجاد مقاومت در مقابل جریان و نهایتاً کاهش سرعت جریان می‌گردد؛ بنابراین از نظر محیط زیستی منطقه‌ای با جریان آرام در عرض رودخانه برای حرکت آبزیان رودخانه به سمت بالادست ایجاد می‌نماید. سایر سازه‌های اصلاح الگوی جریان از جمله سرریزهای مستغرق و... که به ساحل خارجی متصل هستند و در بستر قرار دارند با ایجاد تنگ‌شدگی در عرض مجرا باعث افزایش سرعت در طول بازه مدل شده تقریباً برابر با ۲ کیلومتر (معادل ۷ متر در مدل فیزیکی) می‌شوند. برای بررسی فرسایش و رسوب گذاری از مواد اولیه پلی اتیلن با قطر متوسط ۲ میلی متر و چگالی ۱,۱ به عنوان رسوبات بستر استفاده شد. شکل (۲) پلان قوس جنگیه و نمایی از مدل ساخته شده را نشان می‌دهد.

مواد و روش‌ها

برای رسیدن به اهداف این تحقیق، مدل فیزیکی قوس ۱۸۰ درجه‌ای جنگیه واقع در پایین دست شهر اهواز در آزمایشگاه مدل‌های رودخانه‌ای دانشگاه شهید چمران اهواز احداث گردید. قوس مذکور در سال‌های متمادی تغییرات عرضی زیادی را تجربه کرده است و باعث تخریب ابنیه روستای جنگیه و یا نخلستان‌های مجاور

انجام گرفت. زمان چهار ساعت با انجام یک آزمایش طولانی ۱۲ ساعته به دست آمد که تغییرات عمق چاله فرسایشی پس از آن با گذشت ۴ ساعت کمتر از یک میلی متر بود. در انتها دریچه انتهایی بسته و جریان قطع می شد. بعد از زهکشی شدن کامل مدل توسط لوله زهکش که در زیر مدل تعبیه شده بود، برداشت پروفیل بستر با استفاده از متر لیزی روی اسکلت تراز و مدرج شده برداشت می گردید. لازم به ذکر است که شبکه برداشت پروفیل بستر به علت تغییرات پروفیل بستر کاملاً متغیر بود. شکل (۳) نمایی از مدل و تعلقات آن را نشان می دهد.

صفحات شناور از جنس گالوانیزه به ضخامت دو میلی متر به ارتفاع ۳ سانتی متر و طول ۶ سانتی متر توسط میله ای فلزی که به صفحات جوش شده بود روی یک اسکلت فلزی که هم قابلیت تغییر زاویه، فاصله از ساحل و عمق مورد نظر برای صفحات شناور را میسر می کرد، سوار شدند (شکل ۴). از آنجا که درخصوص کاربرد صفحات شناور مطالعه ای تاکنون انجام نشده است و با در نظر گرفتن این که صفحات شناور نیز با ایجاد تغییرات مشابهی در الگوی جریان می توانند باعث تغییر در الگوی رسوب گذاری شوند، در این ابعاد صفحات، فواصل بین صفحات و فاصله از ساحل، براساس توصیه اودگارد [17]، برای صفحات مستغرق محاسبه گردید.

دو سری آزمایش علاوه بر آزمایش های مقدماتی انجام شد. آزمایش های مقدماتی برای اصلاح زبری بستر رودخانه برای تأمین تراز مورد نظر در دبی سیل دوساله انجام شده است. آزمایش های سری اول بدون نصب صفحات و آزمایش های سری دوم با نصب صفحات در شش زاویه ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درجه نسبت به ساحل خارجی بوده است. آزمایش ها در دبی ۲۱،۴ لیتر بر ثانیه و با عمق ثابت ۱۵،۵ سانتی متر (عمق در مسیر مستقیم) معادل عدد فرود ۰،۲ انجام گرفت. از آنجا که بیش از ۷۰ درصد فرسایش قوس ها در دبی با دوره بازگشت دو ساله اتفاق می افتد [18]، لذا شرایط جریان در این دبی مدل گردید. دبی جریان توسط دبی سنج الکتریکی که قبل از شیر کنترل هیدرولیکی قرار داشت تنظیم می گردید. برای تنظیم عمق آب از دریچه ای که در انتهای مدل فیزیکی تعبیه شده بود استفاده گردید. در ابتدای هر آزمایش رسوبات بستر (مواد پلی اتیلن) کاملاً تراز می شد و شیر کنترل به آرامی و با دبی کم و درحالتی که دریچه انتهایی کاملاً بسته بود، باز می شد. این کار تا زمانی ادامه پیدا می کرد که عمق آب در مدل کاملاً بالا می آمد (برای جلوگیری از ایجاد خطای قبل از آزمایش) و در نهایت به آرامی با باز کردن شیر کنترل، هم زمان دریچه هم باز می شد. بنابراین دبی مورد نظر با عمق ثابت ۱۵،۵ سانتی - متر در مدل برقرار می شد. هر آزمایش به مدت ۴ ساعت



شکل ۳ نمایی از مدل فیزیکی قوس جنگیه همراه با متعلقات آن



شکل ۴. نمایی از کارگذاری صفحات شناور در قوس قبل از انجام آزمایش

آنالیز ابعادی

متغیرهای مؤثر بر فرسایش و رسوب گذاری در تحقیق حاضر عبارتند از:

• متغیرهای مربوط به هندسه سیستم:

- شیب طولی مدل S_b

- عرض مدل B

- شعاع قوس R

- زاویه مرکزی قوس δ

• متغیرهای مربوط به سازه‌ها:

- ارتفاع صفحات H

- طول صفحات شناور L

- زاویه قرارگیری صفحات شناور نسبت به ساحل

خارجی θ

- ضخامت صفحات شناور α

- فاصله از ساحل خارجی صفحات شناور d

- عمق کارگذاری صفحات شناور de (فاصله لبه

بالایی صفحات از سطح آب)

- فاصله طولی صفحات شناور δL

• متغیرهای مربوط به جریان:

- سرعت متوسط جریان در بازه مستقیم قوس U

- عمق جریان در بازه مستقیم قوس h

- شتاب ثقل g

• متغیرهای مربوط به سیال:

- جرم واحد حجم مایع ρ

- ضریب لزجت دینامیکی μ

این صفحات در محدوده فرسایشی قوس خارجی

که با استفاده از آزمایش‌های سری اول تعیین گردید،

کارگذاری شدند. تعداد هفت صفحه شناور در محدوده

تقریبی 130° درجه‌ای قوس با طول ثابت 6 سانتی‌متر

(طول صفحات شناور در سری آزمایش‌های تعیین زاویه

براساس تحقیق جونالی و یویتال کومار [19] درمورد

صفحات مستغرق ثابت در نظر گرفته شد) و با فاصله

طولی برابر با شانزده برابر ارتفاع صفحات ($16H$)

(توصیه شده توسط اودگارد [18] برای صفحات

مستغرق)، عمق کارگذاری برابر با ارتفاع صفحات از

سطح آب (H) و فاصله از ساحل خارجی برابر با 4 برابر

ارتفاع صفحات شناور ($4H$) و شش زاویه ذکر شده نسبت

به ساحل خارجی کارگذاری شدند (فاصله از ساحل و

عمق کارگذاری براساس آزمایش‌های مقدماتی سری دوم

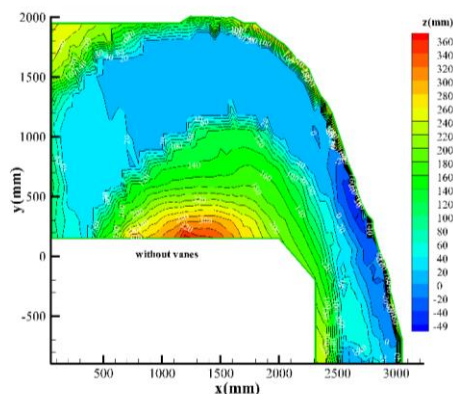
تعیین شده‌اند). شکل (۵) نمایی نزدیک از نحوه نصب

صفحات را نشان می‌دهد.



شکل ۵. نمایی نزدیک از نصب صفحات

عرض یکسان مطالعه کرده‌اند مطابقت دارد؛ با این تفاوت که موقعیت حداکثر عمق چاله در این مطالعه به موقعیت ۱۵۰ تا ۱۸۰ درجه تغییر کرده است که این به دلیل همگرا بودن قوس مطالعه حاضر می‌باشد. همچنین شکل (۶) نشان می‌دهد که بستر در قوس قبل از موقعیت ۱۳۰ درجه هیچ‌گونه فرسایشی نداشته است. دلیل عمده آن را می‌توان شرایط هندسی قوس ذکر کرد. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود، رأس قوس جنگیه به دلیل فرسایش‌ها و رسوب‌گذاری‌هایی که قبلاً قوس داشته‌است، به زاویه حدود ۱۱۰ درجه منتقل شده‌است. همچنین رسوب‌گذاری‌های قوس داخلی نیز باعث شده است تا قوس از نظر عرضی همگرا شود، به‌طوری‌که عرض رودخانه از ۱ متر به ۰/۳ متر در موقعیت ۱۳۰ درجه کاهش یافته است. از این موقعیت به بعد به دلیل شرایط ژئوتکنیکی مصالح رسوبی بستر و به‌خصوص ساحل (که بیشتر از جنس رس کاملاً تحکیم‌یافته است) و نیز به دلیل عدم رخداد سیل دوساله در ده سال گذشته (به‌خاطر خشکسالی حاکم بر منطقه و تنظیم دبی‌های سیلابی توسط سدهای مخزنی بالادست) تخریب ساحل دیده نمی‌شود و عرض رودخانه در اثر رسوب‌گذاری‌های قوس داخلی کاهش یافته است و به‌طور متوسط به ۰/۳ متر می‌رسد.



شکل ۶ توپوگرافی بستر در حالت بدون صفحات،

(الف) در عدد فرود ۰/۲ (دبی دوساله)

• متغیرهای مربوط به رسوبات:

- قطر متوسط ذرات رسوبی d_{50}

- چگالی رسوبات G_s

- انحراف معیار رسوبات σ

باتوجه به متغیرهای معرفی شده می‌توان نوشت:

معادله ۱:

$$\varphi = f(S_b, B, R, \delta, h, L, \theta, \alpha, d, d_e, \delta_L, U, H, g, \rho, \mu, d_{50}, G_s, \sigma)$$

بااستفاده از تئوری π باکینگهام و درنظر گرفتن

متغیرهای ρ, U, h به‌عنوان متغیرهای تکراری، پارامترهای

بی‌بعد زیر به‌دست می‌آیند:

معادله ۲:

$$\varphi = f(S_b, \delta, \theta, \sigma, \frac{B}{h}, \frac{R}{h}, \frac{L}{h}, \frac{\alpha}{h}, \frac{d}{h}, \frac{H}{h}, \frac{d_e}{h}, \frac{\delta_L}{h}, \frac{U}{\sqrt{gh}}, \frac{\rho U h}{\mu}, \frac{d_{50}}{h})$$

در این تحقیق فاصله طولی صفحات ثابت و برابر

8L، فاصله از ساحل خارجی ثابت و برابر با 4H، عمق

کارگذاری صفحات ثابت و برابر با H، عمق جریان برابر

با ۱۵/۵ سانتی‌متر و... و تنها دو متغیر زاویه قرارگیری

نسبت به ساحل و عدد فرود متغیر بوده است؛ درنتیجه

تابع زیر به‌دست خواهد آمد:

معادله ۳:

$$\varphi = f(\theta, F_r)$$

نتایج

نتایج آزمایش‌های شاهد (بدون نصب صفحات) در دبی

سیل دوساله (عدد فرود ۰/۲) همان‌گونه که در شکل (۶)

مشخص است، نشان می‌دهد که حفرة آبستگي چسبیده

به ساحل خارجی از موقعیت ۱۳۰ درجه قوس شروع

می‌شود و تا موقعیت ۰/۵ متر بعد از انتهای قوس ادامه

دارد. سپس حفرة از ساحل به میانه رودخانه منتقل

می‌شود. مقدار حداکثر عمق آبستگي در موقعیت ۱۵۰

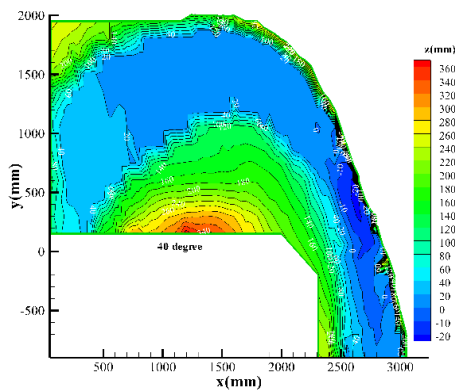
تا ۱۷۰ درجه قوس قرار دارد. این اندازه‌گیری‌ها با

مطالعات منصوری و همکاران [20] که در آن موقعیت

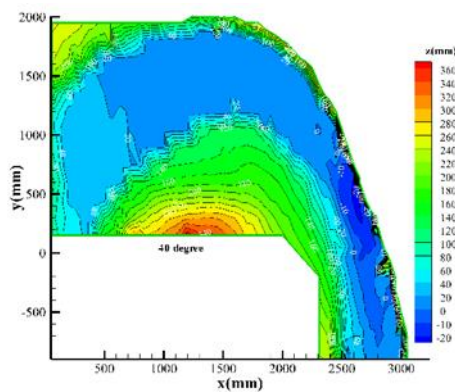
حداکثر چاله آبستگي را در قوس‌های ۱۸۰ درجه و با

وضعیت توپوگرافی بستر در شرایط نصب صفحات در زاویه ۱۰ درجه (شکل ۷-الف) و زاویه ۲۰ درجه (شکل ۷-ب) برای دبی سیل دوساله (عدد فرود ۰/۲) نشان داده شده است. در زاویه نصب ۱۰ درجه، حفره فرسایشی از موقعیت ۱۳۰ درجه شروع شده است و تا موقعیت ۰,۵ متر بعد از انتهای قوس ادامه دارد. موقعیت حداکثر عمق چاله فرسایشی در زاویه ۱۶۰ تا ۱۸۰ درجه قوس قرار دارد. میزان حداکثر عمق چاله آبستگي نیز برابر ۴ سانتی متر می باشد که کاملاً به ساحل خارجی چسبیده است. تزریق ذرات ریز بسیار سبک در سطح آب در دو حالت بدون و با صفحات شناور نشان داد که در شرایط بدون صفحات، ذرات فوق پس از ورود به قوس به تدریج به ساحل خارجی نزدیک می شوند و از موقعیت حدود ۱۴۰ درجه این ذرات چسبیده به ساحل حرکت می کنند. دلیل اصلی چنین مشاهده ای وجود جریان های ثانویه ای است که در قوس ها مشاهده شده است. مطالعات انجام شده نشان می دهد که در یک قوس ۱۸۰ درجه جریان ثانویه از حدود ابتدای قوس شروع می شود و البته قدرت آن در طول قوس تغییر می کند. در اثر جریان ثانویه لایه های بالایی سطح آب به سمت قوس خارجی و لایه های پایینی به سمت قوس داخلی در حرکت هستند. از این رو است که ذرات شناور ریزدانه به سمت قوس خارجی کشیده می شوند. تداخل این جریان با جریان اصلی مسیر حرکت ثانویه را به شکل حلزونی و رو به پایین دست در می آورد. جهت حرکت در ساحل خارجی به سمت پایین و در ساحل داخلی به سمت بالا است [21]. وجود چاله فرسایشی در محل پنجه ساحل نیز به همین دلیل می باشد. تزریق مواد شناور ریزدانه در آزمایش با صفحات شناور نشان داد که عمده این ذرات قبل از رسیدن به ساحل خارجی منحرف می شوند و در راستای جریان به سمت پایین دست حرکت می کنند. صفحات شناور، جریان در مقطع را به دو ناحیه

تقسیم می کنند که شامل ناحیه اول (بین ساحل خارجی و صفحات) و ناحیه دوم (از صفحات تا ساحل داخلی) است. سرعت ذرات شناور در ناحیه اول کمتر از سرعت همین ذرات در ناحیه دوم است؛ به عبارتی صفحات شناور باعث شده اند تا لایه ای برشی در مقطع عرضی و در طول قوس شکل بگیرد و دلیل اصلی نزدیک نشدن عمده ذرات رسوبی به ساحل در آزمایش های با صفحات نیز همین می تواند باشد. البته لازم است به طور جداگانه مؤلفه های سه بعدی سرعت برداشت گردد تا به طور دقیق در خصوص موقعیت لایه برشی و میزان کاهش سرعت در ناحیه یک بحث گردد که هدف مطالعه حاضر نبوده است. در واقع باتوجه به این که خط القعر از ساحل خارجی با کارگذاری صفحات شناور دور شده است بنابراین پنجه در برابر فرسایش ناشی از جریان حلزونی در قوس ایمن شده است و بنابراین ریزش دیواره ساحلی در قوس خارجی می تواند کنترل شود و از جابه جایی قوس جلوگیری کند. همان طور که قبلاً اشاره شد تغییرات زاویه نصب صفحات شناور، از این جهت که باعث تغییر در زاویه برخورد خطوط جریان به این سازه ها می شود، می تواند بر الگوی فرسایش و رسوب تغییر ایجاد کند. در زاویه نصب ۲۰ درجه (شکل ۷-ب) حداکثر عمق چاله فرسایشی در قوس خارجی معادل ۲ سانتی متر می باشد؛ که این مقدار نسبت به زاویه نصب ۱۰ درجه کاهش ۵۰ درصدی را نشان می دهد. احتمال می رود با افزایش زاویه نصب از ۱۰ درجه به ۲۰ درجه، باتوجه به این که سطح تصویر شده عمود بر جریان افزایش می یابد، نیروی دراگ بیشتری بر صفحات وارد شود که منجر به افزایش اختلاف فشار در طرفین صفحات شناور می شود. افزایش اختلاف فشار باعث افزایش قدرت گردابه های دنباله دار در بین صفحات شناور خواهد شد (مشابه صفحات مستغرق). در نهایت هر اندازه قدرت گردابه های دنباله دار ناشی از صفحات شناور بیشتر گردد، اثر بیشتری بر



(الف)



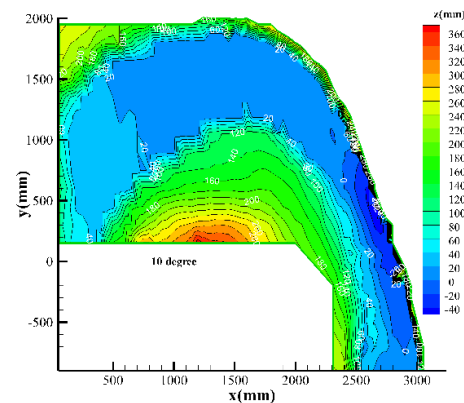
(ب)

شکل ۸ توپوگرافی بستر در حالت نصب صفحات، (الف) در زاویه ۳۰ درجه، (ب) در زاویه نصب ۴۰ درجه

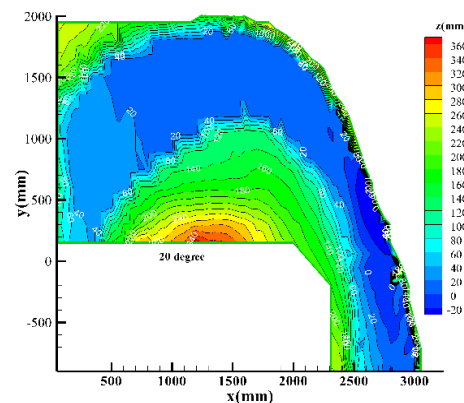
در زاویه نصب ۳۰ درجه حداکثر عمق چاله فرسایشی از موقعیت تقریبی ۱۶۵ تا ۱۷۰ درجه قوس است و مقدار آن برابر با ۴ سانتی‌متر می‌باشد. در این حالت نسبت به حالت بدون صفحات (مقایسه شکل ۶ با شکل ۸-الف)، حداکثر عمق چاله فرسایشی ۹ میلی‌متر کاهش یافته است؛ با این تفاوت که در زاویه نصب ۳۰ درجه موقعیت حداکثر چاله فرسایشی به اندازه ۵ سانتی‌متر از ساحل خارجی دور شده و از موقعیت ۱۷۰ درجه تا انتهای میدان داده‌برداری چاله فرسایشی به اندازه ۱۰ سانتی‌متر دور شده و ساحل خارجی در این بازه کاملاً در مقابل فرسایش تثبیت شده است. در زاویه نصب ۴۰ درجه حداکثر عمق چاله فرسایشی در موقعیت ۱۶۰ تا

کاهش قدرت جریان ثانویه در قوس دارد و نهایتاً عمق چاله فرسایشی کاهش پیدا می‌کند. البته اظهار نظر دقیق این مباحث نیازمند برداشت الگوی جریان در حالت‌های مختلف می‌باشد که هدف تحقیق حاضر نیست. افزایش زاویه نصب صفحات شناور از ۱۰ درجه به ۲۰ درجه، علاوه بر این که باعث کاهش حداکثر عمق آبستگي از ۴ سانتی‌متر به ۲ سانتی‌متر شده است باعث دور شدن چاله فرسایشی از ساحل خارجی بعد از موقعیت ۱۷۰ درجه تا انتهای میدان داده‌برداری نیز شده است.

شکل ۸ تغییرات توپوگرافی بستر در دو زاویه نصب ۳۰ درجه (شکل ۸-الف) و ۴۰ درجه (شکل ۸-ب) را در عدد فرود ۰٫۲ (معادل دبی دوساله رودخانه کارون) نشان می‌دهد.



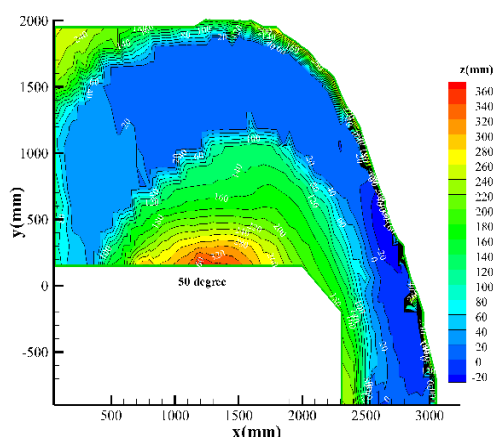
(الف)



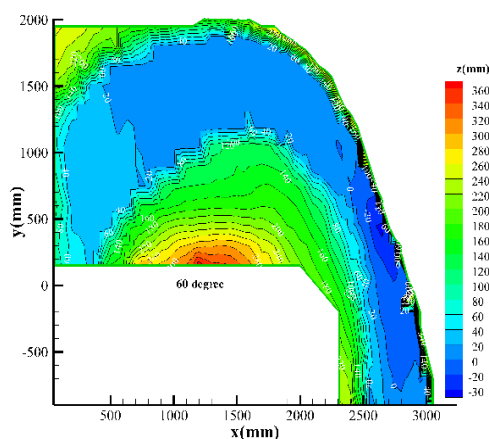
(ب)

شکل ۷ توپوگرافی بستر در حالت نصب صفحات، (الف) در زاویه ۱۰ درجه، (ب) در زاویه نصب ۲۰ درجه در عدد فرود ۰٫۲

می‌گیرد (شکل ۱۰). شکل (۱۰-الف) تغییرات تراز بستر در پنجه ساحل خارجی در محدوده چاله فرسایشی در زاویه ۱۰ و ۲۰ درجه را نشان می‌دهد. در تمام نمودارها مبدا مختصات معادل ۱۳۰ درجه قوس می‌باشد. در زاویه نصب ۱۰ درجه طول چاله فرسایشی برابر با ۱,۶ متر بوده و بیشترین مقدار فرسایش در پنجه ساحل خارجی برابر با ۳۵ میلی‌متر و در فاصله ۴۰ سانتی‌متری از ابتدای چاله فرسایشی اتفاق افتاده است.



(الف)



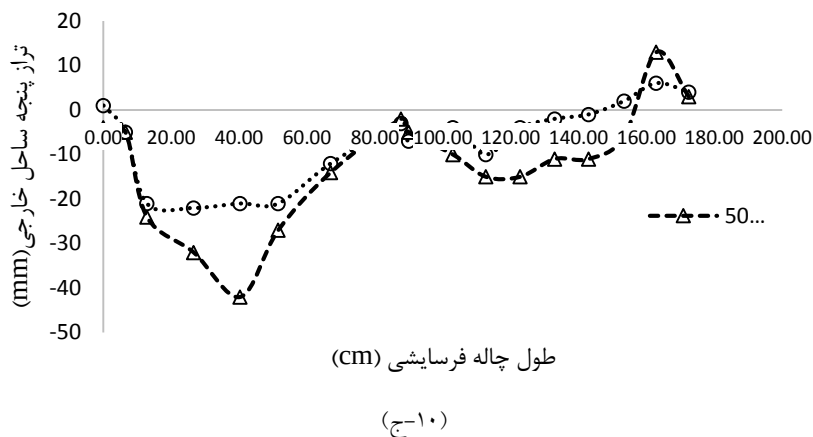
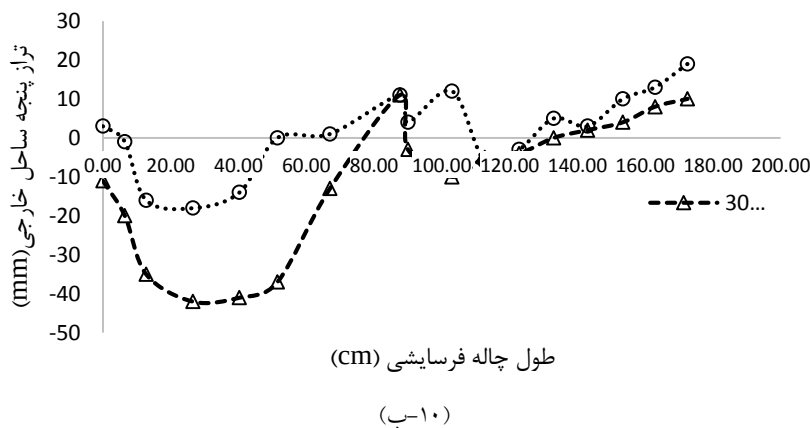
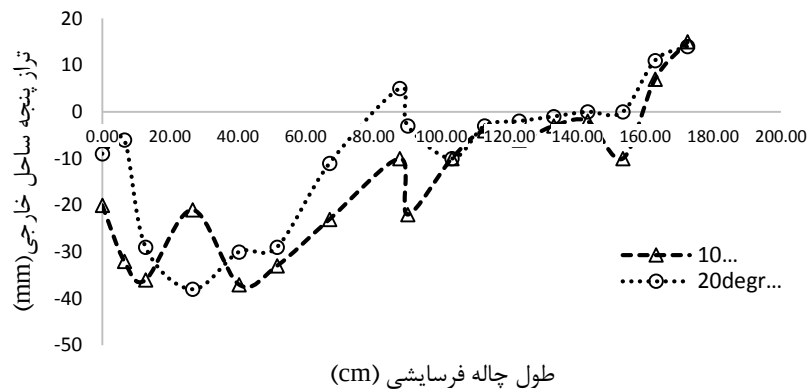
(ب)

شکل ۹ توپوگرافی بستر در حالت نصب صفحات، الف) در زاویه ۵۰ درجه، ب) در زاویه نصب ۶۰ درجه

۱۸۰ درجه اتفاق افتاده است و معادل ۲ سانتی‌متر می‌باشد که از ساحل خارجی ۱۰ سانتی‌متر دور شده است. در این حالت ساحل خارجی در طول چاله فرسایشی کاملاً در مقابل فرسایش محفوظ شده و حتی ساحل‌سازی در ساحل خارجی اتفاق افتاده است؛ بنابراین در زاویه ۴۰ درجه اثر صفحات بر الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری بهتر بوده است به گونه‌ای که حداکثر عمق چاله فرسایشی نسبت به حالت بدون صفحات ۶۰ درصد کاهش داشته و به اندازه ۱۰ سانتی‌متر از ساحل خارجی دور شده است که این نتیجه با نتایج مارلیوس و سینها [22] و گوپتا و همکاران [23] در مورد صفحات مستغرق کاملاً مطابقت دارد. که این محققان نشان دادند که بیشترین کارایی هیدرولیکی صفحات مستغرق در زاویه نصب ۴۰ درجه اتفاق می‌افتد.

شکل (۹) تغییرات توپوگرافی بستر در زاویه نصب ۵۰ درجه (شکل ۹-الف) و ۶۰ درجه (شکل ۹-ب) را در عدد فرود ۰,۲ نشان می‌دهد. در هر دو حالت حداکثر عمق چاله فرسایشی از موقعیت ۱۶۰ تا ۱۷۰ درجه و برابر با ۳ سانتی‌متر می‌باشد که کاملاً به ساحل خارجی چسبیده است. می‌توان گفت که با افزایش زاویه نصب (زوایای بزرگ‌تر از ۴۰ درجه) زاویه برخورد جریان با صفحات از حالت عمودی خارج می‌شود و در نهایت باعث کاهش اختلاف فشار طرفین صفحات می‌شود. با کاهش اختلاف فشار، قدرت گردابه‌های دنباله‌دار کاهش پیدا می‌کند که در نهایت باعث کاهش اثر صفحات شناور بر توپوگرافی بستر می‌شود؛ بنابراین زوایای نصب بزرگ‌تر از ۴۰ درجه برای نصب صفحات شناور توصیه نمی‌شود که با نتایج اودگارد [24] در مورد صفحات مستغرق همخوانی کامل دارد.

باتوجه به این‌که فرسایش دیوار ساحل خارجی به‌علت فرسایش پنجه اتفاق می‌افتد، بنابراین در ادامه فرسایش پنجه ساحلی در قوس خارجی و در بازه چاله فرسایشی در زوایای نصب مختلف مورد بررسی قرار



شکل ۱۰ تغییرات تراز بستر در پنجه ساحل خارجی در زوایای ۱۰ و ۲۰ درجه (۱۰-الف)، ۳۰ و ۴۰ درجه (۱۰-ب) و ۵۰ و ۶۰ درجه (۱۰-ج)

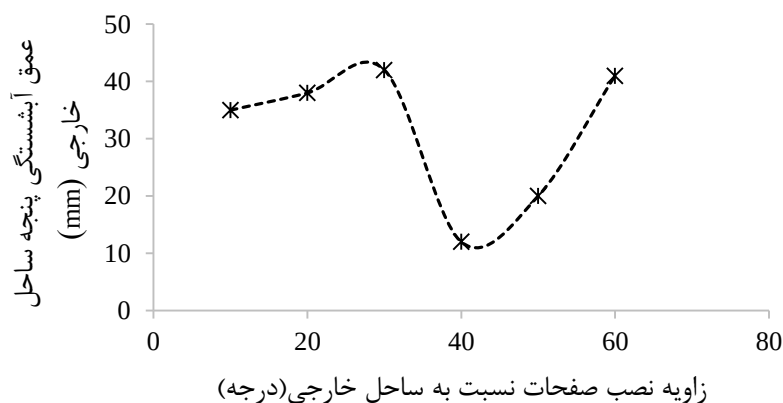
موقعیت ۳۰ سانتی متر از ابتدای چاله فرسایشی قرار دارد. در زاویه نصب ۳۰ درجه طول چاله فرسایشی در پنجه ساحل خارجی به ۱ متر کاهش یافته است و حداکثر عمق

در زاویه ۲۰ درجه طول چاله فرسایشی در پنجه ساحل خارجی به ۱,۲ متر کاهش یافته و حداکثر عمق چاله فرسایشی برابر با ۴۰ میلی متر بوده است و در

نصب صفحات شناور نسبت به ساحل خارجی بر عمق فرسایش در پنجه ساحل خارجی در شکل (۱۱) ساحل خارجی آورده شده است. باتوجه به نمودار در زاویه نصب ۴۰ درجه نسبت به ساحل خارجی کمترین آبستگي در پنجه ساحل خارجی اتفاق افتاده است و برابر با ۱۲ میلی متر می باشد. و بیشترین آبستگي در دو زاویه ۳۰ درجه و ۶۰ درجه است و برابر با ۴۲ میلی متر می باشد. احتمال می رود در زاویه نصب ۴۰ درجه به علت این که خطوط جریان به صورت عمود به صفحات شناور برخورد می کنند و بیشترین اختلاف فشار در طرفین صفحات ایجاد می شود، در نتیجه افزایش گرادیان فشار طرفین صفحه، جریان مولد ایجاد شده توسط صفحات قوی تر می شود و اثر بیشتری بر جریان اصلی که همواره در نزدیک سطح آب به سمت قوس خارجی است می گذارد (جریان مولد ایجاد شده از سمت قوس خارجی (منطقه پرفشار) به سمت پشت صفحات (منطقه کم فشار) می باشد). البته اظهار نظر دقیق الگوی جریان نیازمند برداشت الگوی جریان اطراف صفحات می باشد که خارج از بحث این تحقیق می باشد.

چاله فرسایشی در پنجه ساحلی در محدوده ۳۰ تا ۵۰ سانتی متر از ابتدای چاله فرسایشی و به مقدار ۴۰ میلی متر می باشد (شکل ۱۰-ب). با نصب صفحات شناور در زاویه نصب ۴۰ درجه، طول چاله فرسایشی در پنجه ساحل خارجی به ۴۴ سانتی متر کاهش پیدا می کند و حداکثر عمق چاله فرسایشی برابر با ۱۲ میلی متر می باشد و در موقعیت ۲۰ تا ۴۰ سانتی متری از ابتدای چاله فرسایشی (مبدأ مختصات) اتفاق افتاده است. (شکل ۱۰-ب). در زوایای بزرگتر از ۴۰ درجه طول و عمق چاله فرسایشی مجدداً افزایش می یابد (شکل ۱۰-ج). لازم به ذکر است که در موقعیت ۸۰ تا ۱۰۰ سانتی متری از ابتدای چاله فرسایشی به علت افزایش عرض مجرا، آبستگي پنجه ساحلی کاهش یافته است و در ادامه و بعد از افزایش عرض مجرا مجدداً عمق چاله فرسایشی در پنجه ساحل افزایش پیدا کرده است.

فرسایش ساحل خارجی به علت فرسایش پنجه در ساحل اتفاق می افتد، بدین ترتیب که فرسایش در پنجه باعث ریزش دیوار ساحلی می شود و جابه جایی در مئاندر رودخانه ها اتفاق می افتد. اثر زاویه (برحسب درجه)



شکل ۱۱ تغییرات عمق آبستگي در پنجه ساحل خارجی در زوایای نصب مختلف

خلاصه و جمع بندی

- ۱- در آزمایش شاهد و بدون نصب صفحات شناور چاله فرسایشی با عمق حداکثر ۵۰ میلی متر از موقعیت ۱۳۰ درجه قوس در نزدیک ساحل خارجی شروع می شود و تا انتهای میدان داده برداری ادامه دارد.
- ۲- سازه صفحات شناور باعث تغییر اساسی در الگوی فرسایش و رسوب گذاری در قوس رودخانه ها می شود.
- ۳- حداکثر عمق چاله فرسایشی در دو زاویه نصب ۲۰ و ۴۰ درجه برابر با ۲۰ میلی متر می باشد که در مقایسه با آزمایش شاهد (حداکثر عمق چاله فرسایشی برابر با ۴۹ میلی متر می باشد) ۶۰ درصد کاهش یافته است.
- ۴- در زاویه نصب ۲۰ درجه چاله فرسایشی کاملاً به ساحل خارجی می چسبد ولی در زاویه نصب ۴۰
- درجه چاله فرسایشی از ساحل خارجی دور می شود.
- ۵- بهترین زاویه نصب صفحات شناور برابر با ۴۰ درجه می باشد که با نتایج اودگارد [24] در مورد صفحات مستغرق کاملاً مطابقت دارد؛ بدین ترتیب که در زاویه ۴۰ درجه، قوی ترین گردابه ها در اثر برخورد جریان با صفحات مستغرق ایجاد می گردد.
- ۶- در زاویه نصب ۴۰ درجه، طول چاله فرسایشی برابر با ۴۴ سانتی متر می باشد که نسبت به آزمایش شاهد (۱۶۰ سانتی متر) ۷۳ درصد کاهش یافته است، بنابراین با نصب صفحات شناور در این زاویه، کمترین طول از ساحل خارجی در معرض فرسایش خواهد بود.

مراجع

۱. جعفرزاده، م. ر، «مکانیک رودخانه»، ترجمه کتاب پی یر ژولین، نشر دانشگاه فردوسی مشهد، (۱۳۸۸).
۲. یاسی، م، «راهنمای استاندارد طراحی، ساخت و نگهداری آبشکن های رودخانه ای»، نشریه استاندارد صنعت آب و برق ایران، ش. ۵۱۶، (۱۳۸۸).
۳. عباسی، ع. ا، ملک نژاد، م، «مطالعه آزمایشگاهی تأثیر مشخصات هندسی آبشکن های نفوذپذیر مستقیم و T شکل بر آبستگي اطراف آنها»، فصلنامه علمی و پژوهشی مهندسی آبیاری و آب، سال دوم، ش. ۸، صص. ۹۵-۱۰۷، (۱۳۹۱).
4. Abad, J. D., Rhoads, B. L., Guneralp, I. and Gorcia, M.H., "Flow Structure at Difference Stages in a Meander-bend with Bendway Weirs", *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, Vol. 8, pp. 1052-1063, (2008).
5. Jarrahzade, F., and Shafai Bejestan, M., "Comparison of Maximum Scour Depth in Bank Line and Nose of Submerged Weirs in a Sharp Bend", *Scientific Research and Essays*, Vol. 5, pp. 1071-1076, (2011).
۶. رامش، س، جراحزاده، ف، مشکورنیا و شفاعی بجستان، م، «وضعیت پروفیل طولی فرسایش و رسوب تحت تأثیر Bendway در خم ۹۰ درجه تند»، نهمین کنفرانس سرریز هیدرولیک ایران، تهران، (۱۳۸۹).
۷. همتی، م، قمشی، م، کاشفی پور، س. م، قمشی، م، «بررسی آزمایشگاهی تأثیر طول سربزهای مستغرق بر الگوی رسوب و تراز آب در پیچان رود»، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، ج. ۴۳، ش. ۱، صص. ۶۶-۷۶، (۱۳۹۲).
8. Odgaard, A. Jacob, "River Channel Stabilization with Submerged Vanes", In Yang, Chih Ted, Wang, Lawrence K. (Eds.) "Advanced in Water Resources Engineering", *springer international publishing*, pp. 107-136, (2015).
۹. آتشی، و، شفاعی بجستان، م، احدیان، ج، «ارزیابی الگوی جریان و تنش برشی در قوس ۹۰ درجه تند با حضور سربز W شکل»، مجله مهندسی منابع آب، سال پنجم، تابستان ۹۱، صص. ۲۸-۱۵، (۱۳۹۱).
10. Pagliara, S., Kurdistani, S. M., and Cammarata, L., "Scour of Clear Water Rock W-Weirs in Straight Rivers", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 140, No. 4, 06014002(7), (2014).

11. Bhuiyan, F., Hey, R. D., and Wormleaton, P. R., "River Restoration using W-weir", *Journal of Hydraulic Engineering*, vole 133(6), pp. 596–609. (2007).
12. Rosgen, D. L., "The Cross-vane, W-weir and J-hook Vane Structures Description, Design and Application for Stream Stabilization and River Restoration", *Wild land Hydrology, Inc.* 11210 N. County Road 19 Ft. Collins, Colorado 80524970-568-0002, (2006).
13. Pagliara, S., Kurdistani, S. M., and Santucci, I., "Scour Downstream of J-hook Vane Structures in Straight Horizontal Channels", *Acta Geophysical*, vole 61(5), pp. 1211–1228, (2013).
14. Bhuiyan, F., Hey, R. D., and Wormleaton, P. R., "Bank-Attached Vanes for Bank Erosion Control and Restoration of River Meanders", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 136(9), pp. 583-596, (2010).
15. Bahrami Yarahamdi M, Shafai Bejestan M., "Sediment Management and Flow Patterns at River Bend due to Triangular Vanes Attached to the Bank", *Journal of Hydro-environmental Research*, Vol. 10(0), pp. 64-75, (2016).
۱۶. بهرامی یار احمدی، م، شفاعی بجستان، م، «بررسی تغییرات طول مؤثر صفحات مثلثی شکل بر الگوی فرسایش و رسوبگذاری در قوس ملایم ۹۰ درجه»، نشریه مهندسی عمران مشهد، سال بیست و هفتم، ش. ۱، صص. ۸۷–۱۰۰، (۱۳۹۴).
۱۷. بهرامی یار احمدی، م، شفاعی بجستان، م، «تأثیر سری صفحات مثلثی در قوس ملایم ۹۰ درجه بر الگوی توپوگرافی بستر»، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، ج. ۴۵، ش. ۳، بدون نام، (۱۳۹۴).
18. Odgard A.jacob, "River Training and Sediment Management with Submerged Vanes", *Published by American Society of Civil Engineers*, (2010).
19. Junali, T., Utpal Kumar, M., , "Experimental Investigation of Local Scour Around Submerged Vanes", *International journal Innovative research in advanced engineering*, Vol. 2(7), pp. 21-24, (2015).
۲۰. منصوری، ا.م، ع، نیشابوری، ع.ا، هنربخش، ا، «مطالعه عددی سبب تغییرات تراز بستر در قوس ۱۸۰ درجه»، مجله علمی- پژوهشی عمران مدرس، دوره دهم، ش. ۱، بهار ۸۹، (۱۳۸۹).
21. Liaght, A., Mohamadi, K., Rahmanshahi, M., "3D Investigation of Flow Hydraulic in U Shape Meander Bends with Constant, Decreasing and Increasing Width", *Journal of river engineering*, Vol. 2, No. 3, (2014).
22. Marelius, F. and Sinha, S. K. "Experimental Investigation of Flow Past Submerged Vanes", *J. Hydraul. Eng*, Vol. 124(5), pp. 542-545, (1998).
23. Gupta, P. U., Sharma, N. and Ojha, C. S. P., "Performance Evaluation of Submergence Ratio of a Rectangular Submerged Vane with a Collar", *International J. of Sediment Res.*, Vol. 21(1), pp.42-49, (2006).
24. Odgard A.jacob, "Sediment Management in Rivers Using Submerged Vanes", *proceedings of the congress-international association for hydraulic research*, Vol. 4, pp. 60-65, (1995).

اثر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربندهای واگرای کمانش ناپذیر*

علی خیرالدین^(۱)محمد ملانی^(۲)

چکیده بررسی زلزله های گذشته کشور نشان می دهد که بسیاری از ساختمان های بتن آرمه ایران در برابر زلزله مقاوم نیستند. آسیب دیدن ساختمان ها در برابر زلزله، تغییر کاربری، تغییر ضوابط آیین نامه ها و توسعه بنا، از جمله دلایلی می باشند که مقاوم سازی را الزامی می سازند. در این پژوهش، مقاوم سازی قاب های بتن آرمه با استفاده از مهاربندهای واگرای کمانش ناپذیر مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته و با تغییر فاصله میان هسته و غلاف فولادی، به بررسی تأثیر این پارامتر در رفتار مهاربند و به تبع آن در رفتار سازه پرداخته شده است. بررسی نتایج نشان می دهد که با افزایش فاصله میان هسته و غلاف فولادی از شکل پذیری هسته فولادی مهاربند کمانش ناپذیر کاسته می شود و سازه مقاوم سازی شده نیز دچار افت های موضعی در مقاومت می شود که باعث کاهش ۵٪-۲۰٪ جذب انرژی سازه می گردد.

واژه های کلیدی مقاوم سازی، قاب بتن آرمه، مهاربند کمانش ناپذیر، واگرا، فاصله میان هسته و غلاف.

The Effect of Distance Between Steel Core and Steel Sheath on Behavior of Reinforced Concrete Frame Retrofitted with Eccentric Buckling Restrained Braces

A. Kheyroddin

M. Mollaei

Abstract The evaluation of the country past earthquakes show that many reinforced concrete buildings in Iran are not earthquake-resistant. Damage to buildings against earthquakes, changing land use, changing guidelines and the development of building, are among the reasons that necessitate the retrofitting. In this research, retrofitting the reinforced concrete frames with conventional concentric and eccentric and buckling restrained braces was analyzed and by changing the distance between core and steel sheath, the effect of these parameters on the behavior of bracing and consequently the structural behavior has been studied. The results showed that by increasing the distance between the core and steel sheath, the deformability of steel core of buckling restrained braced frame is reduced, and localized strength degradations are caused in the retrofitted structure that it was observed reduce of structural energy dissipation by 5-20 %.

Key Words Reinforced Concrete Frame, Buckling Restrained Bracing, Eccentric, Distance Between Steel Core and Steel sheath.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۲/۱۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۱۰/۱۲ می باشد.

(۱) استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

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

مقدمه

بررسی زلزله‌های گذشته کشور نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های بتن آرمه ایران در برابر زلزله مقاوم نیستند. آسیب دیدن ساختمان‌ها در برابر زلزله، تغییر کاربری، تغییر ضوابط آئین‌نامه‌ها و توسعه بنا، از جمله دلایلی می‌باشند که مقاوم‌سازی را الزامی می‌سازند. برای این منظور می‌توان از راه‌کارهایی مانند اضافه نمودن انواع قاب‌های مهاربندی شده، قاب‌های خمشی و انواع دیوارهای برشی استفاده نمود [1]. در همین راستا، از بین روش‌های موجود استفاده از مهاربندهای فولادی به دلیل سرعت عمل و سادگی در اجرا، کم‌هزینه‌تر بودن ترمیم و یا تعویض سیستم مهاربندی آسیب‌دیده بعد از وقوع زلزله، بیشتر مورد توجه قرار می‌گیرد. در عین حال، سیستم مهاربند فولادی دارای ضعف‌هایی نیز می‌باشد؛ رفتار پس‌کمانشی ضعیف، زوال سختی و مقاومت از جمله مشکلات عمده و اساسی در عملکرد اعضای فشاری در مهاربندهای فولادی معمولی می‌باشد [2]. سیستم مهاربندهای کمانش‌ناپذیر نوع جدیدی از سیستم‌های مهاربندی همراه با اتلاف انرژی می‌باشد که با استفاده از جزئیاتی سعی در بهبود رفتار مهاربندها دارد؛ به گونه‌ای که رفتار مهاربند در فشار همانند رفتار آن در کشش می‌باشد و در نتیجه شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بسیار بهتری را نسبت به مهاربندهای معمولی از خود نشان می‌دهد [3].

در این راستا تحقیقاتی در زمینه مقاوم‌سازی ساختمان‌ها با مهاربندهای کمانش‌ناپذیر صورت گرفته است که در ذیل به برخی از آنها اشاره می‌شود:

خیرالدین و محب‌شاهدین [4] در مقاله‌ای با عنوان «مقایسه نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های مهاربندی شده با مهاربندهای نجسبیده و مهاربندی معمولی»، با استفاده از آنالیز غیرخطی بارافزون به بررسی رفتار سه ساختمان ۴، ۸ و ۲۰ طبقه فولادی با مهاربندی معمولی و نجسبیده پرداختند. نتایج نشان داد که مهاربندهای نجسبیده دارای جذب انرژی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به مهاربندهای

معمولی می‌باشند و رفتار سازه را بهبود می‌بخشند.

ساهو و همکاران [5] با مطالعات خود یک روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد را برای طراحی مهاربند کمانش‌ناپذیر ارائه کردند. در این روش، طراحی برش پایه براساس توازن کار-انرژی با استفاده از مکانیسم تسلیم و جابه‌جایی هدف به دست آمد. در این پژوهش بیان شده است که سیستم مهاربند کمانش‌ناپذیر می‌تواند به‌طور گسترده‌ای برای تحمل نیروهای جانبی در نواحی لرزه‌خیز ایالات متحده آمریکا مورد استفاده قرار گیرد.

دی سارنو و مون فردی [6] با ارائه مقاله‌ای به بررسی عملکرد لرزه‌ای یک قاب بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر پرداختند. مطالعات آنها بر روی ساختمان بتنی دو طبقه متعلق به یک مدرسه انجام گرفت. برای مقاوم‌سازی ساختمان موجود از تعبیه مهاربندهای کمانش‌ناپذیر کاهش طول یافته در قاب پیرامونی سازه استفاده گردید. نتایج نشان داد که مهاربندها مقدار زیادی از انرژی لرزه‌ای را جذب می‌نمایند درحالی‌که سیستم قاب بتنی در برابر بارهای ثقلی مقاومت می‌کند. این امر سبب می‌شود که خرابی‌ها در مهاربندها متمرکز شود و سازه بتنی در محدوده الاستیک باقی بماند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مهاربند کمانش‌ناپذیر باعث افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی و کاهش جابه‌جایی جانبی سازه می‌گردد.

دوبینا و همکاران [6] در مقاله‌ای به بررسی رفتار سه نمونه قاب، قاب بتنی معمولی مقاوم‌سازی نشده (RC)، قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند V شکل معمولی (CBS) و قاب بتنی مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر (BRB) تحت بارگذاری‌های افزایشی خطی و چرخه‌ای پرداختند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که قاب بتنی اولیه بسیار ضعیف است و احتیاج به مقاوم‌سازی دارد. همچنین مهاربندهای معمولی دارای ظرفیت بیشتری هستند و پس از اعمال چند چرخه بارگذاری، در ناحیه پلاستیک، به‌طور ناگهانی یک افت رفتار هیستریزس در اثر کمانش مهاربند فشاری اتفاق می‌افتد؛ اما رفتار قاب

استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شدند و براساس دستورالعمل به سازی لرزه ای ساختمان های موجود، کنترل شدند. به منظور بهبود رفتار لرزه ای، این ساختمان ها با استفاده از مهاربندهای معمولی و کمانش ناپذیر مورد تقویت قرار گرفتند و ستون های قاب های مهاربندی شده در کلیه مدل ها به وسیله زره پوش بتنی تقویت شدند. مدل ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شدند و نتایج مبین این نکته است که سازه های دارای مهاربند معمولی به دلیل کمانش مهاربند فشاری، در نسبت تغییر مکان های زیاد دچار ضعف بودند و میزان جذب انرژی آنها در سازه های ۱۲ و ۱۸ طبقه از سازه بدون تقویت نیز کمتر شد؛ اما این نقیصه با به کارگیری مهاربندهای کمانش ناپذیر، به دلیل رفتار تقریباً یکسان در کشش و فشار و بهره گیری از تمام ظرفیت این نوع مهاربندها، برطرف شد و میزان جذب انرژی بالایی نسبت به سازه دارای مهاربند معمولی و سازه بدون تقویت به دست آمد [11].

نتایج تحقیقات انجام شده توسط محققان، مؤثر بودن مهاربندهای کمانش ناپذیر را در بهبود رفتار سازه نشان می دهند.

یکی از پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار مهاربندهای کمانش ناپذیر و به تبع آن رفتار سازه، فاصله میان هسته و غلاف فولادی می باشد که تأثیر قابل توجهی بر شکل پذیری و مقاومت مهاربند کمانش ناپذیر و سازه دارد و تحقیقات محدودی در این زمینه صورت گرفته است. در این پژوهش، اثر فاصله میان هسته و غلاف فولادی در مهاربندهای کمانش ناپذیر تمام فولادی بر رفتار سازه مورد بررسی قرار می گیرد. برای این منظور، مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی نمونه قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر، با استفاده از نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی و تحلیل گردید و نتایج به دست آمده با نتایج مطالعات آزمایشگاهی مورد صحت سنجی قرار گرفت؛ سپس مدل های مختلف،

مهاربندی شده با مهاربند کمانش ناپذیر بسیار مناسب تر است و بیشترین اتلاف انرژی را دارا می باشد. سختی و مقاومت در قاب مهاربندی شده با مهاربند معمولی (CBS) نسبت به قاب مهاربندی شده با مهاربند کمانش ناپذیر (BRB) بیشتر است اما جابه جایی نهایی در قاب BRB سه برابر قاب CBS است؛ بنابراین شکل پذیری قاب BRB بسیار بیشتر از قاب CBS است.

پرینز و ریچاردز [8] به بررسی عملکرد دینامیکی دو سیستم مهاربندی واگرای کمانش ناپذیر (BRBF-E) و واگرای معمولی (EBF) پرداختند. نتایج نشان دهنده بهتر بودن عملکرد مدل های BRBF-E نسبت به EBF با در نظر گرفتن معیار دریافت طبقاتی بود.

ماییدا و همکاران [9] در مقاله ای به بررسی رفتار اتصالات مستقیم مهاربندهای کمانش ناپذیر به قاب بتن آرمه پرداختند. نتایج نشان داد که استهلاک انرژی توسط هر مهاربند کمانش ناپذیر، ۱۰ برابر بیشتر از قاب بتنی است.

وادووا و همکاران [10] به بررسی به سازی ساختمان های بلند بتن آرمه دارای دیوار برشی بتنی، با استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر پرداختند. نتایج آنها نشان داد که سیستم به سازی شده عملکرد مناسبی را از نظر مقاومت و سختی از خود نشان می دهد. برای عملکرد بهتر سازه، توصیه می شود که ستون ها مقاوم سازی موضعی شوند. در سازه های اولیه که به سازی نشده بودند، تیرها عملکرد ضعیفی را از خود نشان دادند. بعد از اضافه نمودن مهاربندهای کمانش ناپذیر تیرها رفتار مناسب تری را نشان دادند، چرخش های پلاستیک ۱۰ برابر کوچک تر شدند و حداکثر ممان ثبت شده در نواحی پلاستیک کاهش یافتند.

خیرالدین، مرتضایی و عقیلی مقاله ای با عنوان «بررسی رفتار مهاربندهای کمانش تاب فلزی در به سازی لرزه ای ساختمان های بتن مسلح»، ارائه نمودند. در این مقاله سازه های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه بتن مسلح براساس

مدل سازی، تحلیل و بررسی شدند.

صحت سنجی مدل اجزای محدود

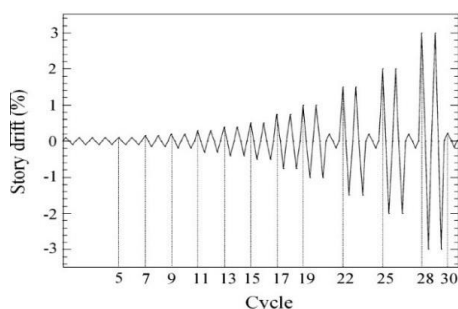
برای ارزیابی رفتار لرزه ای قاب های بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربندهای کمانش ناپذیر، استفاده از روش تحلیل اجزای محدود (Finite Element) ضروری به نظر می رسد؛ زیرا با استفاده از این ابزار، می توان با هزینه کم و دقت مطلوب رفتار غیرخطی قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند را در مدل اجزای محدود شبیه سازی کرد. قبل از استفاده از روش اجزای محدود برای تحلیل و طراحی شکل های مختلف قاب و مهاربندها، صحت و میزان دقت نتایج حاصل از روش اجزای محدود، باید با مقایسه آن با نتایج مطالعات آزمایشگاهی ارزیابی گردد. پس از صحت سنجی (Verify) مدل اجزای محدود، می توان رفتار لرزه ای انواع قاب های بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربندهای کمانش ناپذیر را با مشخصات مختلف بررسی نمود. در این بخش، نتایج مدل اجزای محدود یک قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می گردد.

نمونه آزمایشگاهی

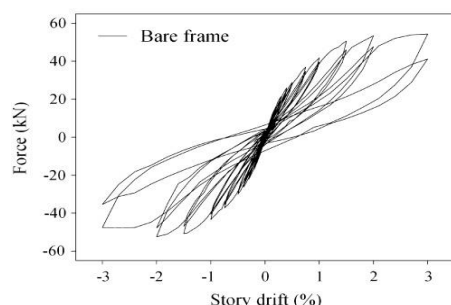
برای صحت سنجی مدل اجزای محدود، از مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط خامپانیت و همکاران استفاده شده است. در این مقاله با استفاده از نتایج مدل های آزمایشگاهی، به بررسی روش طراحی براساس عملکرد پلاستیک سیستم قاب خمشی بتن مسلح با مهاربند کمانش ناپذیر پرداخته شده است [12].

بررسی آزمایشگاهی شامل قاب بتن آرمه بدون مقاوم سازی و قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر می باشد. مشخصات قاب بتنی در هر دو مدل کاملاً مشابه و متعلق به ساختمان یک مدرسه در تایلند است. مدل ساخته شده دارای مقیاس ۰/۵ نسبت به قاب اصلی می باشد؛ ارتفاع قاب ۱/۶ متر، دهانه

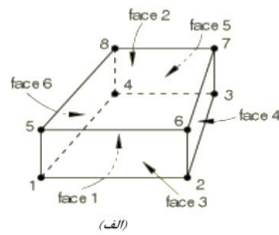
قاب ۴ متر، ابعاد ستون ها ۰/۱۵ × ۰/۱۵ متر و ابعاد تیر ۰/۱۵ × ۰/۳ متر می باشد. مهاربند استفاده شده از نوع کمانش ناپذیر تمام فلزی است. نمونه ها با استفاده از جک های هیدرولیکی تحت بارگذاری جانبی شبه استاتیکی با تاریخچه بارگذاری نشان داده شده در شکل (۱) قرار گرفته اند. علاوه بر این، نیروی ثابت ۱۵۰ کیلو نیوتن به صورت ثقلی به ستون ها اعمال شده است. در مطالعات آزمایشگاهی انجام شده، مقاومت جانبی مهاربندهای کمانش ناپذیر ۲ برابر مقاومت جانبی قاب بتنی در نظر گرفته شده است که نتیجه آن یک هسته مستطیل شکل با ابعاد ۲۱ × ۹ میلی متر و مساحت ۱۸۹ میلی متر مربع می باشد. شکل (۲) منحنی هیستریزس قاب بتن آرمه و شکل (۳) منحنی هیستریزس قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر را نشان می دهد.



شکل ۱ الگوی بارگذاری چرخه ای [12]



شکل ۲ منحنی هیستریزس قاب بتن آرمه [12]



شکل ۴ المان هشت گرهی C3D8R [13]

رابطه تنش - کرنش فشاری بتن

به منظور مدل سازی رفتار بتن در فشار از رابطه هاگنستاد که منحنی تنش - کرنش بتن در فشار را به خوبی مدل سازی می کند استفاده می گردد [14].

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

در رابطه بالا f_c تنش در کرنش متناظر ε_c و ε_0 کرنش نظیر مقاومت فشاری نهایی f'_c می باشد که مقدار آن $\varepsilon_0 = 0.002$ در نظر گرفته شده است.

برای مدول الاستیسیته بتن (E_c) از رابطه (۲) استفاده شده است [14].

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

رابطه تنش - کرنش کششی بتن

باتوجه به ضعیف بودن بتن در کشش، بتن بعد از ترک خوردگی مقاومت خود را از دست می دهد؛ بنابراین در نمودار کششی تعریف شده، از قسمت صعودی منحنی صرف نظر می گردد [15].

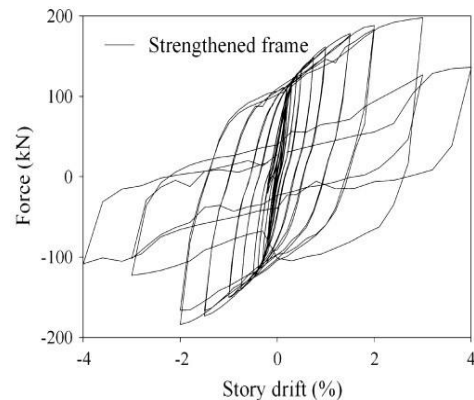
$$f_{t0} = 0.1f'_c \quad (3)$$

$$\varepsilon_{t0} = 0 \quad (4)$$

$$f_{tu} = 0.01f'_c \quad (5)$$

$$\varepsilon_{tu} = 10 \left[\frac{f_{t0}}{E_c} \right] \quad (6)$$

در روابط بالا ε_{t0} ، کرنش کششی متناظر f_{t0} ، f_{tu} تنش نهایی کششی و ε_{tu} کرنش نظیر مقاومت کششی نهایی f_{tu} می باشد.



شکل ۳ منحنی هیستریزیس قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر [12]

مدل سازی نمونه آزمایشگاهی با استفاده از روش

اجزای محدود

در این قسمت نمونه آزمایشگاهی با استفاده از روش اجزای محدود و به کمک نرم افزار آباکوس مدل سازی می شود و نتایج مورد صحت سنجی قرار می گیرند.

مدل سازی رفتار بتن و فولاد

باتوجه به سه بعدی بودن مدل قاب و مهاربند، برای مدل سازی بتن از مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن و المان سه بعدی هشت گرهی C3D8R استفاده شده است (شکل ۴). پارامترهای اصلی مورد استفاده در این مدل شامل: ویسکوزیته، نمودار تنش - کرنش تک محوره فشاری بتن و نمودار تنش - کرنش تک محوری کششی بتن می باشد که در ادامه به صورت مختصر توضیح داده خواهند شد. برای سایر پارامترهای این مدل باتوجه به آنالیزهای حساسیت صورت گرفته بر روی مدل، مقادیر زاویه اتساع (Ψ) برابر ۳۶ درجه، خروج از مرکزیت (ε) برابر ۰/۱، نسبت تنش فشاری دوم محوره به یک محوره (f_{b0}/f_{c0}) برابر ۱/۱۶، نسبت ثابت دوم تانسور تنش روی نصف النهار کششی (K) برابر ۰/۶۶ و ویسکوزیته (μ) برابر ۰/۰۰۱ در نظر گرفته می شود. همچنین برای مش بندی المان ها از حالت مش بندی ۵۰×۵۰ میلی متر استفاده می شود.

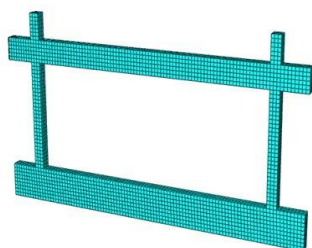
(۱) ذکر شده است. شکل (۶) مدل قاب بتنی مش بندی شده را نشان می دهد. برای مدل سازی میلگردها از عناصر توپر همگن 3D استفاده شده است. میلگردهای طولی از نوع (D16) و میلگردهای عرضی از نوع (D6) می باشند. برای مش بندی از المانهای خرابایی دوگرهی T3D2 استفاده شده است. سایر مشخصات مربوط به میلگردها در جدول (۲) ذکر شده است.



شکل ۵ المان خرابایی T3D2 [13]

جدول ۱ مشخصات بتن مورد استفاده در قاب بتن آرمه

نسبت پواسون	جرم واحد حجم (Kg/m^3)	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت فشاری (MPa)
۰/۱۷	۲۳۵۰	۲۳	۲۴



شکل ۶ مدل اجزای محدود قاب بتن آرمه مش بندی شده

روابط آسیب کششی و فشاری بتن

برای محاسبه متغیرهای آسیب کششی (d_t) و فشاری (d_c)، فرض شده است که در منحنی تنش - کرنش بتن، قبل از مقاومت حداکثر کششی و یا فشاری، بتن دچار آسیب نگردد و پس از آن، یعنی در فاز نرم شوندگی منحنی تنش - کرنش، بتن آسیب ببیند. به منظور محاسبه مقادیر متغیرهای آسیب کششی و فشاری، از روابط زیر استفاده شده است [13].

$$d_c = 1 - \frac{f_c}{f'_c} \text{ for } f_c \geq f'_c \quad (7)$$

$$d_c = 0 \text{ for } f_c \leq f'_c \quad (8)$$

$$d_t = 1 - \frac{f_t}{f_{tr}} \text{ for } f_t \leq f_{tr} \quad (9)$$

$$d_t = 0 \text{ for } f_t \leq f_{tr} \quad (10)$$

که در آن f_c و f_t به ترتیب تنش های فشاری و کششی در شاخه نرم شوندگی و f'_c و f_{tr} به ترتیب حداکثر مقاومت فشاری و کششی بتن می باشد.

برای مدل سازی فولاد از رفتار دو خطی تنش - کرنش و المان سه بعدی دوگرهی خرابایی T3D2 استفاده شده است (شکل ۵).

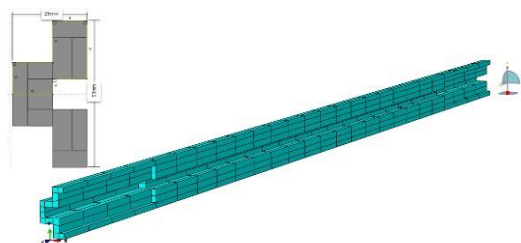
پس از تعیین پارامترهای فوق در نرم افزار آباکوس، مدل قاب بتن آرمه مدل سازی می گردد. هندسه قاب بتنی به صورت یکپارچه و با استفاده از عناصر توپر همگن 3D مدل سازی شده است و ابعاد آن متناسب با ابعاد مدل آزمایشگاهی است. مقاومت بتن به کار برده شده ۲۴ مگاپاسکال می باشد. سایر مشخصات قاب بتنی در جدول

جدول ۲ مشخصات میلگردهای مورد استفاده در قاب بتن آرمه

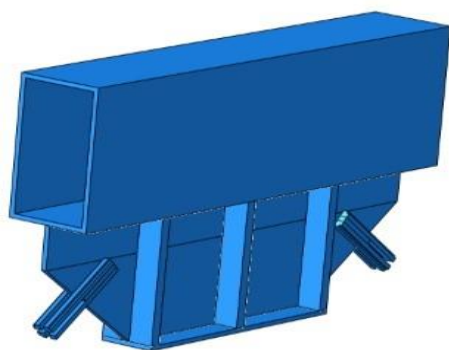
نام عضو	مساحت مقطع (mm^2)	ابعاد مش (mm)	نسبت پواسون	جرم واحد حجم (kg/m^3)	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت کششی نهایی (MPa)	مقاومت کششی تسلیم (MPa)
میلگرد طولی ستون (D16)	۲۰۱	۱۰۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۵۵۷	۳۹۰
میلگرد طولی تیر (D16)	۲۰۱	۱۰۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۵۵۷	۳۹۰
میلگرد عرضی ستون (D6)	۲۸/۲۷	۳۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۴۶۹	۳۸۰
میلگرد عرضی تیر (D6)	۲۸/۲۷	۳۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۴۶۹	۳۸۰

برای مدل سازی غلاف فولادی از عناصر توپر همگن 3D و برای مش بندی از المان های C3D8R استفاده شده است. مقاومت کششی تسلیم و نهایی غلاف فولادی به ترتیب برابر ۴۲۰ و ۵۴۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین طول غلاف ۱۶۰ سانتی متر می باشد. سایر مشخصات، همانند هسته فولادی می باشد که در قسمت قبل توضیح داده شد. تصویر مش بندی شده غلاف به همراه مقطع آن در شکل (۸) نشان داده شده است.

برای مدل سازی اتصالات، عناصر توپر 3D مورد استفاده قرار گرفته است و مش بندی آنها نیز با المان های C3D8R انجام شده است. ضخامت ورق گاست پلیت و باکس فلزی دور تیر بتنی ۱۰ میلی متر است و فولاد به کار برده شده برای این اعضا مشابه فولاد به کار برده شده در غلاف محصورکننده می باشد. شکل (۹) عضو اتصال مهاربند به قاب بتن آرمه را نشان می دهد. همچنین شکل (۱۰) مدل کامل شده قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر را نشان می دهد.



شکل ۸ مدل اجزای محدود غلاف فولادی



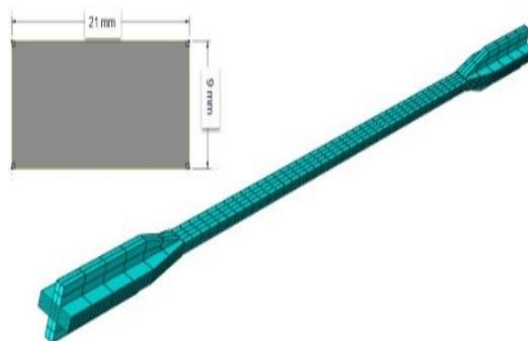
شکل ۹ مدل اجزای محدود عضو اتصال مهاربند به قاب بتن آرمه

برای مدل سازی مهاربند کمانش ناپذیر، هسته فولادی از نوع فولاد St37 می باشد که با تنش تسلیم پایین و شکل پذیری بالا انتخاب شده است. برای مدل سازی هسته فولادی از رفتار سخت شونده گی ترکیبی فولاد St37 استفاده شده که در جدول (۳) ارائه شده است [16].

ابعاد ناحیه مستطیل شکل هسته مهاربند ۲۱×۹ میلی متر و مساحت مقطع آن ۱۸۹ میلی متر مربع است. برای مدل سازی هسته از عناصر توپر همگن 3D و برای مش بندی از المان های C3D8R و اندازه مش ۲۵ میلی متر در راستای طولی آن استفاده شده است. تصویر هسته مش بندی شده مهاربند و مقطع آن در شکل (۷) نشان داده شده است. مشخصات هندسی و مکانیکی آن نیز در جدول (۴) ذکر شده است.

جدول ۳ رفتار سخت شونده گی فولاد St 37 [16]

Yield Stress (MPa)	C 1 (MPa)	γ_1	C 2 (MPa)	γ_2
۱۵۷	۴۶۰۰	۲۵	۹۸۰۰۰	۱۰۰۰

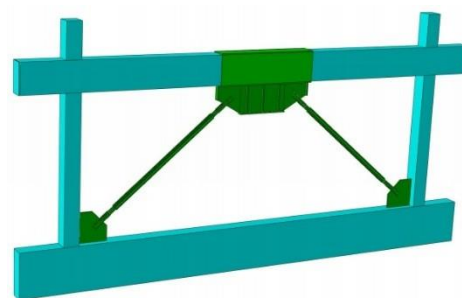


شکل ۷ مدل اجزای محدود هسته فولادی مش بندی شده

جدول ۴ مشخصات هسته فولادی

نسبت پواسون	مدول الاستیسیته (GPa)	جرم واحد حجم (kg/m^3)	طول کل هسته (cm)	طول ناحیه تسلیم شونده (cm)
۰/۳	۲۱۰	۷۸۵۰	۱۶۰	۱۰۰

صفحات هسته مهاربند به غلاف فلزی، هسته کمانش موضعی می کند و هسته فلزی در غلاف فرو نمی رود. این امر در ایجاد رفتار پس کمانشی در هسته که اهمیت بسیاری در مدل سازی دارد، بسیار تأثیرگذار است.



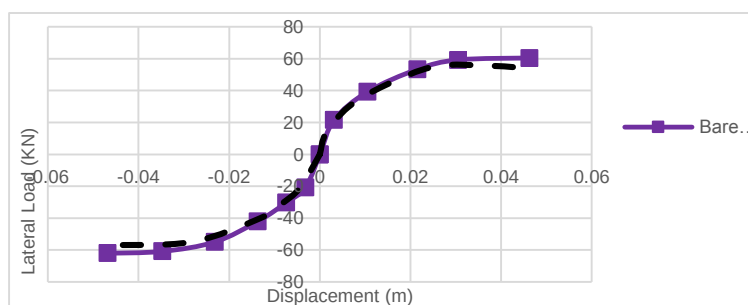
شکل ۱۰ مدل اجزای محدود قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر

نتایج صحت سنجی مدل های اجزای محدود با نمونه آزمایشگاهی

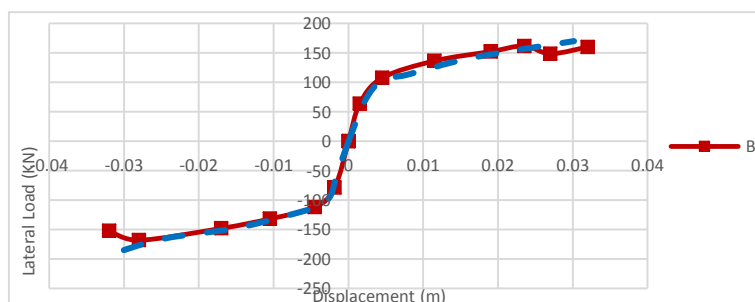
پس از ساخت مدل های اجزای محدود، مدل ها تحت بارگذاری چرخه ای قرار می گیرند. پوش منحنی های هیستریزس مدل های اجزای محدود رسم می شوند و نتایج به دست آمده با نتایج نمونه های آزمایشگاهی مقایسه می شوند.

شکل (۱۱) پوش منحنی های هیستریزس مدل قاب بتن آرمه را در دو حالت آزمایشگاهی و اجزای محدود نشان می دهد. همچنین شکل (۱۲)، پوش منحنی های هیستریزس مدل های قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر را در دو حالت آزمایشگاهی و اجزای محدود نشان می دهد.

یکی از موارد حائز اهمیت در مدل سازی، تعریف اندرکنش مناسب میان غلاف محصورکننده و هسته، برای جلوگیری از نفوذ هسته در غلاف و ایجاد شرایط محصورکنندگی می باشد. در حالت عادی و بدون تعریف اندرکنش، هسته مهاربند در اثر اعمال فشار کمانش کلی می کند و از غلاف عبور می کند. برای جلوگیری از تماس بین هسته و غلاف فلزی، تماس میان این دو سطح از نوع تماس سطح به سطح انتخاب می شود و اندرکنش میان صفحات برخورد از نوع Normal behavior- Hard Contact در نظر گرفته می شود. در این حالت با برخورد



شکل ۱۱ پوش منحنی های هیستریزس قاب بتن آرمه در دو حالت آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود



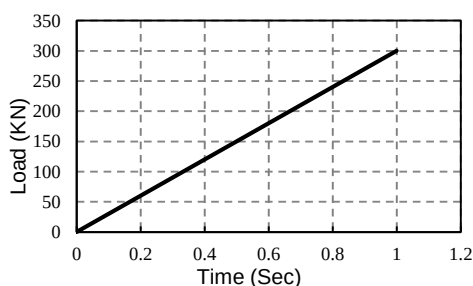
شکل ۱۲ پوش منحنی های هیستریزس قاب بتنی مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر در دو حالت آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود

براساس P_u موجود، لنگر مقاوم تعیین شود و کمترین لنگر مقاوم به عنوان M_c در نظر گرفته شود [17].

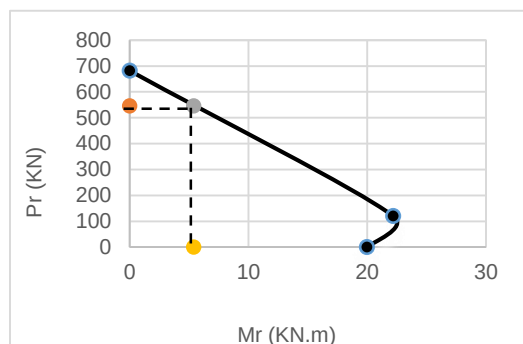
$$M_c = 5.38 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_b \Rightarrow M_b = 4.5 \text{ KN.m}$$

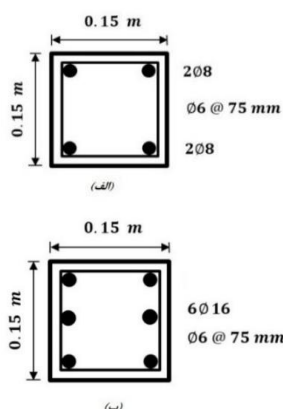
بنابراین تیر برای لنگر مقاوم 4.5 KN.m طراحی می شود. سایر مشخصات قاب بتنی، مانند مشخصات قاب بتنی آزمایشگاهی می باشد. جزئیات مقطع و آرماتورگذاری قاب بتنی در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۳ الگوی بارگذاری افزایشی خطی



شکل ۱۴ منحنی اندرکنش نیرو-لنگر (M-P)



شکل ۱۵ مشخصات مقطع و آرماتورگذاری: (الف) تیر (ب) ستون

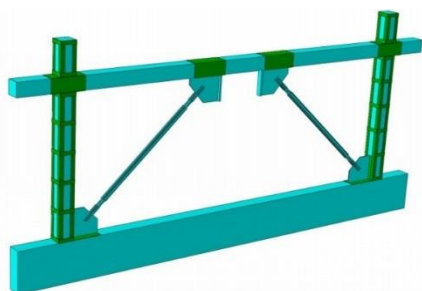
همان گونه که مشاهده می شود نتایج اجزای محدود در حد قابل قبولی منطبق بر نتایج آزمایشگاهی می باشند. باتوجه به نتایج نزدیک مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی، در ادامه به منظور ساخت سایر مدل ها از پارامترهای مورد استفاده در مدل اجزای محدود صحت سنجی شده استفاده می گردد.

تأثیر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر

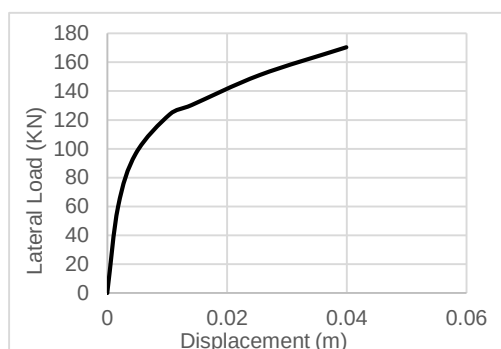
در این قسمت، به منظور بررسی اثرات تغییر در پارامتر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار مهاربند کمانش ناپذیر و رفتار قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با این گونه مهاربندها، مدل های مختلف اجزای محدود، مدل سازی و تحلیل شده و نتایج به دست آمده از آنها ارائه گردیده است. به منظور بررسی رفتار مدل های اجزای محدود، از آنالیز استاتیکی غیرخطی تحت بار جانبی افزایشی خطی استفاده می شود؛ بارگذاری به صورت تدریجی از صفر به سازه اعمال می شود و آن قدر بار افزایش می یابد تا سازه به مرحله انهدام برسد. لازم به توضیح است که منظور از بار جانبی افزایشی خطی، باری است که فرم تغییرات آن با زمان، به صورت خطی است (شکل ۱۳).

نتایج مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی مدل قاب بتن آرمه توسط خامپانیت و همکاران، نشان می دهد که تحت بارگذاری، خرابی ابتدا در پای ستون اتفاق می افتد؛ نتایج مدل اجزای محدود نیز این رفتار را نشان می دهد. باتوجه به این که مدل آزمایشگاهی قاب بتن آرمه، از تئوری ستون قوی و تیر ضعیف تبعیت نمی کند، برای انجام پژوهش، باتوجه به ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، تیر به گونه ای طراحی می گردد که تئوری ستون قوی و تیر ضعیف در قاب بتن آرمه رعایت گردد. برای تأمین شرایط ستون قوی و تیر ضعیف در اتصالات تیرها به ستون ها، باید رابطه $\sum M_c \geq 1.2 \sum M_b$ برقرار باشد. در محاسبه M_c ستون ها، باید با استفاده از منحنی اندرکنش M-P و تحت تمامی ترکیبات بارگذاری موردنظر و

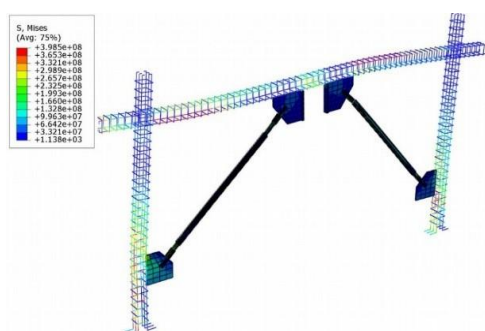
میلی متر، سازه به مرحله شکست می رسد. شکل (۱۸)، تنش های نهایی وارد به میلگردها را نشان می دهد. همچنین شکل (۱۹)، هسته و غلاف فولادی را در مهاربند کماتش ناپذیر نشان می دهد.



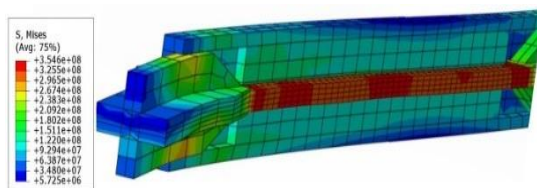
شکل ۱۶ مدل اجزای محدود قاب بتنی مقاوم سازی شده



شکل ۱۷ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-0



شکل ۱۸ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-0



شکل ۱۹ تنش وارد بر هسته و غلاف فولادی در مدل BRBF-S-0

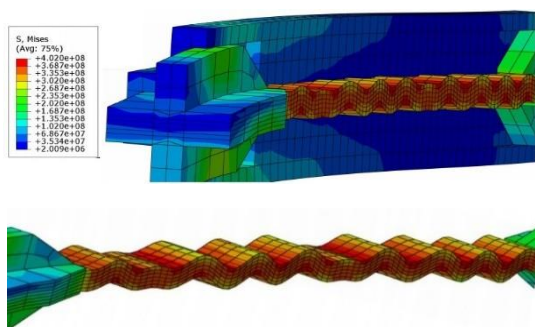
پس از طراحی قاب بتن آرمه، قاب بتن آرمه به وسیله مهاربندهای واگرای کماتش ناپذیر با نسبت طول تیر پیوند به طول دهانه قاب $(e/L = 0.075)$ ، مقاوم سازی می گردد. باتوجه به نتایج تحلیل ها، افزودن مهاربندها به قاب، باعث افزایش تنش های برشی در ستون ها می گردد؛ بنابراین ستون ها به وسیله پروفیل فولادی تقویت می شوند. ستون ها توسط چهار عدد پروفیل نبشی $(L 40 \times 40 \times 3 \text{ mm})$ تقویت شده و نبشی ها توسط ورق هایی $(PL 30 \times 3 \text{ mm})$ به یکدیگر متصل می شوند. سطح مقطع چهار عدد نبشی، به مقدار 4% سطح مقطع ستون $(0.04 \times 15 \times 15 \text{ mm}^2)$ در نظر گرفته شده است. مدل قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده در شکل (۱۶) مشاهده می شود.

پس از مقاوم سازی قاب بتن آرمه، با تغییر فاصله میان هسته و غلاف فولادی، به بررسی رفتار سازه طی مدل های مختلف پرداخته می شود.

مدل BRBF-S-0

این مدل، شامل قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کماتش ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L = 0.075$ می باشد که ستون ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده اند و بین هسته و غلاف فولادی فاصله آزاد در نظر گرفته نشده است $(S=0)$. لازم به ذکر است که تماس میان هسته و غلاف فولادی از نوع تماس سطح به سطح تعریف شده است.

نمودار نیرو-تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۱۷) مشاهده می شود. باتوجه به شکل (۱۷)، مشاهده می گردد که تحت بارگذاری اعمال شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می باشد. در نیروی ۹۶ کیلو نیوتن و تغییر مکان $4/3$ میلی متر، اولین ترک در ستون و لبه گاست پلیت رخ می دهد. با افزایش تدریجی بار، در تیر پیوند و تیر نیز ترک هایی رخ می دهد. بعد از مرحله ترک خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیر خطی می شود و از سختی سازه کاسته می شود. نهایتاً در نیروی ۱۷۰ کیلو نیوتن و تغییر مکان ۴۰

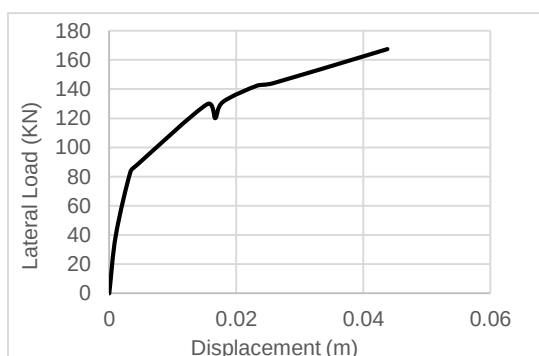


شکل ۲۲ کمناش هسته درون غلاف فولادی در مدل BRBF-S-1

مدل BRBF-S-2

این مدل، شامل قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمناش ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می باشد که ستون ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده اند. نمودار نیرو-تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۲۳) مشاهده می شود.

باتوجه به شکل (۲۳)، مشاهده می گردد که تحت بارگذاری اعمال شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می باشد. در نیروی ۷۵ کیلونیوتن و تغییر مکان ۲/۷ میلی متر، اولین ترک در ستون و لبه گاست پلایت رخ می دهد. به تدریج که بار افزایش می یابد، در ستون ها، تیر پیوند و تیر نیز ترک هایی رخ می دهد. بعد از مرحله ترک خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیرخطی می شود و از سختی سازه کاسته می شود. نهایتاً در نیروی ۱۶۷ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴۴ میلی متر، سازه به مرحله شکست می رسد. شکل (۲۴)، تنش های نهایی وارد به میلگردها و شکل (۲۵)، کمناش هسته درون غلاف فولادی را نشان می دهد.

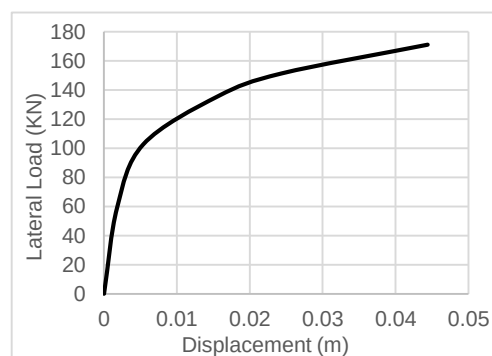


شکل ۲۳ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-2

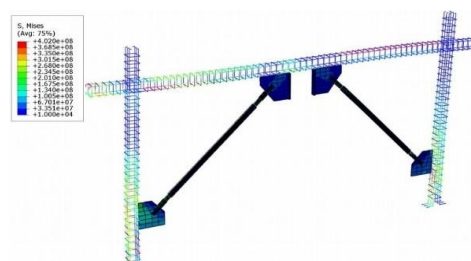
مدل BRBF-S-1

این مدل، شامل قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمناش ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می باشد که ستون ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده اند و فاصله میان هسته و غلاف فولادی ۱ میلی متر در نظر گرفته شده است ($S=1$).

نمودار نیرو-تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۲۰) مشاهده می شود. باتوجه به شکل (۲۰) مشاهده می گردد که تحت بارگذاری اعمال شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می باشد. در نیروی ۸۶ کیلونیوتن و تغییر مکان ۳/۴ میلی متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبه گاست پلایت رخ می دهد. به تدریج که بار افزایش می یابد، در ستون ها و تیر نیز ترک هایی رخ می دهد. بعد از مرحله ترک خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیرخطی می گردد و از سختی سازه کاسته می شود. نهایتاً در نیروی ۱۷۱ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴۴ میلی متر، سازه به مرحله شکست می رسد. شکل (۲۱)، تنش های نهایی وارد به میلگردها و شکل (۲۲)، کمناش هسته درون غلاف فولادی را نشان می دهد.

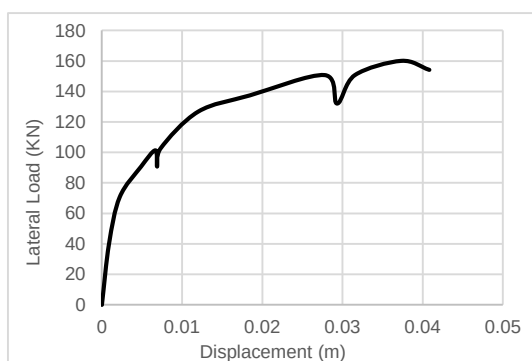


شکل ۲۰ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-1

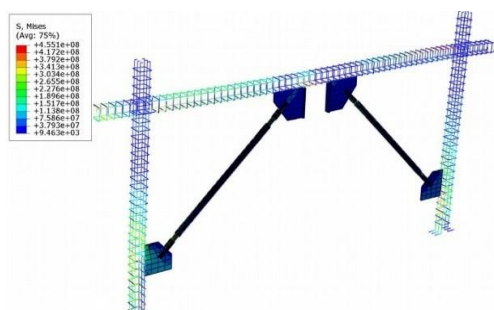


شکل ۲۱ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-1

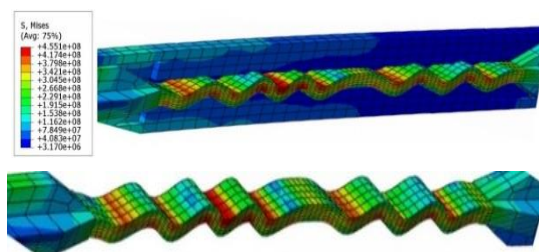
(۲۸)، کمانش هسته درون غلاف فولادی را نشان می دهد.



شکل ۲۶ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-3



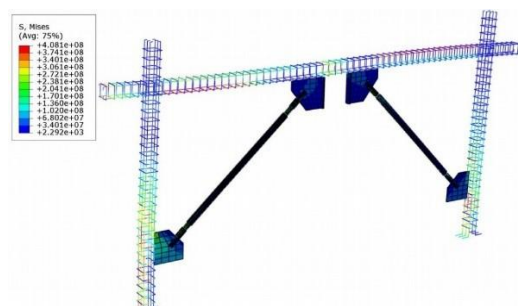
شکل ۲۷ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-3



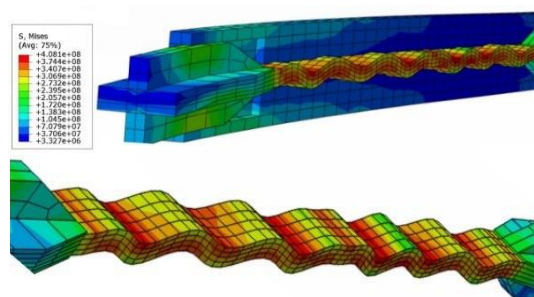
شکل ۲۸ کمانش هسته درون غلاف فولادی مدل BRBF-S-3

مدل BRBF-S-4

این مدل، شامل قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می باشد که ستون ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده اند و فاصله بین هسته و غلاف فولادی ۴ میلی متر در نظر گرفته شده است ($S=4\text{ mm}$). نمودار نیرو- تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۲۹) مشاهده می شود. باتوجه به شکل (۲۹)، مشاهده می گردد که تحت



شکل ۲۴ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-2



شکل ۲۵ کمانش هسته درون غلاف فولادی در مدل BRBF-S-2

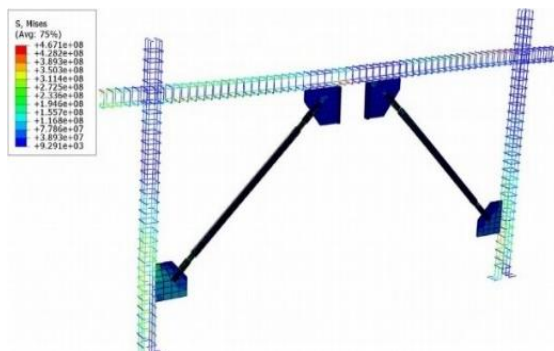
مدل BRBF-S-3

این مدل، شامل قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می باشد که ستون ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده اند و فاصله بین هسته و غلاف فولادی ۳ میلی متر در نظر گرفته شده است ($S=3\text{ mm}$).

نمودار نیرو- تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۲۶) مشاهده می شود. باتوجه به شکل (۲۶)، مشاهده می گردد که تحت بارگذاری اعمال شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می باشد. در نیروی ۸۶ کیلو نیوتن و تغییر مکان $3/8$ میلی متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبه گاست پلیت رخ می دهد. به تدریج که بار افزایش می یابد، در ستون ها و تیر نیز ترک هایی رخ می دهد. بعد از مرحله ترک خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیر خطی می شود و از سختی سازه کاسته می شود. نهایتاً در نیروی ۱۵۴ کیلو نیوتن و تغییر مکان ۴۱ میلی متر، سازه به مرحله شکست می رسد. شکل (۲۷)، تنش های نهایی وارد بر میلگردها و شکل

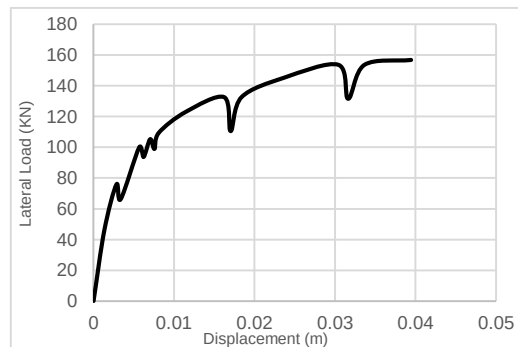
می‌شود. نهایتاً در نیروی ۱۵۷ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴۰ میلی‌متر، سازه به مرحله شکست می‌رسد.

شکل (۳۰)، تنش‌های نهایی وارد بر میلگردها و شکل (۳۱)، کماتش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.

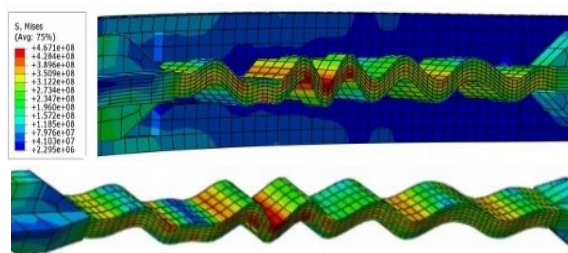


شکل ۳۰ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-4

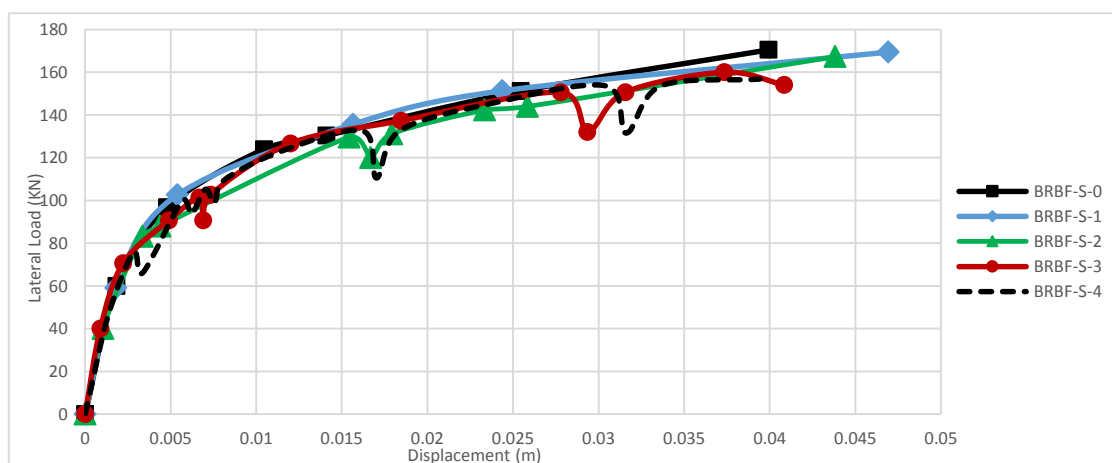
بارگذاری اعمال‌شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۷۸ کیلونیوتن و تغییر مکان ۳/۷ میلی‌متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبه گاست پلیت رخ می‌دهد. به تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحله ترک‌خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته



شکل ۲۹ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-4



شکل ۳۱ کماتش هسته درون غلاف فولادی مدل BRBF-S-4



شکل ۳۲ منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل‌های BRBF-S

جدول ۵ نتایج تحلیل مدل های BRBF-S

نام مدل	فاصله بین هسته و غلاف	P_{cr} (KN)	δ_{cr} (m)	P_u (KN)	δ_u (m)	E (KN.m)
BRBF-RC-S-0	۰	۹۶	۰/۰۰۴۳	۱۷۰	۰/۰۴	۵/۴۳
BRBF-RC-S-1	۱	۸۶	۰/۰۰۳۸	۱۷۱	۰/۰۴۴	۶/۰۶
BRBF-RC-S-2	۲	۷۵	۰/۰۰۲۷	۱۶۷	۰/۰۴۳	۵/۵
BRBF-RC-S-3	۳	۸۶	۰/۰۰۳۸	۱۵۴	۰/۰۴۱	۵/۲
BRBF-RC-S-4	۴	۷۸	۰/۰۰۳۷	۱۵۷	۰/۰۴	۴/۶۵

نتیجه گیری

باتوجه به بررسی و مقایسه نتایج مدل های BRBF-S، نتایج زیر به دست می آیند:

افزایش فاصله میان هسته و غلاف فولادی، باعث افت موضعی مقاومت در سازه می گردد و هر اندازه که فاصله بیشتر می شود تعداد افت های موضعی در سازه افزایش و تغییر شکل جانبی سازه نیز کاهش می یابد. اگر بین هسته و غلاف فولادی فاصله وجود نداشته باشد ($S=0$)، از تغییر شکل جانبی سازه کاسته می شود. مقدار جذب نیروی وارد به سازه، رابطه مستقیمی با تعداد نیم موج ها به دلیل کماتش موضعی و به تبع آن تعداد برخوردهای هسته به غلاف دارد و هرچه تعداد برخوردها بیشتر باشد مقدار جذب نیرو توسط سازه نیز بیشتر می شود. هرچه فاصله میان هسته و غلاف کمتر باشد، در جابه جایی های کوچک نیز تشکیل نیم موج ها و برخوردهای هسته به غلاف شکل می گیرد؛ ولی با افزایش فاصله میان هسته و غلاف، برای تشکیل نیم موج ها و برخوردها نیاز به جابه جایی های بزرگ تر می باشد. بنابراین

در برخی جابه جایی ها به دلیل عدم برخورد هسته به غلاف، جذب نیرو توسط سازه افت می نماید و تا لحظه برخورد هسته به غلاف نیز این افت باقی می ماند.

مدل BRBF-S-1 با فاصله ۱ میلی متری میان هسته و غلاف فولادی دارای بیشترین تغییر شکل، مقاومت نهایی و جذب انرژی، نسبت به سایر مدل ها می باشد. در فواصل ۱ تا ۲ میلی متری میان هسته و غلاف فولادی، هسته بهترین رفتار را از لحاظ شکل پذیری دارد و بیشترین تعداد نیم موج به دلیل کماتش موضعی را درون غلاف فولادی دارد که خود باعث جذب انرژی بیشتر می گردد. با افزایش فاصله میان هسته و غلاف، تعداد نوسانات کاهش می یابد و از جذب انرژی توسط مهاربند کاسته می شود.

نتایج بررسی ها نشان می دهد که فاصله ۱ تا ۲ میلی متری میان هسته و غلاف فولادی بهترین رفتار را از نظر تغییر شکل و مقاومت سازه دارد و باعث افزایش جذب انرژی سازه می گردد.

مراجع

۱. خیرالدین. ع، «بررسی رفتار ساختمان های بتن آرمه تقویت شده به کمک بادبند فلزی»، مجله دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد، سال ۱۵، شماره اول، (۱۳۸۲).

2. Xie. Q, "State of the Art of Buckling-restrained Braces in Asia", *Journal of Constructional Steel*

- Research, pp. 727-748, (2005).
۳. بیدختی. ا، «بررسی آزمایشگاهی و عددی ورق فولادی کمانش ناپذیر غلاف شده با پروفیل ناودانی»، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه سمنان، (۱۳۹۲).
۴. خیرالدین. ع، محبشاهدین. س، «مقایسه نتایج تحلیل بارافزون سازه های مهاربندی شده با مهاربند های نجسبیده و مهاربندی معمولی»، هفتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس تهران، (۱۳۸۵).
5. Sahoo. D.R, Chao. S.H, "Performance-based Plastic Design Method for Buckling-restrained Braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 2950-2958, (2010).
6. DiSarno. L, Manfredi. G, "Seismic Retrofitting with Buckling Restrained Braces: Application to an existing non-ductile RC framed building", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 1279-1297, (2010).
7. Dubina. D, Bordea. S, Dinu. F, "Experimental and Numerical Investigation of Non-seismic Reinforced Concrete Frames Strengthened with Concentric Steel Braces", *III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece, (2011).
8. Prinz.G.S, Richards. P.W, "Dynamic Performance Comparison between Buckling-Restrained Braced Frames in Concentric and Eccentric Configurations, 15th World Conference on Earthquake Engineering ,lisbon, Portugal, (2012).
9. Maida. Y, Qu. Z, Sakata. H, Wada. A, "Subassemblage Test of Continuously Buckling Restrained Braced RC Frames", *15 th World Conference on Earthquake Engineering* ,lisbon, Portugal, (2012).
10. Vaduva. M. G, Marin. L. M, and Cretu. D. I, "Improving the Seismic Response of Tall Reinforced Concrete Buildings using Buckling Restrained Braces," *15th world conference on earthquake engineering*, Lisbon,Portugal, (2012).
۱۱. خیرالدین. ع، مرتضایی. ع، عقیلی. ر، «بررسی رفتار مهاربند های کمانش تاب فلزی در به سازی لرزه ای ساختمان های بتن مسلح»، مجله علمی - پژوهشی عمران مدرس، دوره پانزدهم، شماره یک، (۱۳۹۴).
12. Khampanit. A., Leelataviwat. S, Kochnin. J, 12. Warnitchai. P, "Energy-based Seismic Strengthening Design of Non-ductile Reinforced Concrete Frames Using Buckling-restrained Braces", *Engineering Structures*, Vol. 81, pp. 110-122, (2014).
13. ABAQUS 6.14 Documentation, Analysis User's Manual.
۱۴. امید. م، بهنام فر. ف، بهفرنیاک، «مدل سازی تحلیلی المان محدود اتصالات بتنی»، دومین کنفرانس ملی بتن ایران، تهران، انجمن بتن ایران، (۱۳۸۹).
۱۵. شهبازی. ر، یکرنگ نیا. م، «راهنمای کاربردی Abaqus به همراه مسائل مهندسی عمران، سازه و ژئوتکنیک»، ویرایش دوم، انتشارات علم عمران، (۱۳۹۳).

16. Razavi Tabatabaei. S.A, Mirghaderi. S.R, Hosseini. A, "Experimental and Numerical Developing of Reduced Length Buckling-restrained Braces", *Engineering Structures*, Vol. 77, pp. 143-160, (2014).

۱۷. راهنمای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، «طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه»، ویرایش سال ۱۳۸۸، انتشارات توسعه ایران، (۱۳۹۰).

مقایسه تأثیر انواع آهک بر فشار و زمان تورم خاک بنتونیت*

عادل کاظم پور^(۱)محمد سیروس پاکباز^(۲)ایرج رسولان^(۳)

چکیده امروزه باتوجه به وسعت خاک‌های تورمی و همچنین خرابی‌های ناشی از فشارهای حاصل از تورم این خاک‌ها، موجبات انهدام کامل ساختمان‌های سبک، پوشش کانال‌های آبیاری، کف‌سازی‌ها و ترک در پی‌ها را به وجود آورده است. در این تحقیق با استفاده از آزمایش فشار تورم با حجم ثابت تغییرات فشار تورم و زمان فشار تورم نمونه‌های متراکم‌شده از مخلوط خاک بنتونیت با ۳٪ آهک هیدراته صنعتی، آهک زنده صنعتی، آهک هیدراته سنتی و آهک زنده سنتی در رطوبت ۲٪ الی ۳٪ کمتر از رطوبت بهینه در زمان‌های عمل‌آوری ۰، ۱، ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه اندازه‌گیری شد. پس از اندازه‌گیری فشار تورم، باربرداری از نمونه‌ها به دو روش کنترل کرنش و کنترل تنش صورت گرفت. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهند که تأثیر افزودن آهک زنده به بنتونیت در کاهش مقادیر فشار تورم اولیه، زمان انتهای فشار تورم اولیه، سرعت فشار تورم ثانویه با زمان، شاخص تورم کنترل کرنش و کنترل تنش بیشتر از آهک هیدراته بود. به علاوه با افزایش درصد هیدروکسید کلسیم در آهک هیدراته و اکسید کلسیم در آهک زنده شاخص‌های تورمی ذکر شده در بالا، در نمونه‌ها کاهش یافتند. نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک زنده سنتی دارای کمترین مقدار شیب فشار تورم ثانویه با زمان بود. شیب فشار تورم ثانویه با زمان نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک زنده صنعتی کمتر از آن برای نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک هیدراته صنعتی بود. شاخص تورم باربرداری با کنترل کرنش از شاخص تورم باربرداری با کنترل تنش برای کلیه نمونه‌ها بزرگ‌تر بود. ضمناً با افزایش زمان عمل‌آوری میزان فشار تورم اولیه، زمان انتهای فشار تورم اولیه، سرعت فشار تورم ثانویه با زمان و شاخص تورم کنترل کرنش و کنترل تنش همگی نمونه‌ها کاهش یافتند. شیب فشار تورم ثانویه با زمان برای انواع آهک‌ها در زمان عمل‌آوری ۹۰ روزه با هم اختلاف چندانی نداشتند. زمان فشار تورم اولیه پس از ۹۰ روز عمل‌آوری برای آهک هیدراته سنتی کمترین و برای آهک هیدراته صنعتی بیشترین مقدار بود. پس از ۹۰ روز عمل‌آوری شاخص تورم کنترل کرنش و کنترل تنش برای آهک زنده سنتی کمترین و برای آهک هیدراته صنعتی بیشترین مقدار بود.

واژه‌های کلیدی فشار تورم، تورم با حجم ثابت، آهک زنده، آهک هیدراته، تثبیت خاک، بنتونیت، شاخص تورم، کنترل تنش، کنترل کرنش، تورم ثانویه.

Comparing the Influence of Kinds of Lime on Time and Swelling Pressure of Bentonite

M. Siroos Pakbaz

A. Kazempour

I. rasoolan

Abstract This research compares the influence of different kinds of lime on the amount and time of swelling pressure of bentonite. In the present research, constant volume method was used for measurement of samples of bentonite soil mixed with 3 % of quick and hydrated lime compacted at 2 – 3 % dry of optimum water content and after curing period of 0,1,7,28 and 90 days. The results showed that adding quick lime to bentonite decreased the magnitude of swelling pressure, the time to reach to primary swelling pressure, time rate of secondary swelling pressure and both stress and strain controlled swelling indices more effectively than the use of hydrated lime. It was also determined that the values of these parameters decreased further with increase in curing period. Traditional quick lime had the least slope of secondary swelling pressure with time. The slope of secondary swelling pressure with time for samples stabilized with industrial quick lime were lower than those which were stabilized with industrial hydrated lime.

Key Words Swelling Pressure, Swelling with Constant Volume, Quick Lime, Hydrated Lime, Soil Stabilization Bentonite, Swelling Index, Stress Controlled Strain Controlled, Secondary Swelling.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۹/۲۲ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشکده مهندسی دانشگاه شهید چمران اهواز.

Email: Pakbaz_m@scu.ac.ir

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز.

(۳) استادیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز.

مقدمه

خاک‌های متورم‌شونده خاک‌هایی هستند که در اثر افزایش رطوبت افزایش حجم می‌دهند [1]. این تورم در اثر بارندگی، عبور آب از کانال‌ها، بالا آمدن سطح سفره زیرزمینی و جذب این آب به وسیله خاک و یا در اثر آبیاری زمین‌های کشاورزی ایجاد می‌گردد. فشار ناشی از تورم خاک‌ها می‌تواند آسیب کامل به سازه وارد نماید. در کشور آمریکا خسارت سالانه ناشی از رفتار مخرب خاک‌های متورم‌شونده در بزرگراه‌ها، معابر، فرودگاه‌ها، پوشش تونل‌ها، کانال‌های آبیاری و دیگر سازه‌ها، به میزان ۹۰۰۰ میلیون دلار برآورد شده است که به تنهایی بزرگ‌تر از خسارات ناشی از بلایای طبیعی از قبیل سیل، طوفان و زلزله بوده است. عموماً بالغ بر ۶۰ درصد از این سازه‌ها متحمل خسارات جزئی از قبیل ترک و حدود ۱۰ درصد از این سازه‌ها به شدت آسیب می‌بینند که دیگر قابل تعمیر نیستند [2]. خاک‌های متورم‌شونده از حیث نیروهای تورمی مختلفی که به کف‌های بتنی صلب و پی سازه‌های موجود می‌تواند وارد کنند، در برخی موارد سبب شکستگی و جابه‌جایی‌های غیرمجاز در سازه می‌گردد [3]. تورم معمولاً در خاک‌هایی مشاهده می‌شود که به اندازه لازم دارای ذرات ریزدانه رسی باشند. خاک‌های مونت‌موریلونیت‌دار که اکثراً با نام تجاری بنتونیت شناخته می‌شوند، تمایل زیادی به جذب آب و متورم شدن دارند. پیوند صفحات این رس‌ها بسیار پایین است و آب به راحتی در بین صفحات آنها نفوذ می‌کند و در اثر جذب آب زیاد خاصیت تورمی این رس‌ها بسیار بالا می‌باشد [4]. دوناسن به دنبال جستجویی که حوالی سال ۱۹۷۰ بر روی پراکندگی این خاک‌ها در جهان انجام داد، طی مقاله‌ای اعلام کرد که این خاک‌ها در ۱۸ کشور از جمله در ایران گزارش شده است [2]. یکی از مؤثرترین روش‌های بهبود کیفی مشخصات تورمی خاک‌های رسی، که استفاده از آن متداول است، بهره‌گیری از آهک

می‌باشد. تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه از دیرباز تاکنون انجام گرفته و در حال انجام است [1]. آهک علاوه بر ناخالصی‌ها عمدتاً شامل اکسید کلسیم (CaO) یا آهک زنده و هیدروکسید کلسیم (Ca(OH)_2) یا آهک هیدراته می‌باشد [4]. آهک به عنوان یک ماده افزودنی بی‌نظیر در اصلاح و تثبیت خاک‌ها در زیر جاده‌ها و پروژه‌های سازه‌ای مشابه به کار می‌رود. زمانی که حداقل ۳ درصد آهک با خاک رس ترکیب می‌شود در حضور آب pH خاک تا ۱۲/۴ افزایش می‌یابد و باعث جدا شدن سیلیکا (SiO_2) و آلومینا (Al_2O_3) از داخل خاک به داخل محلول آب خاک می‌شود. این ترکیبات سپس با یون کلسیم ناشی از حضور آهک درون آب موجود در محیط ترکیب می‌شود و ایجاد سیلیکات کلسیم هیدراته (CSH) و آلومینات کلسیم هیدراته (CAH) می‌کند که پس از تشکیل سفت می‌شود و موجب چسبیده شدن ذرات رس به یکدیگر می‌شود [5]. مقاومت خاک‌های تثبیت‌شده با آهک عمدتاً به مقدار اکسیدهای سیلیکا و آلومینا و کلسیم موجود در محیط بستگی دارد [6]. هرچه مقادیر آنها در محلول آب خاک بیشتر باشد مقاومت خاک تثبیت‌شده با آهک بیشتر و یا میزان تورم آن کمتر خواهد بود. مقادیر آهک ۳ تا ۸ درصد خاک خشک مناسب برای پایداری سازی خاک‌های تورم‌زا می‌باشد [5]. هرچند تعیین مقدار حداقل آهک لازم برای شروع واکنش‌های پوزولانی در خاک بستگی به کیفیت آهک، دما و حجم آب موجود دارد [7]. به این پروسه، پایداری سازی خاک گفته می‌شود [7]. در مقادیر آهک کمتر از ۳ تا ۵ درصد تجمع ذرات خاک رس توسط یون کلسیم بدون واکنش پوزولانی اتفاق می‌افتد [4, 7, 8]. به این پروسه، اصلاح خاک اطلاق می‌گردد [7]. براساس تحقیق انجام گرفته [7] نفوذپذیری خاک تثبیت‌شده با ۵٪ آهک زنده پس از ۷ روز عمل‌آوری افزایش می‌یابد و پس از آن در اثر واکنش‌های پوزولانی در اثر کاهش منافذ بین ذرات کاهش نفوذپذیری در زمان

شکفته از نوع سنتی و صنعتی بر روی مقدار فشار تورم و نرخ توسعه فشار تورم با زمان یک خاک تورمزا بتونیتی ارزیابی گردیده است.

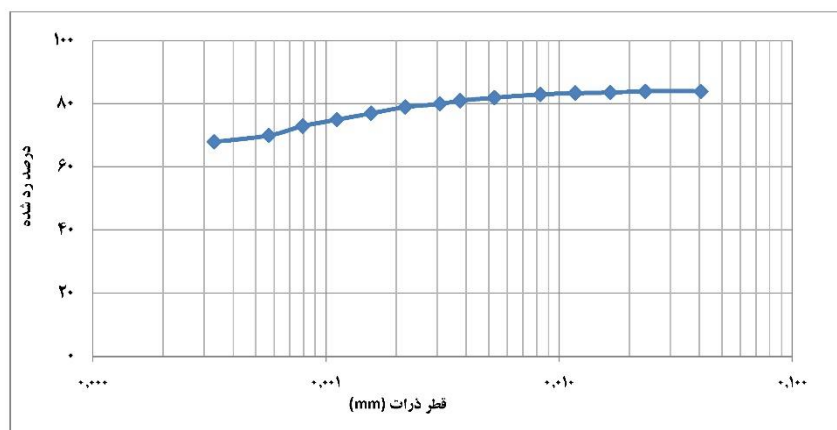
مصالح مصرفی و خصوصیات آنها

بتونیت. خاک‌هایی در تثبیت با آهک مؤثر هستند که میزان کانی‌های رسی موجود در آنها برای انجام واکنش‌های پوزولانی به‌اندازه کافی باشد. تمام کانی‌های رسی به‌علت دارا بودن سیلیس و آلومین به‌خوبی با آهک واکنش می‌دهند؛ ولی خاک‌های با پلاستیسیت بالتر در واکنش با آهک مؤثرترند و اثر اصلاح‌کنندگی آهک بیشتر می‌باشد.

بتونیت مصرفی در مجموعه آزمایش‌های این تحقیق از شرکت درین کاشان تهیه شده است. رنگ این بتونیت سفید روشن است. خصوصیات فنی این خاک که در آزمایشگاه براساس استاندارد ASTM به‌دست آمده است، در جدول (۱) آورده شده است.

منحنی دانه‌بندی بتونیت مطابق شکل (۱) می‌باشد که از آزمایش هیدرومتری طبق استاندارد ASTM D 422-63 به‌دست آمده است.

عمل‌آوری بالاتر پیش‌بینی می‌شود. افزایش یا کاهش نفوذپذیری خاک اصلاح‌شده بر روی تورم و زمان تورم و یا فشار تورم تأثیر می‌گذارد. در نتیجه این تحقیق همچنین ابراز شده است که تورم سریع‌تر نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک درمقایسه با نمونه‌های تثبیت‌نشده به‌خاطر عمدتاً پروسه هیدراسیون آهک می‌باشد که پس از به آب انداختن نمونه‌ها شروع می‌شود. افزایش دما تا 20°C در نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک دلیل اثبات شروع این پروسه ذکر شده است [7]. در اثر هیدراسیون آهک زنده، پروسه تورم آهک نیز رخ می‌دهد. افزایش دمای خاک تثبیت‌شده با آهک زنده باعث افزایش سرعت واکنش‌های پوزولانی و در نتیجه افزایش سرعت سخت شدن خاک در اثر این واکنش‌ها می‌شود [9]. علی‌رغم تحقیقات انجام‌شده بر روی جنبه‌های مختلف اثر آهک روی رفتار خاک‌های تورمزا و با توجه به تأثیر متفاوت انواع مختلف آهک بر روی خاک‌های تورمزا به‌دلایل مختلف از جمله آهک زنده و شکفته، ناخالصی و غیره درمورد موضوع تأثیر انواع آهک بر روی مقدار فشار تورم و نرخ توسعه فشار تورم با زمان تاکنون بررسی گسترده صورت نپذیرفته است. در این تحقیق تأثیر آهک‌های زنده و



شکل ۱ دانه‌بندی بتونیت

جدول ۱ مشخصات فنی خاک مورد استفاده

ASTM Code	رطوبت طبیعی %	w	۸
D422-63	ریزتر از ۲۰ میکرون %	CF	۷۹
D854	چگالی	G_s	۲/۶۵
D4318	حد انقباض %	SL	۲۵
D4318	حد خمیری %	PL	۳۶
D4318	حد روانی %	LL	۱۵۵
D4318	نشانه خمیری %	PI	۱۱۹
D4318	میزان فعالیت	A	۱/۵
D2487-06	طبقه بندی متحد	USCS	CH

جدول ۲ آنالیز شیمیایی آهکها

نوع آهک	Ca(OH) ₂ %	CaO %	ناخالصی %
آهک هیدراته صنعتی	۹۳	-	۷
آهک زنده صنعتی	-	۹۴	۶
آهک هیدراته سنتی	۹۰	-	۱۰
آهک زنده سنتی	-	۹۹	۱

در این تحقیق از آهک هیدراته و زنده لرستان (صنعتی ساز) و آهک هیدراته و زنده هفتکل (سنتی ساز) برای اختلاط با بنتونیت استفاده شد. نتیجه آنالیز شیمیایی این آهکها مطابق جدول (۲) می باشد.

آب. آب اگر حاوی مقادیر بالایی از نمکهای محلول باشد بر روند پیشرفت واکنشها تأثیر می گذارد. ترکیب شیمیایی آب مورد استفاده برای غرقاب نمودن نمونه روی مقدار تغییر حجم و فشار تورم مؤثر می باشد. خاک محلی که آب آن مقدار زیادی یونهای کلسیم دارد، کمتر از خاک مناطقی که آب آن مقدار زیادی یونهای سدیم دارد، متورم می شود. در این تحقیق از آب تصفیه شده استفاده شده است. علت این امر حذف اثرات شیمیایی آب در نمونه ها می باشد.

آهک. درواقع هدف از تهیه آهک، تبدیل سنگ آن به حالت قابل مصرف می باشد. آهک زنده یا شکفته نشده یا آبندیده ماده ای سفیدرنگ و جذب کننده رطوبت است که از پخته شدن سنگ آهک به دست می آید و نشانه شیمیایی آن CaO می باشد. هرگاه بر روی کلسیم اکسید (آهک زنده) آب ریخته شود، بر اثر واکنش با آب، هیدراته می شود و گرما ایجاد می کند که موجب بخار شدن قسمتی از آب می شود. در این عمل، آهک بر اثر جذب آب، به صورت گرد سفیدی درمی آید که اصطلاحاً آهک مرده یا شکفته شده یا هیدراته نامیده می شود. تولید آهک هیدراته پس از ایجاد آهک زنده و در شرایط ساده تر و کم هزینه تری انجام می شود. بنابراین قسمت اصلی فرایند تولید آهک زنده می باشد [۱۰، ۱۱]. به طور کلی آهک به دو صورت سنتی و صنعتی تهیه می شود.

مراحل تهیه نمونه و آزمایش‌های انجام گرفته

برای اختلاط بهتر بتونیت با آهک، خاک بتونیت از الک نمرة ۴۰ عبور داده شد. خاک‌های مورد نیاز برای تراکم، ۲۴ ساعت قبل در گرم‌خانه با دمای ۱۱۰ درجه سانتی‌گراد قرار داده شد. سپس نمونه‌ها مطابق جدول (۳)، وزن و با هم مخلوط شدند. در این تحقیق، تمام درصدهای آهک افزوده شده به بتونیت، نسبت به وزن خشک بتونیت می‌باشد نه نسبت به وزن کل مخلوط.

برای اختلاط بتونیت با آهک هیدراته از اختلاط تر و برای اختلاط با آهک زنده از اختلاط خشک استفاده شد. در اختلاط تر ابتدا آهک هیدراته با نسبت وزنی ۱ به ۳ با آب مخلوط می‌شود و سپس دوغاب ساخته شده برای مخلوط شدن با خاک به بتونیت خشک اضافه می‌شود. بعد از آن مقدار آب اضافی مورد نیاز برای رسیدن مخلوط بتونیت-آهک هیدراته به درصد رطوبت مورد نیاز اضافه می‌گردد.

در اختلاط خشک آهک زنده به صورت خشک به خاک بتونیت خشک اضافه می‌شود و سپس مقدار آب مورد نیاز اضافه می‌گردد. این کار به منظور جلوگیری از شکفته شده آهک زنده قبل از اختلاط با خاک صورت می‌گیرد. در هر دو اختلاط سعی بر آن شد که رطوبت در

کل مخلوط به صورت یکنواخت پخش شود. آزمایش‌های انجام گرفته در این تحقیق به سه دسته تقسیم‌بندی می‌شوند:

دسته اول: آزمایش‌های مقدماتی بر روی نمونه‌ها (حدود اتربرگ و تراکم به روش پراکتور استاندارد طبق استاندارد ASTM D 698).

دسته دوم: آزمایش تورم با حجم ثابت برای ارزیابی فشار تورم نمونه‌ها طبق استاندارد ASTM D 4546. دسته سوم: آزمایش باربرداری به روش کنترل کرنش و کنترل تنش.

از نقطه نظر اختلاط با آهک نمونه‌های مورد بررسی به سه گروه عمده تقسیم می‌شوند:

- ۱- نمونه‌های بدون آهک درجا و بدون عمل‌آوری.
- ۲- نمونه‌هایی که با اختلاط تر با آهک مخلوط شده‌اند (شامل هر دو آهک هیدراته صنعتی و سستی با عمل‌آوری ۰، ۱، ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه).
- ۳- نمونه‌هایی که با اختلاط خشک با آهک مخلوط شده‌اند (شامل هر دو آهک زنده صنعتی و سستی با عمل‌آوری ۰، ۱، ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه). اختلاط خشک به منظور جلوگیری از هیدراته شدن آهک زنده، قبل از مخلوط شدن با خاک می‌باشد.



شکل ۲ عمل‌آوری نمونه‌های متراکم شده

آزمایش تورم با حجم ثابت

در روش تورم با حجم ثابت هدف یافتن بیشترین فشار لازم برای ثابت نگهداشتن ارتفاع اولیه نمونه بعد از غرقاب نمودن آن است. در این روش نمونه درون دستگاه ادنومتر قرار داده می‌شود و سربارها به صورت گام‌های بارگذاری تا رسیدن به فشار تورم نهایی اعمال می‌شوند. در این روش ابتدا سربار کوچکی در حدود ۱۰ کیلوپاسکال به نمونه اعمال می‌شود تا فشردگی (خروج هوا) صورت گیرد، بلافاصله پس از پایان فشردگی نمونه شروع به جذب آب می‌کند و متورم می‌شود. تورم نمونه تا رسیدن به حجم اولیه (ارتفاع اولیه نمونه) ادامه پیدا می‌کند و به محض رسیدن به ارتفاع اولیه سربار بعدی (حدود ۱۰ کیلوپاسکال) به نمونه اعمال می‌شود و دوباره چرخه فشردگی و تورم تحت سربار اعمالی صورت می‌گیرد؛ این روند آن قدر ادامه پیدا می‌کند تا نمونه بتواند به تمام بارهای اعمالی غلبه کند. به سربار نهایی وارد شده به نمونه، فشار تورم اطلاق می‌شود.

باربرداری به صورت کنترل کرنش و کنترل تنش

پس از اتمام آزمایش حجم ثابت، برای به دست آوردن شاخص (نشانه) باربرداری شروع به باربرداری از نمونه‌ها می‌شود. همان‌طور که قبلاً گفته شد برای هر ترکیب بتنیت +۳٪ آهک، دو نمونه تهیه شد و فشار تورم آنها به دست آمد. در پایان آزمایش فشار تورم، برای هر دو نمونه همه ترکیبات، باربرداری به دو صورت کنترل کرنش و کنترل تنش صورت گرفت. شیب خطوط باربرداری در منحنی تخلخل - لگاریتم فشار تورم به عنوان شاخص تورم کنترل کرنش و کنترل تنش موسوم است.

در روش باربرداری با کنترل کرنش، پس از برداشتن سربارها به نمونه اجازه تورم تا مقدار مشخص (۲۵/۰ میلی‌متر) داده می‌شود. به محض رسیدن ارتفاع نمونه به این مقدار، از دوباره شروع به اندازه‌گیری فشار تورم با حجم ثابت می‌شود و فشار تعادل نهایی به دست می‌آید. سپس باربرداری مجدد از نمونه انجام می‌شود تا نمونه

باتوجه به این که واکنش‌های شیمیایی پوزولانی بین

آهک و خاک رس زمانبر است و همچنین به منظور بررسی تأثیر زمان عمل‌آوری نمونه‌ها روی مقادیر پارامترهای مربوط، تصمیم گرفته شد که تعدادی از نمونه‌ها قبل از آزمایش فشار تورم تحت عمل‌آوری در محیط مرطوب قرار گیرند. بدین منظور، نمونه‌های با عمل‌آوری بعد از مخلوط کردن و تراکم آنها و قبل از انجام آزمایش فشار تورم، درون ورق‌های پلاستیکی گذاشته شدند و برای عمل‌آوری درون ظروف پر از آب در دمای آزمایشگاه به مدت ۱، ۷، ۲۸، ۹۰ روز قرار گرفتند (شکل ۲). لازم به ذکر است که نمونه‌های درجا دو ساعت بعد از مخلوط کردن و تراکم آنها مورد آزمایش قرار گرفتند. آزمایش‌های انجام‌شده مطابق جدول (۳) می‌باشد.

برطبق مطالعات پیشین محققان، ۳٪ آهک به عنوان

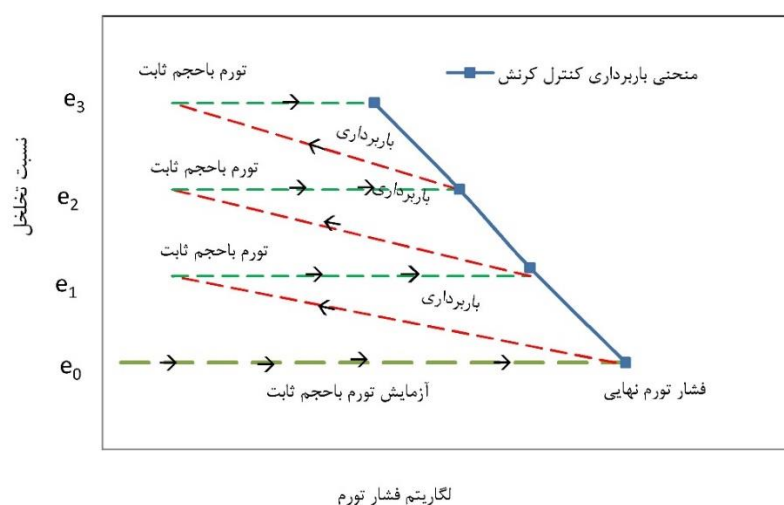
درصد بهینه برای کاهش فشار تورم خاک رس به دست آمده است [4, 5, 9, 10]؛ بنابراین از ۳٪ آهک برای اختلاط با بتنیت استفاده شد. برای هر ترکیب بتنیت +۳٪ آهک، دو نمونه تهیه شد و فشار تورم آنها به دست آمد. در پایان آزمایش فشار تورم، برای هر دو نمونه همه ترکیبات، باربرداری به دو صورت کنترل کرنش و کنترل تنش صورت گرفت.

به منظور نمونه‌گیری حلقه تحکیم بر روی نمونه

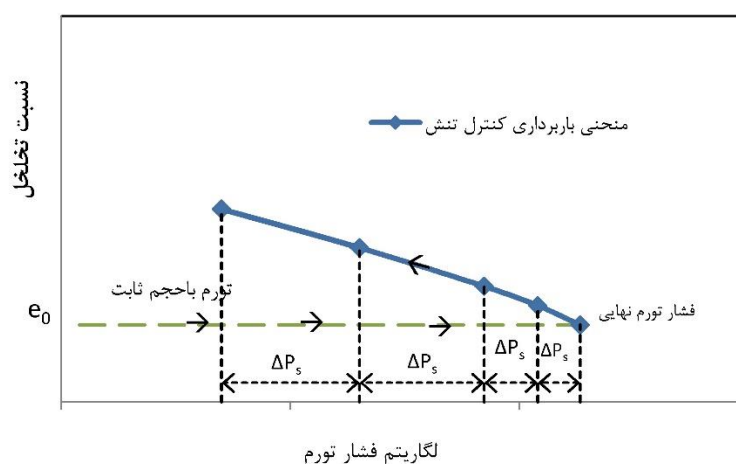
متراکم‌شده قرار داده می‌شود. برای اعمال فشار یکنواخت به حلقه و نمونه از جک هیدرولیکی استفاده می‌شود. به علت افزایش حجم نمونه در طول آزمایش تصمیم بر آن شد تا ارتفاع نمونه حدود پنج میلی‌متر کمتر از ارتفاع حلقه در نظر گرفته شود تا نمونه فضای کافی برای افزایش ارتفاع داشته باشد. برای این منظور صفحه‌ای از جنس پلاستیک فشرده طوری تراش داده شد که روی آن، برجستگی استوانه‌ای شکل به قطر حلقه تحکیم و ارتفاع پنج میلی‌متر ایجاد گردد. در این تحقیق از دو رینگ تحکیم با قطرهای ۵ و ۷/۵ سانتی‌متر و ارتفاع ۲ سانتی‌متر استفاده شده است.

به دست می آید (شکل ۳). روش باربرداری با کنترل تنش همان روش معمول و رایج باربرداری می باشد، با این توجه که مقدار سربار باربرداری شده (ΔP_s) در همه مراحل از باربرداری، یکسان می باشد. در هر مرحله از باربرداری فشار موجود بر روی نمونه و میزان تغییرات ارتفاع نمونه، معرف یک نقطه از منحنی نسبت تخلخل-فشار تورم می باشد (شکل ۴).

به اندازه همان مقدار مشخص قبلی (۰/۲۵ میلی متر) متورم شود و با رسیدن به آن مقدار فشار تورم آن مرحله نیز به دست می آید و این چرخه به همین صورت ادامه پیدا می کند. در هر مرحله از باربرداری با کنترل کرنش، فشار موجود بر روی نمونه و نسبت تخلخل آن مرحله از نمونه معرف یک نقطه از منحنی تخلخل-فشار تورم می باشد. با رسم این نقاط منحنی باربرداری با کنترل کرنش



شکل ۳ مسیر انجام آزمایش باربرداری با کنترل کرنش



شکل ۴ مسیر انجام آزمایش باربرداری با کنترل تنش

جدول ۳ چارت آزمایش‌های انجام‌شده

نمونه	ترکیبات	زمان عمل‌آوری (روز)				
		درجا	۱	۷	۲۸	۹۰
۱ تا ۲	بتونیت	✓	-	-	-	-
۳ تا ۱۲	بتونیت + ۳٪ آهک هیدراته صنعتی	✓	✓	✓	✓	✓
۱۳ تا ۲۲	بتونیت + ۳ درصد آهک زنده صنعتی	✓	✓	✓	✓	✓
۲۳ تا ۳۲	بتونیت + ۳٪ آهک هیدراته سنتی	✓	✓	✓	✓	✓
۳۳ تا ۴۲	بتونیت + ۳٪ آهک زنده سنتی	✓	✓	✓	✓	✓

جدول ۴ حدود اتربرگ نمونه‌های آزمایش‌شده

نمونه	حد روانی (%)	حد خمیری (%)	نشانه خمیری (%)
بتونیت	۱۵۵	۳۶	۱۱۹
بتونیت + ۳٪ آهک هیدراته صنعتی	۱۴۵	۶۴	۸۱
بتونیت + ۳٪ آهک زنده صنعتی	۱۸۵	۶۸	۱۱۷
بتونیت + ۳٪ آهک هیدراته سنتی	۱۲۵	۶۲	۶۳
بتونیت + ۳٪ آهک زنده سنتی	۱۷۰	۶۵	۱۰۵

نتایج آزمایش‌ها

حدود اتربرگ. نتایج آزمایش‌های حد روانی، حد خمیری و همچنین نشانه خمیری نمونه‌ها در جدول (۴) آورده شده است. براساس نتیجه نشانه خمیری بتونیت و باتوجه به منحنی دانه‌بندی آن (شکل ۱)، این خاک برطبق سیستم متحد در گروه CH می‌باشد. براساس نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش حدود اتربرگ، تمام نمونه‌ها دارای پتانسیل تورمی بالایی می‌باشند. حد روانی در هر دو نمونه تثبیت‌شده با آهک زنده صنعتی و سنتی نسبت به خاک پایه افزایش یافته است، که دلیل آن جذب درصدی از رطوبت به‌وسیله آهک زنده که تمایل زیادی

به جذب رطوبت دارد، می‌تواند باشد. درحالی‌که حد روانی در نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک هیدراته نسبت به خاک پایه کاهش را نشان می‌دهد، که دلیل آن را می‌توان در افزایش غلظت کاتیون‌های کلسیم آهک در اطراف ذرات رس و در نتیجه افزایش اندازه دانه‌های خاک و زیادشدن فاصله بین این ذرات دانست که باعث کاهش حد روانی شده است [12]. حد خمیری همه نمونه‌های تثبیت‌شده با انواع آهک نسبت به خاک پایه افزایش یافته است. در کوتاه‌مدت واکنش تبادل کاتیونی بین ذرات خاک و آهک صورت می‌گیرد که باعث تغییر ساختار خاک به حالت مجتمع یا فولوکوله می‌شود و این ساختار

آهک هیدراته (صنعتی و سنتی) در موقعیت پایین تر (کاهش وزن مخصوص خشک) و همچنین در سمت راست (افزایش درصد رطوبت) قرار گرفته اند. این افزایش در درصد رطوبت بهینه در نمونه های تثبیت شده با آهک زنده نسبت به نمونه های تثبیت شده با آهک هیدراته به دلیل آن است که در طی واکنش های یون کلسیم با خاک رس، CaO (اکسید کلسیم) هیدراته می شود و باعث مصرف مقدار مشخصی از آب می گردد [15].

نتایج آزمایش تورم با حجم ثابت

باتوجه به دسته بندی آزمایش های صورت گرفته مطابق جدول (۳) برای هر ترکیب دو نمونه برای آزمایش تورم با حجم ثابت تهیه شد. سپس از نتایج این دو آزمایش میانگین گیری شد و نمودار فشار تورم- لگاریتم زمان ترکیب مورد نظر به دست آمد.

نمودار فشار تورم در برابر لگاریتم زمان بتونیت خالص در شکل (۶) نمایش داده شده است.

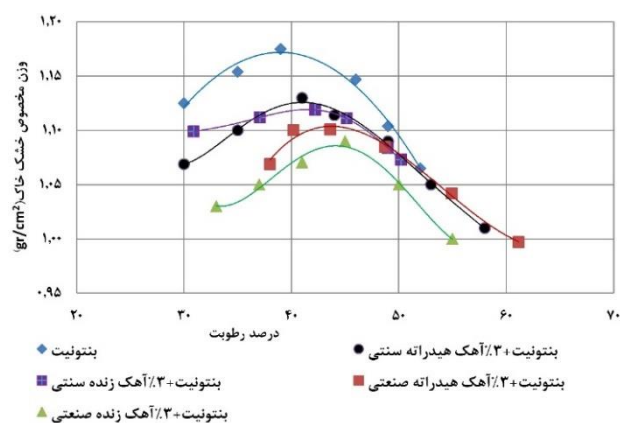
تأثیر انواع آهک بر فشار و زمان تورم نمونه ها. تأثیر انواع آهک بر فشار و زمان تورم بتونیت در زمان های عمل آوری ۰، ۱، ۷، ۲۸ و ۹۰ نشان می دهد که افزودن آهک (هر ۴ نوع آهک) به بتونیت باعث کاهش فشار تورم شده است. درواقع اضافه کردن آهک به خاک رس باعث افزایش یون کلسیم در محیط می شود که این یون جایگزین یون های سدیم و پتاسیم خاک رس می شود و این یون های جایگزین شده وابستگی کمتری به آب دارند و باعث بهبودی خواص خمیری و کاهش فشار تورم خاک رس می شوند.

علت کاهش فشار و زمان تورم نمونه های با عمل آوری درجا (عمل آوری ۲ ساعت) را می توان در تبادل کاتیونی که جزء واکنش های کوتاه مدت خاک رس و آهک است، دانست.

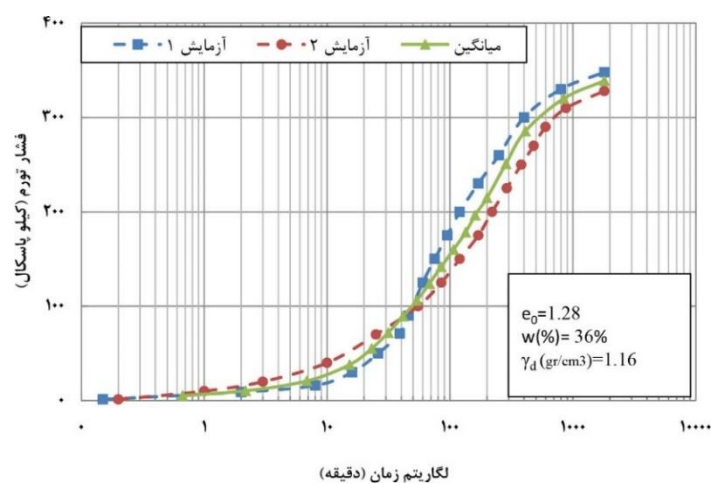
در رطوبت بالایی به حالت خمیری درمی آید [13]. از سوی دیگر هر چه درصد ذرات رس بیشتر باشد، باعث می گردد خاک دیرتر و در درصد رطوبت پایین تری ترک بخورد؛ در نتیجه برای نمونه های تثبیت شده با آهک به دلیل داشتن درصد ذرات رس پایین تر نسبت به بتونیت خالص درصد رطوبت ترک خوردن (حد خمیری) افزایش می یابد. نشانه خمیری همه نمونه های تثبیت شده با انواع آهک نسبت به خاک پایه کاهش یافته است. جذب یون کلسیم توسط ذرات رسی و ایجاد توازن نسبی میان بارهای منفی و مثبت باعث کاهش تمایل ذرات رسی به جذب مولکول های آب می شود که نتیجه آن کاهش نشانه خمیری خاک می باشد [14].

نتایج آزمایش تراکم استاندارد

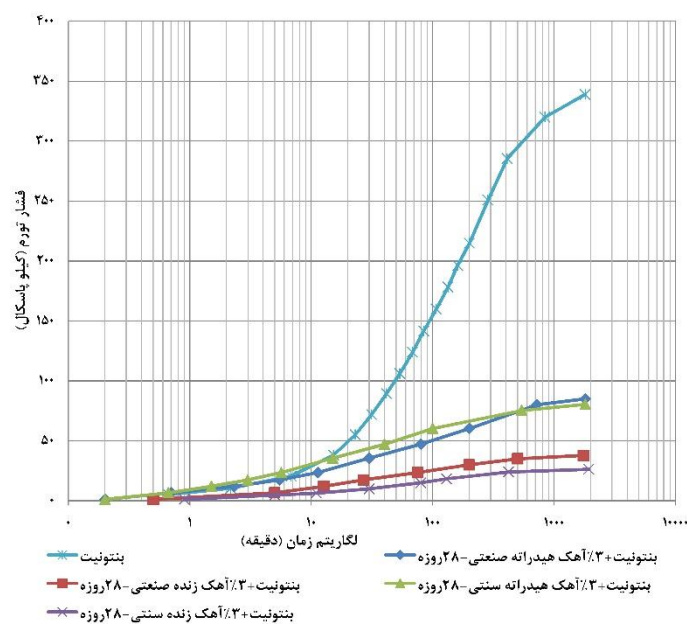
مطابق شکل (۵) منحنی های تراکم همه نمونه های تثبیت شده با انواع آهک نسبت به خاک پایه پایین تر (وزن مخصوص خشک کمتر) و همچنین متمایل به سمت راست (درصد رطوبت بیشتر) قرار گرفته اند. در نتیجه در نمونه های تثبیت شده با آهک وزن مخصوص خشک ماکزیمم نسبت به خاک پایه کاهش و درصد رطوبت بهینه آنها افزایش یافته است. آهک و خاک رس به سرعت واکنش می دهند و باعث تغییر ساختار خاک می شوند و وزن مخصوص خشک کاهش می یابد. همچنین آهک اساساً از خاک سبک تر است و وزن مخصوص خشک را کاهش می دهد [15]. اضافه کردن آهک به خاک باعث افزایش خلل و فرج خاک می شود که خود عاملی برای کاهش وزن مخصوص خشک است [16]. اضافه کردن آهک باعث افزایش درصد رطوبت بهینه نمونه ها می شود. این افزایش به علت جذب درصدی از رطوبت برای ایجاد واکنش های تبادل کاتیونی و پوزولانی بین آهک و خاک رس می باشد [17]. از طرفی مطابق شکل منحنی های تراکم مربوط به نمونه های بتونیت تثبیت شده با آهک زنده (صنعتی و سنتی) نسبت به نمونه های اصلاح شده با



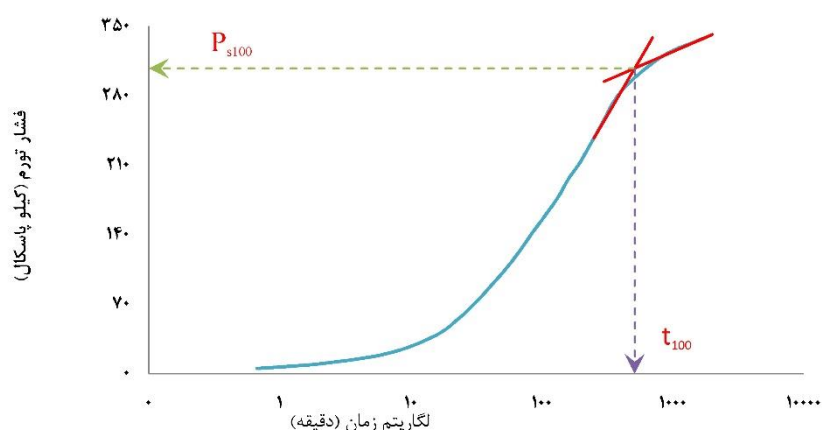
شکل ۵ منحنی تراکم بتونیت و بتونیت تثبیت شده با آهک های هیدراته و زنده صنعتی



شکل ۶ نمودار فشار تورم- لگاریتم زمان بتونیت خالص



شکل ۷ مقایسه زمان و فشار تورم بتونیت خالص با بتونیت تثبیت شده با انواع آهک با عمل آوری ۲۸ روزه



شکل ۸ تعیین P_{s100} و t_{100} برای بتنیت خالص

جدول ۵ نتایج آزمایش تراکم نمونه‌ها

نمونه	ω_{opt} (%)	$\gamma_{d(max)}$ (gr/cm ³)
بتنیت	۳۹	۱/۱۷
بتنیت + ۳٪ آهک هیدراته صنعتی	۴۴	۱/۱۱
بتنیت + ۳٪ آهک زنده صنعتی	۴۵	۱/۰۹
بتنیت + ۳٪ آهک هیدراته سنتی	۴۱	۱/۱۳
بتنیت + ۳٪ آهک زنده سنتی	۴۲	۱/۱۲

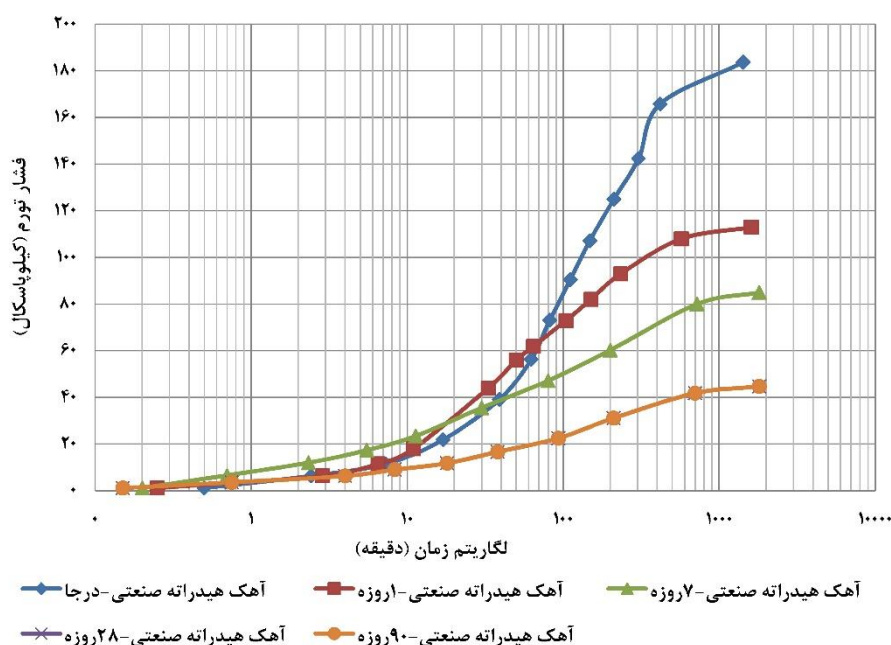
بررسی مقدار فشار تورم اولیه (P_{s100}) و زمان فشار تورم اولیه (t_{100}). نحوه تعیین مقدار فشار تورم اولیه (P_{s100}): آخرین نقطه فشار تورم که از تقاطع خط مماس بر خمیدگی و خط فشار تورم ثانویه در نمودار فشار تورم-لگاریتم زمان حاصل می‌شود (شکل ۸). زمان فشار تورم اولیه (t_{100}) که زمان متناظر با مقدار فشار تورم اولیه می‌باشد به دست می‌آید.

بررسی اثر زمان عمل‌آوری بر مقدار و زمان فشار تورم. اثر زمان عمل‌آوری بر زمان و فشار تورم نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک بررسی شده است. در شکل (۹) منحنی‌های توسعه فشار تورم با زمان برای نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک هیدراته صنعتی به عنوان نمونه و در

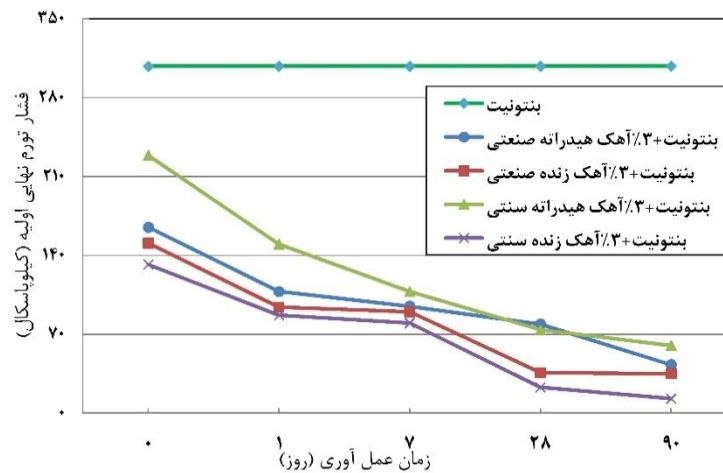
واکنش تبدیلی معمولاً باعث تغییرات مهمی در مشخصات فیزیکی و شیمیایی رس می‌شود. در این واکنش تبدیلی یون‌های بین لایه‌ای رس مانند سدیم با یون کلسیم آهک جایگزین می‌شوند و باعث کاهش تمایل ذرات خاک به جذب آب و در نهایت ایجاد یک ساختار مجتمع و لخته‌ای می‌شود [7]. این واکنش سریع است و در ساعات اولیه اختلاط مواد انجام می‌شود. با افزایش زمان عمل‌آوری واکنش‌های پوزولانی باعث ایجاد مواد جدید سمئتاسیون شامل سیلیکات و آلومینات کلسیم هیدراته می‌شود که با مرور زمان مقدار آنها افزایش می‌یابد و باعث به هم چسبیده شدن بیشتر ذرات رس به یکدیگر می‌شود [4, 7]. تأثیر انواع آهک با عمل‌آوری ۲۸ روزه بر زمان و فشار تورم نمونه‌ها در شکل (۷) به عنوان نمونه نشان داده شده است.

عمل‌آوری طولانی، زمان بیشتری برای تشکیل واکنش‌ها در اختیار می‌گذارد؛ در نتیجه استخوان‌بندی قوی‌تری از دانه‌ها به دلیل اضافه شدن مواد جدید ناشی از واکنش‌های پوزولانی ایجاد می‌شود [4, 7]. در این حالت ساختار خاک ریزدانه به ساختار مجتمع تبدیل می‌شود. در این ساختار ذرات رس به همدیگر پیوند داده می‌شوند. طی مجتمع شدن در این ساختار، ذرات رس به همدیگر توسط مواد سم‌تاسیون می‌چسبند؛ در نتیجه، اندازه ذرات رس بزرگ‌تر می‌شوند و از لحاظ مکانیکی، رفتاری شبیه لای پیدا می‌کنند [14]. به علاوه این واکنش باعث تغییر ساختار رس از ماده‌ای چسبنده و ریزدانه، به ماده‌ای دانه‌ای می‌شود. خاک نیز در این ساختار وابستگی کمتری به آب دارد و باعث کاهش تورم خاک می‌شود [7]. دلیل دیگر کاهش فشار تورم با افزایش زمان عمل‌آوری، ادامه واکنش‌های پوزولانی (تشکیل هیدرات سیلیکات و آلومینات کلسیم) با گذشت زمان می‌باشد.

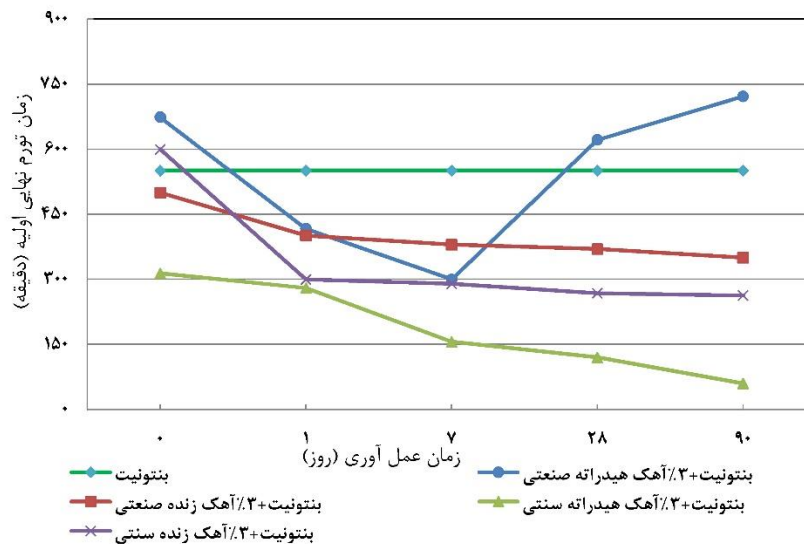
شکل‌های (۱۰ و ۱۱) مقدار فشار تورم اولیه (P_{s100}) و مقدار زمان رسیدن به فشار تورم اولیه (t_{100}) برای کلیه نمونه‌های آزمایش‌شده ارائه شده است. مشاهده می‌شود برای نمونه‌های تثبیت‌شده با افزایش زمان عمل‌آوری، مقدار فشار تورم و زمان رسیدن به فشار تورم اولیه نمونه‌ها کاهش یافته است. با بررسی منحنی‌های توسعه زمانی فشار تورم در شکل (۹) مشخص می‌گردد که نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک در مقایسه با نمونه بتونیت خالص نرخ سریع‌تری را نشان می‌دهند و این موضوع در زمان‌های عمل‌آوری مشهودتر می‌باشد. این می‌تواند به دلیل افزایش در نفوذپذیری نمونه‌ها در اثر عمل تجمع ذرات خاک ناشی از حضور یون کلسیم باشد. سفت شدن خاک با زمان عمل‌آوری نیز می‌تواند دلیل دیگری بر افزایش نرخ توسعه فشار تورم با زمان با افزایش زمان عمل‌آوری باشد. یکی از دلایل کاهش در مقدار فشار تورم با زمان عمل‌آوری را می‌توان این‌گونه دانست که



شکل ۹ مقایسه اثر زمان عمل‌آوری بر زمان و فشار تورم بتونیت + ۳٪ آهک هیدراته صنعتی



شکل ۱۰ مقایسه P_{s100} نمونه‌های بتونیت تثبیت شده با انواع آهک در زمان‌های مختلف عمل آوری



شکل ۱۱ مقایسه P_{s100} نمونه‌های بتونیت تثبیت شده با انواع آهک در زمان‌های مختلف عمل آوری

از طرفی از بین نمونه‌های بتونیت تثبیت شده با آهک، نمونه‌های دارای آهک زنده سنتی و آهک هیدراته سنتی به ترتیب دارای کمترین و بیشترین مقدار P_{s100} در هر پنج زمان عمل آوری می‌باشند. به علاوه، روند کاهش P_{s100} برای هر چهار نمونه روند منظمی است (شکل ۱۰). تفاوت در مقدار فشار تورم می‌تواند ناشی از وجود ناخالصی‌ها نسبت تخلخل متفاوت و واکنش‌های پوزولانی متفاوت در نمونه‌ها باشد. تغییرات مقادیر زمان

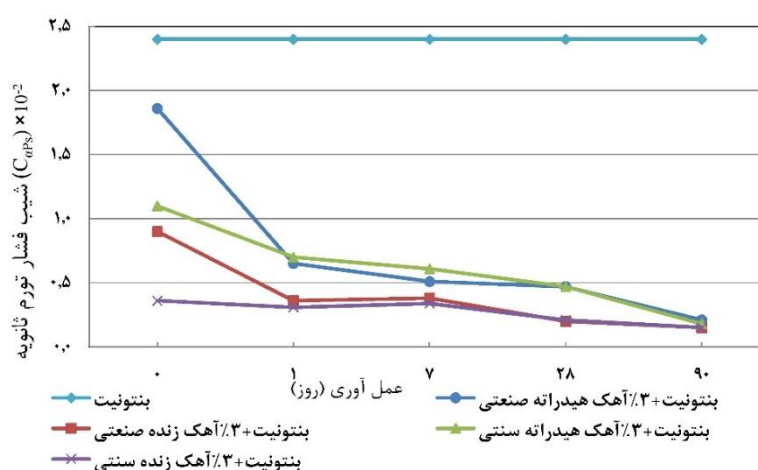
مواد تشکیل شده موجب پیوند سمئتاسیون بین ذرات رس می‌شوند. از سوی دیگر کاهش نفوذپذیری نمونه‌ها با افزایش زمان عمل آوری [7]، باعث کاهش جذب آب نمونه‌ها می‌شود؛ که نتیجه آن کاهش در مقدار فشار تورم می‌باشد. تأثیر زمان عمل آوری بر زمان و فشار تورم نمونه‌ها در شکل (۸) نشان داده شده است. در شکل (۹) مقدار فشار تورم اولیه (P_{s100}) با افزودن آهک به بتونیت و با افزایش مدت عمل آوری به شدت کاهش یافته است.

می‌باشد. از طرفی با گذشت زمان و در زمان عمل‌آوری ۹۰ روزه آهک‌ها، مقدار شیب فشار تورم ثانویه برای همه آهک‌ها تقریباً یکسان مشاهده شد. شیب فشار تورم ثانویه با زمان نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک زنده صنعتی کمتر از نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک هیدراته صنعتی می‌باشد. همان‌گونه که قبلاً نیز گفته شد، آهک زنده نسبت به آهک هیدراته در کاهش فشار تورم بهتر عمل می‌کند. البته با گذشت زمان و در زمان عمل‌آوری ۹۰ روزه آهک، مقدار $C_{\alpha_{PS}}$ برای هر دو یکسان می‌شود. همچنین با گذشت زمان عمل‌آوری این مقدار برای هر دو آهک کاهش می‌یابد.

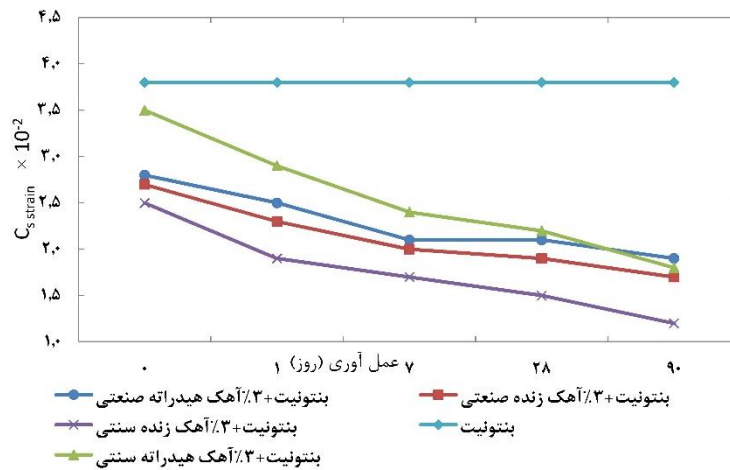
تعیین شاخص تورم کنترل تنش و کنترل کرنش نمونه‌ها. همان‌گونه که قبلاً نیز گفته شد، در پایان آزمایش تورم با حجم ثابت باربرداری برای هر کدام از ترکیبات به دو روش کنترل کرنش و کنترل تنش صورت گرفت در این نمودارها خط افقی نشان‌دهنده آزمایش تورم با حجم ثابت و دو خط مورب نشان‌دهنده منحنی باربرداری هستند. شیب خطوط باربرداری معرف شاخص تورم می‌باشد. نمودار باربرداری با کنترل کرنش و کنترل تنش بتنویت خالص در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

رسیدن به فشار تورم اولیه (t_{100}) با مدت زمان عمل‌آوری در شکل (۱۱) نمایش داده شده است. مقدار t_{100} در نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک‌های هیدراته و زنده سنتی و آهک زنده صنعتی با گذشت زمان عمل‌آوری، کاهش یافته است. در نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک هیدراته صنعتی در زمان‌های عمل‌آوری ۲۸ و ۹۰ روزه به‌جای کاهش مقدار t_{100} ، افزایش در این مقدار مشاهده می‌شود. این افزایش احتمالاً به دلیل تأخیر در انجام واکنش‌های پوزولانی درازمدت برای آهک هیدراته صنعتی و بتنویت است. همچنین از بین نمونه‌های بتنویت تثبیت‌شده با آهک، نمونه‌های دارای آهک هیدراته سنتی دارای کمترین مقدار t_{100} می‌باشند. برخلاف روند تغییرات P_{s100} نمونه‌ها با زمان عمل‌آوری آنها، این روند برای t_{100} نمونه‌ها روند منظمی نمی‌باشد.

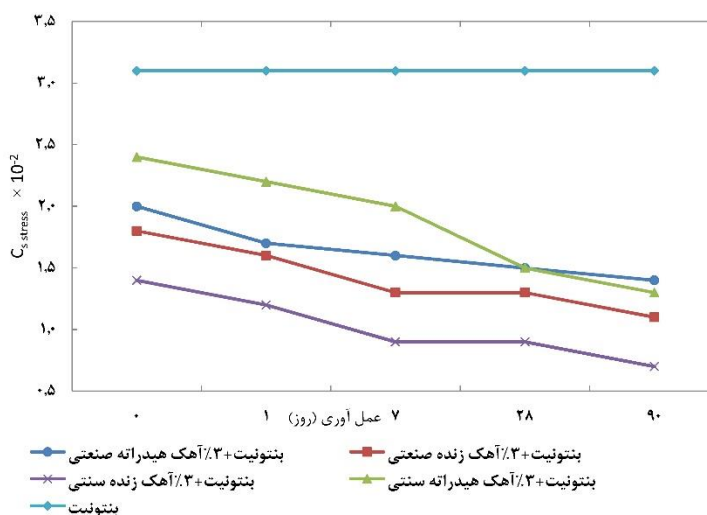
شیب تغییرات فشار تورم ثانویه با زمان ($C_{\alpha_{PS}}$). در شکل (۱۲) شیب تغییرات فشار تورم ثانویه با زمان ($C_{\alpha_{PS}}$) با زمان عمل‌آوری نمایش داده شده است. افزودن آهک باعث کاهش شدیدی در مقدار شیب فشار تورم ثانویه با زمان می‌شود. آهک زنده سنتی دارای کمترین مقدار $C_{\alpha_{PS}}$ در زمان‌های عمل‌آوری مختلف



شکل ۱۲ مقایسه $C_{\alpha_{PS}}$ نمونه‌های بتنویت تثبیت‌شده با انواع آهک در زمان‌های مختلف عمل‌آوری



شکل ۱۴ مقایسه تغییرات شاخص تورم کنترل کرنش نمونه‌ها با زمان عمل‌آوری



شکل ۱۵ مقایسه تغییرات شاخص تورم کنترل تنش نمونه‌ها با زمان عمل‌آوری

می‌شود و سپس بارگذاری در شرایط حجم ثابت اعمال می‌شود که خود این بارگذاری از بارهای کوچک شروع می‌شود تا به سربار نهایی برسد. در نتیجه در این مرحله (سربارهای کوچک‌تر از حالت کنترل تنش) به نمونه اجازه جذب رطوبت بیشتری داده می‌شود. میزان شاخص تورم با زمان عمل‌آوری کاهش می‌یابد.

خلاصه نتایج نمونه‌های آزمایش‌شده

در جدول (۶) نتایج کلیه آزمایش‌های انجام‌گرفته به‌صورت خلاصه شده جمع‌آوری شده است. طبق این جدول مقدار فشار تورم بتونیت خالص بعد از مخلوط

در شکل‌های (۱۴ و ۱۵) به‌ترتیب تغییرات شاخص تورم باربرداری با کنترل کرنش ($G_{sstrain}$) و شاخص تورم باربرداری با کنترل تنش ($G_{sstress}$) با مدت زمان عمل‌آوری نمایش داده شده است. با مقایسه این دو شکل مشاهده می‌شود که شاخص تورم باربرداری با کنترل کرنش از شاخص تورم باربرداری با کنترل تنش بزرگ‌تر می‌باشد. این مسئله شاید به این دلیل است که در روش باربرداری با کنترل تنش نمونه تحت سرباری شروع به تورم می‌کند (این سربار کمتر از سربار نهایی است)؛ در صورتی‌که در روش باربرداری با کنترل کرنش با برداشتن کامل سربارها اجازه تورم به نمونه‌ها داده

واکنش‌های پوزولانی متفاوت در نمونه‌ها باشد. چنان‌چه طبق جدول (۳) میزان ناخالصی در آهک زنده سستی ۱ درصد است و در صدهای بالای کاهش در مقدار فشار تورم متعلق به نمونه‌های تثبیت‌شده با این نوع آهک می‌باشد.

شدن با ۳ درصد آهک‌های مختلف به‌اندازه ۵۶-۲۶ درصد بدون عمل‌آوری و ۹۶-۸۱ درصد بعد از ۹۰ روز عمل‌آوری کاهش پیدا کرده است. درصد متفاوت کاهش فشار تورم برای آهک‌های مختلف ممکن است به علت وجود ناخالصی در آنها و نسبت تخلخل‌های متفاوت و

جدول ۶ خلاصه نتایج نمونه‌های آزمایش شده

نمونه‌ها	$P_{100}(\text{kPa})$	$t_{100}(\text{min})$	$C_{\alpha P_s}$	$C_{S\text{strain}}$	$C_{S\text{stress}}$	γ_d (gr/cm^3)	$\omega(\%)$	e_0
بتونیت	۳۰۸	۵۵۱	۰/۰۲۴	۰/۰۲۴	۰/۰۳۱	۱/۱۶۵	۳۶/۰	۱/۲۸
بتونیت+۳/آهک هیدراته صنعتی-درجا	۱۶۵	۶۷۴	۰/۰۱۸۶	۰/۰۲۸	۰/۰۲	۱/۰۹۸	۴۱/۲	۱/۲۲
بتونیت+۳/آهک زنده صنعتی-درجا	۱۵۱	۵۰۰	۰/۰۰۹	۰/۰۲۷	۰/۰۱۸	۱/۰۸	۴۲/۵	۱/۱۳
بتونیت+۳/آهک هیدراته سستی-درجا	۲۲۹	۳۱۴	۰/۰۱۱	۰/۰۳۵	۰/۰۲۴	۱/۱۲	۳۸/۰	۱/۱۵
بتونیت+۳/آهک زنده سستی-درجا	۱۳۲	۶۰۰	۰/۰۰۳۶	۰/۰۲۵	۰/۰۱۴	۱/۱۱۸	۳۹/۴	۱/۱۹
بتونیت+۳/آهک هیدراته صنعتی-۱روزه	۱۰۸	۴۱۷	۰/۰۰۶۵	۰/۰۲۵	۰/۰۱۷	۱/۱	۴۱/۵	۱/۱۱
بتونیت+۳/آهک زنده صنعتی-۱روزه	۹۴	۴۰۱	۰/۰۰۳۶	۰/۰۲۳	۰/۰۱۶	۱/۰۸	۴۲/۰	۱/۰۹
بتونیت+۳/آهک هیدراته سستی-۱روزه	۱۵۰	۲۸۰	۰/۰۰۷	۰/۰۲۹	۰/۰۲۲	۱/۱۲	۳۸/۰	۱/۱۱
بتونیت+۳/آهک زنده سستی-۱روزه	۸۷	۳۰۰	۰/۰۰۳۱	۰/۰۱۹	۰/۰۱۲	۱/۱۲	۳۹/۵	۱/۰۰
بتونیت+۳/آهک هیدراته صنعتی-۷روزه	۹۵	۳۰۰	۰/۰۰۵۱	۰/۰۲۱	۰/۰۱۶	۱/۰۹۵	۴۰/۸	۱/۳۰
بتونیت+۳/آهک زنده صنعتی-۷روزه	۹۰	۳۸۰	۰/۰۰۳۸	۰/۰۲۰	۰/۰۱۳	۱/۰۹	۴۲/۳	۱/۱۷
بتونیت+۳/آهک هیدراته سستی-۷روزه	۱۰۸	۱۵۶	۰/۰۰۶۱	۰/۰۲۴	۰/۰۲۰	۱/۱۲۰	۳۸/۰	۱/۱۰
بتونیت+۳/آهک زنده سستی-۷روزه	۸۰	۲۹۰	۰/۰۰۳۴	۰/۰۱۷	۰/۰۰۹	۱/۱۱۶	۳۸/۸	۱/۳۰
بتونیت+۳/آهک هیدراته صنعتی-۲۸روزه	۷۹	۶۲۲	۰/۰۰۴۷	۰/۰۲۱	۰/۰۱۵	۱/۰۸	۴۰/۵	۱/۱۸
بتونیت+۳/آهک زنده صنعتی-۲۸روزه	۳۶	۳۷۰	۰/۰۰۲	۰/۰۱۹	۰/۰۱۳	۱/۰۷	۴۱/۵	۱/۲۹
بتونیت+۳/آهک هیدراته سستی-۲۸روزه	۷۴	۱۲۰	۰/۰۰۴۷	۰/۰۲۲	۰/۰۱۵	۱/۱۲	۳۸/۰	۱/۱۹
بتونیت+۳/آهک زنده سستی-۲۸روزه	۲۳	۲۶۸	۰/۰۰۲۱	۰/۰۱۵	۰/۰۰۹	۱/۱۱۶	۳۸/۵	۱/۰۹
بتونیت+۳/آهک هیدراته صنعتی-۹۰روزه	۴۳	۷۲۲	۰/۰۰۲۱	۰/۰۱۹	۰/۰۱۴	۱/۰۸۰	۴۰/۵	۱/۲۰
بتونیت+۳/آهک زنده صنعتی-۹۰روزه	۳۵	۳۵۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۱۷	۰/۰۱۱	۱/۸۰	۴۲/۰	۱/۲۲
بتونیت+۳/آهک هیدراته سستی-۹۰روزه	۶۰	۶۰	۰/۰۰۱۸	۰/۰۱۸	۰/۰۱۳	۱/۱۲۰	۳۸/۰	۱/۲۳
بتونیت+۳/آهک زنده سستی-۹۰روزه	۱۳	۲۶۳	۰/۰۰۱۵	۰/۰۱۲	۰/۰۰۷	۱/۱۱۶	۳۸/۸	۱/۳۰

تغییرات در عمل‌آوری ۲۸ روزه به ۹۰ روزه (۳٪) می‌باشد.

۴- افزایش زمان عمل‌آوری هر چهار آهک باعث افزایش در کاهش فشار تورم نمونه‌ها می‌شود.

۵- رفتار آهک هیدراته صنعتی (دارای ۹۳/۳٪ هیدروکسید کلسیم) در کاهش فشار تورم نمونه‌ها نسبت به آهک هیدراته سنتی (دارای ۹۰/۱٪ هیدروکسید کلسیم) بهتر می‌باشد.

۶- رفتار آهک زنده سنتی (دارای ۹۸/۸٪ اکسید کلسیم) در کاهش فشار تورم نمونه‌ها نسبت به آهک زنده

صنعتی (دارای ۹۴٪ اکسید کلسیم) بهتر می‌باشد.
۷- شیب (سرعت) فشار تورم ثانویه به دست‌آمده برای بنتونیت خالص در این تحقیق ۰/۰۲۴ می‌باشد. افزودن آهک‌های هیدراته صنعتی، زنده صنعتی، هیدراته سنتی و زنده سنتی به بنتونیت باعث کاهش سرعت فشار تورم ثانویه بنتونیت می‌شود.

۸- رفتار آهک‌های زنده صنعتی و سنتی در کاهش مقدار $C_{\alpha p_s}$ نمونه‌ها تقریباً یکسان است. همچنین رفتار آهک‌های هیدراته صنعتی و سنتی در کاهش مقدار $C_{\alpha p_s}$ نمونه‌ها نیز تقریباً یکسان است.

۹- هر دو آهک زنده (صنعتی و سنتی) رفتار بهتری در کاهش فشار تورم نمونه‌ها نسبت به آهک‌های هیدراته (صنعتی و سنتی) داشته‌اند.

۱۰- افزایش زمان عمل‌آوری هر چهار آهک باعث افزایش در کاهش مقدار $C_{\alpha p_s}$ نمونه‌ها می‌شود. به‌طوری‌که بیشترین کاهش در زمان عمل‌آوری ۹۰ روزه مشاهده می‌شود.

۱۱- شاخص باربرداری کنترل کرنش و کنترل تنش به دست‌آمده برای بنتونیت تثبیت‌نشده به ترتیب برابر ۰/۰۳۸ و ۰/۰۳۱ می‌باشد. افزودن آهک‌های هیدراته صنعتی، زنده صنعتی، هیدراته سنتی و زنده سنتی به بنتونیت باعث کاهش در مقدار $C_{s_{stress}}$ و $C_{s_{strain}}$ می‌شود.

۱۲- شاخص باربرداری کنترل کرنش همه نمونه‌های

کاهش در فشار تورم در نمونه‌های بدون عمل‌آوری می‌تواند به علت بروز پدیده تجمع ذرات در اثر حضور یون کلسیم و در نمونه‌های با عمل‌آوری در اثر واکنش‌های پوزولانی و تشکیل مواد سم‌تاسیون هیدرات‌های سیلیکات و آلومینات کلسیم باشد. این دو پدیده، یعنی تجمع ذرات و واکنش‌های پوزولانی، هر دو باعث به هم چسبیده شدن ذرات خاک و جلوگیری از تورم آنها و در نتیجه کاهش در فشار تورم می‌شوند.

نتیجه‌گیری

۱- افزودن آهک‌های هیدراته صنعتی، زنده صنعتی، هیدراته سنتی و زنده سنتی به بنتونیت باعث افزایش حد انقباض می‌شود. همچنین افزودن آهک زنده به بنتونیت باعث افزایش حد روانی و افزودن آهک هیدراته باعث کاهش حد روانی می‌شود. در مجموع افزودن هر چهار نوع آهک به بنتونیت باعث کاهش نشانه خمیری می‌شود.

۲- افزودن آهک‌های هیدراته صنعتی، زنده صنعتی، هیدراته سنتی و زنده سنتی به بنتونیت باعث افزایش درصد رطوبت بهینه و کاهش وزن مخصوص خشک ماکزیمم خاک می‌شود. افزایش در درصد رطوبت بهینه برای نمونه‌های دارای آهک زنده صنعتی و سنتی بیشتر از آهک هیدراته صنعتی و سنتی می‌باشد. افزایش درصد رطوبت بهینه برای نمونه‌های دارای آهک‌های صنعتی هیدراته و زنده به ترتیب ۵ و ۶ درصد و برای آهک‌های سنتی هیدراته و زنده به ترتیب ۲ و ۳ درصد نسبت به بنتونیت خالص می‌باشد.

۳- هر دو آهک زنده (صنعتی و سنتی) رفتار بهتری در کاهش فشار تورم نمونه‌ها داشته‌اند. بیشترین کاهش در مقدار فشار تورم مربوط به نمونه‌های تثبیت‌شده با آهک زنده سنتی با عمل‌آوری ۹۰ روزه می‌باشد. البته از نظر اقتصادی عمل‌آوری ۲۸ روزه مناسب‌تر می‌باشد؛ زیرا میزان تغییرات در کاهش فشار تورم از عمل‌آوری ۷ روزه به ۲۸ روزه (۲۰٪) بیشتر از میزان

سستی و همچنین رفتار آهک زنده سستی بهتر از آهک زنده صنعتی می باشد. به طوری که بیشترین کاهش در مقدار $C_{sstrain}$ و $C_{sstress}$ در هر زمان عمل آوری مربوط به نمونه های تثبیت شده با آهک زنده سستی می باشد.

۱۶- باتوجه به نتایج به دست آمده افزودن آهک زنده با درصد بالای اکسیدکلسیم و با عمل آوری ۲۸ روزه اقتصادی ترین و بهترین عملکرد در کاهش فشار تورم و نشانه تورم را دارد.

تثبیت شده با آهک بیشتر از شاخص باربرداری کنترل تنش می باشد، ($C_{sstrain} > C_{sstress}$).

۱۳- هر دو آهک زنده (صنعتی و سستی) رفتار بهتری در کاهش هر دو مقدار $C_{sstrain}$ و $C_{sstress}$ نسبت به آهک های هیدراته (صنعتی و سستی) داشته اند.

۱۴- افزایش زمان عمل آوری برای هر چهار آهک باعث افزایش در کاهش مقدار $C_{sstrain}$ و $C_{sstress}$ نمونه ها می شود. به طوری که بیشترین کاهش در زمان عمل آوری ۹۰ روزه مشاهده می شود.

۱۵- رفتار آهک هیدراته صنعتی در کاهش مقدار $C_{sstrain}$ و $C_{sstress}$ نمونه ها بهتر از آهک هیدراته

مراجع

1. Mckeen, R.G., "Field Studies of Airport Pavement on Expansive Clay", proceeding of 4th international conference on Expansive Soils, Denver, Colorado, Vol. 1, Pp. 242-261, (1980).
2. عسکری، فرج الله، فاخر، علی، «تورم و واگرایی خاک ها از دید مهندس ژئوتکنیک»، واحد انتشارات جهاد دانشگاهی دانشگاه تهران، ۱۳۷۲.
3. Jones, D. E. and Holts, W. G. "Expansive Soil- the Hidden Disaster", *Civil Engineering*, ASCE, 43, Pp. 49-51, (1973).
4. Pakbaz , M. S. and Farzi, M. "With Comparison of The Effect of Mixing Methods (Dry vs. Wet) On Mechanical and Hydraulic Properties of Treated Soil Cement or Lime", *Journal of Applied Clay Science*, 105-106 (2015), Pp. 156-169.
5. Mitchelle , J. K. "Soil Improvement- state – of – the art Report", Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engr., Stockholm, Sweden (1981), Pp. 509-565.
6. Consoli, N. C., Lopes, L.D.S., Prietto, P.D.M., Festugato, L. and Cruz, R.C. "Variabales Controlling Stiffness and Strength of Lime-stabilized Soils", *Journal of Geotech and Geoenvir. Engr.*, Vol. 137 (2011), No. 6, Pp. 628-632.
7. Tran, T. D., Cui, Y. J. , Tang, A. M. , Audiguier, M. and Cojean, R. "Effect of Lime Treatment on the Microstructure and Hydraulic Conductivity of Hericourt Clay", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 6 (2014), Issue 5, Oct. 2014; Pp. 399-404.
8. Al-Mukhtar, M., Lasledj, A. and Alcover, T.F. "Behavior and Mineralogy Changes in Lime– treated Expansive Soil at 20° C. *Journal of Applied Clay Science*, vol. 50 (2010), Issue 2, Pp. 191-198.

9. Wang, W. , Kong, L. and Zhao, C. "Dynamic Characteristics of Lime- treated Expansive Soil under Cyclic Loading", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 4, Issue 4, Dec. 2012, Pp. 352-359.
10. Sherwood, P., "Soil Stabilization with Cement and Lime", Transport Research Laboratory, HMSO Publication Centre, 153p, (1993).
۱۱. هاشمی طباطبائی، سعید، آقای آرای، عطاء، «مقایسه تأثیر آهک زنده و شکفته بر ویژگی‌های ژئوتکنیکی خاک اصلاح شده»، نشریه علوم زمین، ش. ۶۷، صص. ۱۴-۲۱، (۱۳۸۷).
12. Wild, S., Kinuthia, J. M., Robinson, R. B. and Humphreys, I., "Effects of Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS) on the Strength and Swelling Properties of Lime-Stabilized Kaolinite in the Presence of Sulphates", *ClayMinerals*, Vol. 31, No. 3, pp. 423-433, (1996).
13. Huat, B. B. K., "Organic and Peat Soil Engineering", Serdang, Malaysia, University Putra Malaysia Press, (2004).
14. Leroueil, S. and Bihan, J. P., "Liquid Limits and Fall Cones", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, No. 5, pp. 793-798, (1996).
15. Ali Jawaid, S. M., "Stabilization of Organic Soil Using Un-Alaked Lime", proceedings of 4th international conference on civil engineering, *sharif university of technology*, Tehran, Iran, Vol. 2, pp. 326-333, (1997).
16. Rajasekaran, G., "Sulphate Attack and Ettringite Formation in the Lime and Cement Stabilized Marine Clays", *ocean engineering*, Vol. 32, No. 55, pp. 1133-1159, (2005).
17. Kumar, A., Walia, B. S. and Bajaj, A., "Influence of Fly Ash, Lime, and Polyester Fibers on Compaction and Strength Properties of Expansive Soil", *journal of materials in civil engineering*, ASCE, Vol. 19, No. 3, pp. 242-248, (2007).

بررسی آزمایشگاهی رفتار خمشی و ضربه‌ای دال‌های بتنی الیافی انعطاف‌پذیر*

محمد کرمی^(۱)محمد کاظم شربتدار^(۲)

چکیده ویژگی‌های نمونه‌های بتنی الیافی PVA و PP تحت آزمایش سقوط ضربه و استاتیکی خمشی با پنجاه و شش نمونه پانل مسلح با الیاف در این مقاله بررسی شده‌اند که نتایج همگی حاکی از افزایش قابل توجه پارامترهای مؤثر در ضربه، اعم از مقاومت ضربه‌ای و میزان جذب انرژی می‌باشد. افزایش ۵۰ درصدی الیاف PVA منجر به افزایش ۵۴ درصد نیرو و افزایش دو برابری در میزان جذب انرژی می‌شود و نیروی در نمونه PVA با ۳٪ الیاف، ۸۷ درصد بیش از نیرو در نمونه PP با مقدار الیاف مشابه است. مقاومت ضربه‌ای نمونه‌های دارای الیاف PVA تقریباً سه‌برابر نمونه‌های دارای الیاف PP به‌دست آمده است.

واژه‌های کلیدی بتن الیافی انعطاف‌پذیر، مقاومت ضربه، جذب انرژی، الیاف PVA، مقاومت خمشی.

Experimental Investigation of Flexural and Impact Behaviour of Flexible FRC Slabs

M. Karami

M.K. Sharbatdar

Abstract The characteristics of PP and PVA FRC specimens under impact and flexural tests with totally 56 specimens were investigated in this paper. The test results indicated that effective parameters of impact were significantly increased and the specimen behavior were improved. The strength and energy absorption of rectangular specimens were respectively increased by 54 and 200% when the PVA fiber percentage was twice. Final strength PVA specimen with 3% fiber was 87% higher than that of PP specimen with same fiber percentage. The impact strength of specimens reinforced with PVA fiber was three times of same specimen reinforced with PP fiber.

Key Words Flexible FRC concrete, Impact strength, Energy absorption, PVA fiber, Flexural capacity.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۱۱/۹ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه سمنان.

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

مقدمه

برخی از سازه‌ها مانند سازه‌های دریایی، انبارهای تسلیحاتی و تجهیزات هسته‌ای، نیاز به محافظتی ویژه در برابر بارهای شدید تصادفی و ضربه‌ای احتمالی دارند. رفتار سازه‌ها تحت بار ضربه‌ای خیلی پیچیده‌تر از رفتار آنها تحت بار استاتیکی است، درحالی‌که بارهای دینامیکی شدید به‌صورتی ویژه سازه را تحت گسیختگی قرار می‌دهند. پیشرفت مهندسی عمران امکان استفاده از مصالح ساختمانی نوین بتنی الیافی با مقاومت، طاقت، قابلیت جذب انرژی و دوام بیشتر را فراهم نموده است که می‌تواند در سازه‌های استراتیژیک تحت بارهای ضربه مورد استفاده قرار گیرد در حالیکه بتن معمولی دارای ضعف در برابر بارهای شدید دینامیکی به‌دلیل عدم تحمل نیروهای کششی زیاد می‌باشد [1، 2، 3]. با ترکیبات سیمانی اصلاح‌شده بتنی با انواع الیاف، مقاومت کششی، مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته، مقاومت در برابر ترک‌خوردگی، کنترل ترک، دوام، خستگی، مقاومت در برابر ضربه و سایش، جمع‌شدگی، انبساط، ویژگی‌های حرارتی و مقاومت در برابر آتش‌سوزی بتن الیافی (FRC) بهبود می‌یابد. آزمایش‌های زیادی که بر روی دال‌های بتنی انجام شده است، نشان از تأثیر بسیار زیاد الیاف در افزایش مقاومت ضربه‌ای این دال‌های بتنی الیافی می‌باشد [4، 5، 6، 7]. خواص بتن الیافی مانند فولادی وابسته به مشخصات الیاف (درصد حجمی، مقاومت، مدول الاستیسیته و پارامتر چسبندگی الیاف)، مشخصات بتن (مقاومت، نوع مصالح) و مشخصات سطح مشترک الیاف و بتن می‌باشد. یکی از الیاف پلیمری که افزودن آن به بتن منجر به افزایش مشخصه‌های مکانیکی بتن می‌گردد، الیاف پلی‌وینیل الکل PVA می‌باشد. افزودن این الیاف به بتن، با ایجاد ترک‌های ریز مضاعف در حین بارگذاری شکل‌پذیری آن را به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌دهد و ترکیبات سیمانی مهندسی ECC از خود رفتار سخت‌شدگی کرنش نشان می‌دهد [8]. منحنی تنش-کرنش کششی بتن ECC همانند منحنی تنش-کرنش

فلزات شکل‌پذیر می‌باشد که در آن نقطه تسلیم و رفتار سخت‌شدگی کرنش دیده می‌شود. الیاف PVA درمقایسه با دیگر الیاف آلی از مقاومت کششی و مدول ارتجاعی بالایی برخوردارند و مقاومت بسیار بالا منجر به پیوستگی این الیاف با خمیر سیمان و دوام بالا می‌شود [9، 10، 11]. ترکیبات سیمانی مرکب ECC مقاومت بالایی در برابر ترک‌خوردن دارند که متعاقباً منجر به افزایش دوام در برابر یخ‌زدن و آب‌شدن و همچنین کاهش خوردگی میلگردها در نواحی در معرض حملات شیمیایی و افزایش مقاومت در برابر سایش و خستگی می‌گردد [12، 13]. الیاف پروپیلن به‌منظور کنترل ترک در اثر تغییرات حجمی ناشی از انقباض و انبساط و تنش‌های حرارتی و نیز در جهت افزایش مقاومت کششی، نرمی، قابلیت جذب انرژی و فراهم‌آوری یک سیستم یکپارچه در آزمایش‌های ضربه استفاده می‌شوند. آزمایش‌های زیادی در مقیاس آزمایشگاهی و صنعتی برای مطالعه رفتار سازه‌های هدف بتنی تحت بار ضربه انجام شده است که منجر به ارائه فرمول‌های تجربی و مدل‌های تحلیلی زیادی برای پیش‌بینی اثرهای تخریبی این پدیده گردیده است [14]. مطالعه رفتار سازه‌های بتنی تحت بارگذاری ضربه‌ای به‌صورت آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی توسط محققان گوناگونی انجام شده است. نتایج این مطالعات نشان می‌دهد که در بارگذاری ضربه‌ای به سازه هدف بتنی، در حالت کلی هفت پدیده قابل مشاهده است که عبارتند از نفوذ، ترک‌خوردگی و بیرون‌زدگی مخروطی، پوسته‌شدن، ترک‌خوردگی شعاعی، قلوه‌کن شدن، عبور پرتابه از میان سازه، پاسخ و گسیختگی کلی سازه [15]. از این هفت پدیده، پوسته‌شدن، نفوذ، قلوه‌کن شدن، بیرون‌زدگی و عبور به‌عنوان اثرهای موضعی برخورد (ضربه) شناخته می‌شوند. چهار پارامتر عمق نفوذ، حد قلوه‌کن شدن، حد عبور، و حد تخریبی در ارزیابی این اثرهای موضعی قابل محاسبه هستند. روش‌های متعددی برای شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بار ضربه‌ای و انفجار به‌کار گرفته شده است که از آن جمله می‌توان به روش تفاضل محدود (FDM)،

به‌ویژه برای بتن الیافی مورد توجه بوده است [21]. این آزمایش‌ها را به سه دسته کیفی، نیمه‌کیفی و کمی تقسیم‌بندی می‌کنند که براساس اطلاعات ثبت‌شده حاصل از آزمایش می‌باشد و باتوجه به امکانات موجود انتخاب می‌شوند. آزمایش سقوط وزنه ساده از نوع کیفی و نیمه‌کیفی است و متداول‌ترین آزمایش ضربه برای بتن الیافی می‌باشد. در این آزمایش پارامترهایی چون انرژی صرف‌شده، تعداد ضربه برای ایجاد سطح مشخص از گسیختگی، الگو و میزان تخریب و سرعت و اندازه قطعات قلوه‌کن‌شده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. آزمایش‌های ضربه بتن الیافی که در ACI-544 معرفی شده‌اند، علی‌رغم کاربردهای زیاد، خالی از اشکال نیستند و به‌ویژه درخصوص پارامترهای آماری باید مورد ارزیابی بیشتر و اصلاح قرار گیرند.

نمونه‌های آزمایشگاهی

در تحقیق حاضر به‌دلیل مشخصه‌های مطلوب الیاف پلیمری پلی وینیل الکل (PVA) و پلی پروپیلن (PP) اعم از چگالی کمتر، سازگاری با محیط زیست، مقاومت کششی مناسب، خصوصیات عایق بودن و مشخصات مکانیکی دیگر (مطابق جداول ۱ و ۲)، نمونه‌های بتنی ساخته‌شده با این الیاف مورد بررسی قرار گرفته است. میزان الیاف مصرفی در مخلوط بتن به کاربردهای آن المان مانند جمع‌شدگی در بتن بستگی دارد. به‌منظور بررسی ویژگی‌های بتن‌های الیافی ساخته‌شده با الیاف PVA و PP، پنجاه و شش نمونه پانل با ابعاد و ضخامت‌های مشخص ساخته شد که این نمونه‌ها تحت آزمایش ضربه سقوط وزنه و بارگذاری استاتیکی قرار گرفت. در این بخش مشخصات مصالح و نمونه‌های آزمایشگاهی ارائه خواهد شد. مشخصات مصالح جامد و مایع استفاده شده در آزمایش در شکل (۱) نمایش داده شده است.

روش اجزای محدود (FEM) و روش‌های بدون مش (MFM) مانند هیدرودینامیک اجزای محدود (SPH) اشاره نمود. برای بررسی پاسخ دینامیکی سازه‌ها در برابر بارگذاری انفجاری، روش اویلر و روش لاگرانژ نیز مورد استفاده قرار می‌گیرند. نرم‌افزارهای متعددی برای مدل‌سازی رفتار سازه‌ها تحت بار ضربه و انفجار به‌کار رفته است که از آن جمله می‌توان به ANSYS، LS-DYNA، ABAQUS و AUTODYN اشاره نمود [16، 17].

به‌صورت کلی، مقاومت ضربه‌ای بتن FRC با اندازه‌گیری یکی از پارامترهای انرژی صرف‌شده برای گسیختگی بتن الیافی، تعداد ضربه در آزمایش ضربات تکرارشونده، اندازه یا میزان تخریب یا اندازه و سرعت قطعات متلاشی‌شده آزمونه تحت ضربه یا انفجار تعیین می‌شود. ساده‌ترین روش آزمایش ضربه، ضربات تکرارشونده در آزمایش سقوط وزنه می‌باشد. به‌طور کلی و براساس توصیه‌نامه ACI-544.2R آزمایش‌های ضربه بتن الیافی به انواع مختلف مانند آزمایش ضربه پاندول، آزمایش ضربه سقوط وزنه (تک‌ضربه‌ای یا ضربات تکرارشونده)، آزمایش با آهنگ کرنش ثابت، آزمایش ضربه نفوذگر (پرتابه)، آزمایش میله هاپکینسون، آزمایش انفجار، و آزمایش ضربه پاندول مجهز شده تقسیم می‌گردد که انجام هر یک به شرایط خاص مسئله بستگی خواهد داشت. این نتایج به محاسبه مشخصات اساسی مصالح شامل مقاومت خمشی، مقاومت کششی، ظرفیت جذب انرژی و رفتار بار-تغییر مکان در آهنگ کرنش متفاوت می‌انجامد [18]. تعداد قابل‌توجهی از آزمایش‌های ضربه دال‌های بتنی و بتن الیافی در دانشگاه UBC کانادا با سه دستگاه بزرگ با وزنه ۵۷۸ کیلوگرمی و ارتفاع سقوطی بیشینه ۲/۵ متر و دستگاه متوسط با وزنه ۶۰ کیلوگرم و ارتفاع بیشینه ۲/۵ متر و دستگاه کوچک با وزنه ۱۲ کیلوگرم و ارتفاع بیشینه ۱/۲ متر انجام گرفت [17، 19، 20]. آزمایش‌های زیادی برای مطالعه رفتار المان‌های بتنی تحت بارگذاری ضربه انجام گرفته است که این روش‌ها

جدول (۳) ارائه شده است. در این جدول، CM ترکیب سیمان و خاکستر بادی و S ماسه است.

آزمایش ضربه بتن الیافی براساس توصیه نامه ACI-544.2R، عموماً بر روی آزمونه های دیسکی شکل (به قطر ۱۵ و ضخامت ۶ سانتی متر) تحت بار ضربه قرار می گیرد. نحوه انجام آزمایش بدین صورت است که یک چکش به وزن تقریبی ۴/۵ کیلوگرم از ارتفاع ۰/۵ متری به طور متناوب بر روی گوی فولادی سخت به قطر ۶۳/۵ میلی متر (که در مرکز دایره سطح بالایی نمونه استوانه قرار دارد) رها می شود. در برخی از مطالعات آزمایشگاهی، بار ضربه بر روی یک پانل بتن الیافی اعمال شده است که نسبت طول و عرض به ضخامت آن قابل توجه است و می تواند مدلی برای دال یا پوسته کامپوزیتی باشد. در این تحقیق باتوجه به عنوان و هدف تحقیق، پانل های مربعی شکل به طول و عرض ۳۰ سانتی متر و ضخامت ۲/۳ و ۴ سانتی متر طراحی و ساخته شده است. کلیه نمونه های ساخته شده برای آزمایش های ضربه و استاتیکی طبق ضخامت و الیاف مصرفی شماره گذاری شده اند که در جدول (۴) مشخصات آن ارائه شده است. به منظور بررسی و آنالیز بهتر نتایج، نمونه های مستطیلی به عرض ۱۵ سانتی متر و طول کل ۶۰ سانتی متر نیز ساخته شدند و تحت آزمایش بارگذاری استاتیکی قرار گرفتند که نتایج آنها در ادامه ارائه می گردد. ۱۰ نمونه استوانه ای ۱۰۰ میلی متری و ۱۵ نمونه مکعبی ۵۰ میلی متری برای به دست آوردن مقاومت فشاری بتن های الیافی مورد نظر ساخته شدند و مورد آزمایش قرار گرفتند که مشخصات آنها در جدول (۵) ارائه شده است. برای ساخت بتن مورد نظر، ابتدا مصالح خشک نظیر سیمان، خاکستر بادی و سنگدانه ها به مدت ۳۰ ثانیه در هم زن مخلوط می شوند. سپس مصالح مایع شامل آب و فوق روان کننده (که از قبل وزن کشی و مخلوط شده اند) به صورت تدریجی به بخش جامد اضافه می شوند و مخلوط نمودن به مدت ۲ دقیقه ادامه می یابد. سپس با اضافه کردن الیاف به مدت ۵ دقیقه دیگر مخلوط به هم زده می شود تا مخلوط مورد نظر برای ریختن در قالب به دست آید. در زمان افزودن الیاف به مخلوط بایستی دقت نمود که توزیع الیاف به نحو مطلوبی صورت

جدول ۱ مشخصات الیاف پلی وینیل الکل PVA

رنگ الیاف	طول (mm)	قطر (میکرون)	چگالی	مقاومت کششی (MPa)	مدول کششی (MPa)
PVA	12	40	1.3	1600	40

جدول ۲ مشخصات الیاف پلی پروپیلن PP

رنگ الیاف	طول (mm)	چگالی	مقاومت کششی (MPa)	مدول کششی (MPa)
PP	12	0.91	600	5



شکل ۱ مصالح جامد طرح اختلاط

سیمان مورد استفاده نوع I رده مقاومتی kg/cm^2 ۴۲۵ بوده است. باتوجه به طرح اختلاط و مشخصات بتن های با پایه سیمانی، از سنگدانه های سیلیسی با حداکثر قطر ۱ میلی متر استفاده شده است. آب مصرفی در ساخت نمونه ها، آب شرب شهری می باشد. برای کاهش نسبت آب به سیمان و دستیابی به کارایی لازم از فوق روان کننده با پایه پلی کربوکسیلیک، Glenium ACE303P، با نام تجاری ژلنیوم ۳۰۳ برای ساخت نمونه ها استفاده شده است. باتوجه به تأثیر مثبت خاکستر بادی در کارایی و دوام بتن، از این نوع مصالح به عنوان مصالح سیمانی به همراه سیمان استفاده شده است. طرح های اختلاط بتن های الیافی برمبنای مشخصات کلی بتن های الیافی توانمند و بتن های پایه سیمانی مورد طراحی قرار گرفته است. برای کنترل، نمونه های بتنی ساده با طرح های مذکور (بدون الیاف) ساخته شده و نتایج مورد مقایسه و بررسی قرار گرفته است. نسبت های اختلاط و مشخصات کلی طرح در

بتنی به مدت ۲۸ روز برای عمل‌آوری، در آب با دمای محیط (۳۵ درجه) قرار می‌گیرند.

جدول ۳ نسبت‌های اختلاط و مشخصات کلی طرح

مصلح	نوع	وزن در متر مکعب (kg)
سیمان C	نوع I	561
خاکستر بادی FA	-	673
سنگدانه S	سیلیسی	449
آب W	-	327
W/C	-	0.58
W/CM	-	0.26
FA/C	-	1.2
S/C	-	0.8
فوق روان کننده	پلی کربوکسیلیک	14

پذیرد. شایان ذکر است که افزودن الیاف به مخلوط بتن می‌تواند بعد یا در حین اختلاط به مخلوط اضافه گردد. باتوجه به نسبت آب به سیمان (W/C) کم و برای دستیابی به عملکرد کامل فوق روان‌کننده لازم است از حالت سریع در هم زدن بتن استفاده گردد. در این مرحله ابتدا سطوح داخلی قالب با روغن آغشته می‌گردد و سپس بتن‌ریزی انجام می‌گیرد. برای ایجاد همگنی در نمونه‌ها از میز لرزان در مرحله ساخت استفاده می‌شود. البته احتمال ترک‌خوردگی‌های سطحی وجود دارد که وجود الیاف در بتن تا حد زیادی از بروز این نوع ترک‌خوردگی ممانعت می‌کند. درعین حال برای حذف کامل ریزترک‌ها، روی آزمون‌های بتنی از زمان اتمام ساخت تا باز کردن قالب با نایلون پوشانده می‌شود تا از تبخیر سطحی نمونه‌ها جلوگیری شود. پس از گذشت زمان تقریبی ۲۴ ساعت از ساخت نمونه‌ها، قالب باز می‌شود و پانل‌های

جدول ۴ پانل‌های آزمایشگاهی و طرح اختلاط‌های مربوط

نمونه	سیمان (kg/m ³)	خاکستر بادی (kg/m ³)	سنگدانه (kg/m ³)	آب (kg/m ³)	فوق روان کننده (kg/m ³)	نوع الیاف	درصد حجمی الیاف (%)	وزن الیاف (kg/m ³)	طول الیاف (mm)	ابعاد نمونه‌ها (mm)	ضخامت پانل	زمان عمل‌آوری (روز)	دمای عمل‌آوری	تعداد نمونه‌ها
A-1	561	673	449	327	14	PVA	2	26	12	300x300	23	28	35	4
A-2	561	673	449	327	14	PVA	2	26	12	300x300	40	28	35	4
D-1	561	673	449	327	14	PVA	3	39	12	300x300	23	28	35	4
D-2	561	673	449	327	14	PVA	3	39	12	300x300	40	28	35	4
A-1-REC	561	673	449	327	14	PVA	2	26	12	650x150	23	28	35	4
A-2-REC	561	673	449	327	14	PVA	2	26	12	650x150	40	28	35	2
D-1-REC	561	673	449	327	14	PVA	3	39	12	650x150	23	28	35	2
D-2-REC	561	673	449	327	14	PVA	3	39	12	650x150	40	28	35	2
E-1	561	673	449	327	14	PP	2	18.2	12	300x300	23	28	35	2
E-2	561	673	449	327	14	PP	2	18.2	12	300x300	40	28	35	4
B-1	561	673	449	327	14	PP	3	27.3	12	300x300	23	28	35	4
B-2	561	673	449	327	14	PP	3	27.3	12	300x300	40	28	35	4
E-1-REC	561	673	449	327	14	PP	2	18.2	12	650x150	23	28	35	4
E-2-REC	561	673	449	327	14	PP	2	18.2	12	650x150	40	28	35	4
B-1-REC	561	673	449	327	14	PP	3	27.3	12	650x150	23	28	35	2
B-2-REC	561	673	449	327	14	PP	3	27.3	12	650x150	40	28	35	2
C-1	561	673	449	327	14	بدون الیاف	-	-	-	300x300	23	28	35	4
C-2	561	673	449	327	14	بدون الیاف	-	-	-	300x300	40	28	35	4

جدول ۵ نمونه‌های استوانه‌ای و طرح اختلاط‌های مربوط

نمونه	سیمان (kg/m^3)	خاکستر بادی (kg/m^3)	سنگدانه (kg/m^3)	آب (kg/m^3)	فوق روان کننده (kg/m^3)	نوع الیاف	درصد حجمی الیاف (%)	وزن الیاف (kg/m^3)	طول الیاف (mm)	ابعاد نمونه‌ها (mm)	زمان عمل آوری (روز)	دمای عمل آوری	تعداد نمونه‌ها
A	561	673	449	327	14	PVA	2	26	12	100x200	28	35	2
D	561	673	449	327	14	PVA	3	39	12	100x200	28	35	2
E	561	673	449	327	14	PP	2	18.2	12	100x200	28	35	2
B	561	673	449	327	14	PP	3	27.3	12	100x200	28	35	2
C	561	673	449	327	14	بدون الیاف	-	-	-	100x200	28	35	2
A	561	673	449	327	14	PVA	2	26	12	50x50	28	35	3
D	561	673	449	327	14	PVA	3	39	12	50x50	28	35	3
E	561	673	449	327	14	PP	2	18.2	12	50x50	28	35	3
B	561	673	449	327	14	PP	3	27.3	12	50x50	28	35	3
C	561	673	449	327	14	بدون الیاف	-	-	-	50x50	28	35	3
مجموع نمونه های فشاری													25

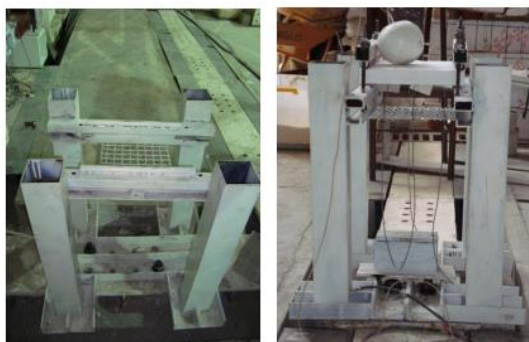
طراحی Set-up آزمایش‌ها

طراحی آزمایش ضربه. آزمایش بارگذاری ضربه‌ای به صورت سیستم سقوط وزنه در نظر گرفته شده است. یک وزنه به وزن $3/5$ کیلوگرم از ارتفاع 65 سانتی متری بر روی پانل بتنی رها می‌شود. مقدار انرژی وارد بر نمونه‌ها تقریباً برابر است با میزان انرژی ارائه شده در آزمایش توصیه شده در ACI-544.2R (وزنه $4/5$ کیلوگرمی که از ارتفاع $0/5$ متری رها می‌شود). دستگاه سقوط وزنه مورد استفاده در آزمایشگاه ساخته شد و مطابق شکل (۲) ضربه به صورت دستی و با کشیدن طناب متصل به وزنه تا ارتفاع مورد نظر عمل می‌کند.

میزان انرژی وارد در هر ضربه باتوجه به فرمول $E=mgh$ برابر 22.32 J می‌باشد. شرایط تکیه گاهی متفاوتی در آزمایش‌های ضربه بر روی بتن الیافی مشاهده شده است. در انجام این تحقیق شرایط تکیه گاهی دو سر مفصل غلتکی با اجازه چرخش در نظر گرفته شده است. برای اعمال شرایط گیرداری، تکیه گاهی طراحی و ساخته شد که شامل دو قید زیرین و بالایی می‌باشد که توسط پیچ‌هایی به هم محکم می‌شوند و پانل بین آنها قرار می‌گیرد که در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۲ نماهایی از اجزای مختلف سیستم آزمایش ضربه



شکل ۳ جزئیات تکیه‌گاه آزمایش ضربه

نمونه‌ها پس از آماده شدن، در محل تکیه‌گاه‌ها قرار گرفتند و آزمایش انجام پذیرفت. نتایج حاصل از آزمایش می‌تواند شامل پارامترهای مختلفی باشد که در اینجا باتوجه به امکانات موجود آزمایشگاهی، از دستگاه و

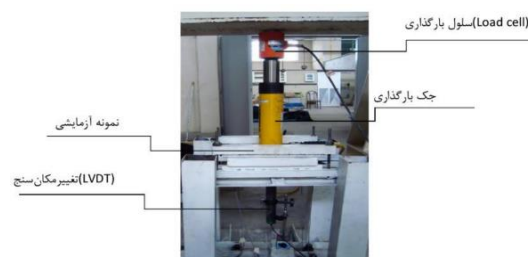
به منظور آنالیز نتایج، دیگرام‌های نیرو برحسب تغییر مکان ترسیم گردید. سیستم‌های آزمایش و ثبت نتایج بارگذاری استاتیکی در شکل (۴) نشان داده شده است.

نتایج آزمایش‌ها و تجزیه و تحلیل

آزمایش ضربه. به منظور بررسی رفتار دال‌های بتنی مسلح به الیاف پلی وینیل الکل و پلی پروپیلن تحت آزمایش سقوط وزنه، دوازده نمونه با مشخصات جدول (۶) و با طرح اختلاط مورد نظر ساخته شد. اطلاعاتی که در این آزمایش برای هر طرح اختلاط به دست آمده است شامل تعداد ضربات وارد بر پانل برای ایجاد اولین تخریب موضعی، تعداد ضربه برای رسیدن به حد گسیختگی نهایی، و الگوی رفتاری و گسیختگی پانل و نحوه ترک‌ها در هر مرحله از آزمایش ضربه می‌باشد. تصاویر نمونه‌ها در مراحل بارگذاری ضربه، الگوی ترک‌خوردگی و گسیختگی در شکل‌های (۵ - ۷) نشان داده شده است.

آزمایش سقوط وزنه ساده با ثبت کیفی و شهودی استفاده گردید.

آزمایش بارگذاری استاتیکی. به منظور بررسی حداکثر نیروی تحمل‌شده، بار ترک‌خوردگی و میزان جذب انرژی در نمونه‌های ساخته‌شده، آزمایش بارگذاری استاتیکی انجام پذیرفت. به گونه‌ای که با قرار دادن نمونه‌ها بر روی تکیه‌گاه‌های طراحی‌شده و نصب تغییر مکان‌سنج (LVDT) در زیر و نیز سلول بارگذاری (Load cell) بر روی نمونه، بار استاتیکی به صورت تدریجی توسط جک اعمال و تغییر مکان‌هایی در نمونه‌ها ایجاد گردید. شرایط تکیه‌گاهی در این آزمایش همانند شرایط تکیه‌گاهی طراحی‌شده برای آزمایش ضربه می‌باشد که در آن دو انتهای نمونه به صورت مفصل کامل در نظر گرفته شده است. فرایند بارگذاری و تغییر مکان‌های حاصل توسط دستگاه ثبت دیجیتال نتایج (Data logger) به صورت لحظه‌ای ثبت گردید؛ سپس



شکل ۴ سیستم آزمایش بارگذاری استاتیکی

جدول ۶ مشخصات نمونه‌های مورد آزمایش در تست ضربه

نام نمونه	شرح نمونه	ضخامت (mm)	شکل نمونه	درصد حجمی الیاف (%)	تعداد نمونه
PVA-A1	نمونه بتنی با PVA	2.3	مربعی	2	2
PVA-A2	نمونه بتنی با PVA	4	مربعی	2	2
PP-B1	نمونه بتنی با PP	2.3	مربعی	3	2
PP-B2	نمونه بتنی با PP	4	مربعی	3	2
NC-C1	نمونه بتنی معمولی	2.3	مربعی	-	2
NC-C2	نمونه بتنی معمولی	4	مربعی	-	2
مجموع نمونه‌ها					12



شکل ۷ وضعیت نمونه‌های PVA پس از اعمال ۱۰۰ و ۶۳ ضربه
(ب) نمونه PVA-A2 پس از اعمال ۱۰۰ و ۶۳ ضربه



شکل ۵ وضعیت نمونه NC-C2 در اعمال اولین ضربه

همان‌طور که در جداول (۷ تا ۹) مشاهده می‌گردد، نمونه‌های ساده بتنی (فاقد الیاف) با ضخامت ۲،۳ سانتی‌متر، با اعمال اولین ضربه به صورت ترد گسیخته شد لیکن در نمونه‌های با ضخامت مشابه دارای الیاف PP و PVA، پس از اعمال اولین ضربه بر روی نمونه‌ها، صرفاً ترک‌های ریز محدودی بر روی وجه کششی نمونه‌ها ایجاد گردید و گسیختگی کامل نمونه‌های دارای الیاف PVA پس از اعمال چهارمین ضربه حادث گردید. همچنین در نمونه‌های دارای الیاف PP، گسیختگی کامل نمونه‌ها به ترتیب پس از وارد آمدن ۴ و ۳ ضربه به نمونه‌های اول و دوم مشاهده گردید. در نمونه‌های با ضخامت بیشتر (۴ سانتی‌متر)، مقاومت ضربه‌ای نمونه‌های الیافی مشهودتر بود؛ به‌طوری‌که در نمونه‌های اول و دوم بتنی مسلح به الیاف PVA، به ترتیب پس از اعمال ۱۷ و ۱۹ ضربه، اولین ترک‌ها در وجه کششی نمونه‌ها نمایان گردید و نهایتاً تحت ضربات ۱۵۶ و ۱۶۳، گسیخته شدند. از طرفی دیگر، اولین ترک‌ها در نمونه‌های دارای الیاف PP با ضخامت ۴ سانتی‌متر در اثر اولین ضربه وارد شده مشاهده گردید. نمونه‌های مذکور پس از وارد آمدن ۴۷ و ۵۵ ضربه به گسیختگی کامل رسیدند. باتوجه به نتایج به‌دست‌آمده و مقایسه تعداد ضربات در جدول (۷)، مقاومت ضربه‌ای نمونه‌های دارای الیاف PVA تقریباً سه برابر نمونه‌های دارای الیاف PP به‌دست آمده است. همان‌طور که مشاهده گردید، افزودن الیاف به ماتریس



(الف) نمونه دوم PP-B1 پس از اعمال ۴ ضربه



شکل ۶ وضعیت نمونه‌های پروپیلن پس از اعمال ضربات
(ب) نمونه دوم PP-B2 پس از اعمال ۵۵ ضربه



(الف) نمونه PVA-A1 پس از اعمال ۴ ضربه

نمونه‌های مستطیلی 15×60 سانتی‌متری با ضخامت ۴ سانتی‌متر حاوی میزان ۲ و ۳ درصد الیاف PVA و PP ساخته شد و تحت آزمایش بارگذاری استاتیکی قرار گرفت. هدف از انجام این آزمایش بررسی حداکثر نیروی تحمل شده، بار ترک‌خوردگی و میزان جذب انرژی در نمونه‌ها بود. در حین اعمال نیرو و حادث شدن تغییرشکل‌ها در نمونه‌ها، این نتایج توسط دستگاه ثبت دیجیتال (Data logger) ضبط گردید. در این اثنا به منظور بررسی کیفی نتایج، مشاهدات حاصل با گرفتن عکس ثبت گردید که در ذیل نتایج حاصل ارائه می‌گردد. در جدول (۸) مشخصات نمونه‌های مورد آزمایش در تست بارگذاری استاتیکی آورده شده است. پس از انجام آزمایش و ثبت نتایج، منحنی بار- تغییرمکان برای نمونه‌ها ترسیم گردیده است. به عنوان مثال حداکثر نیروی تحمل شده توسط دو نمونه PVA-A1 با دو درصد الیاف PVA و ضخامت ۲,۳ سانتی‌متر به ترتیب ۷,۴ و ۷,۳۱ کیلو نیوتن می‌باشد که تطابق خوبی با یکدیگر در شکل (۸) دارند. میزان جذب انرژی در این نمونه‌ها برابر ۴۰ کیلو ژول می‌باشد.

بتن، علاوه بر بهبود الگوی ترک‌خوردگی، مقاومت ضربه‌ای نمونه‌ها را به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد. در آزمایش ضربه به دلیل مقاومت بسیار بالای نمونه‌های بتنی ساخته شده از الیاف پلی وینیل الکل نتایج چشم‌گیری به دست آمد. این نتایج می‌تواند به دلیل درگیری مناسب الیاف با ماتریس بتن در حین بارگذاری باشد که در آن سهم باربری الیاف بسیار مشهود بوده و مقاومت ضربه‌ای (تعداد ضربه‌های تحمل شده) نمونه‌ها را به طور قابل توجهی افزایش داده است. در نمونه‌های بتنی معمولی با اعمال اولین ضربه، نمونه‌ها به صورت ترد گسیخته شدند اما در نمونه‌های با ضخامت مشابه دارای الیاف PP و PVA، پس از اعمال اولین ضربه بر روی نمونه‌ها، صرفاً ترک‌های ریز محدودی بر روی وجه کششی نمونه‌ها ایجاد گردید و گسیختگی کامل نمونه‌های دارای الیاف PP و PVA پس از اعمال چندین ضربه حادث گردید.

نتایج آزمایش بارگذاری استاتیکی. به منظور بررسی بیشتر رفتار بتن‌های الیافی حاوی الیاف پلی وینیل الکل (PVA) و پلی پروپیلن (PP)، نمونه‌هایی با ابعاد 30×30 سانتیمتر با ضخامت‌های ۲,۳ و ۴ سانتی‌متر و تعدادی

جدول ۷ تعداد ضربات بر پانل‌های الیافی و غیرالیافی

نام نمونه	ابعاد نمونه ها (cm)	اولین ترک خوردگی	گسیختگی نهایی
		ضربه	ضربه
NC-C1-1	30x30x2.3	1	1
NC-C1-2	30x30x2.3	1	1
NC-C2-1	30x30x4	1	1
NC-C2-2	30x30x4	1	1
PP-B1-1	30x30x2.3	1	4
PP-B1-2	30x30x2.3	1	3
PP-B2-1	30x30x4	1	47
PP-B2-2	30x30x4	1	55
PVA-A1-1	30x30x2.3	1	4
PVA-A1-2	30x30x2.3	1	4
PVA-A2-1	30x30x4	17	156
PVA-A2-2	30x30x4	19	163

جدول ۸ نمونه‌های آزمایش شده در تست بارگذاری استاتیکی

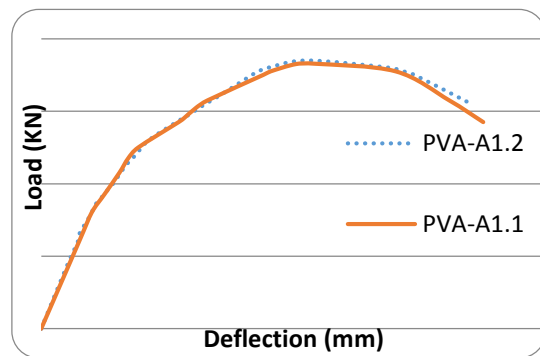
نام نمونه	شرح نمونه	ضخامت (mm)	شکل نمونه	درصد حجمی الیاف (%)	تعداد نمونه
NC-C1	نمونه بتنی معمولی	2.3	مربعی	-	2
NC-C2	نمونه بتنی معمولی	4	مربعی	-	2
PP-E1	نمونه بتنی با PP	2.3	مربعی	2	2
PP-E2	نمونه بتنی با PP	4	مربعی	2	2
PP-B1	نمونه بتنی با PP	2.3	مربعی	3	2
PP-B2	نمونه بتنی با PP	4	مربعی	3	2
PVA-A1	نمونه بتنی با PVA	2.3	مربعی	2	2
PVA-A2	نمونه بتنی با PVA	4	مربعی	2	2
PVA-D1	نمونه بتنی با PVA	2.3	مربعی	3	2
PVA-D2	نمونه بتنی با PVA	4	مربعی	3	2
PP-E2-REC	نمونه بتنی با PP	4	مستطیلی	2	2
PP-B2-REC	نمونه بتنی با PP	4	مستطیلی	3	2
PVA -A2-REC	نمونه بتنی با PVA	4	مستطیلی	2	2
PVA -D2-REC	نمونه بتنی با PVA	4	مستطیلی	3	2
					28

جدول ۹ مقادیر اندیس طاقتم نمونه‌های آزمایش شده تحت آزمایش بارگذاری استاتیکی

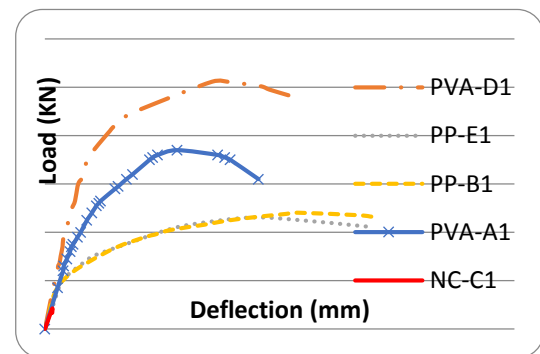
نام نمونه	شرح نمونه	ضخامت (mm)	درصد حجمی الیاف (%)	δ	δ_3	$\delta_{5.5}$	$\delta_{15.5}$	I5	I10	I30
PVA-A1	نمونه بتنی با PVA	2.3	2	1.6	10	27	-	6.2	16.8	-
PVA-A2	نمونه بتنی با PVA	4	2	5.6	40	91.8	-	7.1	16.4	-
PVA-D1	نمونه بتنی با PVA	2.3	3	3.7	19.9	53.4	-	5.4	14.4	-
PVA-D2	نمونه بتنی با PVA	4	3	7	54.3	113.7	-	7.7	16.1	-
PP-E1	نمونه بتنی با PP	2.3	2	0.63	5.2	12.4	-	8.3	19.7	-
PP-E2	نمونه بتنی با PP	4	2	2.2	16.8	43.5	-	7.4	19.3	-
PP-B1	نمونه بتنی با PP	2.3	3	1.9	6.2	29	-	3.3	15.3	-
PP-B2	نمونه بتنی با PP	4	3	2.6	28.4	41.5	-	11.1	16.2	-
NC-C1	نمونه بتنی معمولی	2.3	-	0.2	-	-	-	-	-	-
NC-C2	نمونه بتنی معمولی	4	-	0.5	-	-	-	-	-	-
PVA -A2-REC	نمونه بتنی با PVA	4	2	7	37.3	84.4	-	5.3	12	-
PVA -D2-REC	نمونه بتنی با PVA	4	2	16.7	71.2	175.2	-	4.3	10.5	-
PP-E2-REC	نمونه بتنی با PP	4	3	6.4	15.3	34.4	124.2	2.4	5.3	19.3
PP-B2-REC	نمونه بتنی با PP	4	3	9.5	41.8	132.3	311.6	4.4	13.9	7.4

در شکل شماره (۹) با هم مقایسه شده‌اند. به همین ترتیب، در ابتدا نمونه‌های معمولی و الیافی بتنی با ضخامت ۴ سانتی‌متر دوبه‌دو با هم مقایسه شده‌اند و پس از مشاهده کمتر از ۳ درصد اختلاف، کلیه منحنی‌های متوسط در شکل (۱۰) با هم نشان داده شده‌اند.

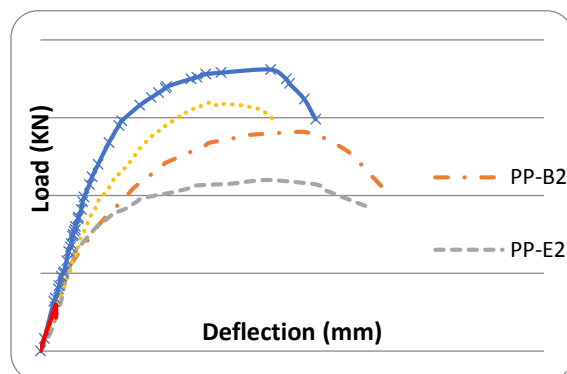
به منظور بررسی و مشاهده عینی تغییرات حاصل از افزودن الیاف PVA و PP، دو نمونه بتن معمولی با ضخامت برابر ساخته شدند. طی آزمایش مشاهده گردید که هر دو نمونه بتنی معمولی با ضخامت ۲،۳ سانتی‌متر (NC-C1) با اعمال حداقل ۰،۸۳ کیلونیوتن گسیخته شدند؛ از این رو، میزان جذب انرژی در این نمونه‌ها قابل صرف نظر کردن می‌باشد. در شکل (۱۱) نمودارهای بار-تغییر مکان نمونه‌های مستطیلی ۱۵×۶۰ سانتی‌متری با ضخامت ۴ سانتی‌متر حاوی میزان ۲ و ۳ درصد الیاف PVA و PP نشان داده شده است. در شکل (۹)، حداکثر نیروی تحمل شده توسط نمونه PVA-D1 نسبت به نمونه‌های PVA-A1 و PP-B1، به ترتیب ۴۱،۱ و ۷۰ درصد بیشتر می‌باشد. PP-E1 تحمل کرده است که این امر مبین آن است که در نمونه‌های بتنی حاوی الیاف PP، نمونه PP-B1 صرفاً چهار درصد نیروی بیشتری نسبت به نمونه‌های حاوی الیاف PP با ضخامت کم جذب کرده است؛ از این رو، افزایش الیاف تأثیر فزاینده‌ای در بهبود باربری نمونه‌ها نمی‌نماید. در صورتی که در نمونه‌های مسلح به الیاف PVA با افزایش میزان الیاف، میزان باربری نمونه‌ها به طور چشم‌گیری افزایش یافته است. همچنین میزان جذب انرژی در نمونه‌های PVA-D1 نسبت به PP-B1، ۶۲ درصد بیشتر می‌باشد. با افزایش میزان الیاف در نمونه‌های بتنی مسلح با الیاف پلی وینیل الکل از دو درصد به سه درصد، میزان جذب انرژی ۷۰ درصد افزایش یافته است و این در حالی است که افزایش میزان الیاف در نمونه‌های مسلح به الیاف پلی پروپیلن تأثیر زیادی در بهبود جذب انرژی نمونه‌ها نداشته است.



شکل ۸ نمودار بار-تغییر مکان نمونه PVA-A1



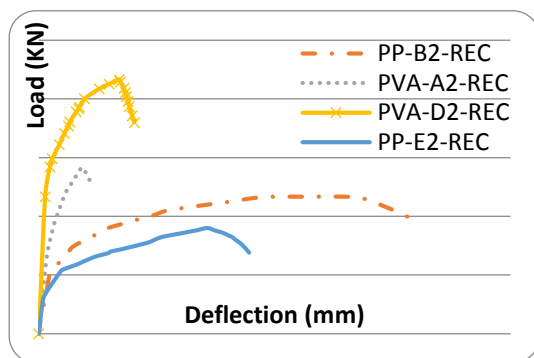
شکل ۹ نمودارهای بار-تغییر مکان نمونه‌های مربعی ۳۰×۳۰ با ضخامت ۲،۳ سانتی‌متر



شکل ۱۰ نمودارهای بار-تغییر مکان نمونه‌های مربعی ۳۰×۳۰ با ضخامت ۴ سانتی‌متر

در اکثر نمونه‌ها تطابق بیش از ۹۷ درصدی بین نتایج دو نمونه مشابه وجود دارد لذا نمودار متوسط هر دو نمونه مشابه محاسبه گردیده است و سپس منحنی بار-تغییر مکان کلیه نمونه‌ها با دو و سه درصد الیاف پلی وینیل الکل و پلی پروپیلن به همراه نمونه بتن معمولی

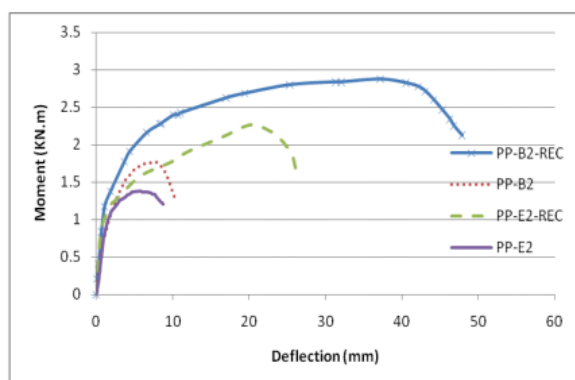
می‌باشد. در نمونه‌های حاوی الیاف PP، نمونه PP-B2-REC، ۲۹ درصد نیروی بیشتری نسبت به PP-E2-REC تحمل کرده است.



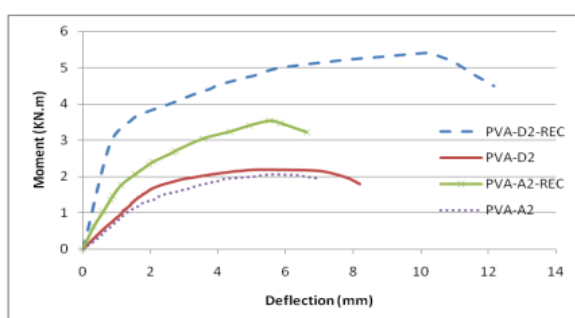
شکل ۱۱ نمودارهای بار- تغییر مکان نمونه‌های مستطیلی ۱۵×۶۰ با ضخامت ۴ سانتی‌متر

همان‌طور که مشاهده می‌شود افزایش میزان الیاف در بتن، میزان باربری نمونه‌ها را به‌طور چشم‌گیری افزایش داده است. همچنین میزان جذب انرژی در نمونه‌های PP-B2-REC نسبت به نمونه‌های PVA-D2-REC تقریباً دو برابر شده است. با افزایش میزان الیاف در نمونه‌های بتنی مسلح با الیاف پلی وینیل الکل از دو درصد به سه درصد، میزان جذب انرژی تقریباً ۲/۲ برابر شده است و این درحالی است که افزایش میزان الیاف در نمونه‌های مسلح به الیاف پلی پروپیلن از دو درصد به سه درصد، میزان جذب انرژی ۱/۵ برابر گشته است. باتوجه به موارد فوق، نتیجه می‌گردد که در نمونه‌های مستطیلی تغییرات حاصل از افزایش میزان الیاف در نمونه‌ها بسیار زیاد می‌باشد که این امر در نمونه‌های مسلح به الیاف PP به‌طور قابل ملاحظه‌ای مشهود می‌باشد. در شکل (۱۲) نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌های مربعی ۳۰×۳۰ مسلح به الیاف PP و PVA با ضخامت‌های ۲، ۳ و ۴ سانتی‌متر نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص می‌باشد افزایش ضخامت تأثیر زیادی در بهبود ظرفیت باربری نمونه‌ها داشته است. همچنین واضح است که افزایش میزان الیاف در نمونه‌های با ضخامت کم تأثیر

باتوجه به موارد فوق، نتیجه می‌گردد که میزان باربری و جذب انرژی در نمونه‌های بتن الیافی مسلح به الیاف پلی وینیل الکل نسبت به نمونه‌های الیافی پلی پروپیلن با ضخامت کم، بیشتر می‌باشد و با افزودن میزان الیاف بیشتر به ماتریس بتن این تأثیرات چشمگیرتر می‌گردد. مطابق شکل (۱۰)، حداکثر نیروی تحمل‌شده توسط نمونه PVA-D2 نسبت به نمونه‌های PVA-A2 و PP-B2، به ترتیب ۱۰ و ۲۸ درصد بیشتر می‌باشد. در نمونه‌های حاوی الیاف PP، نمونه PP-B2، ۲۸ درصد نیروی بیشتری نسبت به PP-E2 تحمل کرده است. همچنین میزان جذب انرژی در نمونه‌های PVA-D2 نسبت به PP-B2 تقریباً ۳ درصد بیشتر می‌باشد. با افزایش میزان الیاف در نمونه‌های بتنی مسلح با الیاف پلی وینیل الکل از دو درصد به سه درصد، میزان جذب انرژی ۳۹ درصد افزایش یافته است و این درحالی است که افزایش میزان الیاف در نمونه‌های مسلح به الیاف پلی پروپیلن با ضخامت ۴ سانتی‌متر، ۳۴ درصد میزان جذب انرژی را افزایش داده است. باتوجه به موارد ذکرشده، نتیجه می‌گردد که افزایش ضخامت در نمونه‌ها به‌نحو چشمگیری در بهبود ظرفیت باربری و میزان جذب انرژی نقش داشته است. همچنین مشاهده می‌گردد که افزایش میزان الیاف در نمونه‌های مسلح به الیاف PP با ضخامت زیاد تأثیر چشم‌گیری داشته است؛ به‌طوری‌که اختلاف ظرفیت باربری و میزان جذب انرژی که در نمونه‌های PVA-D1 نسبت به PP-B1 به ترتیب برابر ۷۰ و ۶۲ درصد بوده است، در نمونه‌های PVA-D2 نسبت به PP-B2 به مقدار ۲۸ و ۳ درصد تقلیل یافته است که این امر مؤید آن است که در نمونه‌های با ضخامت بیشتر عملکرد نمونه‌های بتنی مسلح به الیاف PP نیز مطلوب می‌باشد. مطابق شکل (۱۱)، حداکثر نیروی تحمل‌شده توسط نمونه PVA-D2-REC نسبت به نمونه‌های PVA-A2-REC و PP-B2-REC، به ترتیب ۵۴ و ۸۷ درصد بیشتر



الف - الیاف PP



ب - الیاف PVA

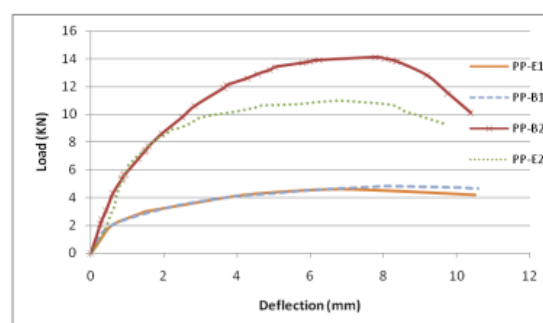
شکل ۱۳ نمودار ممان- تغییر مکان نمونه‌های مربعی و مستطیلی مسلح به الیاف PP و PVA با ضخامت ۴ سانتی‌متر

در شکل‌های (۱۴ تا ۱۶) میزان جذب انرژی در نمونه‌های مختلف اعم از نمونه‌های مربعی و مستطیلی با ضخامت‌های مختلف و نیز به‌طور خاص مقادیر جذب انرژی در نمونه‌های مربعی مسلح به الیاف PP و PVA ارائه شده است. مقایسه بین نمودارها نشان می‌دهد که ظرفیت بار نمونه حاوی ۳ درصد الیاف PVA تقریباً ۳۰ درصد بیشتر از نمونه حاوی ۳ درصد الیاف PP می‌باشد، درحالی‌که به دلیل تغییر مکان‌های بیشتر در نمونه ۳٪ PP، مقدار جذب انرژی در هر دو نمونه تقریباً برابر به دست آمده است. طاقت عبارت است از مشخصه جذب انرژی مصالح که نمایانگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گسیختگی تحت بارهای استاتیکی، دینامیکی یا ضربه می‌باشد. مطابق استاندارد ASTM-C1018 به منظور بررسی رفتار و عملکرد نمونه‌ها، اندیس‌های طاقت برای

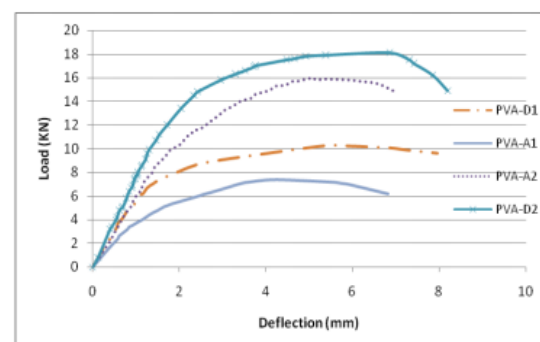
فزاینده‌ای نداشته است؛ درحالی‌که در نمونه‌های با ضخامت بیشتر، تأثیر افزودن الیاف به‌طور قابل ملاحظه‌ای مشهود می‌باشد.

در شکل (۱۳) نمودار ممان- تغییر مکان نمونه‌های مربعی و مستطیلی مسلح به الیاف پلی پروپیلن و PVA با ضخامت ۴ سانتی‌متر نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص می‌باشد، حداکثر ممان تحمل‌شده توسط نمونه‌های مستطیلی در مقایسه با نمونه‌های مربعی بیشتر می‌باشد. همچنین واضح است که افزایش میزان الیاف در بهبود عملکرد نمونه‌های بتنی مسلح به الیاف پلی پروپیلن (نمونه‌های مربعی و مستطیلی) نقش مطلوبی داشته است.

با استفاده از نمودارهای بار- تغییر مکان و انتگرال‌گیری از سطح زیر منحنی، مقادیر جذب انرژی محاسبه می‌گردد.



الف - الیاف PP

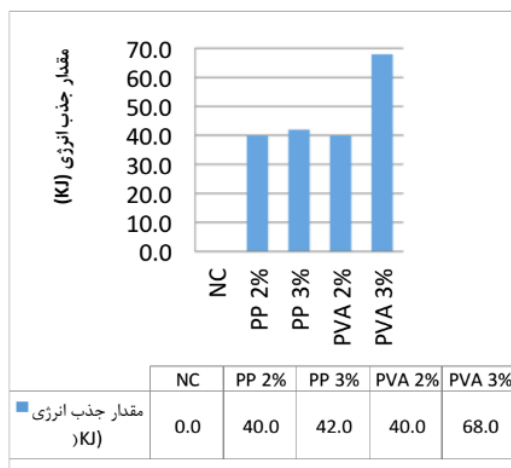


ب - الیاف PVA

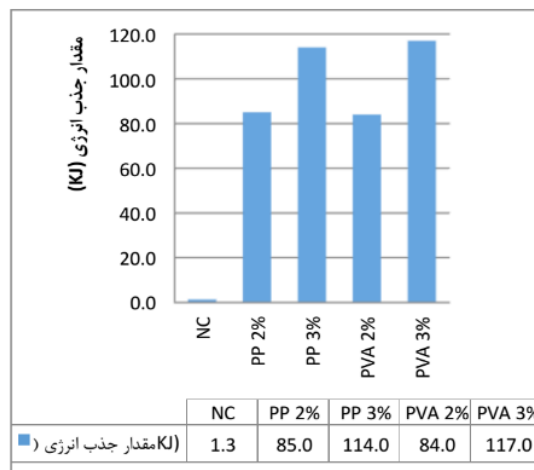
شکل ۱۴ نمودارهای بار- تغییر مکان نمونه‌های مربعی مسلح به الیاف PP و PVA با ضخامت‌های ۲، ۳ و ۴ سانتی‌متر

از اندیس‌های پایین‌تر، برای مقایسه رفتار و میزان نسبت جذب انرژی در تغییر مکان‌های کوچک و از اندیس‌های بالاتر برای مقایسه رفتار نمونه‌ها در تغییر مکان‌های بزرگ استفاده می‌گردد.

نمونه‌های مورد آزمایش مطابق جدول (۹) تعیین گردید. اگر تغییر مکان نمونه در لحظه ایجاد اولین ترک برابر ۵ باشد به ترتیب سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان تا ۳۵، ۵/۵۵، ۱۰/۵۵، ۱۵/۵۵، ۲۵/۵۵ و ۵۰/۵۵ تقسیم بر سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان تا اولین ترک (۵) را با اندیس‌های I5، I10، I20، I30، I50، I100 نشان می‌دهند.

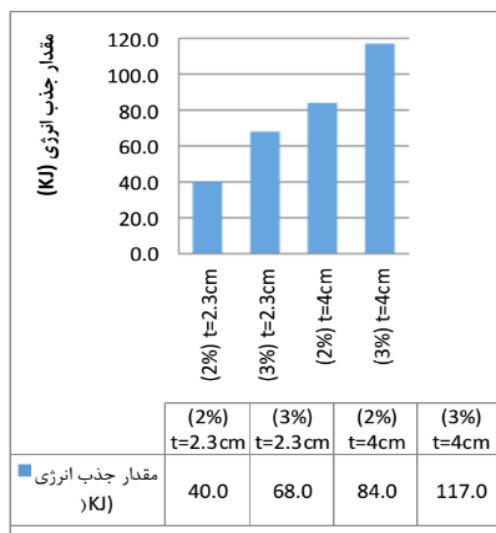


ب- ضخامت ۴ سانتیمتر

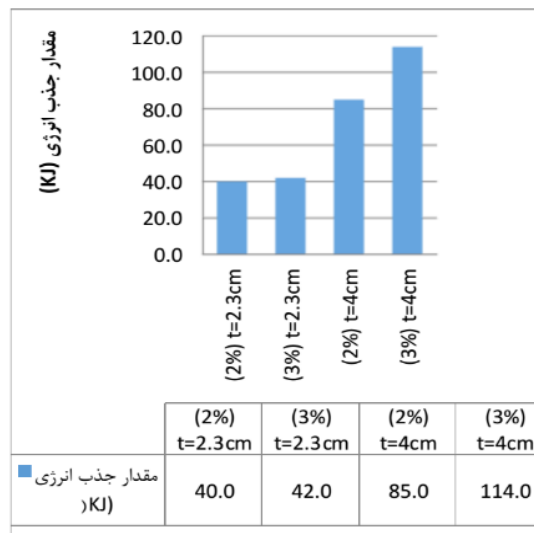


الف- ضخامت ۲،۳ سانتیمتر

شکل ۱۴ میزان جذب انرژی در نمونه‌های مربعی

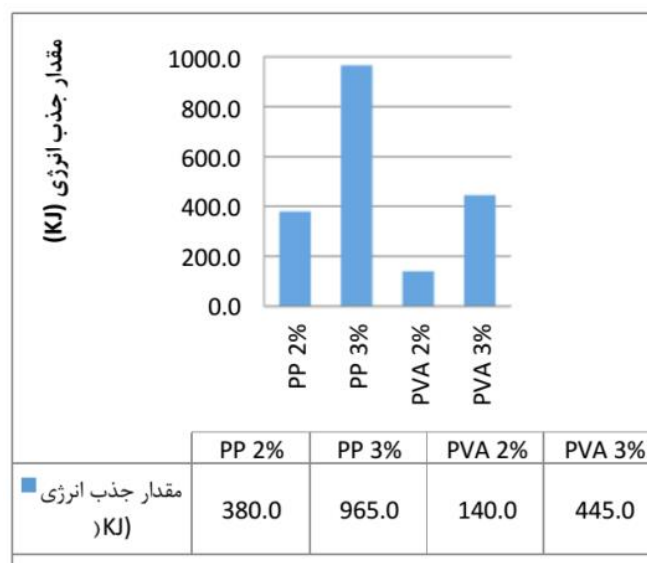


ب- الیاف PP



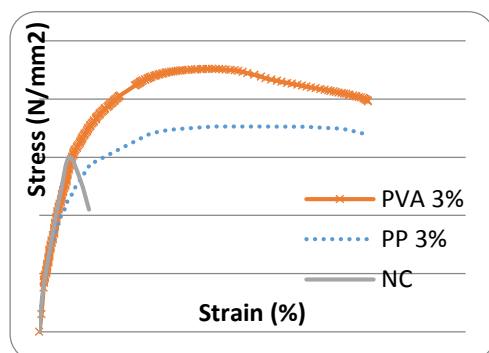
الف- الیاف PVA

شکل ۱۵ میزان جذب انرژی در نمونه‌های مربعی مسلح به الیاف



شکل ۱۶ میزان جذب انرژی در نمونه‌های مستطیلی با ضخامت ۴ سانتی‌متر

به‌طوری‌که با اعمال نیروی فشاری توسط دستگاه تست فشار، تغییر مکان‌های به‌دست‌آمده توسط ابزار تغییر مکان سنج (LVDT) اندازه‌گیری و نتایج توسط دستگاه ثبت دیجیتال (Data logger) ثبت گردید. نتایج به‌دست‌آمده در قالب نمودارهای شکل (۱۷) ارائه گردیده است.



شکل ۱۷ نمودار تنش-کرنش نمونه‌های بتنی معمولی و مسلح به الیاف PVA و PP

همان‌طور که در شکل (۱۷) مشخص می‌باشد، افزودن الیاف به بتن تأثیر بسیار مطلوبی در رفتار و عملکرد نمونه‌ها داشته است که این امر در نمونه‌های مسلح به الیاف پلی وینیل الکل بیشتر مشهود می‌باشد. مطابق شکل، کرنش بتن معمولی (NC) در نقطه حداکثر بار، برابر

افزایش ضخامت در نمونه‌ها به‌نحو چشم‌گیری در بهبود ظرفیت باربری و میزان جذب انرژی نقش داشته است. همچنین مشاهده می‌گردد که افزایش میزان الیاف در نمونه‌های مسلح به الیاف PP با ضخامت زیاد تأثیر چشم‌گیری داشته است، به‌طوری‌که اختلاف ظرفیت باربری و میزان جذب انرژی که در نمونه‌های PVA-D1 (نمونه با ضخامت ۲,۳ سانتی‌متر دارای ۳٪ الیاف PVA) نسبت به PP-B1 (نمونه با ضخامت ۲,۳ سانتی‌متر دارای ۳٪ الیاف PP) به ترتیب برابر ۷۰ و ۶۲ درصد بوده است؛ در نمونه‌های PVA-D2 (نمونه با ضخامت ۴ سانتی‌متر دارای ۳٪ الیاف PVA) نسبت به PP-B2 (نمونه با ضخامت ۴ سانتی‌متر دارای ۳٪ الیاف PP) به مقدار ۲۸ و ۳ درصد تقلیل یافته است که این امر مؤید آن است که در نمونه‌های با ضخامت بیشتر عملکرد نمونه‌های بتنی مسلح به الیاف PP نیز مطلوب می‌باشد.

منحنی تنش-کرنش نمونه‌های فشاری. به‌منظور بررسی رفتار نمونه‌های بتنی مسلح به الیاف پلی وینیل الکل و پلی پروپیلن، نمونه‌های استوانه‌ای ۱۰×۲۰ تهیه گردید که پس از ۲۸ روز این نمونه‌ها مورد آزمایش قرار گرفتند؛

- در نمونه‌های بتنی حاوی الیاف PP با ضخامت کم، افزایش الیاف تأثیر فزاینده‌ای در بهبود باربری نمونه‌ها نمی‌نماید؛ در صورتی که در نمونه‌های مسلح به الیاف PVA با افزایش میزان الیاف، میزان باربری نمونه‌ها به‌طور چشم‌گیری افزایش یافته است. همچنین میزان باربری و جذب انرژی در نمونه‌های بتنی الیافی مسلح به الیاف پلی وینیل الکل نسبت به نمونه‌های الیافی پلی پروپیلن با ضخامت کم، بیشتر می‌باشد.
- افزایش ضخامت در نمونه‌ها به‌نحو چشم‌گیری در بهبود ظرفیت باربری و میزان جذب انرژی نقش داشته است. اختلاف ظرفیت باربری بین نمونه‌های ضخیم دو نوع الیاف وجود دارد ولی اختلاف جزئی در میزان جذب انرژی در دو نمونه PVA نسبت به PP با الیاف مشابه مشاهده شد.

- افزایش ۵۰ درصدی الیاف PVA در نمونه‌های مستطیلی ۱۵×۶۰ منجر به افزایش ۵۴ درصد نیرو و دو برابری در میزان جذب انرژی شد و نیروی در نمونه PVA با ۳٪ الیاف، ۸۷ درصد بیش از نیروی در نمونه PP با مقدار الیاف مشابه بود.
- افزودن الیاف PVA و PP به بتن باعث افزایش ۴ برابری کرنش متناظر با حداکثر بار و شش برابری کرنش نهایی گسیختگی (۲ درصد) نمونه‌های استوانه‌ای بتنی الیافی نسبت به نمونه‌های بدون الیاف شدند؛ درحالی‌که حداکثر بار تحمل‌شده توسط نمونه PVA حدود ۳۰ درصد بیشتر از مقدار تحمل‌شده توسط نمونه دارای الیاف PP می‌باشد.
- میزان حداکثر بار تحمل‌شده توسط نمونه مسلح به الیاف پلی وینیل الکل در آزمایش بارگذاری استاتیکی از دیگر نمونه‌ها بیشتر می‌باشد که این امر می‌تواند بر مقاومت ضربه‌ای بالا که در آزمایش‌های ضربه رؤیت شد، صحنه بگذارد.
- کرنش نهایی گسیختگی برابر ۰,۰۰۳۵ می‌باشد. در حالی که در نمونه‌های دارای الیاف PVA و PP، کرنش متناظر با حداکثر بار، تقریباً برابر ۰,۰۰۸ است، لیکن کرنش نهایی بیش از ۰,۰۲ (۲ درصد) می‌باشد که تقریباً شش برابر کرنش نهایی بتن معمولی می‌باشد. مطابق نمودار، کرنش نهایی نمونه مسلح به الیاف PVA تقریباً برابر مقدار کرنش نهایی نمونه دارای الیاف PP می‌باشد درحالی‌که حداکثر بار تحمل‌شده توسط نمونه دارای الیاف PVA متناظر با این نقطه تقریباً ۳۰ درصد بیشتر از مقدار تحمل‌شده توسط نمونه دارای الیاف PP می‌باشد.

نتیجه‌گیری

مشخصات مکانیکی الیاف مصرفی در بتن‌های الیافی توانمند از پارامترهای بسیار مهم در بهبود عملکرد و رفتار بتن می‌باشد. نظر به ویژگی‌های الیاف پلیمری نظیر الیاف‌های پلی وینیل الکل و پلی پروپیلن، این الیاف‌ها هدف بررسی این تحقیق برای پنجاه و شش دال بتنی مسلح قرار گرفت و آزمایش‌های استاتیکی فشاری، خمشی و ضربه‌ای بر روی تعداد زیادی از نمونه‌های الیافی و نمونه‌های بتنی معمولی انجام شد که نتایج زیر حاصل گردید:

- افزودن الیاف پلی وینیل الکل و پلی پروپیلن به مخلوط بتن منجر به افزایش قابل ملاحظه ظرفیت باربری، مقاومت کششی و مقاومت ضربه‌ای دال‌های بتنی نمونه‌ها می‌گردد.
- نمونه‌های ساده بتنی فاقد الیاف پس از اولین ضربه به‌صورت ترد گسیخته شدند؛ لیکن اولین ترک‌ها در نمونه‌های ضخامت ۴ سانتی‌متری PVA و PP پس از ۱۸ و ۲ ضربه نمایان شدند و پس از ۱۶۳ و ۵۵ ضربه گسیخته شدند و بنابراین مقاومت ضربه‌ای نمونه‌های دارای الیاف PVA تقریباً سه برابر نمونه‌های دارای الیاف PP بود.

مراجع

1. Miyamoto, A., Nakamura, H., "Visualization of Impact Failure Behavior for RC Slabs", *Proceeding of 3rd International Conference on Concrete under Severe Conditions*, UBC, Vancouver, Canada, (2001).
2. Dancygier, A.N., Yankelevsky, D.Z., Jaegermann, Ch., "Response of High Performance Concrete Plates to Impact of Non-deforming Projectiles", *International Journal of Impact Engineering*, 34:1768-1779 (2007).
3. Gu, W., "Performance and Adoption Measures of Concrete Structures Against Load Impacts by Sudden Bombing Attacks", *Proceeding of 3rd International Conference on Concrete under Severe Conditions*, Seoul, Korea, June 27 - July 01, (2004).
4. Zeineddin, M., Krauthammer, T., "Experimental Study of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Impact Loading", *Proceeding of 3rd International Conference on Concrete under Severe Conditions*, Seoul, Korea, June 27 - July 01, (2004).
5. Abbas, H., Gupta, N.K., Alam, M., "Nonlinear Response of Concrete Beams and Plates under Impact Loading", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 30, pp. 1039-1053, (2004).
6. Thabet, A., Haldane, D. , "Three-Dimensional Simulation of Nonlinear Response of Reinforced Concrete Members Subjected to Impact Loading", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No.5, pp. 689-702, (2000).
7. Low, H.Y. , Hao, H. , "Reliability Analysis of reinforced Concrete Slabs under Explosive Loading" , *Structural Safety*, Vol. 23, pp. 157-178, (2001).
8. Zhang, J., Leung, Ch. K.Y., Cheung, Y.N., "Flexural Performance of Layered ECC-concrete Composite Beam", Vol.66, pp.1501-1512, (2006).
9. Kim, Y.Y., Fischer, G., Lim, Y.M. and Li, V.C., "Mechanical Performance of Sprayed Engineered Cementitious Composite Using Wet Mix Shotcreting Process for Repair Applications", Vol. 101, NO. 1, pp. 42-49. (2004).
10. Zhang, J., Maalej, M. and Quek, S.T., "Hybrid Fiber Engineered Cementitious Composites (ECC) for Impact and Blast-resistant Structures", *Proceedings of the First International Conference on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration- IMTCR04*, Vol 1, pp. 136-149. Lecce, Italy, June (2004).
11. Maalej, M., Quek, S.T. and Zhang, J., "Behavior of Hybrid-fiber Engineered Cementitious Composites Subjected to Dynamic Tensile Loading and Projectile Impact", *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 17, No. 2 – April (2005).
12. Shao, Y. and Jiang, L., 'Freeze-Thaw Resistance of High Performance Fiber Reinforced Concrete', *Proceedings of the Third International Conference on Concrete under Severe Conditions, CONSEC 3*, Vancouver, Canada, (2001).

13. Leung, Ch.K.Y. , Cheung, Y.N., Zhang, J., "Fatigue Enhancement of Concrete Beam with ECC Layer", *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 6, pp.456-473, (2007).
14. Ogawa A, Hitomi Y, Hoshiro H , "PVA-fiber reinforced high performance cement board." , *Proceedings of international RILEM workshop on HPFRCC in structural applications*, pp 243–251 (2006).
15. Li, Q. M. , Reid, S. R. , Wen, H. M. , Telford , A. R., "Local Impact Effects of Hard Missile on Concrete Targets", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 32, (1-4): pp. 224-84 (2006).
16. Nataraja, M.C., Dhang, N., Gupta, A.P., "Statistical Variation in Impact Resistance of Steel-Fiber Reinforced Concrete Subjected to Drop Weight Test", *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, pp. 989-995, (1999).
17. Banthia, N., Bindiganavile, V., "Fiber Reinforced Cement based Composites under Drop Weight Impact Loading: Test Equipment & Material Influences", *ACI Special Publication*, Vol. 206, pp. 411-428, (2002).
18. ACI-American Concrete Institute, 544 Committee report on Fiber Reinforced Concrete, (1999).
19. Banthia, N., Bindiganavile, V., "Machine Effects in the Drop Weight Impact Testing of Plain Concrete Beams", *Proceeding of 3rd International Conference on Concrete under Severe Conditions*, UBC, (2001).
20. Badr, A., Ashour, A. F., "Modified ACI Drop Weight Impact Test for Concrete", *ACI Material Journal*, Vol. I02, No.4, (2005).
21. Zhang, J., Maalej, M., Quek, S.T. and Teo, Y.Y., "Drop weight impact on hybrid-fiber ECC blast/shelter panels", *Proceeding of 3rd International Conference on construction material, performance, innovation, and structural application*, Vancouver, Canada, (2005).

تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر نفوذپذیری بتن قلیافعال سرباره‌ای*

کیاچهر بهفرنیا^(۱)مجید رستمی گله‌دار^(۲)

چکیده در این تحقیق، تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر نفوذپذیری بتن قلیافعال سرباره‌ای با آزمایش‌های مختلف مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. امروزه نقش بتن به‌عنوان پرمصرف‌ترین مصالح ساختمانی، در توسعه زیرساخت‌های عمرانی و اقتصادی جوامع امری انکارناپذیر است. یکی از راهکارهای تولید بتنی سازگار با محیط زیست و کاهش اثرات مخرب مرتبط با تولید سیمان پرتلند، استفاده از بتن قلیافعال سرباره‌ای می‌باشد که از طریق فعال‌سازی خاصیت چسبندگی سرباره کوره بلند در یک محلول قلیایی تولید می‌شود. از آنجاکه نفوذپذیر بودن بتن در پایداری و دوام آن نقش مؤثری دارد، در این تحقیق با متغیر در نظر گرفتن نسبت محلول قلیایی به سرباره، پارامترهای نفوذ یون کلر به روش RCPT، عمق نفوذ آب، جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی و مقاومت فشاری به‌دست می‌آید. مقادیری که برای نسبت محلول قلیایی به سرباره در نظر گرفته شد، ۰/۴، ۰/۴۵، ۰/۵ و ۰/۵۵ می‌باشد؛ یک طرح با سیمان پرتلند معمولی به‌عنوان طرح کنترل برای مقایسه و ارزیابی با بتن قلیافعال سرباره‌ای ساخته شد. همچنین با استفاده از عکس‌برداری با میکروسکوپ الکترونی روبشی (تست SEM) مقایسه‌ای ساختاری بین بتن قلیافعال سرباره‌ای و بتن با سیمان پرتلند معمولی انجام شد. نتایج نشان داد که نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۴۵ و ۰/۵ برای تولید بتن قلیافعال سرباره‌ای از لحاظ دوام و نفوذپذیری مقادیر بهینه‌ای می‌باشند.

واژه‌های کلیدی قلیا فعال، سرباره، محلول قلیایی، نفوذپذیری.

The Effect of Alkaline Solution-to-Slag Ratio on Permeability of Alkali Activated Slag Concrete

K. Behfarniya

M. Rostami Galedar

Abstract This study investigated the effect of alkaline solution-to-slag ratio on permeability of Alkali-Activated Slag Concrete (AASC). Concrete, as the most widely used building material, has an undeniably important role in development of economic and civic infrastructure. Alkali activated slag cement is an environmentally friendly alternative to Portland cement, which can be produced by using an alkaline solution to activate the binding effect of the blast furnace slag. Permeability of concrete has a direct impact on its durability, so in this study a series of tests were arranged to examine the effect of alkaline solution-to-slag ratio on water impermeability, chloride permeability, short-term and total water absorption and compressive strength of AASC specimens. In experimental study four concrete mixes with alkaline solution-to-slag ratios of 0.4, 0.45, 0.50, and 0.55 were considered. One mix made by ordinary Portland cement were also considered for comparison of results. In addition, The images taken from samples AASC and Ordinary Portland Cement Concrete (OPCC) by means of scanning electron microscopy (SEM) were used to study the comparison of microstructure. The results showed that the alkaline solution/slag ratios of 0.45 and 0.50 are the optimum values for AASC production from the durability and permeability point of view.

Key Words Alkali Activated; Slag; alkaline solution; permeability.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۵/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۸/۳۰ می‌باشد.

Email: kia@cc.iut.ac.ir

(۱) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

(۲) کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

مقدمه

مزیت‌های بتن مانند قالب‌پذیری راحت، مقاومت در برابر آتش، تولید راحت و در نهایت ارزان بودن آن باعث شده است که از این ماده استقبال خوبی به عمل آید و به عنوان یکی از پرمصرف‌ترین مصالح ساختمانی معرفی گردد [1]. براساس برخی مطالعات صورت گرفته، سالانه حدود ۱۶۰۰۰ میلیون تن بتن ساخته می‌شود و حدود ۱۶۰۰۰ میلیون تن سیمان در جهان مورد استفاده قرار می‌گیرد [2]. این درحالی است که هر ساله ۳٪ به میزان تولید سیمان افزوده می‌شود [3]. طبق اعلام سازمان بین‌المللی انرژی بین ۶ تا ۷ درصد کل CO₂ تولیدی در جهان مربوط به صنعت سیمان می‌باشد [4]. همچنین گزارش شده است که تا سال ۲۰۱۵ تولید سیمان به ۳/۵ میلیون تن در سال می‌رسد که این امر باعث افزایش سهم صنعت سیمان در انتشار گاز CO₂ به ۱۸٪ می‌شود [5-8]. پس با توجه به مصرف بالای بتن و نیاز روزافزون به تولید سیمان برای تهیه آن، اهمیت مسائل زیست‌محیطی و خصوصاً توجه به مسئله توسعه پایدار، ضرورت بازنگری در تولید بتن و تحقیق و پژوهش در رابطه با به کارگیری فناوری‌های نوین برای ساخت بتن، آشکارتر است. توسعه سیمان‌های قلیا فعال به عنوان نسل سوم مواد سیمانی پس از آهک و سیمان پرتلند، تاریخچه‌ای نسبتاً طولانی دارد. Purdon ایده تأثیر مواد قلیایی بر سرباره را توضیح داد و از سرباره خالص به عنوان چسباننده بهره گرفت [9]. سیمان سرباره‌ای قلیا فعال که در تولید آن از ضایعات صنایع ذوب آهن و فولاد استفاده می‌شود، می‌تواند جایگزین مناسبی برای برخی کاربردهای سیمان پرتلند از جمله ساخت قطعات پیش ساخته همچون تراورس راه آهن و همچنین در ساخت سازه‌های هیدرولیکی مورد استفاده قرار گیرد [10-11]. سیمان قلیا فعال سرباره‌ای ترکیبی از مصالح طبیعی سیلیکات و آلومینا است. حلال قلیایی هیدروکسید سدیم یا هیدروکسید پتاسیم به طور جداگانه تهیه می‌گردد، سپس آن را به مایع سیلیکات سدیم اضافه می‌کنند و این حلال با مواد پوزولانی مخلوط می‌شود. بنابراین سیمان قلیا فعال سرباره‌ای فرآورده‌های ضایعاتی را به محصول مفید تبدیل می‌کند و جهت کاهش مصرف

سیمان و آلودگی محیط‌زیست در سازه‌ها به کار می‌روند [۱۲]. ملات‌های قلیا فعال سرباره‌ای گسترش واکنش قلیایی سیلیسی کمتری نسبت به ملات سیمان پرتلندی دارند [13]. محققان بسیاری تأثیر عوامل مختلف بر مقاومت ملات‌های قلیا فعال سرباره‌ای در برابر دمای بالا و همچنین تغییر ریزساختار آن را بررسی نموده‌اند [14-16]. اخیراً به جای سرباره کوره آهن‌گدازی از سرباره فروکروم استفاده شده و برخی خصوصیات مکانیکی و دوام آن را مورد بررسی قرار داده‌اند [17-19].

پایایی بتن یکی از مهم‌ترین خصوصیات بتن می‌باشد، چون لازم است بتن در طول عمر سازه، شرایطی را که برای آن طراحی شده است، تحمل نماید. عوامل شیمیایی از جمله عواملی است که در پایایی بتن نقش مؤثری دارد. حمله سولفات‌ها، اسیدها، آب دریا و همچنین کلورورها، که خوردگی الکتروشیمیایی آرماتورهای فولادی را باعث می‌شود، از جمله عوامل مخرب شیمیایی می‌باشند. از آن‌جا که حمله در داخل جسم بتن انجام می‌شود، عوامل مهاجم باید قادر به نفوذ به داخل بتن باشد و بتن نیز نفوذپذیر باشد. بنابراین نفوذپذیری اهمیت خاصی دارد [۲۰].

موضوع نفوذپذیری در سازه‌های هیدرولیکی و در سازه‌های واقع در مجاورت دریا اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. در سازه‌های ساحلی به دلیل وجود یون کلر در آب دریا، عمر مفید سازه برابر با زمان رسیدن رطوبت به سطح میلگرد تعریف می‌گردد.

دیگر عوامل مخرب که به عامل نفوذپذیری بتن وابسته‌اند عبارت است از:

- تخریب بر اثر یخ‌زدگی و آب شدن متناوب بتن (سیکل ذوب و انجماد در زمستان).
 - تخریب بر اثر نفوذ سولفات‌های موجود در خاک و آب‌های زیرزمینی.
 - تخریب بر اثر واکنش‌های کربناتاسیون.
- بنابراین می‌توان با کاهش نفوذپذیری بتن باعث بهبود مشخصات دوام بتن و افزایش عمر مفید سازه گردید.
- سیمان قلیا فعال یک جایگزین مناسب برای بسیاری

منطقه، هنوز به شکل مطلوبی پایدار مانده‌اند [31]. سرباره یک محصول جانبی در صنایع متالورژی است که می‌تواند به وسیلهٔ قلیایی‌های فعال‌شده، ترکیب سیمانی و چسبنده تولید کند. استفاده از سرباره به عنوان ضایعات صنایع فولاد، استفاده کمتر از انرژی در تولید آن و ورود کمتر CO_2 به محیط از مزایای عمده آن می‌باشد.

در این تحقیق با بررسی نسبت محلول قلیایی به سرباره به عنوان یک پارامتر مؤثر در بتن قلیا فعال سرباره‌ای، با استفاده از آزمایش‌های نفوذپذیری آب، نفوذ تسریع‌شده یون کلر (RCPT)، جذب آب اولیه و نهایی و مقاومت فشاری، نفوذپذیری بتن قلیا فعال سرباره‌ای مورد مطالعه و بررسی قرار گرفت و همچنین یک طرح با سیمان پرتلند معمولی به عنوان طرح کنترل ساخته شد و مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفت و با استفاده از تست SEM، از لحاظ ساختاری هم مقایسه‌ای بین آنها انجام شد. لازم به ذکر است که تمام نمونه‌ها در آب عمل‌آوری شدند.

مطالعات آزمایشگاهی

مصالح مورد استفاده. سرباره ماده اصلی چسباننده در ترکیب بتن قلیا فعال سرباره‌ای است. سرباره‌ای که در این تحقیق استفاده شد، سربارهٔ کورهٔ بلند کارخانه ذوب آهن اصفهان بود (به شکل گرانوله) که به صورت آسیاب‌شده از کارخانه سیمان سپاهان اصفهان تهیه شد. نتیجهٔ آنالیز شیمیایی (XRF) سربارهٔ مورد استفاده در جدول (۱) ذکر گردیده است. وزن مخصوص سرباره ذکر شده g/cm^3 ۲/۸۵ و بلین آن حدود cm^2/g ۴۵۰۰ می‌باشد.

همچنین به منظور فعال‌سازی سرباره، از هیدروکسید سدیم (NaOH) جامد و از محلول سیلیکات سدیم (Na_2SiO_3)، با درصد وزنی ترکیبات شیمیایی ارائه‌شده در جدول (۲) استفاده شد.

از انواع سیمان می‌باشد. زیرا مواد اولیه مورد استفاده برای تولید آن، نسبت به سیمان‌های مرسوم و پلیمرهای آلی به‌وفور یافت می‌شود. همچنین بتن قلیا فعال سرباره‌ای در مقایسه با بتن معمولی دارای مقاومت فشاری و کششی بیشتر است، سرعت کسب مقاومت آن بالاست، تخلخل و نفوذپذیری کمتری دارد و در برابر حملات شیمیایی مقاوم است [21-26]. همچنین بتن‌های قلیا فعال نسبت به بتن با سیمان پرتلندی در برابر آتش مقاومت بیشتری دارند [27].

جوزف داویدویتس [28] چنین اظهار داشت که یک محلول قلیایی می‌تواند با سیلیسیم موجود در یک ماده با منشأ طبیعی (آلومینا سیلیکات‌ها) واکنش دهد و یک ماده چسباننده تولید کند. از لحاظ تئوری، هر ماده‌ای که دارای ترکیبات سیلیسیم و آلومینیوم باشد می‌تواند قلیا فعال شود. سدیم هیدروکسید، پتاسیم هیدروکسید، سدیم کربنات یا ترکیبی از سدیم - پتاسیم هیدروکسید با سدیم سیلیکات و پتاسیم سیلیکات رایج‌ترین فعال‌کننده‌های مورد استفاده می‌باشند. ترکیبی از سدیم هیدروکسید با سدیم سیلیکات مؤثرترین محلول قلیایی مورد استفاده است که بهترین ترکیب را برای رسیدن به مقاومت بالا فراهم می‌کند [29]. Balcikanli و Ozbay تأثیر دمای عمل‌آوری، زمان عمل‌آوری، غلظت سدیم و مدول سیلیکات را بر مقاومت فشاری، نفوذ یون کلر و نفوذ اکسیژن بتن قلیا فعال سرباره‌ای مورد بررسی و مقادیر بهینه را ارائه دادند و در تمام طرح اختلاط‌ها نسبت محلول قلیایی به سرباره را برابر ۰/۵۳ در نظر گرفتند [30]. شجاعی و همکاران تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره را بر خصوصیات مکانیکی بتن قلیا فعال سرباره‌ای بررسی نمودند و مقدار ۰/۵ را به عنوان مقدار بهینه معرفی کردند [10]. تولید صنعتی سیمان سربارهٔ قلیا فعال (AAS) از اوکراین و در سال‌های ۱۹۶۴-۱۹۶۰ آغاز شد. در دههٔ ۱۹۶۰ میلادی، چندین ساختمان آپارتمانی و سازه‌های دیگر با به‌کارگیری سیمان‌های قلیا فعال سرباره‌ای در اوکراین ساخته شد که با وجود آب و هوای نامناسب آن

جدول ۱ نتیجه آنالیز شیمیایی (XRF) سرباره کوره بلند ذوب آهن اصفهان

ترکیبات	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
درصد	۳۵/۸۵	۱۳/۳۹	۱/۰۶	۳۷/۷۱	۹/۱	۲/۵۲	۰/۵۸	۰/۴۸

جدول ۲ مشخصات شیمیایی محلول سیلیکات سدیم

ترکیب شیمیایی	درصد وزنی
SiO ₂	٪۳۶/۵
Na ₂ O	٪۱۵/۵
H ₂ O	٪۴۸

جدول ۳ مشخصات شن مصرفی

جنس	حداکثر قطر سنگدانه‌ها	درصد جذب آب	چگالی نسبی در حالت خشک	چگالی در حالت خشک (kg/m ³)	چگالی ظاهری (kg/m ³)
آهکی	۱۲/۵ mm	۰/۸۴	۲/۶۹	۲۶۸۳/۷	۱۷۴۸/۵

نمونه‌ها از قالب خارج می‌شوند و تا زمان آزمایش در حوضچه آب قرار می‌گیرند. درصد مصالح به‌کاررفته در طرح اختلاط‌های مختلف در جدول (۴) آمده است. در تمام طرح‌ها نسبت آب به مصالح جامد ۰/۴۸، غلظت محلول هیدروکسید سدیم ۴ مولار و همچنین نسبت هیدروکسید سدیم به سیلیکات سدیم ۳ در نظر گرفته شده است. همچنین یک طرح بتن معمولی با سیمان پرتلند ۴۲۵-۱ به‌عنوان طرح کنترل استفاده شده است.

جدول ۴ درصد مصالح به‌کاررفته در طرح اختلاط‌ها

شماره طرح	شن (kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	سرباره (kg/m ³)	نسبت محلول قلیایی به پوزولان
۱	۸۱۰	۹۹۰	۴۲۸/۵۷۱	۰/۴
۲	۸۱۰	۹۹۰	۴۱۳/۷۹۳	۰/۴۵
۳	۸۱۰	۹۹۰	۴۰۰	۰/۵
۴	۸۱۰	۹۹۰	۳۸۷/۰۹۷	۰/۵۵

در انجام این تحقیق سنگ‌دانه‌های آهکی که از معادن اطراف اصفهان تهیه شده است، مورد استفاده قرار گرفت. مدول نرمی ماسه مصرفی ۳/۰۵ بود که در محدوده مجاز استاندارد ASTM C33 [32] قرار داشت. در جدول (۳) مشخصات شن مصرفی در این تحقیق که با آزمایش طبق استاندارد ASTM C127 [33] به‌دست‌آمده ذکر شده است.

طرح اختلاط و ساخت نمونه‌ها. در این تحقیق برای

ساخت نمونه‌ها، از قالب‌های مکعبی ۱۰۰×۱۰۰×۱۰۰ میلی‌متر، قالب‌های استوانه‌ای ۱۰۰×۲۰۰ میلی‌متر و همچنین از قالب‌های مکعبی ۱۲۰×۲۰۰×۲۰۰ میلی‌متر استفاده شد (قالب‌ها در دو لایه ریخته می‌شوند و هر لایه به‌مدت حدود ۱۰ ثانیه ویبره می‌شود). قالب‌های پر شده را به‌مدت ۲۴ ساعت در شرایط معمولی آزمایشگاه (دمای ۲۳±۲ درجه سانتی‌گراد) نگهداری می‌کنند و سپس

نحوه انجام و نتایج آزمایش‌ها

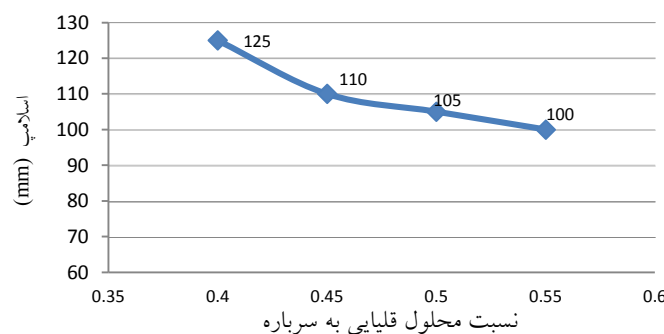
اسلامپ. آزمایش اسلامپ طبق استاندارد ASTM C143 [34] انجام شد. به منظور بررسی تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر اسلامپ، نمودار نتایج آزمایش اسلامپ برحسب نسبت محلول قلیایی به سرباره رسم و در شکل (۱) نشان داده شده است.

همان‌طور که در نمودار شکل (۱) مشخص است، با افزایش نسبت محلول قلیایی به سرباره، اسلامپ کاهش می‌یابد. به طوری که افزایش این نسبت از ۰/۴ به ۰/۴۵ باعث کاهش ۱۵ میلی‌متری اسلامپ و از ۰/۴۵ به ۰/۵ از ۰/۵ به ۰/۵۵ باعث کاهش ۵ میلی‌متری اسلامپ می‌شود. بنابراین چنین می‌توان استدلال کرد که در یک نسبت آب به مواد جامد ثابت (در اینجا ۰/۴۸) با افزایش مقدار محلول قلیایی، غلظت محلول قلیایی در مخلوط بالاتر می‌شود و میزان شدت واکنش‌های شیمیایی بین سرباره و محلول بیشتر می‌گردد، که کاهش اسلامپ را در پی خواهد داشت. همچنین از آنجایی که درصد زیادی از محلول قلیایی را آب تشکیل می‌دهد، با افزایش نسبت محلول قلیایی به سرباره کاهش نرخ اسلامپ بعد از ۰/۴۵ مشاهده می‌شود.

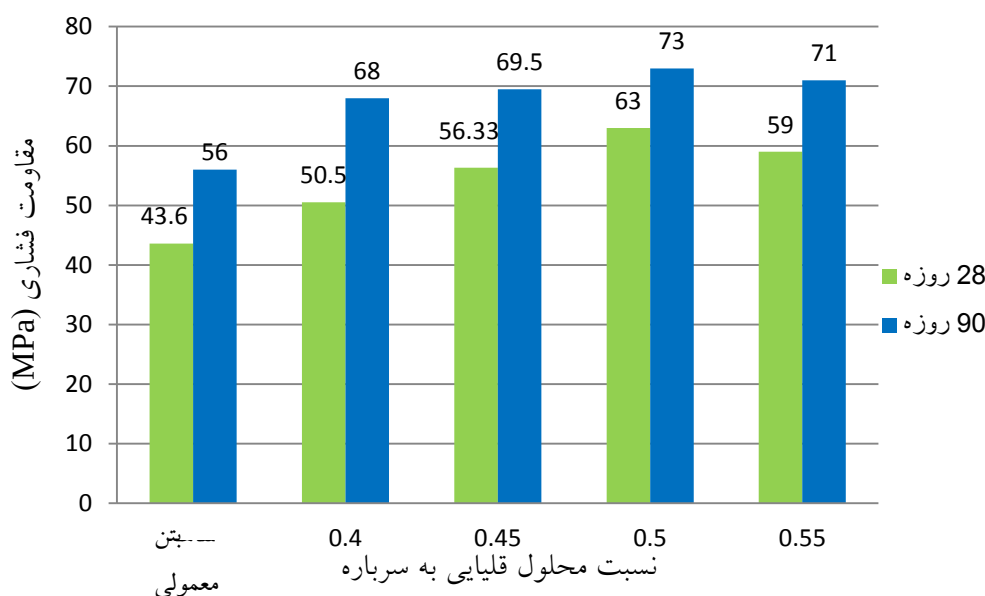
مقاومت فشاری

در این تحقیق، مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی مکعبی در سنین ۲۸ و ۹۰ روز طبق استاندارد BS EN 12390-3 [35] اندازه‌گیری شده است. به منظور بررسی تأثیر نسبت

محلول قلیایی به سرباره بر مقاومت فشاری، نمودار تغییرات مقاومت فشاری ۲۸ و ۹۰ روز در شکل (۲) ترسیم شده است. همچنین از نمونه بتن معمولی (بتن با سیمان پرتلند معمولی با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۴۳/۶ مگاپاسکال) به عنوان طرح کنترل استفاده شده است. قابل ذکر است که در هر سن و برای هر طرح سه نمونه مورد آزمایش قرار گرفت و اعداد ذکر شده در نمودار، میانگین مقاومت فشاری سه نمونه را در هر سن نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۲) ملاحظه می‌شود، با افزایش نسبت محلول قلیایی به سرباره تا مقدار ۰/۵ مقاومت فشاری افزایش و پس از آن کاهش می‌یابد. این عملکرد را می‌توان چنین استدلال کرد که سرباره برای فعال شدن به میزان کافی از محلول قلیایی نیاز دارد و مقادیر کمتر منجر به عدم فعال شدن قسمتی از سرباره می‌شود؛ بنابراین با افزایش مقدار محلول قلیایی، مقدار آب اضافی کمتری به مخلوط اضافه می‌شود؛ در نتیجه غلظت محلول قلیایی در مخلوط بالاتر می‌شود و واکنش‌های شیمیایی بین سرباره و محلول بهتر انجام می‌شوند و مقاومت بیشتری حاصل می‌گردد؛ اما از آنجایی که درصد زیادی از این محلول قلیایی را آب تشکیل می‌دهد (۴۸ درصد وزنی محلول سیلیکات سدیم و حدود ۸۵ درصد وزنی محلول هیدروکسید سدیم را آب تشکیل داده است) مقدار مازاد بر مصرف سرباره، باعث افزایش حفرات موئینه خواهد شد و در نتیجه، کاهش مقاومت فشاری را در پی خواهد داشت.



شکل ۱ تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر اسلامپ



شکل ۲ تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر مقاومت فشاری

کوتاه مدت یا نیم ساعته به دست می آید. این آزمایش کیفیت سطحی بتن مورد نظر را به دست می دهد. در آیین نامه پایایی بتن در حاشیه خلیج فارس و دریای عمان، معیارهایی برای شرایط مختلف محیطی حاکم با روش BS 1881 part 122 در نظر گرفته شده که در جدول (۵) ارائه شده است [۳۷].

$$A = [(B-C)/C] \quad (1)$$

در رابطه فوق، A درصد جذب آب؛ B جرم نمونه بعد از غوطه وری ۰/۵ ساعته با سطح خشک شده در هوا بر حسب گرم؛ C جرم نمونه خشک شده در اون بعد از سرد شدن نمونه در هوای خشک (دمای ۲۰°C تا ۲۵) بر حسب گرم می باشد.

جدول ۵ مقادیر مجاز درصد جذب آب کوتاه مدت در شرایط مختلف محیطی [۳۷]

درصد جذب آب (%)	شرایط محیطی
حداکثر ۴	A
حداکثر ۳	C و B
حداکثر ۲	F و E, D

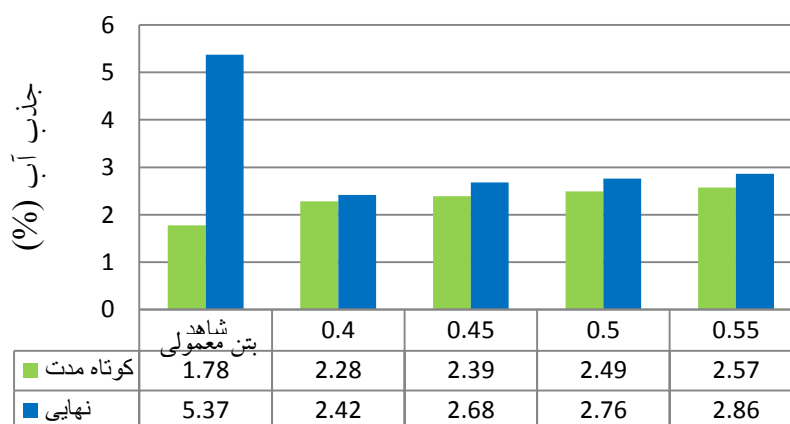
همچنین باتوجه به شکل (۲) اگر مقاومت فشاری ۲۸ و ۹۰ روز بتن قلیافعال با بتن معمولی مقایسه شود ملاحظه می شود که مقاومت فشاری بتن قلیافعال در هر دو سن نسبت به بتن معمولی بیشتر است. به طور مثال، مقاومت فشاری ۲۸ روز بتن قلیافعال با نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۵ برابر ۶۳ MPa و در بتن معمولی ۴۳/۶ MPa می باشد (حدود ۱/۴۴ برابر بتن معمولی) و مقاومت فشاری ۹۰ روز آن برابر ۷۳ MPa و در بتن معمولی ۵۶ می باشد (حدود ۱/۳ برابر بتن معمولی)؛ همچنین از روی این نتایج می توان فهمید که بتن های قلیافعال زودتر از بتن معمولی به مقاومت نهایی می رسند.

آزمایش جذب آب اولیه و نهایی. در این بخش نتایج حاصل از آزمایش جذب آب کوتاه مدت که طبق استاندارد BS 1881: part 122 و جذب آب نهایی که مطابق با استاندارد ASTM C642 [36] به دست آمده اند مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرند. در آزمایش جذب آب کوتاه مدت طبق استاندارد ابتدا نمونه را در اون کاملاً خشک می کنند و سپس به مدت نیم ساعت در آب غرقاب می شود و طبق رابطه (۱) درصد جذب آب

محلول قلیایی به سرباره ۰/۴۵ برابر ۲/۳۹٪ و در بتن معمولی ۱/۷۸٪ می‌باشد (حدود ۱/۳۴ برابر بتن معمولی) ولی درصد جذب آب نهایی آن برابر ۲/۶۸٪ و در بتن معمولی ۵/۳۷٪ می‌باشد (حدود ۰/۵ برابر بتن معمولی)؛ همچنین یکی از خصوصیات مهم بتن‌های قلیافعال این است که بین جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی اختلاف زیادی وجود ندارد. به‌عنوان مثال، اگر بتن با نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۴۵ در نظر گرفته شود، درصد جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی به‌ترتیب برابر ۲/۳۹٪ و ۲/۶۸٪ است که اختلاف آنها ۰/۲۹٪ می‌باشد؛ یعنی جذب آب نهایی حدود ۱/۱۲ برابر جذب آب کوتاه‌مدت است؛ ولی در بتن معمولی این اختلاف ۳/۵۹٪ می‌باشد؛ یعنی جذب آب نهایی حدود ۳ برابر جذب آب کوتاه‌مدت است. همچنین قابل ذکر است که مقادیر جذب آب کوتاه‌مدت برای تمامی نسبت‌های محلول قلیایی به سرباره با توجه به جدول (۵) برای شرایط محیطی C مناسب است که طبق آیین‌نامه ملی پایایی بتن در محیط خلیج فارس و دریای عمان شرایط محیطی C این‌گونه تعریف می‌شود: «قسمت‌هایی از سازه که در تماس با خاک است و بالای ناحیه مویینگی خاک واقع شده است (به‌علت فشار کم آب یا وجود سیستم زهکشی، خطر نفوذ شدید آب از سطح به داخل بتن وجود ندارد) و یا قسمت‌هایی که دائماً در زیر آب دریا واقع‌اند».

در جدول (۵) شرایط محیطی از A به F بحرانی‌تر می‌شود. در آزمایش جذب آب نهایی طبق استاندارد ابتدا نمونه را کاملاً خشک می‌کنیم، سپس تا رسیدن به وزن ثابت نمونه را غرقاب می‌کنیم و طبق رابطه (۱)، درصد جذب آب نهایی به‌دست می‌آید. البته در رابطه (۱)، B نشان‌دهنده جرم نمونه در حالت اشباع با سطح خشک می‌باشد. قابل ذکر است که از هر طرح سه نمونه و پس از ۲۸ روز مورد آزمایش قرار گرفت و مقدار میانگین آنها به‌عنوان نتیجه نهایی ثبت شد. نتایج جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی در شکل (۳) ارائه شده است.

باتوجه به شکل (۳) ملاحظه می‌شود که با افزایش نسبت محلول قلیایی به سرباره میزان جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی افزایش یافته است ولی این افزایش جذب آب بسیار ناچیز است؛ دلیل این افزایش جذب آب می‌تواند این باشد که با افزایش این نسبت، مقدار محلولی که به مخلوط اضافه می‌گردد، بیشتر می‌شود که باعث افزایش حفرات مویینه در بتن و در نتیجه افزایش جذب آب خواهد شد. همچنین اگر جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی بتن قلیافعال با بتن معمولی مقایسه شود ملاحظه می‌شود که جذب آب کوتاه‌مدت بتن قلیافعال نسبت به بتن معمولی بیشتر است در حالی که جذب آب نهایی بتن قلیافعال بسیار کمتر از بتن معمولی می‌باشد. به‌طور مثال درصد جذب آب کوتاه‌مدت بتن قلیافعال با نسبت



شکل ۳ تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی

آزمایش نفوذ یون کلر به روش RCPT از آنجاکه

در محیط‌های دریایی نفوذ یون کلرید به داخل بتن و خرابی ناشی از خوردگی میلگرد به عنوان مهم‌ترین عامل مخرب در سازه‌های بتن مسلح شناخته می‌شود تعیین میزان نفوذ یون کلرید از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد؛ بنابراین در این بخش نتایج حاصل از آزمایش نفوذ تسریع‌یافته یون کلرید مطابق با استاندارد ASTM C1202 [38] (به عنوان یکی از روش‌های کنترل کیفی برای تعیین نفوذ یون کلر) برحسب میزان بار الکتریکی عبور کرده مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. مقادیر بار الکتریکی عبوری در واقع سطح زیر منحنی میزان شدت جریان عبوری برحسب زمان برای نمونه می‌باشد. هرچه قدر میزان بار الکتریکی عبوری از نمونه کمتر باشد معرف این است که بتن در برابر نفوذ یون کلرید مقاوم‌تر می‌باشد. طبقه‌بندی بتن‌ها را می‌توان طبق ASTM C1202 به صورت جدول (۶) دانست [38].

در این تحقیق آزمایش نفوذ یون کلر طبق استاندارد ASTM C1202 انجام شده است (نمونه‌ها در سن ۲۸ روز و ۹۰ روز قرار داشتند). برای افزایش دقت کار سیکل زمانی آزمایش از ۳۰ دقیقه به ۲۰ دقیقه کاهش داده شد؛ به طوری که در مدت زمان ۶ ساعت برای هر نمونه مجموعاً ۱۹ داده ثبت شد. از هر طرح ۳ نمونه مورد آزمایش قرار گرفت و میانگین سه نمونه به عنوان نتیجه نهایی ثبت گردید. با استفاده از رابطه (۲) میزان جریان عبوری برحسب کولمب محاسبه می‌شود. شکل (۴) مراحل انجام آزمایش نفوذ تسریع‌یافته یون کلرید (RCPT) واقع در آزمایشگاه مصالح دانشکده عمران دانشگاه صنعتی اصفهان را نشان می‌دهد. در شکل (۵) نتایج نهایی تست RCPT ذکر شده است.

$$Q = 600 (I_0 + I_{20} + I_{40} + \dots + I_{320} + I_{340} + I_{360}) \quad (2)$$

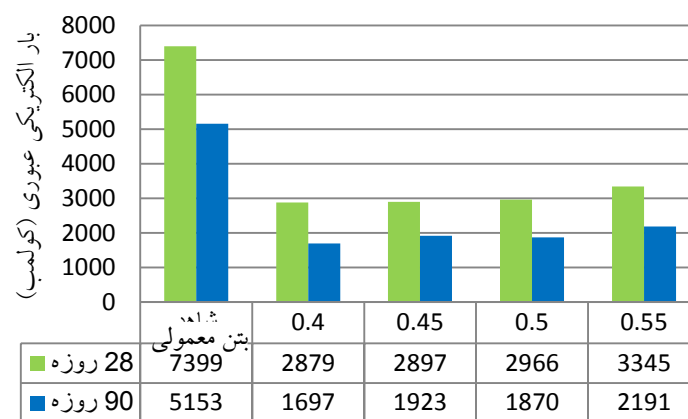
که در آن Q میزان جریان عبوری برحسب کولمب؛ I_0 جریان (آمپر) بلافاصله پس از اعمال ولتاژ اولیه؛ I_t جریان (آمپر) که در t دقیقه پس از اعمال ولتاژ خوانده می‌شود.

جدول ۶ نفوذپذیری در برابر یون کلرید براساس میزان جریان عبوری [38]

نفوذپذیری در برابر یون کلر	زیاد	متوسط	کم	خیلی کم	ناچیز
میزان جریان عبوری (کولمب)	$4000 <$	$2000 \text{ تا } 4000$	$1000 \text{ تا } 2000$	$100 \text{ تا } 1000$	$100 >$



شکل ۴ مراحل انجام آزمایش نفوذ تسریع‌یافته یون کلرید: (۱) برش نمونه استوانه‌ای به ارتفاع ۵ سانتی‌متر، (۲) عایق کردن نمونه با رزین، (۳) قرارگیری نمونه‌ها در محفظه خلا، (۴) ثبت بار الکتریکی عبوری از نمونه توسط دستگاه عبور جریان



شکل ۵ تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر بار الکتریکی عبوری

الکتریکی عبوری ۲۸ روز بتن قلیافعال با نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۴ برابر ۲۸۷۹ کولمب و در بتن معمولی ۷۳۹۹ کولمب (حدود ۲/۶ برابر بتن قلیافعال) و در سن ۹۰ روز برای بتن قلیافعال برابر ۱۶۹۷ کولمب و در بتن معمولی ۵۱۵۳ کولمب (حدود ۳ برابر بتن قلیافعال) می‌باشد؛ بنابراین از روی این نتایج می‌توان فهمید که بتن‌های قلیافعال سرباره‌ای در مقایسه با بتن معمولی عملکرد بسیار مناسب‌تری در برابر نفوذ یون کلر از خود نشان می‌دهند. با افزایش نسبت محلول قلیایی به سرباره مقدار بار الکتریکی عبوری در هر دو سن ۲۸ و ۹۰ روز افزایش می‌یابد.

آزمایش نفوذناپذیری آب. ازجمله عواملی که می‌تواند منجر به خوردگی بتن و آرماتورهای فولادی شود و نیز در سرمای شدید موجب ترک‌خوردن بتن گردد، نفوذ آب به داخل بتن می‌باشد؛ بنابراین نفوذ آب در بتن نقش مهمی را در سازه‌های بتنی ایفا می‌کند. در این بخش نتایج میزان عمق آب نفوذی، توسط آزمایش نفوذناپذیری در برابر آب و با استفاده از دستگاه نشان داده شده در شکل (۶)، مطابق با روش استاندارد EN 12390-8 [39] در سن ۲۸ روز به دست می‌آید و مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد. در این روش، نمونه بتنی ۷۲ ساعت از سطح زیرین تحت فشار ۵ بار قرار می‌گیرد و سپس نمونه از وسط به دو نیم می‌شود و حداکثر عمق نفوذ آب طبق شکل (۷) به دست می‌آید.

همان‌طور که در نمودار شکل (۵) ملاحظه می‌شود، با افزایش نسبت محلول قلیایی به سرباره مقدار بار الکتریکی عبوری در هر دو سن ۲۸ و ۹۰ روز افزایش می‌یابد. درواقع با افزایش این مقدار مقاومت در برابر نفوذ یون کلر کاهش خواهد یافت. این عملکرد را می‌توان چنین استدلال کرد که با افزایش این نسبت باتوجه به نتایج آزمایش اسلامپ مقدار کارایی بتن کاهش می‌یابد و در نتیجه باعث ایجاد حفرات در ماتریس بتن می‌گردد که با کاهش مقاومت در برابر نفوذ تسریع شده یون کلر همراه است؛ همچنین دلیل دیگر دخیل در این امر می‌تواند پایین بودن درصد خلوص NaOH مصرفی در این تحقیق باشد زیرا تست RCPT علاوه بر یون کلر به یون‌های دیگری هم حساس است که با افزایش میزان محلول قلیایی، یون‌های ناخالص موجود در محلول هم افزایش پیدا می‌کنند و همین امر باعث افزایش میزان بار الکتریکی عبوری خواهد شد. باتوجه به نتایج تست RCPT و طبق جدول (۶) همه طرح‌های بتن قلیافعال سرباره‌ای در محدوده متوسط قرار دارند و طبق آیین‌نامه ملی پایایی بتن در محیط خلیج فارس و دریای عمان طرح‌های با نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۴ تا ۰/۵ در شرایط محیطی C قرار دارند. همچنین اگر مقدار بار الکتریکی عبوری بتن قلیافعال در سن ۲۸ و ۹۰ روز با بتن معمولی مقایسه شود ملاحظه می‌شود که مقاومت در برابر نفوذ تسریع شده یون کلر بتن قلیافعال در هر دو سن نسبت به بتن معمولی بیشتر است. به‌طور مثال مقدار بار

شود و اگر هم مقدار محلول قلیایی بیشتر از مقدار بهینه استفاده شود باعث کاهش کارایی و در نتیجه ایجاد خلل و فرج در بتن می‌گردد و باز هم میزان نفوذپذیری در برابر آب را افزایش می‌دهد. طبق آیین‌نامه ملی پایایی بتن در محیط خلیج فارس و دریای عمان، مقدار عمق نفوذ آب برای بتن قلیافعال سرباره‌ای با نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۴۵ و ۰/۵، برای شرایط محیطی C مناسب است که این شرایط محیطی جزو مناطق با طبقه‌بندی شدید قرار می‌گیرد. همچنین اگر مقایسه‌ای بین بتن قلیافعال و بتن معمولی انجام شود ملاحظه می‌شود که در تمام نسبت‌های محلول قلیایی به سرباره عمق نفوذ آب در بتن قلیافعال از بتن معمولی کمتر است. مثلاً در بتن قلیافعال با نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۴۵ عمق نفوذ برابر mm ۲۶/۵۶ و در بتن معمولی برابر mm ۴۳/۳۷ می‌باشد؛ یعنی عمق نفوذ آب در بتن معمولی حدود ۱/۶۳ برابر بتن قلیافعال سرباره‌ای می‌باشد.

بنابراین به منظور بررسی تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر عمق نفوذ آب، نمودار تغییرات عمق نفوذ آب در شکل (۸) ترسیم شده است. همچنین از نمونه بتن معمولی برای مقایسه با بتن قلیافعال سرباره‌ای استفاده شده است.

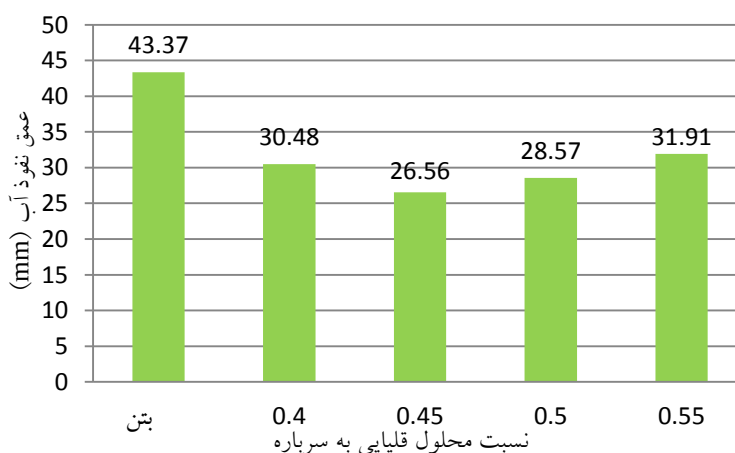
باتوجه به نمودار شکل (۸) ملاحظه می‌شود که کمترین عمق نفوذ آب در نسبت محلول قلیایی به سرباره برابر ۰/۴۵ اتفاق می‌افتد که مقدار آن برابر ۲۶/۵۶ میلی‌متر خواهد بود و اگر این نسبت از ۰/۴۵ کمتر یا بیشتر شود عمق نفوذ به تدریج افزایش می‌یابد که با کاهش این نسبت به ۰/۴ و با افزایش آن تا ۰/۵۵ عمق نفوذ آب به ترتیب حدود ۳/۹ و ۵/۴ میلی‌متر افزایش می‌یابد. این موضوع ممکن است به این علت اتفاق بیفتد که سرباره برای انجام واکنش‌های شیمیایی به مقدار بهینه‌ای از محلول قلیایی نیاز دارد که کمتر از این مقدار بهینه باعث می‌شود کل سرباره وارد واکنش نشود و باعث نفوذپذیری بیشتر



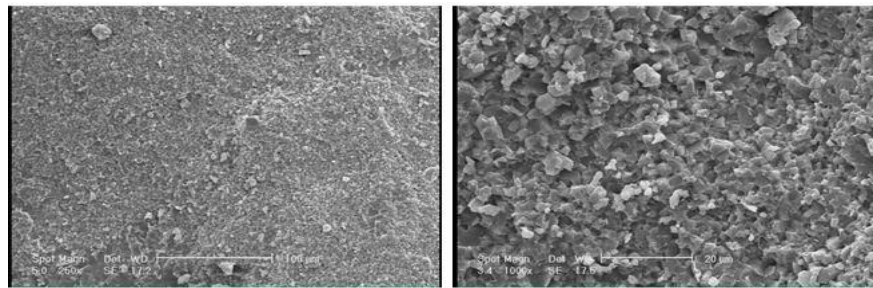
شکل ۷ نحوه اندازه‌گیری عمق نفوذ آب



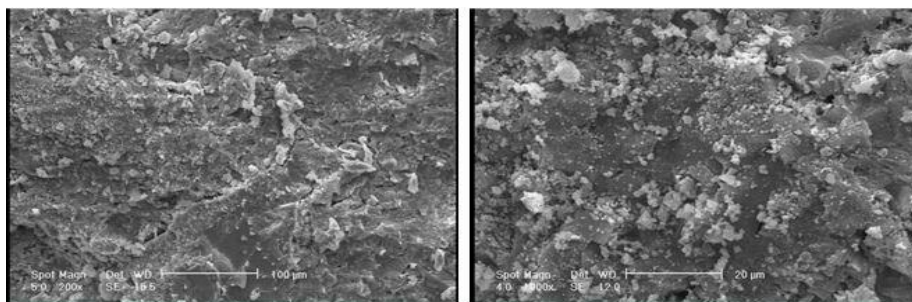
شکل ۶ دستگاه تست نفوذناپذیری آب طبق استاندارد EN 12390-8



شکل ۸ تأثیر نسبت محلول قلیایی به سرباره بر عمق نفوذ آب



شکل ۹ تصویر میکروسکوپ الکترونی از نمونه بتن قلیافعال سرباره‌ای



شکل ۱۰ تصویر میکروسکوپ الکترونی از نمونه بتن سیمان پرتلندی

نتیجه‌گیری

در این تحقیق اثر نسبت محلول قلیایی به سرباره در مقادیر مختلف بر نفوذپذیری بتن قلیافعال سرباره‌ای مورد آزمایش و بررسی قرار گرفت. آزمایش‌هایی که بر تمام طرح‌های AASC و OPCC انجام شد شامل اسلامپ، مقاومت فشاری، جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی، نفوذ تسریع‌یافته یون کلر (RCPT) و آزمایش نفوذناپذیری آب بود.

اهم نتایج به‌دست آمده به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- با توجه به نتایج به‌دست آمده در این تحقیق، نسبت محلول قلیایی به سرباره می‌تواند به‌عنوان یکی از پارامترهای تأثیرگذار در عملکرد بتن قلیافعال سرباره‌ای تلقی شود.
- ۲- در بتن قلیافعال سرباره‌ای، اختلاف بین درصد جذب آب کوتاه‌مدت و نهایی بسیار اندک است که این

تست SEM. به‌منظور مقایسه ساختار میکروسکوپی نمونه‌های بتن قلیافعال سرباره‌ای با نمونه‌های ساخته‌شده از سیمان پرتلندی، تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) از هر دو بتن تهیه شد که در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است.

شکل (۹) تصاویر SEM از نمونه بتن قلیافعال سرباره‌ای با نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۴۵ و شکل (۱۰) تصاویر SEM از نمونه بتن با سیمان پرتلندی را نشان می‌دهد. با مقایسه دو شکل (۹) و (۱۰) مشاهده می‌شود که نمونه AASC ساختار منظم‌تری نسبت به نمونه OPCC دارد و می‌تواند از دلایل بهتر بودن دوام بتن‌های قلیافعال سرباره‌ای نسبت به سیمان پرتلندی باشد. همچنین از نکات قابل توجه تصاویر و مقایسه آنها با هم ساختار کریستاله‌ای‌تر بودن بتن‌های AAS نسبت به OPC است.

- خصوصیت می تواند یکی دیگر از نقاط قوت این بتن محسوب گردد.
- ۳- بتن قلیافعال سرباره ای در مقایسه با بتن معمولی در تمام آزمایش های انجام شده به جز آزمایش جذب آب کوتاه مدت، نتایج بسیار بهتری از خود نشان داده است.
- ۴- باتوجه به نتایج به دست آمده از آزمایش های انجام شده و طبق استانداردها و آیین نامه ها می توان نسبت محلول قلیایی به سرباره ۰/۴۵ و ۰/۵ را به عنوان مقدار بهینه در ساخت بتن قلیافعال سرباره ای معرفی نمود.
- ۵- برقراری ارتباط کیفی و کلی بین مقاومت فشاری و عمق نفوذ آب. در صورتی مقاومت فشاری افزایش/کاهش یابد، نفوذپذیری این نوع بتن کاهش/افزایش خواهد داشت.
- ۶- بتن های قلیافعال سرباره ای نسبت به سیمان پرتلندی ساختار منظم تر و کریستاله ای تری دارند.

مراجع

- Behfarnia, K., Behravan, A., "Application of High Performance Polypropylene Fibers in Concrete Lining of Water Tunnels", *Materials & Design*, Vol. 55, pp. 274-279, (2014).
- Malhotra, V.M. And Mehta, P.K., "High-performance, High-volume Fly Ash Concrete: Materials, Mixture, Proportioning, Properties, Construction Practice, and Case Histories", Ottawa, Canada, Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development Inc, (2005).
- Rangan, B.V. And Hardjito, D., "Development and Properties of Low Calcium Fly Ash Based Geopolymer Concrete", Research report GC-1, Faculty of Engineering, Curtins University of Technology, Perth, Australia, (2005).
- Palomo, A., Fernández-Jiménez, A., López Hombrados, C. and Lleyda, J.L., "Railway Sleepers Made of Alkali Activated Fly Ash Concrete", *Revista Ingeniería*, Vol. 22, pp. 75-80, (2007).
- Gartner, E., "Industrially Interesting Approaches to Low CO₂ Cements", *Cem. Concr. Res.*, Vol. 34, pp. 1489-1498, (2004).
- Davidovits, J., "Global Warming Impact on the Cement and Aggregate Industries", *World Resour. Rev.*, Vol. 6, pp. 263-278, (1994).
- Junaid, M.T., Khennane, A., Kayali, O., Sadaoui, A., Picard, D., Fafard, M., "Aspects of the Deformational Behaviour of Alkali Activated Fly Ash Concrete at Elevated Temperatures", *Cement and Concrete research*, Vol. 60, pp. 24-29, (2014).
- Delatte, J.A.F.G., "From Ancient Concrete to Geopolymers", *Arts Metiers Mag.*, Pp. 8-16, (1993).
- Juenger, M., Winnefeld, F., Provis, J. and Ideker, J., "Advances in Alternative Cementitious Binders", *Cement and concrete research*, Vol. 41, pp. 1232-1243, (2011).
- Shojaei, M., Behfarnia, K. and Mohebi, R., "Application of Alkali-activated Slag Concrete in Railway Sleepers", *Materials & Design*, Vol. 69, pp. 89-95, (2015).
- Mohebi, R., Behfarnia, K. and Shojaei, M., "Abrasion Resistance of Alkali-activated Slag Concrete Designed by Taguchi Method", *Construction and Building Materials*, Vol. 98, pp. 792-798, (2015).

۱۲. احمدی. سارا، نورانیان. حسین، «سیمان سرباره‌ای قلیافعال»، فصلنامهٔ سرامیک ایران، ش. ۱۹ و ۲۲، پاییز و زمستان (۱۳۸۸).
13. Shi, Z., Shi, C., Zhao, R. and Wan, S., "Comparison of Alkali-silica Reactions in Alkali-activated Slag and Portland Cement Mortars", *Materials and Structures*, Vol. 48, pp. 743-751, (2015).
14. Rashad, A.M., Zeedan, S.R. and Hassan, A.A., "Influence of the Activator Concentration of Sodium Silicate on the Thermal Properties of Alkali-activated Slag Pastes", *Construction and Building Materials*, Vol. 102, pp. 811-820, (2016).
15. Rashad, A.M., Sadek, D.M. and Hassan, H.A., "An Investigation on Blast-furnace Slag as Fine Aggregate in Alkali-activated Slag Mortars Subjected to Elevated Temperatures", *Journal of Cleaner Production*, Vol. 112, pp. 1086-1096, (2016).
16. Türker, H.T., Balçikanlı, M., Durmuş, İ.H., Özbay, E. and Erdemir, M., "Microstructural Alteration of Alkali Activated Slag Mortars Depend on Exposed High Temperature Level", *Construction and Building Materials*, Vol. 104, pp. 169-180, (2016).
17. Turkmen, I., Maras, M.M., Karakoc, M.B., Demirboga, R. and Kantarci, F., "Fire Resistance of Geopolymer Concrete Produced from Ferrochrome Slag by Alkali Activation Method", *International Conference on Renewable Energy Research and Applications (ICRERA)*, pp. 58-63, (2013).
18. Karakoç, M.B., Türkmen, İ., Maraş, M.M., Kantarci, F., Demirboğa, R. and Toprak, M.U., "Mechanical Properties and Setting Time of Ferrochrome Slag based Geopolymer Paste and Mortar", *Construction and Building Materials*, Vol. 72, pp. 283-292, (2014).
19. Karakoç, M.B., Türkmen, İ., Maraş, M.M., Kantarci, F. and Demirboğa, R., "Sulfate Resistance of Ferrochrome Slag based Geopolymer Concrete", *Ceramics International*, Vol. 42, pp. 1254-1260, (2016).
۲۰. رمضانپور. علی اکبر، شاه نظری. محمدرضا، «تکنولوژی بتن»، انتشارات علم و صنعت ۱۱۰ و انتشارات پرهام، تهران، (۱۳۹۰).
21. . Chen, W., Brouwers, H.J.H., "The Hydration of Slag, Part 1: Reaction Models for Alkali-activated Slag", *Journal of materials science*, Vol. 42, pp. 428-443, (2007).
22. Bilim C., Karahan O., Atis C.D., Ilkentapar S., "Influence of Admixtures on the Properties of Alkali-activated Slag Mortars Subjected to Different Curing Conditions", *Materials & Design*, Vol. 44, pp. 540-547, (2013).
23. Bakharev, T., Sanjayan, J.G., Cheng, Y.B., "Resistance of Alkali-activated Slag Concrete to chloride attack", *Cement and Concrete research*, Vol. 33, pp. 1607-1611, (2003).
24. Bakharev, T., Sanjayan, J.G., Cheng, Y.B., "Sulphate Attack on Alkali-activated Slag Concrete", *Cement and Concrete research*, Vol. 32, pp. 211-216, (2002).
25. Puertas, F., Fernandez-Jimenez, A., "Mineralogical and Microstructural Characterization of Alkali-activated Fly Ash/Slag Pastes", *Cement and Concrete composites*, Vol. 25, pp. 287-292, (2003).
26. Roy, D.M., Jiang, W., Silsbee, M.R., "Chloride Diffusion in Ordinary, Blended, and Alkali-activated

- Cement Pastes and its Relation to Other Properties", *Cement and Concrete research*, Vol. 30, pp. 1879–1884, (2000).
27. Türkmen, İ., Karakoç, M.B., Kantarcı, F., Maraş, M.M. and Demirboğa, R., "Fire Resistance of Geopolymer Concrete Produced from Elazığ Ferrochrome Slag", *Fire and Materials*, (2016).
 28. Davidovits, J., "Geopolymers", *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, Vol. 37, pp. 1633-1656, (1991).
 29. Rashad, A.M., "A Comprehensive Overview about the Influence of Different Admixtures and Additives on the Properties of Alkali-activated Fly Ash", *Materials & Design*, Vol. 53, pp. 1005-1025, (2014).
 30. Balcikanli, M. and Ozbay, E., "Optimum Design of Alkali Activated Slag Concretes for the Low Oxygen/Chloride Ion Permeability and Thermal Conductivity", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 91, pp. 243-256, (2016).
 31. Xu, H., Provis, J.L., van Deventer, J.S. and Krivenko, P.V., "Characterization of Aged Slag Concretes", *ACI Materials Journal*, Vol. 105, pp. 131-139, (2008).
 32. ASTM C33., "Standard Specification for Concrete Aggregates", Annual Book of ASTM Standards, (2003).
 33. ASTM C127., "Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate", Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, (2003).
 34. ASTM C 143., "Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete", Annual Book of ASTM Standards, (2003).
 35. EN 12390-3., "Testing Hardened Concrete – Part 3: Compressive Strength of Test Specimens", (2002).
 36. ASTM C 642., "Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete", Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, (2003).
۳۷. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، «نشریه شماره ض-۴۲۸: آیین نامه ملی پایایی بتن در محیط خلیج فارس و دریای عمان»، چاپ اول، تهران، ایران، (۱۳۸۵).
38. ASTM C 1202., "Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration", Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, (2003).
 39. EN 12390-8., "Testing Hardened Concrete - Part 8: Depth of Penetration of Water Under Pressure", European Committee for Standardization, (2000).

رفتار خاک‌های مخلوط رس - ماسه تحت شرایط سه‌محوری زهکشی‌نشده*

(یادداشت پژوهشی)

حسین سلطانی جیغه^(۱)

چکیده مطالعات قبلی بر روی رفتار خاک‌های رس مخلوط با مصالح دانه‌ای نشان می‌دهد که در عمده آنها سطح تنش محصورکننده طوری بوده است که نمونه‌ها شبیه رس‌های عادی تحکیم‌یافته رفتار نموده‌اند و با افزایش درصد مصالح دانه‌ای مقاومت برشی و اضافه‌فشار آب حفره‌ای زیاد شده است. در برخی از تحقیقات نتایج متناقض نیز هستند و همچنین اثر اندازه دانه‌های مصالح درشت‌دانه واضح نمی‌باشد. برای شناخت جامع رفتار این خاک‌ها، آزمایش‌های سه‌محوری زهکشی‌نشده بر روی نمونه‌های رس و مخلوط رس-ماسه تحت محدوده گسترده‌ای از تنش‌های محصورکننده انجام شد. نتایج نشان داد رفتار این خاک‌ها به درصد ماسه موجود در مخلوط و اندازه آن بستگی دارد. با افزودن ۶۰٪ ماسه به رس مقاومت برشی افزایش دارد و نمونه‌های مخلوط حاوی ماسه ریز نسبت به مخلوط مشابه حاوی ماسه درشت مقاومت برشی کمتری دارند. همچنین بسته به اندازه و درصد ماسه، رفتار نمونه‌ها از نوع انقباضی به نوع اتساعی تغییر می‌یابد؛ به طوری که در تنش‌های محصورکننده پایین، با افزایش درصد ماسه از صفر تا ۶۰٪، رفتار نمونه‌ها از نوع انقباضی به کمی اتساعی و سپس در نمونه‌های حاوی ۶۰٪ ماسه به شدیدا اتساعی تغییر می‌کند. حال آن‌که، در تنش محصورکننده زیاد، به غیر از نمونه حاوی ۶۰٪ ماسه رفتار سایر نمونه‌ها کاملاً انقباضی است.

واژه‌های کلیدی مخلوط رس - ماسه، آزمایش سه‌محوری، بارگذاری زهکشی‌نشده، فشار آب حفره‌ای.

Behavior of Clay-Sand Mixtures under Undrained Triaxial Conditions

H. Soltani-Jigheh

Abstract Previous studies on the behavior of clayey soil mixed with granular materials shows that major researches has been done under low confining stress level so that they almost exhibit behavior similar to normally consolidated clayey soils and by increasing content of granular materials both of the shear strength and excess pore water have been raised. In some researches, the results are inconsistent and the effect of grain size of granular materials is not clear. To study the behavior of these soils comprehensively, a series of consolidated undrained triaxial tests carried out on the clay and clay – sand mixtures under a wide range of confining stresses. The results show that the behavior of these soils depends on sand content and grain size. Adding 60% sand to clay, the shear strength increases and the mixtures consist of fine sand has lower strength in comparison with those of including coarse sand. It also observed that dependent on content and size of sands, the behaviors of specimens change from contractive to dilative one. So that at low confining stresses, by an increase in sand content from 0% to 60%, the behavior of samples change from contractive to slight dilation and then it is observed heavily dilation at samples include 60% sand.

Key words Clay-Sand Mixtures, Triaxial Test, Undrained Loading, Pore Water Pressure.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۶/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۸/۲۴ می‌باشد

(۱) دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی، آذربایجان.

مقدمه

رس‌های مخلوط با مصالح دانه‌ای در هسته سدهای خاکی و سنگریزه‌ای استفاده می‌شوند و یا به‌طور طبیعی مهندسان ژئوتکنیک با آنها مواجه هستند. برای مثال، مصالح حاصل از زمین‌لغزش‌ها، یخرفت‌ها، خاک‌های رسوبی، جریان‌های آواری و... در طبیعت اغلب شامل مخلوط مصالح درشت‌دانه (شن و ماسه) و مصالح ریزدانه (رس و لای) می‌باشند [1-4]. همچنین مخلوط‌های ماسه با خاک رس دارای خمیری بالا به عنوان پوشش مدفن‌های بهداشتی استفاده می‌شوند [5, 6]. دانه‌بندی این خاک‌ها گسترده است و ساختار و بافت آنها به درصد ذرات رس و مصالح دانه‌ای وابسته است. مطالعات متعددی بر روی ویژگی‌های مختلف مخلوط‌های رس- ماسه در ادبیات فنی موجود است، لیکن از آنجایی که در این پژوهش هدف ارزیابی رفتار تنش- کرنش، مقاومت برشی، مدول تغییرشکل و فشار آب حفره‌ای خاک‌های رسی مخلوط می‌باشد فقط به تحقیقات انجام‌شده در این زمینه اشاره شده است.

هولتز و ویلارد با انجام آزمایش‌های سه‌محوری بر روی خاک مخلوط رس و شن نتیجه گرفتند که با زیاد شدن درصد شن، زاویه اصطکاک مخلوط زیاد می‌شود و چسبندگی آن کاهش پیدا می‌کند [7]. ناکاسه و همکاران و کامی و ناکاسه آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته همسان زهکشی‌نشده بر روی نمونه‌های مخلوط ماسه و رس انجام دادند و دریافتند که با افزایش مقدار ماسه فشار آب حفره‌ای بیشتری در مخلوط ایجاد می‌شود [8, 9]. نتایج آزمایش‌های سه‌محوری زهکشی‌نشده اومین و همکاران بر روی مخلوط‌های رس- ماسه (با مقدار ماسه متغیر از صفر تا ۸۰٪) نشان داد که مخلوط حاوی ۶۰٪ ماسه بیشترین مقاومت را دارد [10]. کیمورا و همکاران آزمایش‌های مشابهی بر روی نمونه‌های مخلوط ماسه و رس کاوازاکی انجام دادند [11].

بی‌اوغلو آزمایش‌های اذئومتری، برش مستقیم و سه‌محوری زهکشی‌نشده بر روی مخلوط‌های رس- ماسه انجام داده، و نشان داد که زاویه اصطکاک داخلی مؤثر مخلوط‌های رس- ماسه تاوقتی که مقدار ریزدانه

کمتر از ۵۰٪ باشد بین ۳۰ تا ۳۸ درجه می‌باشد. در مقدار ریزدانه بیشتر از ۵۰٪، زاویه اصطکاک داخلی به‌شدت کم می‌شود و تا ۱۰° نیز می‌رسد. در نتایج آزمایش‌های سه- محوری زهکشی‌نشده انجام‌شده توسط وی رابطه واضحی بین زاویه اصطکاک داخلی و درصد مصالح ریزدانه دیده نشد [12].

نتایج آزمایش‌های برش مستقیم بر روی مخلوط‌های ماسه اتاوا- رس کائولن توسط والزو و مابی نشان داد که مقاومت برشی مخلوط‌ها به مقدار ماسه بستگی دارد. وقتی مقدار ماسه از ۷۵٪ بیشتر است، مقاومت برشی مخلوط با مقاومت برشی ماسه خالص برابر است. در صورتی که مقدار ماسه کمتر از ۴۰٪ باشد، مقاومت برشی مخلوط با مقاومت برشی رس یکی می‌باشد. با افزایش مقدار ماسه از ۴۰٪ تا ۷۵٪، مقاومت برشی از مقاومت رس به مقدار متناظر ماسه خالص کاهش پیدا می‌کند. نامبردگان براساس نتایج تحقیقات دیگران گزارش کردند که در خاک‌های مخلوط با میزان مصالح دانه‌ای بین ۵۶٪ و ۷۶٪، مقاومت برشی مخلوط ترکیبی از مقاومت اصطکاکی مصالح دانه‌ای و مقاومت برشی رس می‌باشد. برای مخلوط‌های با مقادیر مصالح دانه‌ای کمتر از ۵۶٪ و بیشتر از ۷۶٪، مقاومت برشی مخلوط‌ها به ترتیب برابر با مقاومت برشی رس و مقاومت اصطکاکی مصالح دانه‌ای می‌باشد [2].

نتایج آزمایش‌های سه‌محوری زهکشی‌نشده جعفری و شفیعی بر روی نمونه‌های رس خالص، مخلوط رس- ماسه و رس- شن در تنش‌های محصورکننده مختلف نشان دادند که در تنش محصورکننده ثابت، با افزایش میزان مصالح دانه‌ای از ۰٪ به ۶۰٪، فشار آب حفره‌ای بیشتری ایجاد می‌شود و زاویه اصطکاک داخلی حدود ۱۰° بیشتر می‌شود. نتایج این مطالعات نشان داد که در تنش محصورکننده بالا، نرخ افزایش فشار آب حفره‌ای بیشتر است. نامبردگان نتیجه گرفتند که اندازه دانه‌ها تأثیر چندانی بر فشار آب حفره‌ای ندارد [13].

پراکاشا و چاندراسکاران مشاهده کردند که با زیاد شدن مقدار ماسه در رس‌های ماسه‌دار، مقاومت برشی زهکشی‌نشده کم و فشار آب حفره‌ای زیاد می‌شود

تک‌محوری با افزایش درصد ریزدانه زیاد می‌شود؛ لیکن نرخ افزایش مقاومت وقتی ریزدانه از ۵۵٪ به ۷۵٪ زیاد می‌شود چشم‌گیر است و در سایر بازه‌ها تدریجی است [20]. الکادی و همکاران با انجام آزمایش برش مستقیم نتیجه گرفتند که حداکثر مقاومت برشی در مقدار رس ۳۰٪ رخ می‌دهد و سه شکل رفتار تنش- کرنش برای مخلوط رس- ماسه مشاهده نمودند که به‌شدت به میزان رس، شرایط اولیه نمونه، تنش نرمال و رطوبت وابسته است [21].

یکی از عمده کاربردهای مصالح مخلوط در عمل در هسته سدهای خاکی برای کاهش امکان وقوع قوس‌زدگی با کم کردن اختلاف سختی‌های مصالح هسته و پوسته، و یا افزایش مقاومت هسته سدها و پوشش مدفن‌های بهداشتی می‌باشد. از طرف دیگر، نتایج برخی مطالعات نشان می‌دهند که با زیاد شدن درصد مصالح دانه‌ای در نمونه‌ها اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در آنها بیشتر می‌گردد [8-11, 13, 15] و این خود احتمال وقوع پدیده شکست هیدرولیکی را بیشتر می‌نماید که یکی از مخاطرات اصلی در هسته سدها می‌باشد. ضمناً در بعضی از تحقیقات کاهش در فشار آب حفره‌ای هم مشاهده شده است [14]. برخی از مطالعات این نوع خاک‌ها در درصد مصالح دانه‌ای بیشتر تغییر در نوع رفتار از خود نشان می‌دهند [17, 19, 21]. بنابراین، دیده می‌شود که اثر مصالح دانه‌ای بر مقاومت برشی، پارامترهای تغییرشکلی و فشار آب حفره‌ای رس‌های مخلوط با ماسه و شن کاملاً واضح نیست و اثر اندازه دانه‌ها بر رفتار آنها، به‌ویژه در تنش‌های محصورکننده پایین، مشخص نیست.

در نتیجه، باتوجه به اهمیت رفتار تنش- کرنش، مقاومت برشی و فشار آب حفره‌ای در طراحی سازه‌های خاکی متشکل از این نوع خاک‌ها و یا سازه‌های واقع بر روی آنها لازم است که رفتارشان دقیقاً مطالعه شود. هدف اصلی این تحقیق این است که آیا این مصالح واقعا در تمامی شرایط تنش‌ها رفتار مشابه دارند یا بسته به مقدار تنش محصورکننده و اندازه دانه‌ها نوع رفتار آنها تغییر می‌کند.

و در مقدار ماسه ۹۰٪ روند رفتار برعکس می‌گردد [14]. سلطانی و سروش با انجام آزمایش‌های سه‌محوری زهکشی‌نشده بر روی نمونه‌های رس، مخلوط رس- ماسه و رس- شن مشاهده کردند که مقاومت برشی و فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در نمونه‌ها، به درصد ماسه یا شن و اندازه آنها بستگی دارد؛ به‌طوری‌که با افزایش درصد مصالح دانه‌ای و کوچک‌تر شدن اندازه دانه‌ها فشار آب حفره‌ای بیشتری در مخلوط ایجاد می‌شود. همچنین نتایج این آزمایش‌ها نشان داد که مدول تغییرشکل سکانت نیز با افزایش درصد مصالح دانه‌ای افزایش پیدا می‌کند [۱۵]. مطالعه راه‌آذرو و همکاران نیز نشان داد که زاویه اصطکاک داخلی با افزایش خرده‌گرانیت در مخلوط زیاد می‌شود [4].

سلطانی و همکاران با انجام آزمایش‌های برش مستقیم دریافتند که افزودن مصالح دانه‌ای تا ۴۰٪ به رس تأثیری در بهبود مقاومت برشی ندارد و مقدار ۲۰٪ مصالح دانه‌ای باعث کاهش مقاومت برشی نیز می‌شود. افزودن ۶۰٪ ماسه به رس، مقاومت برشی را به‌شدت بهبود می‌بخشد و نرخ افزایش مقاومت در رس‌های با خمیری بالا زیاد می‌باشد [16].

پترز و برنی رفتار سه‌محوری مخلوط ماسه با خاک رس سیلت‌دار را بررسی نمودند و نتیجه گرفتند که وقتی مقدار ماسه از یک حد مرزی بیشتر باشد رفتار مخلوط از انقباضی به اتساعی تغییر می‌یابد [17].

پاکباز و سیادت‌ی مقدم اثر دانه‌بندی ماسه و درصد رس را بر روی مقاومت برشی مخلوط رس- ماسه بیش‌تحکیم‌یافته مطالعه نمودند [18]. نتایج نشان داد که در میزان رس حدود ۳۰٪ ویژگی‌های مقاومت برشی و تنش- کرنش نمونه‌ها به‌طور قابل‌ملاحظه تغییر می‌کند.

در بررسی رفتار سه‌محوری زهکشی‌نشده ماسه مخلوط با رس کائولینیت، با مقدار رس متغیر از ۰ تا ۱۰۰ درصد، تحت تنش محصورکننده ۱۵۰ kPa مشخص گردید که مرزی برای درصد رس وجود دارد که رفتار تنش- کرنش تغییر می‌کند و شیب خط گسیختگی نمونه‌ها نیز متفاوت می‌باشد [19].

یانگ و همکاران دریافتند که مقاومت فشاری

AC60، S1-AC40، S2-AC80، S2-AC60 و S2-AC40 نام‌گذاری گردیدند. در نام نمونه‌ها حرف اول نشانگر نوع ماسه (S1 و S2 برای ماسه)، حرف AC نشانگر رس و عدد بعد از حروف نشان‌دهنده درصد وزنی رس در نمونه می‌باشد. فهرست نمونه‌ها به همراه برخی از مشخصات آنها در جدول (۱) آمده است.

روش تهیه نمونه‌ها و انجام آزمایش‌ها

نمونه‌ها با رطوبت ۲٪ بیشتر از رطوبت بهینه و ۹۵٪ وزن مخصوص خشک حداکثر حاصل از آزمایش پروکتور استاندارد تهیه شدند [22]. قطر و ارتفاع نمونه‌ها به ترتیب ۳/۸ و ۷/۶ سانتی‌متر بود و در ۳ لایه تهیه شدند. برای ماندن درصد اختلاط مصالح و پخش یکنواخت رطوبت، مصالح هر لایه در کیسه‌های پلاستیکی مجزا تهیه و حدود ۲۴ ساعت بعد از آماده‌سازی ساخته شدند. سپس نمونه‌ها درون محفظه سه‌محوری قرار داده شدند و با عبور دادن آب مقطر از داخل نمونه و اعمال پس‌فشار نهایی (پس از رسیدن درصد اشباع (B) به حدود ۰/۹۷) اشباع شدند. در نهایت نمونه‌ها تحت تنش‌های محصورکننده (σ'_c) ۵۰ kPa، ۱۰۰ kPa و ۵۰۰ kPa تحکیم یافتند و در شرایط زهکشی‌نشده بارگذاری شدند [23].

جدول ۱ نام و مشخصات نمونه‌های آزمایش شده

ردیف	نام نمونه	ماسه (%)	رطوبت بهینه (%)	وزن مخصوص خشک حداکثر (kN/m^3)
۱	AC100	۰	۱۹/۵	۱۶/۵
۲	S1-AC80	۲۰	۱۵/۸	۱۷/۹
۳	S1-AC60	۴۰	۱۲/۷۵	۱۹/۴
۴	S1-AC40	۶۰	۱۲/۵	۲۰/۱
۵	S2-AC80	۲۰	۱۶/۵	۱۷/۵
۶	S2-AC60	۴۰	۱۵/۱	۱۸/۵
۷	S2-AC40	۶۰	۱۴/۹	۱۸/۹

برای این منظور، در این مقاله، رفتار نمونه‌های متراکم رس خالص و مخلوط رس- ماسه با انجام آزمایش‌های سه‌محوری فشاری در شرایط تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده مطالعه می‌شود، و اثر درصد ماسه و اندازه دانه‌ها و تنش محصورکننده بر رفتار تنش- کرنش، تغییرات فشار آب حفره‌ای و مسیر تنش مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است علت انجام آزمایش‌های تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده ارزیابی نحوه تغییرات اضافه‌فشار آب حفره‌ای و نیز مسیر تنش مؤثر در نمونه‌های با درصد ماسه متفاوت برای بررسی نوع رفتار (انقباضی یا اتساعی) می‌باشد.

برنامه آزمایش‌ها و مصالح استفاده‌شده

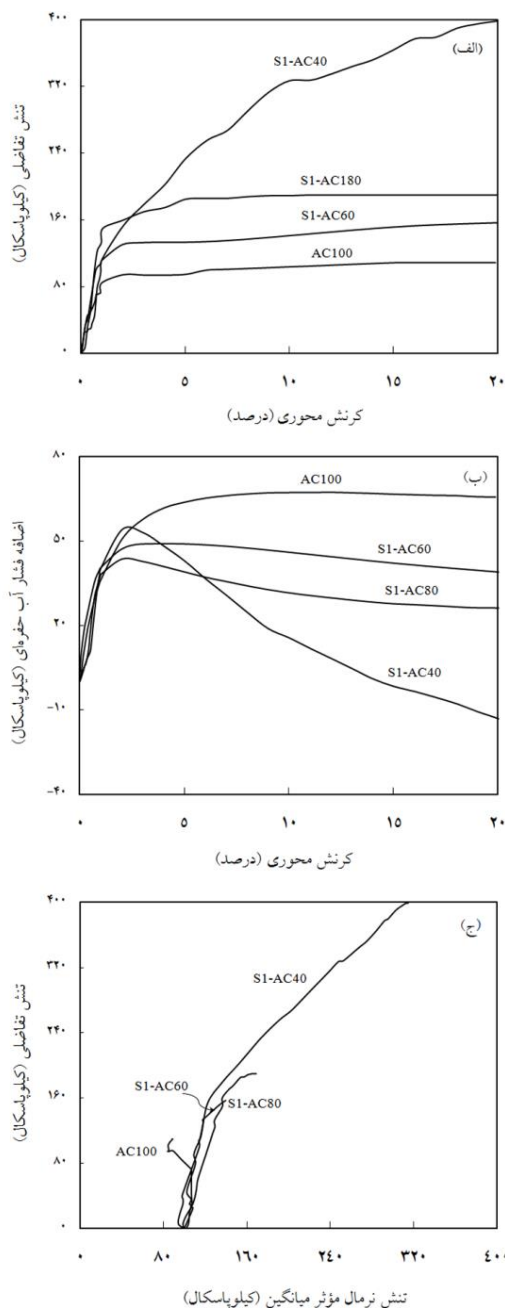
دستگاه آزمایش سه‌محوری

در این پژوهش برای انجام آزمایش‌ها از دستگاه سه‌محوری، با قابلیت اعمال بار یکنواخت به روش کنترل کرنش، استفاده شد. این دستگاه قابلیت انجام آزمایش بر روی نمونه‌های به قطر ۳۸ mm و ۵۰ mm را دارد. به غیر از تغییرات حجم نمونه‌ها، تمامی اندازه‌گیری‌ها اعم از فشارهای محفظه و پس‌فشار، نیروی محوری، فشار آب حفره‌ای و تغییر مکان به‌طور اتوماتیک توسط حسگرهای الکترونیکی یادداشت شد.

مصالح

در این تحقیق هفت نمونه با ترکیب رس- ماسه و رس خالص آزمایش شد. رس مورد استفاده در نمونه‌ها از محوطه دانشگاه شهید مدنی آذربایجان تهیه شد. حد روانی و نشانه خمیری رس به ترتیب ۳۳٪ و ۱۲٪، و توده ویژه آن ۲/۶۹۸ تعیین گردید. در تهیه نمونه‌ها از دو نوع ماسه با نام‌های S1 (مصالح باقی‌مانده بین الک‌های شماره ۶ و ۸) و S2 (مصالح باقی‌مانده بین الک‌های شماره ۱۲ و ۱۶) استفاده شد. متوسط اندازه دانه‌های این ماسه‌ها به ترتیب ۲/۸۰۵ و ۱/۴۴ میلی‌متر می‌باشد. نمونه‌های رس- ماسه از مخلوط مقادیر مختلف وزن خشک رس و ماسه تهیه شدند و با نام‌های AC100، S1-AC80، S1-AC60 و S1-AC40

نتایج



شکل ۱ نتایج آزمایش‌های نمونه‌های S1-AC در $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ (الف) منحنی تنش-کرنش، (ب) فشار آب حفره‌ای، (ج) مسیر تنش

در شکل (۴) تغییرات مدول تغییرشکل سکانت نرمالیزه نمونه‌ها با درصد ماسه آمده است. دیده می‌شود که، صرف‌نظر از برخی استثناءها، در تمامی تنش‌های محصورکننده با افزودن ۲۰٪ و ۴۰٪ ماسه به رس و افزایش تنش محصورکننده، مدول تغییرشکل نمونه‌ها

رفتار تنش-کرنش، فشار آب حفره‌ای و مسیر تنش (در فضای $q':p'$) برای نمونه‌های S1-AC80، AC100، S1-AC60 و S1-AC40 در تنش محصورکننده 100 kPa در شکل (۱) نشان داده شده است. نمودارهای مشابه برای نمونه‌های S2-AC60، S2-AC80، AC100 و S2-AC40 تحت تنش محصورکننده 50 kPa در شکل (۲) آمده است. در بخش الف و ب شکل‌ها، محور قائم به ترتیب تنش تفاضلی ($q' = \sigma'_1 - \sigma'_3$) و فشار آب حفره‌ای (Δu)، و محور افقی هر دو کرنش محوری (ϵ_a) می‌باشد. در نمودارهای مسیر تنش، محور افقی تنش مؤثر میانگین ($p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$) و محور قائم تنش تفاضلی است. لازم به ذکر است فقط نتایج تیپ آزمایش‌ها در این شکل‌ها ارائه گردیده است، لیکن در ارزیابی‌ها و تحلیل‌های بخش‌های بعدی نتایج همه آزمایش‌ها لحاظ می‌شوند.

تحلیل نتایج

اثر درصد ماسه بر رفتار تنش-کرنش

از منحنی‌های تنش-کرنش مشاهده می‌شود در تمامی تنش‌های محصورکننده، با افزایش درصد ماسه از حدی به بعد، روند تغییرات مقاومت برشی افزایشی است. از تغییرات مقاومت برشی نرمالیزه با درصد ماسه برای نمونه‌های مخلوط S1-AC و S2-AC (شکل ۳) ملاحظه می‌شود که در نمونه‌های S1-AC، افزودن ۲۰٪ تا ۴۰٪ ماسه، افزایش چندانی در مقاومت برشی نمونه‌ها نسبت به رس خالص ایجاد نمی‌کند؛ ولی در نمونه‌های S2-AC، سبب افزایش مقاومت برشی می‌گردد. با افزایش ماسه از این حد، مقاومت برشی هر دو مخلوط شدیداً زیاد می‌شود. نرخ افزایش به مقدار σ'_c وابسته است و در σ'_c های بالا کمتر است. برای مثال، میزان افزایش مقاومت نمونه‌های S1-AC40 و S2-AC40 در $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ به ترتیب ۲۶۰٪ و ۱۱۰٪ می‌باشند.

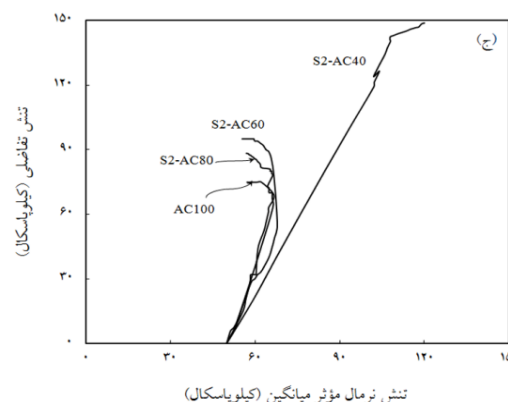
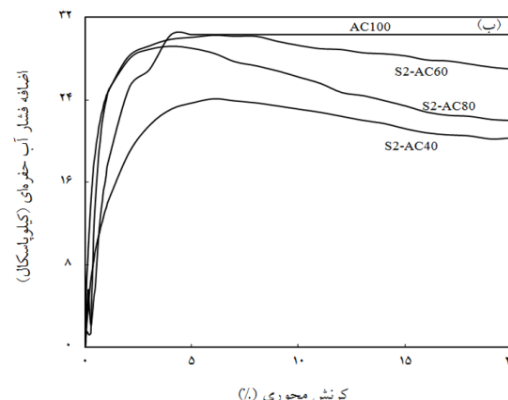
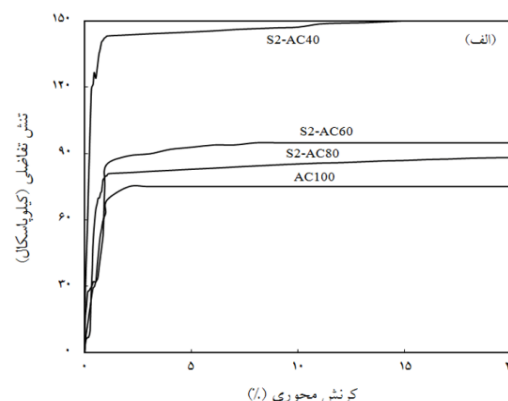
اثر درصد ماسه بر اضافه فشار آب حفره‌ای (Δu)

با بررسی رفتار فشار آب حفره‌ای نمونه‌های S1-AC و S2-AC، در تنش‌های ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال (شکل‌های ۱-ب و ۲-ب) مشاهده می‌گردد که حداکثر مقدار Δu عموماً در رس خالص به وجود می‌آید و مقدار آن با افزودن ماسه به رس کم می‌شود. به عبارت دیگر، نمونه‌های مخلوط رس- ماسه در کرنش‌های بالا رفتار اتساعی دارند، به طوری که در نمونه S1-AC40، به دلیل رفتار اتساعی، Δu منفی نیز می‌شود. همچنین مشاهده می‌شود که در $\sigma'_c = 500 \text{ kPa}$ ، با افزودن ماسه به رس Δu بیشتر می‌شود؛ لیکن وقتی مقدار ماسه از ۴۰٪ به ۶۰٪ تغییر می‌کند رفتار مخلوط از انقباضی به اتساعی تغییر می‌کند و Δu کمتر می‌شود. تغییرات فشار آب حفره‌ای حداکثر نرمالیزه ($\Delta u_{\max-\min}/\Delta u_{\max-AC100}$) با درصد ماسه شکل (۵) نشان می‌دهد که افزودن ۲۰٪ ماسه باعث کاهش اندکی در فشار آب حفره‌ای می‌گردد و سپس با افزودن ۴۰٪ و ۶۰٪ ماسه به رس مقدار Δu به ترتیب بیشتر و کمتر می‌شود.

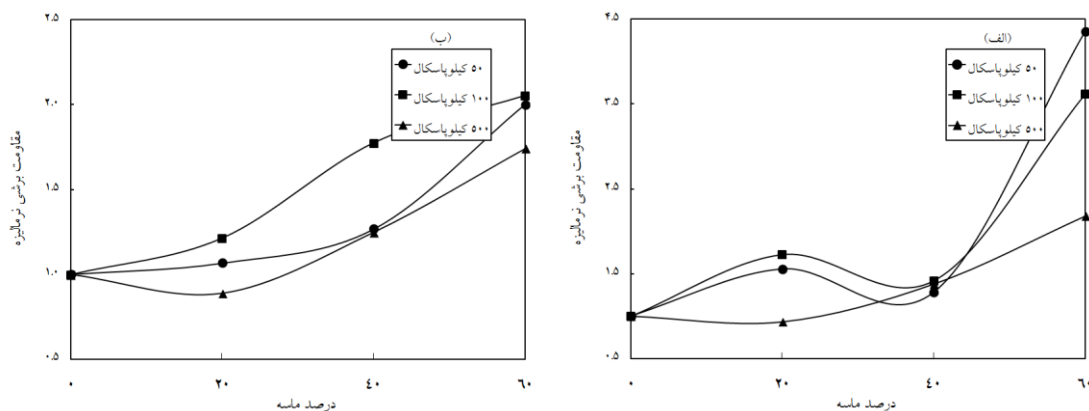
اثر درصد ماسه بر منحنی‌های مسیر تنش

با مطالعه مسیر تنش مؤثر نمونه‌های S1-AC تحکیم‌یافته در تنش ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال (برای مثال منحنی‌های شکل ۱-ج) ملاحظه می‌گردد که رس خالص رفتار انقباضی دارد و با افزودن ۲۰ و ۴۰ درصد ماسه رفتار آن اندکی اتساعی می‌شود. حال آن‌که رفتار نمونه S1-AC40 به شدت اتساعی است و علت آن ایجاد فشار آب حفره‌ای منفی می‌باشد که سبب افزایش مقاومت برشی می‌گردد. در تنش محصورکننده 500 kPa رفتار نمونه‌های با درصد ماسه کم انقباضی است، ولی رفتار نمونه S1-AC40 اتساعی می‌باشد. بامقایسه مسیر تنش نمونه‌های مخلوط S2-AC تحکیم‌یافته در تنش ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال (برای مثال منحنی‌های شکل ۲-ج) ملاحظه می‌گردد که رفتار نمونه‌های AC100، S2-AC80 و S2-AC60 انقباضی است و رفتار نمونه S2-AC40 اتساعی می‌باشد.

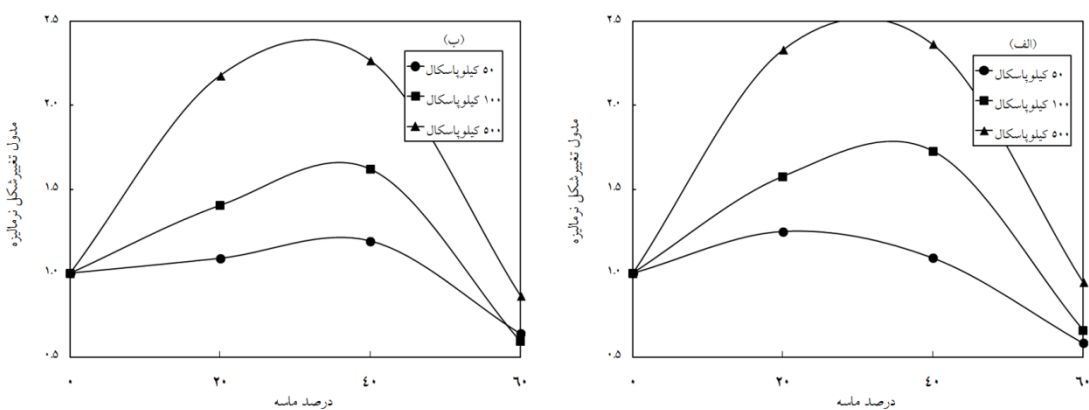
زیاد می‌شود. در هر دو مخلوط، با زیاد شدن ماسه از ۴۰٪ به ۶۰٪، این مدول کاهش می‌یابد و از مقدار متناظر رس کمتر است. می‌توان استنتاج نمود که بسته به مقدار ماسه موجود در مخلوط تغییر شکل پذیری آنها متفاوت است.



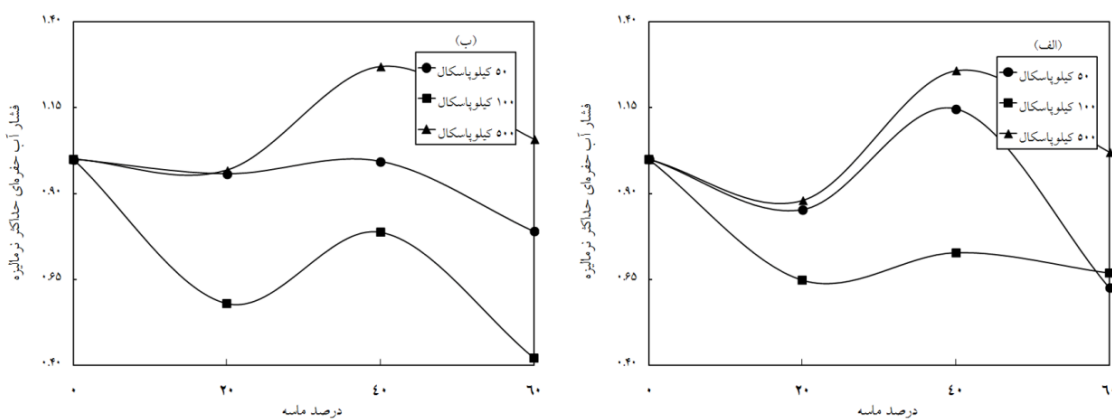
شکل ۲ نتایج آزمایش‌های نمونه‌های S2-AC در
 $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$: الف) منحنی تنش - کرنش، ب) فشار آب حفره-
 ای، ج) مسیر تنش



شکل ۳ تغییرات مقاومت برشی نرمالیزه با درصد ماسه در نمونه‌های مخلوط: الف) S1-AC، ب) S2-AC



شکل ۴ تغییرات مدول تغییرشکل نرمالیزه با درصد ماسه در نمونه‌های مخلوط: الف) S1-AC، ب) S2-AC



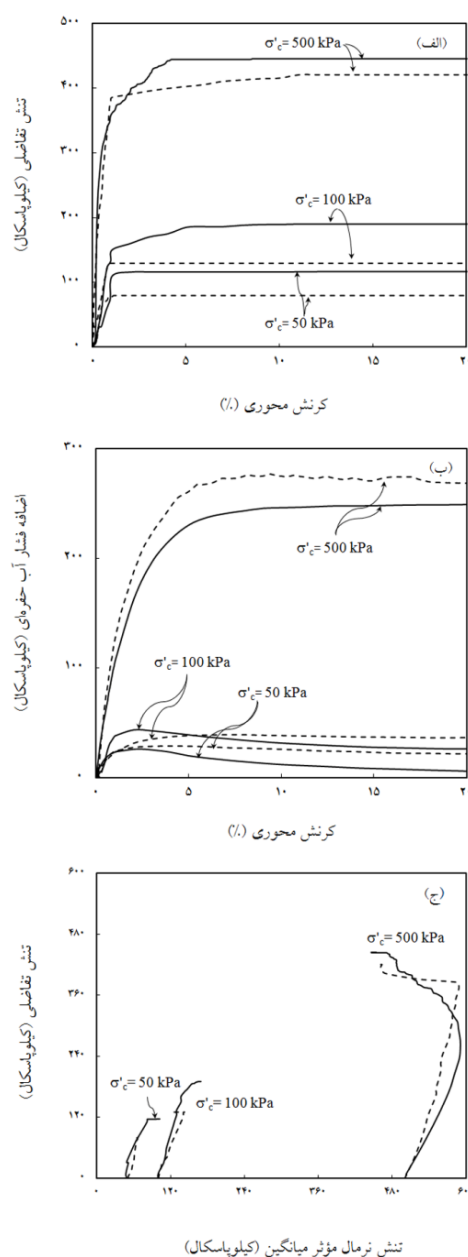
شکل ۵ تغییرات فشار آب حفره‌ای نرمالیزه با درصد ماسه در نمونه‌های مخلوط: الف) S1-AC، ب) S2-AC

اثر اندازه دانه‌های ماسه

($2/805 \text{ mm}$) حدود ۲ برابر متوسط اندازه دانه‌های ماسه S2 ($1/44 \text{ mm}$) می‌باشد. بدین منظور، رفتار نمونه‌های S1-AC80، S1-AC60 و S1-AC40 به ترتیب با رفتار نمونه‌های S2-AC80، S2-AC60 و S2-AC40 به ترتیب

برای مطالعه اثر اندازه دانه‌های ماسه، رفتار نمونه‌های مخلوط با درصد ماسه یکسان و اندازه دانه‌های متفاوت مقایسه می‌شود. متوسط اندازه دانه‌های ماسه S1

در $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ افزودن ماسه تا ۲۰٪ به رس، سبب کاهش فشار آب حفره‌ای و پس از آن در نمونه‌های حاوی ۴۰٪ ماسه فشار آب حفره‌ای بیشتر می‌شود و مجدداً در نمونه‌های حاوی ۶۰٪ ماسه کم می‌شود.



شکل ۶ رفتار نمونه‌های S2-AC80 و S1-AC80 تحت σ'_c های مختلف: (الف) منحنی تنش - کرنش، (ب) فشار آب حفره‌ای، (ج) مسیر تنش

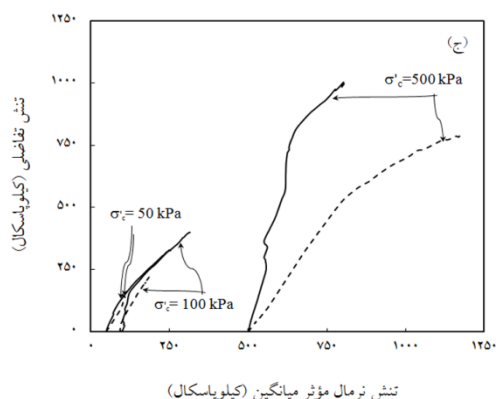
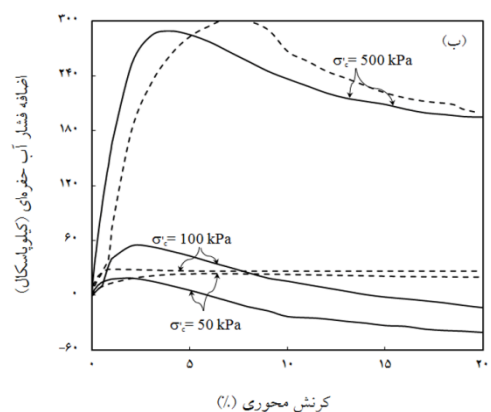
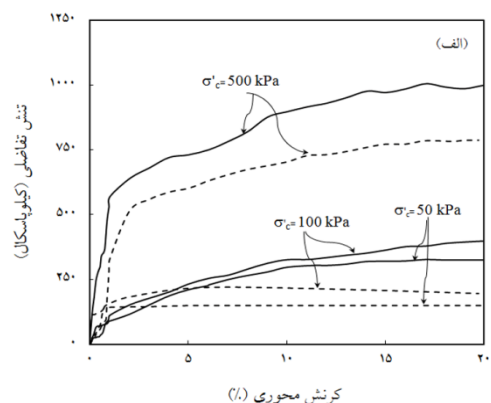
در شکل‌های (۶، ۷ و ۸) مقایسه شده است. در این شکل‌ها خطوط توپر و خط‌چین به ترتیب مربوط به نمونه‌های مخلوط S2-AC و S1-AC می‌باشند.

از بخش (الف) شکل‌ها دیده می‌شود که مقاومت برشی نمونه‌های رس- ماسه S1 نسبت به نمونه‌های رس- ماسه S2 بیشتر است. از بخش (ب) شکل‌ها نیز ملاحظه می‌شود اضافه فشار آب حفره‌ای در نمونه‌های مخلوط رس- ماسه S2 نسبت به نمونه‌های رس- ماسه S1 زیاد می‌باشد. مقایسه مسیر تنش‌ها (بخش ج شکل‌ها) بیانگر آن است که رفتار نمونه‌های حاوی ۲۰٪ و ۴۰٪ ماسه S1 اتساعی است، حال آن‌که در نمونه‌های مشابه حاوی ماسه S2 رفتار انقباضی است. رفتار تمامی نمونه‌های مخلوط حاوی ۶۰٪ ماسه اتساعی است. همچنین در تنش محصورکننده 500 kPa ، رفتار نمونه‌های حاوی ۲۰٪ و ۴۰٪ از هر دو ماسه انقباضی است و با افزایش ماسه از ۴۰٪ به ۶۰٪، رفتار از انقباضی به اتساعی تغییر می‌کند.

فشار آب حفره‌ای در سطوح تنش یکسان

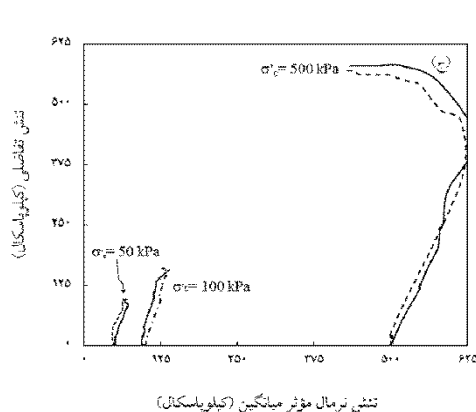
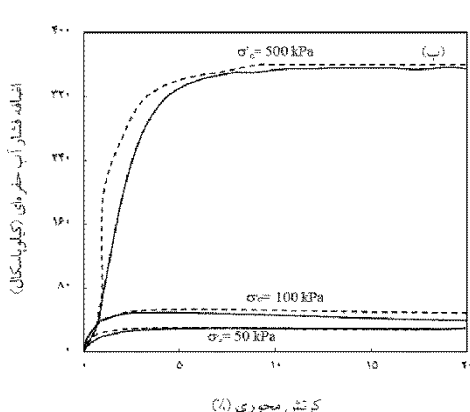
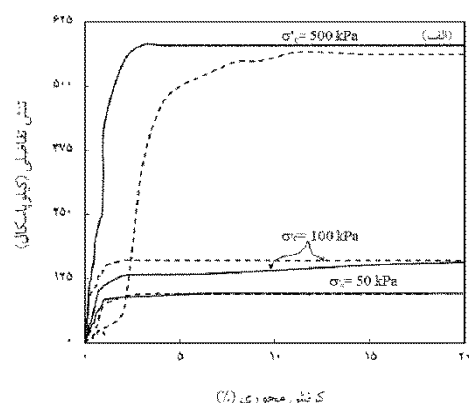
به دلیل نزدیک بودن شرایط تنش سازه‌ها به کنترل تنش در عمل، با استفاده از نتایج آزمایش سه‌محوری کنترل کرنش، اثر درصد ماسه بر فشار آب حفره‌ای در سطوح تنش مساوی بررسی گردید. در این راستا، از روی نمودارهای تنش-کرنش و فشار آب حفره‌ای، مقادیر Δu نمونه‌ها در سطوح تنش مساوی ($R = \Delta \sigma_d / \sigma'_c = \text{cte}$) استخراج شد و تغییرات آن با درصد ماسه برای نمونه‌های S2-AC و S1-AC به ترتیب در شکل‌های (۹ و ۱۰) ارائه گردید. از این شکل‌ها می‌توان دریافت که روند تغییرات فشار آب حفره‌ای در تنش‌های محصورکننده مختلف متفاوت است؛ لیکن این روند برای هر دو نوع مخلوط تقریباً مشابه است.

از شکل‌های (۹-الف) و (۱۰-الف) دیده می‌شود که در $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ ، با افزودن ۲۰٪ تا ۴۰٪ ماسه به رس، فشار آب حفره‌ای بیشتر می‌شود و سپس با بیشتر شدن مقدار ماسه میزان Δu در تمامی سطوح تنش کمتر می‌شود. شکل‌های (۹-ب) و (۱۰-ب) نشان می‌دهند



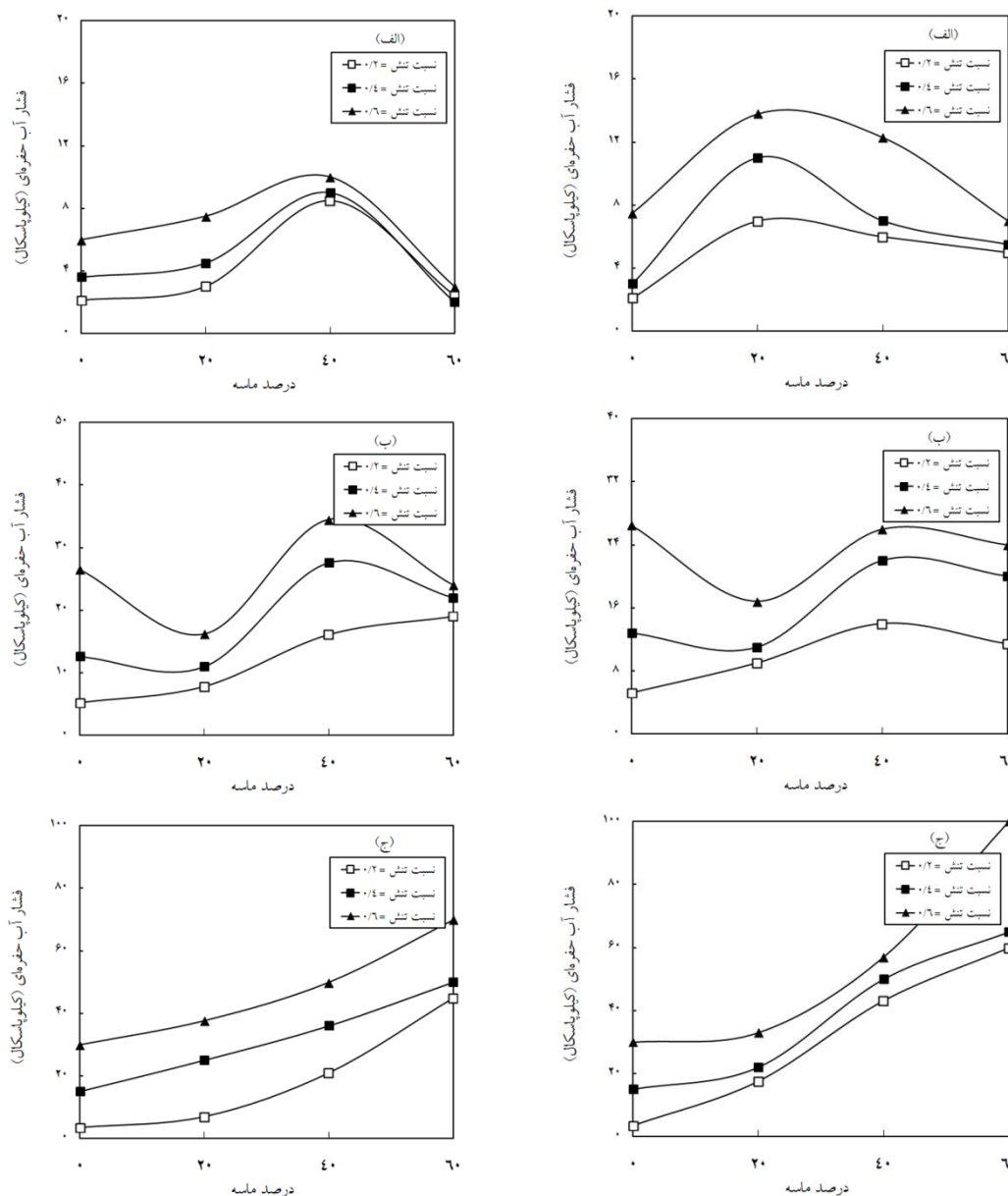
شکل ۸ رفتار نمونه‌های S1-AC40 و S2-AC40 تحت σ'_c های مختلف: الف) منحنی تنش-کرنش، ب) فشار آب حفره‌ای، ج) مسیر تنش

ماسه بر فشار آب حفره‌ای در سطوح تنش یکسان، سروش و سلطانی [24] نیز روند مشابهی را دنبال نموده و نتیجه گرفتند که صرف نظر از مقدار تنش محصورکننده، در سطوح تنش پایین فشار، آب حفره‌ای تقریباً ثابت است، ولی در سطوح تنش بالاتر با افزایش درصد ماسه و شن، فشار آب حفره‌ای کم می‌شود.



شکل ۷ رفتار نمونه‌های S1-AC60 و S2-AC60 تحت σ'_c های مختلف: الف) منحنی تنش-کرنش، ب) فشار آب حفره‌ای، ج) مسیر تنش

شکل‌های (۹-ب) و (۱۰-ب) نشان می‌دهند که در $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ افزودن ماسه به رس تا ۲۰٪، سبب کاهش فشار آب حفره‌ای و پس از آن در نمونه‌های حاوی ۴۰٪ ماسه فشار آب حفره‌ای بیشتر می‌شود و مجدداً در نمونه‌های حاوی ۶۰٪ ماسه کاهش می‌یابد. در $\sigma'_c = 500 \text{ kPa}$ (شکل‌های ۹-ج و ۱۰-ج)، با افزودن ماسه به رس مقدار Δu بیشتر می‌شود. با بررسی اثر درصد



شکل (۱۰): تغییرات فشار آب حفره‌ای نمونه‌های مخلوط S2-AC با درصد ماسه در σ'_c های (الف) ۵۰ kPa، (ب) ۱۰۰ kPa، (ج) ۵۰۰ kPa

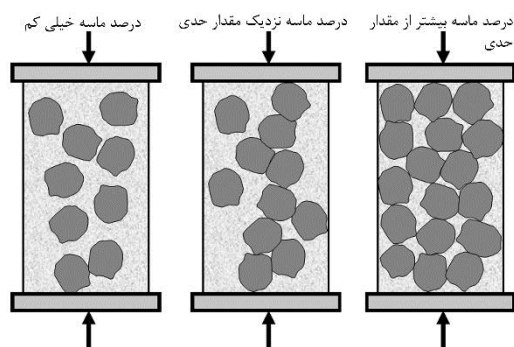
شکل ۹ تغییرات فشار آب حفره‌ای نمونه‌های مخلوط S1-AC با درصد ماسه در σ'_c های (الف) ۵۰ kPa، (ب) ۱۰۰ kPa، (ج) ۵۰۰ kPa

خالص افزایش چشم‌گیری دارد و نرخ افزایش به‌مقدار تنش محصورکننده و اندازه دانه‌ها بستگی دارد. نرخ افزایش در مقاومت در تنش‌های محصورکننده پایین و مصالح دانه‌ای درشت بیشتر است و مقدار حدی ماسه به‌اندازه دانه‌ها وابسته است. درکل می‌توان استنتاج کرد که نتایج این تحقیق در بخش مقاومت برشی با نتایج سایر

بحث بر نتایج

نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که افزودن ماسه به رس تا یک مقدار حدی تأثیر چندانی در مقاومت برشی نمونه‌ها نسبت به مقدار متناظر رس خالص ایجاد نمی‌کند، ولی اگر مقدار ماسه از این حد بیشتر باشد مقاومت برشی نمونه‌های رس مخلوط نسبت به رس

(۱۱) می‌توان به تغییر ساختار نمونه‌ها از شناور به تماسی و نیز توسعه زنجیر نیروها (Force-chain) با افزایش درصد ماسه و ریزشیدن دانه‌های ماسه مرتبط دانست [17].



شکل ۱۱ مفهوم توسعه زنجیر نیروها با افزایش درصد ماسه

در تحقیقات قبلی با زیاد شدن درصد مصالح دانه‌ای، مدول تغییرشکل سکانت نمونه‌ها زیاد شده است [۱۵ و ۲۴]. لیکن در این تحقیق روند متفاوتی مشاهده شد. به‌طوری‌که مدول تغییرشکل سکانت نمونه‌های حاوی ۶۰٪ ماسه نسبت به مقدار متناظر نمونه‌های حاوی ۴۰٪ ماسه کم شده است. علت این تفاوت‌ها را می‌توان به تغییر رفتار مصالح از حالت انقباضی به حالت اتساعی و در نتیجه تغییر احتمالی ساختار نمونه‌ها و پایداری یا ناپایداری داخلی با زیاد شدن درصد ماسه و زنجیر نیروها نسبت داد.

خلاصه و جمع‌بندی

در این مقاله، آزمایش‌های سه‌محوری فشاری زهکشی‌نشده بر روی نمونه‌های رس مخلوط با مقادیر مختلف ماسه در تنش‌های محصورکننده متفاوت انجام شد. از این آزمایش‌ها نتیجه گرفته شد که:

- در تنش‌های محصورکننده پایین رفتار نمونه رس انقباضی است و رفتار نمونه‌های حاوی ۲۰ و ۴۰ درصد ماسه اندکی اتساعی است و اندازه دانه‌های ماسه نیز در نوع رفتار نمونه‌ها اثر دارد. رفتار نمونه با ۶۰٪ ماسه به شدت اتساعی است و علت آن ایجاد فشار آب حفره‌ای منفی در نمونه‌ها می‌باشد. در تنش

محققان سازگار است [8-11,13,15-18,19,20]. برخی از تحقیقات تأیید کرده‌اند که مقاومت برشی نمونه‌های حاوی دانه‌های ریز نسبت به مقاومت برشی نمونه‌های متناظر با اندازه مصالح دانه‌ای بزرگ کمتر است [۱۵ و ۱۶] که با نتایج مشاهده‌شده در این تحقیق مطابقت دارد. در اکثر تحقیقات قبلی دیده شده است با افزایش ماسه یا شن فشار آب حفره‌ای زیاد می‌شود [8-11,13,15]، لیکن در این تحقیق در تنش محصورکننده پایین با افزایش ماسه مقدار فشار آب حفره‌ای کم می‌شود و در تنش‌های محصورکننده بالا ابتدا زیاد می‌شود و در نمونه‌های حاوی ۶۰٪ ماسه مجدداً کمتر می‌شود.

رفتار نمونه‌ها در تنش محصورکننده ۵۰۰ kPa، با آنچه که پترز و برنی [22] در تنش محصورکننده kPa ۳۴۵ مشاهده نمودند کاملاً سازگار است. در مطالعات آنان مصالح مخلوط در تنش محصورکننده kPa ۱۰۳ کلا رفتار انقباضی بروز داده‌اند، حال آن‌که در این تحقیق، در $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ رفتار رس مخلوط با ۴۰٪ و ۶۰٪ ماسه، اتساعی می‌باشد. علت این تفاوت را می‌توان به اختلاف دانسیته اولیه نمونه‌ها، نوع کانی رس و اندازه دانه‌های ماسه نسبت داد.

همچنین مشاهده شد که Δu نمونه‌های حاوی دانه‌های ریز نسبت به مقادیر متناظر نمونه‌های حاوی دانه‌های درشت بیشتر است که با نتایج قبل مطابقت دارد [۱۵].

در نهایت می‌توان اشاره نمود در صورتی‌که درصد ماسه از حدی زیاد باشد رفتار از انقباضی به اتساعی تغییر می‌کند. پترز و برنی [23] این مقدار حدی را ۴۵٪-۴۰٪ گزارش کرده‌اند، حال آن‌که سیمپسون برای مقاومت برشی این مقدار را ۶۰٪-۴۰٪ ارائه نموده است [23]. نتایج این تحقیق حاکی از آن است که این مقدار حدی بسته به اندازه دانه‌های ماسه می‌تواند متفاوت باشد. مقدار حدی ماسه برای تغییر رفتار مخلوط رس-ماسه ریزدانه حدوداً ۳۰٪-۲۰٪ می‌باشد، حال آن‌که مقدار مذکور برای مخلوط رس-ماسه درشت‌دانه ۵۰٪-۴۰٪ است.

ایده اصلی برای این تغییر رفتار را مطابق شکل

به رس مدول تغییر شکل سکانت مجددا کاهش می‌یابد. این یافته با نتایج تحقیقات قبلی سازگار نیست و علت آن را می‌توان به تغییر احتمالی در ساختار نمونه‌ها، پایداری یا ناپایداری داخلی با زیاد شدن درصد ماسه و زنجیر نیروها نسبت داد.

- فشار آب حفره‌ای در تنش محصورکننده پایین تغییر چندانی ندارد، ولی در تنش محصورکننده بالا، مقدار آن در مخلوط ۴۰٪ ماسه نسبت به بقیه بیشتر است که بنا به دلایل گفته‌شده قبلی با برخی نتایج قبلی در تناقض است، ولی با نتایج تحقیقات اخیر محققان مطابقت دارد.

- در نمونه‌های حاوی ماسه ریز، فشار آب حفره‌ای بیشتری ایجاد می‌شود و مقاومت برشی آنها کمتر است که نتایج تحقیقات قبلی را تأیید می‌کند.

محصورکننده بالا رفتار تمامی نمونه‌های حاوی ۶۰٪ ماسه اتساعی و رفتار بقیه نمونه‌ها انقباضی است.

- به‌طور کلی در صورتی که مقدار مصالح دانه‌ای در مخلوط زیاد شود رفتار مخلوط ماسه- رس عوض می‌شود. درصد حدی ماسه برای تغییر در رفتار بسته به اندازه مصالح دانه‌ای، شرایط اولیه نمونه‌ها و مقدار تنش محصورکننده متفاوت است که با نتایج تحقیقات جدید منتشرشده نیز مطابقت دارد.

- افزودن ماسه تا ۴۰٪ به رس اثر چندانی بر مقاومت برشی ندارد، ولی افزودن ۶۰٪ ماسه به رس سبب افزایش شدید در مقاومت برشی می‌شود. این نتایج با نتایج سایر محققان سازگار است و فقط مقدار ماسه حدی متفاوت است.

- مدول تغییر شکل سکانت با افزایش درصد ماسه تا ۴۰٪ افزایش می‌یابد، ولی با افزودن ۶۰٪ درصد ماسه

مراجع

1. Vallejo, L.E., "Surge Wave Development in Debris Flows", *Soils and Foundations*, Vol. 37, Pp. 115–119, (1997).
2. Vallejo, L.E. and Mawby, R., "Porosity Influence on the Shear Strength of Granular Material–clay Mixtures", *Engineering Geology*, Vol. 58 (2), Pp. 125–136, (2000).
3. Loganathan, N., de Silva, S. and Thurairajah, A., "Strength Correlation Factor for Residual Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, Pp. 593–610, (1992).
4. Rahardjo, H., Indrawan, I.G.B., Leong, E.C. and Yong, W.K., "Effects of Coarse-grained Material on Hydraulic Properties and Shear Strength of Top Soil", *Engineering Geology*, Vol. 101, Pp. 165–173, (2008).
5. Abichou, T., Benson, C.H. and Edil, T.B., "Micro-structure and Hydraulic Conductivity of Simulated Sand–bentonite Mixtures", *Clays and Clay Minerals*, Vol. 50, Pp. 537–545, (2002).
6. Pandian, N.S., Nagaraj, T.S. and Raju, P., "Permeability and Compressibility Behavior of Bentonite–Sand/soil mixes", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 18, Pp. 86–93, (1995).
7. Holtz, W.G. and Willard, M., "Triaxial Shear Characteristics of Clayey Gravel Soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 82, Pp. 143–149, (1956).
8. Nakase, A., Nakanodo, H. and Kusakabe, O., "Influence of Soil Type on Pore Pressure Response to Cyclic Loading", *Proceedings of fifth Japan Earthquake Engineering Symposium*, Tokyo, Japan,

- (1978).
9. Nakase, A. and Kamei, T., "Undrained Shear Strength Anisotropy of Normally Consolidated Cohesive Soils", *Soils and foundations*, Vol. 23 (1), Pp. 91-101, (1983).
 10. Omine, K. and Ochiai, H., Hayashi, S., Umezaki, T. and Otani, J., "Shear Properties of Clay- sand Composite Soils", *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu University*, Vol. 49 (4), Pp. 213-228, (1989).
 11. Kimura, T. Takemura, J. Hiro-Oka, A. and Okamara, M., "Mechanical Behavior of Intermediate Soils", *Proceedings of International Conference Centrifuge*, A.A. Balkema, Rotterdam, (1994).
 12. Bayoglu, E., "Shear Strength and Compressibility Behavior of Sand-clay Mixtures", MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Middle-East Technical University, Ankara, Turkey, (1995).
 13. Jafari, M.K. and Shafiee, A., "Mechanical Behavior of Compacted Composite Clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, Pp. 1152-1167, (2004).
 14. Prakasha, K.S. and Chandrasekaran, V.S. "Behavior of Marine Sand-clay Mixtures under Static and Cyclic Triaxial Shear", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, Pp. 213-222, (2005).
۱۵. سلطانی جیقہ، حسین؛ سروش، عباس، «رفتار خاک‌های رسی مخلوط تحت بارگذاری یکنواخت»، نشریه علمی - پژوهشی امیرکبیر، شماره ج-۶۷، ص. ۲۱-۲۹، (۱۳۸۶).
16. Soltani-Jigheh, H., Jafari, K. and Golipoor, B., "Shrinkage and Shear Behavior of Compacted Clay-sand Mixtures", *9th International Congress on Advances in Civil Engineering (ACE2010)*, Karadeniz Technical University, Trabzon, Turkey, (2010).
 17. Peters, J.F. and Berney IV, E.S., "Percolation Threshold of Sand-clay Binary Mixtures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136, Pp. 310-318, (2010).
 18. Pakbaz M.S. and Siadati Moqaddam, A., "Effect of Sand Gradation on the Behavior of Sand-clay Mixtures", *International Journal of GEOMATE*, Vol. 3, Pp. 325-331, (2012).
 19. Simpson, D.C. and Evans, T. M., "Behavioral Thresholds in Mixtures of Sand and Kaolinite Clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 142, doi:10.1061/(ASCE) GT.1943-5606.0001391, 04015073, (2015).
 20. Jiang, X., Cui, P. and Ge, Y., "Effects of Fines on the Strength Characteristics of Mixtures", *Engineering Geology*, Vol. 198, Pp. 78-86, (2015).
 21. Elkady, T.Y., Shaker, A.A. and Dhowain, A.W., "Shear Strengths and Volume Changes of Sand-Attapulgitic Clay Mixtures", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 74, Pp. 595-609, (2015).
 22. ASTM. Standard test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (ASTM D 698). American Society of Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, In Annual Book of ASTM Standards, 04.08 (1997).

23. ASTM. Standard test methods for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils (ASTM D 4767), American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, In Annual Book of ASTM Standards, 04.08 (2004).
24. Soroush, A. and Soltani Jigheh, H., "Pre- and Post-cyclic Behavior of Mixed Clayey Soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46, Pp. 1-14, (2009).

بررسی تحلیلی رفتار لرزه‌ای تأثیر انواع چیدمان ورق‌های پیوستگی اتصال گیردار تیر به ستون‌های فلزی پر شده با بتن*

(یادداشت پژوهشی)

امید رضایی‌فر^(۱) سید حسن یوسفی^(۲) عادل یونسی^(۳) مجید قلهکی^(۴)

چکیده استفاده از ورق‌های پیوستگی در تراز بال‌های کششی و فشاری تیر در داخل ستون جهت تأمین معیارهای سختی و مقاومت طبق ضوابط آئین‌نامه ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می‌باشد. از آنجاکه در ستون‌های قوطی به علت بسته بودن مقطع، عدم دید کافی و زاویه دید نامناسب، اجرای ورق‌های پیوستگی در داخل ستون مشکلات زیادی را به همراه دارد، ورق‌های پیوستگی از داخل ستون قوطی شکل حذف گردیده‌اند و صلبیت اتصال توسط سخت‌کننده‌هایی که از بیرون به اتصال جوش می‌شوند و اجرای آنها به همراه تیر ساده‌تر از ورق‌های پیوستگی است، تأمین می‌شود. برای این منظور مدل‌های اتصال فاقد ورق پیوستگی، اتصال با ورق پیوستگی، اتصال با سخت‌کننده‌های خارجی دوزنقه‌ای شکل، اتصال با سخت‌کننده‌های داخلی شامل شبکه‌های آرماتور افقی و اتصال جدید پیشنهادی که شامل سخت‌کننده‌های خارجی، بتن و شبکه‌های آرماتور افقی می‌باشد توسط نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی و آنالیز شده است. نمودار بار-تغییر مکان مدل‌ها براساس تحلیل‌های مونوتونیک و سیکلیک رسم شده و از روی آنها صلبیت (درصد گیرداری)، مقاومت (ظرفیت نهایی)، شکل‌پذیری، میزان جذب انرژی و همچنین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در هر اتصال تعیین گردیده است. از نتایج آنالیزها مشخص است که اتصال جدید پیشنهادی با کسب گیرداری ۹۶/۱۸ درصد، شکل‌پذیری ۷/۰۴، مقاومت نهایی ۸۹/۴۵ تن و انتقال مفصل پلاستیک به ناحیه‌ای دور از اتصال، معیارهای اتصالات صلب را به خوبی برآورده کرده و جایگزین مناسبی برای ورق‌های پیوستگی می‌باشد.

واژه‌های کلیدی ستون قوطی شکل پر شده با بتن، اتصال صلب، ورق پیوستگی، سخت‌کننده خارجی، چشمه اتصال.

Analytical Study of Seismic Behavior Types of the Arrangement Effect on the Continuity Plates in Rigid Connection Between beam to Concrete Filled Steel Tube (CFST) Columns

O.Rezaifar

S.H.Yousefi

A.Yoonesi

M.Gholhaki

Abstract Using continuity plates in the balance of the tensile and compressive beam's flanges in the box column is for satisfying stiffness and strength criteria according to terms of the 2800 code and the tenth issue of national building regulations. Since in box columns due to section closure, lack of vision and inappropriate viewing angles performance of the continuity plates inside the column has many problems, continuity plates removed from the box column and rigidity of connection provide by stiffeners from outside welded the joint and their Installation is more simple than continuity plates. For this purpose connectivity models without continuity plates, connection with continuity plates, connection with trapezoidal external stiffener, connection with internal stiffener including networks of horizontal bar and the proposed new connection which includes of the external stiffeners, concrete and networks of horizontal bar by ANSYS software modeling and analyzed. Graph of force – displacement of models is drawn based on monotonic and cyclic analyzes and on their have been determined rigidity, strength, ductility, energy dissipation as well as the location of plastic hinges in every connection. The analysis determined that the proposed new connection with the acquisition of rigidity 96.18, ductility 7.04, ultimate strength 89.45 ton and transferred the plastic hinge into the area far from connection, therefore it is a good alternative for continuity plates.

Key words Ox Column Filled With concrete, Rigid Connection, Continuity Plate, External Stiffener, Panel Zone.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۵/۱۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۱۱/۵ می‌باشد.

Email : Orezaifar@semnan.ac.ir

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

(۲) کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۳) دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۴) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

مقدمه

برای طراحی یک سازه فولادی که از مجموعه‌ای از تیرها و ستون‌های متصل به هم در محل اتصال تشکیل شده، باید علاوه بر طراحی درست تیرها و ستون‌ها طوری عمل کرد که سیستم به صورت یکپارچه عمل کند. برای یکپارچه عمل کردن سیستم استفاده از اتصالات مناسب ضروری به نظر می‌رسد. کارآمد بودن یک اتصال را فاکتورهای مختلفی تعیین می‌کنند که سختی و مقاومت دو فاکتور مهم می‌باشند. در سازه‌های فولادی زمانی که تعداد طبقات زیاد و یا دهانه‌ها بزرگ‌تر می‌شوند، لازم است که از ستون‌هایی با ممان اینرسی بالا استفاده شود. در ایران مقاطع نوردشده استاندارد عملاً پاسخگوی این نیاز نیستند و لذا استفاده از مقاطع ساخته شده از ورق ضروری به نظر می‌رسد. ستون‌های قوطی به لحاظ این که در دو جهت دارای ممان اینرسی بالایی می‌باشند برای تحمل خمش مناسب به نظر می‌رسند؛ لیکن ستون‌های قوطی دارای مشکلاتی در زمینه اجرا می‌باشند. یکی از این مشکلات، تأمین صلبیت اتصالات تیر به این گونه ستون‌هاست که باید توسط سخت‌کننده‌ها تأمین شود. صلبیت یک اتصال تحت تأثیر صلبیت تکیه‌گاه‌های آن قرار دارد. در یک اتصال صلب تیر به ستون قوطی، در صورت نازک بودن بال ستون در غیاب سخت‌کننده در اثر انتقال نیروی کششی از بال تیر به بال ستون، تغییر شکل غیریکنواختی به وجود می‌آید که این تغییر شکل‌ها باعث می‌شود توزیع تنش در طول جوش از حالت یکنواخت خارج می‌شود و تمرکز تنش بالایی به وجود آید. سخت‌کننده این توزیع تنش را به حالت یکنواخت نزدیک می‌کند و صلبیت اتصال را تأمین می‌کند.

شانموگام و همکاران [1-7]، مطالعات مدون و منسجمی در این زمینه انجام داده‌اند. در مطالعات این تیم تحقیقاتی، سخت‌کننده‌های خارجی نبشی، ورق مثلی، سخت‌کننده T شکل و همچنین ورق پیوستگی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. هدف از انجام این مطالعات، پیدا کردن سخت‌کننده خارجی مناسب به عنوان جایگزین

ورق پیوستگی داخلی بوده است، که بتواند فاکتورهای اساسی یک اتصال صلب و کارآمد را برآورده کند. از مطالعات این تیم تحقیقاتی نتیجه شده است که اتصال با سخت‌کننده T شکل بهترین عملکرد را در بین سایر اتصالات به خود اختصاص داده است و جایگزین بسیار مناسبی برای اتصال با ورق پیوستگی داخلی می‌باشد. مالک و حاجی فتحعلی [۸] بر روی عملکرد اتصال تیر I شکل به ستون قوطی در حالت‌های مختلف در حضور و عدم حضور ورق‌های پیوستگی با و بدون بتن پرکننده و همچنین استفاده از ورق‌های مثلی پیرامونی با و بدون جوش این ورق‌ها به گوشه ستون‌ها در انواع مختلفی از سخت‌کننده‌ها مطالعاتی انجام داده‌اند. در حیطه مطالعات انجام شده توسط آنها نتایجی به شرح زیر حاصل شده است:

در اتصال با ورق‌های مثلی پیرامونی سختی و شاخص گیرداری قابل ملاحظه‌ای (۹۱ درصد) ارائه گردیده است و در صورت استفاده از بتن داخل ستون در چنین اتصالی، شاخص گیرداری اتصال به میزان اندکی افزایش می‌یابد و به میزان ۹۳/۴ درصد می‌رسد. ویژگی‌های هندسی اتصال دارای ورق مثلی پیرامونی منجر به ایجاد قابلیت تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و موقعیت انتهای ورق‌های اتصال به فاصله مکفی و کنترل شده از بر ستون شده است و همچنین اتصال تضعیف شده استخوانی در تیر منجر به دورتر شدن موقعیت مفصل پلاستیک تیر از بر ستون می‌شود که ایده تیر ضعیف ستون قوی را تأمین می‌کند. زاهدی و سفیدگران [۹] به بررسی استفاده از سخت‌کننده‌های بیرونی به عنوان جایگزینی برای ورق‌های پیوستگی داخلی در اتصالات صلب تیر I به ستون قوطی پرداخته‌اند. برای مطالعه، اتصالات با انواع مختلف سخت‌کننده از جمله ورق‌های پیوستگی داخلی، سخت‌کننده‌های مثلی، سخت‌کننده‌های نبشی و سخت‌کننده T مورد آنالیز قرار گرفته‌اند. نتایج آنالیزها نشان می‌دهد به جز ورق

از داخل ستون حذف می‌شوند و سخت‌کننده‌های خارجی دوزنقه‌ای شکل که از بیرون در تراز بال‌های تیر به ستون متصل می‌شوند و همچنین شبکه‌های آرماتور افقی که در داخل ستون در نواحی چشمه اتصال قرار می‌گیرند، جایگزین می‌شوند و همچنین اتصال جدید پیشنهادی که شامل سخت‌کننده‌های خارجی دوزنقه‌ای شکل به همراه شبکه‌های آرماتور افقی و بتن پر-کننده داخل ستون می‌باشد مدل‌سازی و آنالیز شده است. پس از آنالیز اتصالات، نمودار بار-تغییر مکان هر اتصال رسم شده و از روی آن سختی و مقاومت هر اتصال تعیین گردیده و مشخص شده است که کدام یک از اتصالات می‌توانند فاکتورهای لازم برای یک اتصال صلب را تأمین کنند و جایگزین مناسبی برای ورق‌های پیوستگی داخلی شوند.

معرفی مدل‌ها

در این مقاله به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال تیر به ستون قوطی شکل پر شده با بتن ۷ مدل ارائه و بررسی شده است. مقطع تمامی تیرهای اتصالی به صورت I شکل و با مقطعی مطابق شکل (۱) می‌باشد. چشمه اتصال با استفاده از انواع سخت‌کننده خارجی و داخلی تقویت شده است که جزئیات این اتصالات در جدول (۱) و شکل (۱) ارائه شده است.

تحلیل عددی و تطبیق آزمایشگاهی

مشخصات مصالح و مدل. در مدل‌های مورد نظر مصالح موجود فولاد و بتن می‌باشد. فولاد دارای منحنی تنش- کرنش الاستوپلاستیک است. باتوجه به این که تحلیل غیرخطی مصالح مورد نظر می‌باشد، مدل‌سازی رفتار بعد از تسلیم نیز لازم است. در برنامه ANSYS برای مدل کردن رفتار فولاد از انواع منحنی‌های الاستوپلاستیک می‌توان استفاده کرد. در این تحقیق برای مدل کردن رفتار فولاد از منحنی دوخطی الاستوپلاستیک نشان داده شده در شکل (۱) استفاده شده است. فولاد انتخاب شده از نوع معمول فولاد مورد استفاده در ایران یعنی ST37 می‌باشد.

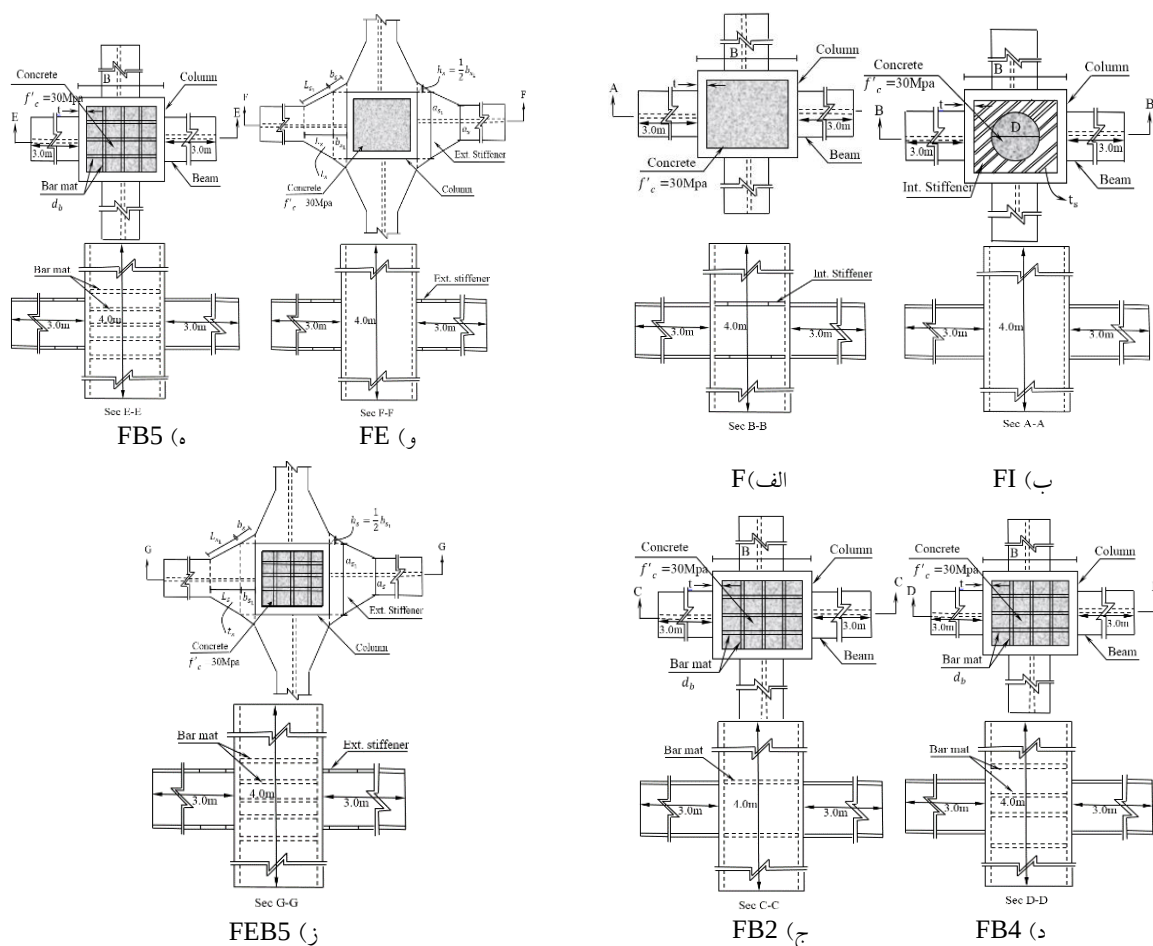
پیوستگی که اجرای آن در داخل ستون با مشکلاتی همراه است. سخت‌کننده T شکل در هر دو مشخصه سختی و مقاومت اتصال، عملکرد بهتری نسبت به سایر سخت-کننده‌ها داشته است. از دیگر مطالعات انجام گرفته بر روی اتصال تیرهای I شکل به ستون قوطی برای مناطق لرزه خیز می‌توان به مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام شده توسط گوسوامی و مورتی [10] اشاره نمود. در این مطالعات برای تقویت اتصال از ورق‌های لچکی مورب بر روی بال‌های فوقانی و تحتانی تیر استفاده شده است و رفتار اتصال پیشنهادی با اتصالات معمول مقایسه گردیده است. علاوه بر این مطالعات وسیع عددی و آزمایشگاهی بر روی اتصال تیرهای قوی با استفاده از ناودانی‌های متصل بر روی بال‌های فوقانی و تحتانی تیر توسط کامر و رائو [11 و 12] انجام گرفته است.

اهمیت انجام تحقیق

در تحقیق حاضر به بررسی و ارائه اتصال جدید در سازه‌های فولادی با شکل پذیری ویژه و مقایسه بین حالتی که تیر I و ستون قوطی شکل پر شده با بتن بدون هیچ گونه ورق پیوستگی، با ورق پیوستگی داخلی، با سخت‌کننده‌های خارجی دوزنقه‌ای شکل در تراز بال‌های فوقانی و تحتانی تیرهای اطراف ستون و حالاتی که از شبکه‌های آرماتور افقی به عنوان سخت‌کننده داخلی استفاده شده، پرداخته شده است. برای مدل کردن اتصال و استخراج منحنی بار-تغییر مکان از نرم افزار ANSYS استفاده شده است. برای نزدیک بودن رفتار مدل به واقعیت، از تحلیل غیرخطی استفاده شده و برای فولاد از منحنی تنش-کرنش دوخطی الاستوپلاستیک استفاده شده است. از آنجایی که در ستون‌های CFST، فولاد اثر محصورکنندگی روی بتن دارد، در فرایند مدل‌سازی لحاظ شده است. روند انجام این تحقیق و آنالیز مدل‌ها بدین ترتیب بوده است که ابتدا یک اتصال با ورق‌های پیوستگی داخلی به عنوان سخت‌کننده توسط نرم افزار ANSYS مدل و تحلیل شده است و نمودار بار-تغییر مکان این مدل رسم شده است. در ادامه، این ورق‌ها

جدول ۱ جزئیات مدل‌ها (واحدها برحسب Cm)

مدل		F	FI	FB2	FB4	FB5	FE	FE5
ستون H=400	Bxt	450x25	450x25	450x 25	450x 25	450x25	450x25	450x 25
تیر L=645	b _{xt} t _t	200x15	200x15	200x15	200x 15	200x15	200x 15	200x 15
	h _{xt} w	400x8	400x8	400x8	400x8	400x8	400x8	400x8
	d	430	430	430	430	430	430	430
شبکه		-	-	*	*	*	-	*
آرماتور	d _b	-	-	25	25	25	-	25
سخت‌کننده داخلی		-	*	-	-	-	-	-
	t _s	-	15	-	-	-	-	-
	a _x b	-	400x 400	-	-	-	-	-
	D	-	210	-	-	-	-	-
سخت‌کننده خارجی		-	-	-	-	-	*	*
	t _s	-	-	-	-	-	15	15
	b _s	-	-	-	-	-	212	212
	b _{s1}	-	-	-	-	-	150	150
	l _s	-	-	-	-	-	500	500
	l _{s1}	-	-	-	-	-	515.4	515.4
	a _s	-	-	-	-	-	200	200
	a _{s1}	-	-	-	-	-	450	450

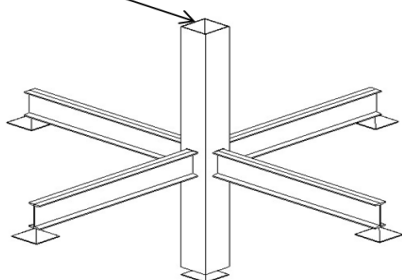


شکل ۱ جزئیات مدل‌ها

جدول ۲ مشخصات مصالح مصرفی

مصالح	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F'_c (MPa)	E (MPa)	ν	$\gamma(\text{kN/m}^3)$
فولاد	240	370	-	2×10^5	0.3	78.55
بتن	-	-	30	0.27×10^5	0.2	24.00

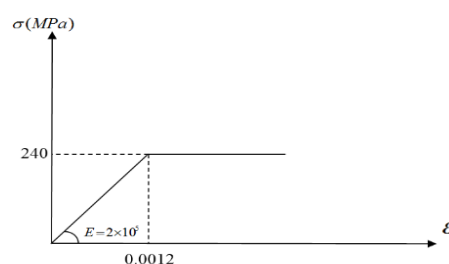
هر کدام از تیرها و پای ستون روی تکیه‌گاه مفصلی قرار دارد. برای جلوگیری از تمرکز تنش در انتهای هر کدام از تیرها و پای ستون تمامی گره‌ها به هم کوپل می‌شوند تا یکپارچه عمل کنند. شرایط مرزی در این تحقیق به گونه‌ای است که تمامی درجات آزادی انتقالی در انتهای تیرها و پای ستون مقید شده‌اند و اعمال بار به صورت اعمال نیرو و تغییر مکان افقی در بالای ستون می‌باشد. با تعریف کردن Sub step برای بارگذاری، تغییر مکان‌ها به صورت تدریجی به سازه اعمال می‌شود و نتایج نیز در هر Sub step قابل مشاهده خواهد بود.



شکل ۳ شمای کلی اتصال و نحوه اعمال بار به آن

بارگذاری مدل‌ها. تحلیل‌های انجام شده در این تحقیق بر سه نوع استوار است که عبارتند از: (۱) آنالیز استاتیکی تک‌آهنگ که به صورت افزایشی است، (۲) آنالیز هیستریزیس که به صورت رفت و برگشتی است و (۳) آنالیز مودال. اساس تحلیل تک‌آهنگ به صورت کنترل بار است و اساس تحلیل هیستریزیس به صورت کنترل تغییر مکان می‌باشد. نمودار تاریخچه زمانی بارگذاری در این تحقیق بر اساس الگوی بارگذاری SAC97 [۱۳] می‌باشد که در شکل (۴) نشان داده شده است.

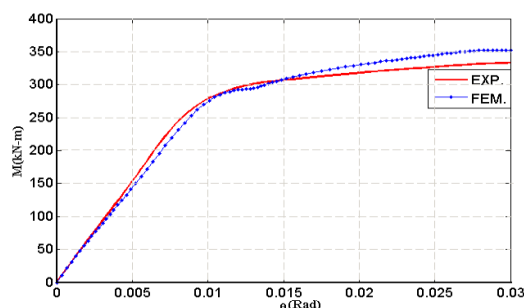
برای مصالح بتنی باتوجه به این که بتن داخل ستون در عمل به بتن محصور شده تبدیل می‌شود، در اینجا تلاش شده است که این موضوع در انتخاب ضوابط و منحنی رفتاری تنش- کرنش بتن نیز لحاظ گردد و همچنین باتوجه به این که مصالح به کار گرفته شده فولاد می‌باشد، معیار تسلیم، فون مایسز انتخاب شده است. قانون سخت‌شوندگی نیز ایزوتروپیک انتخاب شده است.



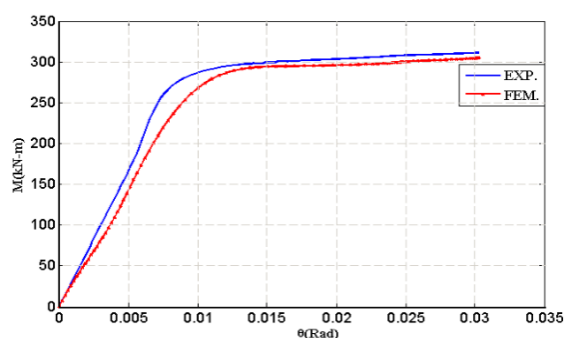
شکل ۲ منحنی الاستوپلاستیک فولاد

برای مدل کردن فولاد از المان‌های مختلفی از جمله SHELL, SOLID می‌توان استفاده کرد. در این تحقیق از المان پوسته‌ای سه‌بعدی چهارگره‌ای SHELL181 استفاده شده است. این المان اثرات هر دو تغییر شکل خمشی و غشایی را به خوبی در نظر می‌گیرد. المان دارای ۶ درجه آزادی در هر گره می‌باشد که شامل ۳ درجه آزادی انتقالی U_x , U_y و U_z در امتداد سه محور مختصات و ۳ درجه آزادی دورانی ROT_x , ROT_y , ROT_z حول سه محور مختصات می‌باشد. این المان قابلیت مدل‌سازی اجزای با ضخامت متغیر را نیز دارا می‌باشد. ضخامت‌ها در گره‌های المان تعریف می‌شوند و بین هر دو گره ضخامت به صورت خطی تغییر می‌کند.

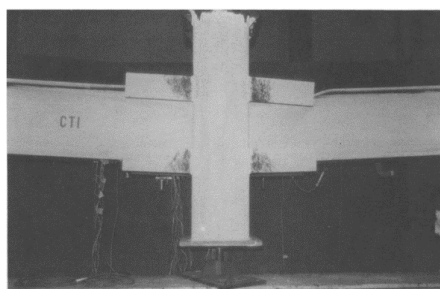
شرایط مرزی. مدل به کار رفته به این صورت است که چهار تیر هر کدام به طول ۳ متر از چهار طرف به یک ستون قوطی به طول ۴ متر متصل می‌شوند. انتهای



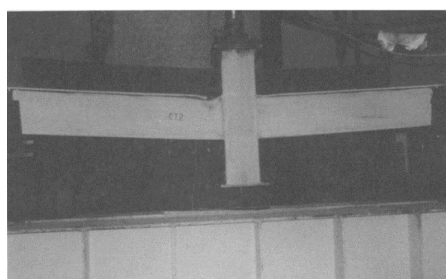
شکل ۵ منحنی ممان- دوران نمونه با سخت‌کننده خارجی T



شکل ۶ منحنی ممان- دوران نمونه با ورق پیوستگی



(الف)

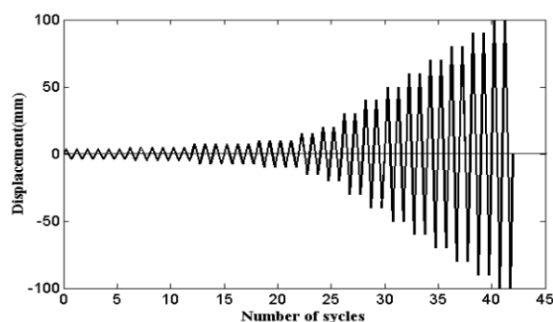


(ب)

شکل ۷ انجام آزمایش، (الف) سخت‌کننده T، (ب) ورق پیوستگی [4]

بررسی نتایج تحلیل

در این بخش پس از انجام آنالیزهای استاتیکی تک‌آهنگ، رفت و برگشتی، آنالیز مودال و حصول نتایج این آنالیزها،



شکل ۸ نمودار تاریخچه زمانی بارگذاری SAC97 [۱۳]

صحت‌سنجی تحلیلی مدل

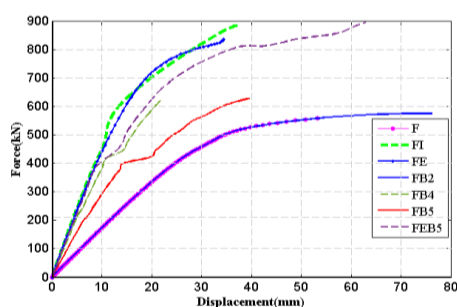
علی‌رغم این‌که مطالعات آزمایشگاهی دارای دقت و اعتبار بالایی می‌باشند ولی باتوجه به این‌که هزینه‌بر و زمانبر هستند و نیاز به امکانات و تجهیزات خاص دارند کمتر مورد توجه محققان قرار می‌گیرند. بر همین اساس استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود برای مطالعه مورد توجه قرار گرفته‌اند. باتوجه به این‌که هدف از مدل‌سازی در نرم‌افزار به‌دست آوردن رفتار واقعی سازه با تقریب قابل قبول می‌باشد، عوامل مختلفی مانند نوع المان، اندازه مش، شرایط تکیه‌گاهی، نوع رفتار مصالح و... روی رفتار نهایی مدل تأثیر می‌گذارند؛ بنابراین انتخاب صحیح موارد ذکر شده سبب افزایش دقت حل می‌شود. به‌منظور بررسی و تأیید صحت کار مدل‌سازی با نرم‌افزار ANSYS، باید نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی معتبر سنجیده شود.

در این تحقیق برای تأیید مدل‌سازی از دو نمونه آزمایشگاهی ارائه‌شده توسط شانموگام و همکاران [1,4] استفاده شده است. نمونه با سخت‌کننده خارجی T و با ورق پیوستگی داخلی توسط نرم‌افزار ANSYS مدل و آنالیز شده و نتایج حاصل به‌صورت منحنی ممان- دوران ارائه شده است. نتایج اجزای محدود مدل‌ها با نتایج آزمایشگاهی موجود در مقاله شانموگام و همکاران مقایسه شده است. تطابق خوب نتایج، صحت کار مدل- سازی را تأیید می‌کند.

مقایسه منحنی‌های ممان- دوران آزمایشگاهی و تحلیلی این دو نمونه در اشکال (۵ و ۶) ارائه شده است.

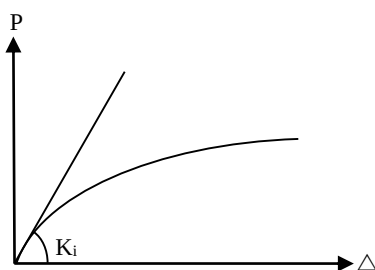
از آنجاکه سه مود اول حاکم است و مودهای بعدی از اهمیت چندانی برخوردار نمی‌باشند نتایج این سه مود در جدول (۳) ارائه شده است. برای هر اتصال مود سوم دارای بیشترین فرکانس می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که در مودهای بالاتر فرکانس‌ها افزایش می‌یابد و مدل‌های با سختی بالاتر فرکانس‌های بیشتری دارند.

بررسی نتایج تحلیل و مدل‌سازی تحت تأثیر بارگذاری تک‌آهنگ. به کمک منحنی بار- تغییر مکان اتصالات پارامترهای درصد گیرداری، ضریب شکل‌پذیری و مقاومت نهایی قابل محاسبه است. در شکل (۸) منحنی بار- تغییر مکان مدل‌های مورد مطالعه ارائه شده است.



شکل ۸ منحنی بار- تغییر مکان اتصالات مورد مطالعه

مقایسه اتصالات از دیدگاه درصد گیردای. برای محاسبه درصد گیرداری، مطابق رابطه (۱) سختی (شیب منحنی) اتصال شکل (۹) بر سختی خمشی تئوریک اعضای متصل به اتصال تقسیم می‌شود که مقدار به‌دست‌آمده همان درصد گیرداری اتصال می‌باشد.



شکل ۹ نحوه تعیین شیب منحنی

به مقایسه، بررسی و بحث در نتایج استخراج‌شده پرداخته شده است. پارامترهایی که در این بخش مورد مقایسه قرار گرفته‌اند عبارتند از ظرفیت نهایی، شکل‌پذیری، سختی اولیه، محل تشکیل مفصل پلاستیک، تنش حداکثر، میزان جذب انرژی و فرکانس‌های سازه. نتایج بررسی‌ها نشان داده است که اتصال با سخت‌کننده‌های خارجی دوزنقه‌ای شکل بهترین رفتار را در مقایسه با سایر اتصالات دارد و جایگزین بسیار مناسبی است برای اتصال با ورق پیوستگی که مدنظر آئین‌نامه می‌باشد.

بررسی نتایج آنالیز مودال اتصالات. در جدول (۳) مقادیر فرکانس و تغییر مکان افقی سه مود اول هر اتصال تحت آنالیز مودال ارائه شده است. این آنالیز برای بررسی رفتار فرکانسی اتصالات انجام گرفته است.

جدول ۳ نتایج آنالیز مودال اتصالات

نام مدل	شماره مود	فرکانس (Hz)	تغییر مکان افقی (mm)
F	۱	۱۶/۹۱۵	۱۵/۶
	۲	۱۶/۹۱۷	۱۵/۷
	۳	۲۲/۳۶۹	۲۱/۵
FI	۱	۱۷/۲۵۷	۱۵/۶
	۲	۱۷/۲۷۳	۱۵/۷
	۳	۲۲/۸۶۸	۲۱/۰۱
FE	۱	۱۶/۱۸۲	۱۵/۳۵
	۲	۱۶/۲۱۴	۱۵/۳۳
	۳	۲۳/۱۶۷	۲۰/۴۹
FB2	۱	۱۶/۴۳۵	۱۵/۵۸
	۲	۱۶/۷۶۴	۱۵/۵۱
	۳	۲۲/۹۷۸	۲۰/۶۶
FB4	۱	۱۷/۰۲۹	۱۵/۶۹
	۲	۱۷/۰۵۲	۱۵/۶۸
	۳	۲۲/۷۴۷	۲۰/۹۶
FB5	۱	۱۳/۳۰۷	۱۴/۴۶
	۲	۱۳/۴۱۲	۱۴/۴۸
	۳	۲۱/۵۲۸	۲۰/۴۷
FEB5	۱	۱۶/۱۷۵	۱۵/۳۳
	۲	۱۶/۲۰۷	۱۵/۳۲
	۳	۲۳/۱۵۷	۲۰/۴۷

امر مبین این است که اتصال با سخت‌کننده خارجی از لحاظ گیرداری جایگزین مناسبی برای ورق پیوستگی داخلی می‌باشد.

حضور ورق‌های پیوستگی در تراز بال‌های فوقانی و تحتانی تیرها در داخل ستون که مطلوب آیین‌نامه ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران می‌باشد با مشکلاتی در زمینه اجرا همراه است. از این‌رو، پیشنهاد می‌شود که تیر با سخت‌کننده‌های خارجی به همراه شبکه‌های آرماتور افقی و بتن پرکننده داخل آن به ستون متصل شود تا جایگزین مناسبی برای اتصال با ورق‌های پیوستگی باشد. مطالعات انجام‌شده نشان می‌دهد که درصد گیرداری از ۹۳/۴۸ به ۹۶/۱۸ درصد می‌رسد که باعث افزایش سختی اتصال به میزان ۲ درصد شده است. این نتیجه بیانگر آن است که این اتصال از نظر شاخص گیرداری جایگزین مناسبی برای اتصال با ورق‌های پیوستگی داخلی است و مشکلات مربوط به اجرای دشوار و نامطمئن ورق‌های پیوستگی به علت عدم جوشکاری ضلع چهارم ورق‌ها به ستون را ندارد. برای مقایسه تأثیر سخت‌کننده خارجی با شبکه‌های آرماتور افقی، میزان گیرداری اتصال این دو مدل مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج مبین این مطلب است که شاخص گیرداری مدل سوم ۹۵/۷۵ درصد و مدل چهارم ۹۲/۰۱ درصد است و نشان می‌دهد که شاخص گیرداری اتصال با سخت‌کننده خارجی حدود ۴/۰۶ درصد بیشتر از اتصال با شبکه آرماتور افقی می‌باشد.

جدول ۴ شاخص گیرداری اتصالات مورد مطالعه

نام مدل	گیرداری (R %)	$\frac{R_i}{R^*} \times 100$
F	۸۵/۳۷	۹۱/۳۲
FI(*)	۹۳/۴۸	۱۰۰
FE	۹۵/۷۵	۱۰۲/۴۲
FB2	۹۲/۰۱	۹۸/۴۳
FB4	۹۳/۳۴	۹۹/۸۵
FB5	۹۴/۲۸	۱۰۰/۸۶
FEB5	۹۶/۱۸	۱۰۲/۸۹

$$R = \frac{k_i}{K_{total}} \times 100 \quad (1)$$

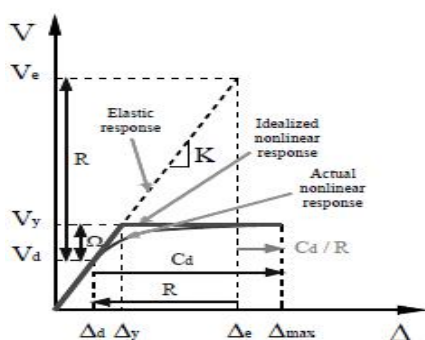
در اینجا $K_{total} = \sum \frac{3EI}{L^3}$ ، L طول هر عضو و EI صلبیت خمشی مقطع هر عضو اتصالی می‌باشد.

مدل اول فاقد هرگونه ورق پیوستگی و ورق پیرامونی است و دارای گیرداری به میزان ۸۵/۳۷ درصد می‌باشد. با اضافه کردن ورق‌های پیوستگی در تراز بال‌های فوقانی و تحتانی تیر در داخل ستون، گیرداری به میزان ۹/۴۹ درصد رشد داشته است و به ۹۳/۴۸ درصد رسیده است و سبب صلب شدن اتصال گردیده است. برای بررسی و مقایسه مدل اول و سوم ورق‌های پیوستگی از داخل ستون حذف شده‌اند و با سخت‌کننده‌های خارجی جایگزین شده‌اند. مشاهده می‌شود که درصد گیرداری به میزان ۱۲/۱۶ افزایش یافته و از ۸۵/۳۷ به ۹۵/۷۵ رسیده است که تأمین‌کننده گیرداری اتصال طبق AISC می‌باشد. اتصال پیشنهادی که شامل سخت‌کننده‌های خارجی است و به وسیله بتن پرکننده و شبکه‌های آرماتور افقی داخل ستون تقویت می‌شود، دارای درصد گیرداری حدود ۹۶/۱۸ می‌باشد که در بین تمامی مدل‌ها بیشترین درصد گیرداری را داراست و اتصال کاملاً صلب محسوب می‌شود. مقایسه این مدل با مدل اول نشان می‌دهد که حضور سخت‌کننده‌های خارجی، بتن و شبکه‌های آرماتور افقی درصد گیرداری را به میزان ۱۲/۶۶٪ افزایش داده است.

باتوجه به این‌که هدف انجام این تحقیق حذف ورق‌های پیوستگی داخلی و جایگزینی آن با سخت‌کننده‌های خارجی بوده است، در این بخش به مقایسه این دو اتصال پرداخته شده است. نتایج بیانگر این مطلب است که اتصال با ورق پیوستگی داخلی دارای شاخص گیرداری ۹۳/۴۸ درصد و اتصال با سخت‌کننده خارجی دارای شاخص گیرداری ۹۵/۷۵ درصد است که شاخص گیرداری اتصال با سخت‌کننده خارجی به میزان ۲/۴۳ درصد بیشتر از اتصال با ورق پیوستگی داخلی است. این

مفصل پلاستیک در تیر، مقدم بر ستون اتفاق افتد. با بررسی منحنی‌های بار- تغییر مکان تیر در مدل‌های مورد مطالعه، ملاحظه می‌شود در مدل‌هایی که نتایج تحلیل آنها حاکی از آن بوده است که در آنها مفصل پلاستیک به‌طور کامل در تیر تشکیل می‌شود، نسبت شکل‌پذیری افزون-تری در مقایسه با سایر اتصالات حاصل شده است. جدول (۵) مقادیر شکل‌پذیری را برای انواع مدل‌های مورد مطالعه ارائه می‌دهد.

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (2)$$



شکل ۱۱ نحوه تعیین ضریب شکل‌پذیری [۱۴]

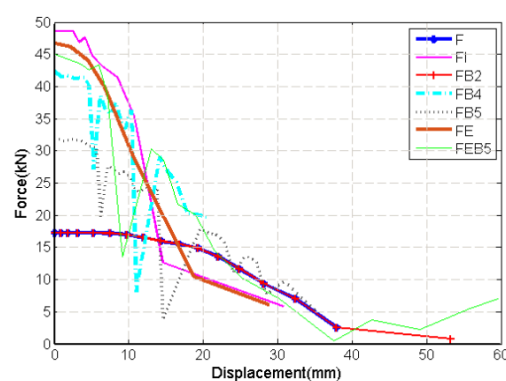
جدول ۵ ضریب شکل‌پذیری اتصالات مورد مطالعه

نام مدل	شکل‌پذیری (μ)	$\frac{\mu_i}{\mu} \times 100$
F	۳/۶۶	۵۹/۹۰
FI(*)	۶/۱۱	۱۰۰
FE	۴/۴۶	۷۲/۹۹
FB2	۳/۸۲	۶۲/۵۲
FB4	۴/۰۱	۶۵/۶۳
FB5	۴/۲	۶۸/۷۴
FEB5	۷/۰۴	۱۱۵/۲۲

باتوجه به جدول (۵) در بررسی مقایسه اتصالات مورد مطالعه، مدل دارای ورق دوزنقه‌ای پیرامونی شامل بتن و شبکه‌های آرماتور افقی در داخل ستون، بزرگ‌ترین نسبت شکل‌پذیری را از بین مدل‌های مورد مطالعه دارد

از جدول (۴) ملاحظه می‌شود که مدل اول با درصد گیرداری ۸۵/۳۷ در زمره اتصالات صلب طبقه-بندی نمی‌شود و سایر اتصالات با درصد گیرداری بالای ۹۰ درصد در محدوده اتصالات صلب طبقه‌بندی می‌شوند. مقایسه اتصالات صلب نشان می‌دهد که مدل پنجم با درصد گیرداری ۹۶/۱۸٪ نسبت به سایر اتصالات از نقطه نظر گیرداری عملکرد مناسب‌تری دارد و همچنین داده‌های جدول (۴) نشان می‌دهند که مدل‌های دارای سخت‌کننده‌های خارجی درصد گیرداری بیشتری در مقایسه با مدل‌های با ورق پیوستگی دارند. علاوه بر این مشکلات اجرایی مربوط به اجرای دشوار و نامطمئن ورق‌های پیوستگی را مرتفع نموده‌اند.

در شکل (۱۰) میزان کاهش سختی به‌ازای افزایش تغییر مکان برای مدل‌های مورد نظر ارائه شده است. باتوجه به شکل میزان سختی اولیه مدل‌های F و FB2 نسبت به سایر مدل‌ها کمتر می‌باشد و نرخ کاهش آن نیز کمتر می‌باشد. از طرفی مدل‌های FI و FE و FEB5 سختی اولیه بیشتری نسبت به سایر مدل‌ها کسب کرده‌اند و نرخ کاهش سختی در این مدل‌ها نیز بیشتر از سایرین می‌باشد.



شکل ۱۰ منحنی سختی-تغییر مکان مدل‌ها

مقایسه اتصالات از دیدگاه شکل‌پذیری. به‌طور معمول در قاب‌های خمشی چنین انتظار می‌رود که بروز پلاستیسیته در نواحی دور از بر ستون و به شکل تشکیل

و مدل دوم بعد از مدل هفتم بزرگ‌ترین نسبت شکل-پذیری را داراست. این امر مبین این مطلب است که وجود ورق‌های پیوستگی در افزایش شکل‌پذیری نقش مؤثری دارد.

مقایسه اتصالات از دیدگاه مقاومت نهایی. در جدول (۶) مقادیر بار حداکثر حاصل از تحلیل برای هر یک از اتصالات مورد مطالعه همراه با نسبت مقادیر بار فوق به مقدار بار حداکثر به‌دست‌آمده از تحلیل مدل اتصال با ورق پیوستگی داخلی (اتصال مرجع) ارائه شده است.

جدول ۶ مقاومت نهایی اتصالات مورد مطالعه

نام مدل	بار حداکثر (kN)	$\frac{P_{max i}}{P_{max}}$
F	۵۵/۷۷	۶۶/۱۱
FI(*)	۸۴/۳۶	۱۰۰
FE	۸۵/۰۹	۱۰۰/۸۶
FB2	۵۷/۷۲	۶۸/۴۲
FB4	۶۲/۱۸	۷۳/۷۱
FB5	۶۲/۷۶	۷۴/۳۹
FEB5	۸۹/۴۵	۱۰۶

از میان مدل‌های مطالعه‌شده، مدل هفتم بیشترین بار قابل تحمل را داراست و از طرفی، مدلی که بدون ورق پیوستگی و سخت‌کننده خارجی بوده است (مدل اول)، کمترین بار قابل تحمل را نشان داده است. آن‌طور که از نتایج خلاصه‌شده در جدول (۵) برای مدل‌های تحت بررسی استنتاج می‌شود، بار حداکثر اتصال دارای سخت‌کننده پیرامونی (مدل سوم)، به میزان ۸۶٪ از اتصال با ورق پیوستگی داخل ستون افزون‌تر بوده است. البته لازم به ذکر است که میزان مصالح مصرفی در اتصال دارای ورق دوزنقه‌ای پیرامونی اندکی بیش از مدل دارای ورق پیوستگی داخل ستون می‌باشد. نتیجه دیگری که از جدول (۶) استنتاج می‌شود این است که میزان بار حداکثر

در مدل پیشنهادی ۷ درصد بیشتر از مدل دارای ورق پیوستگی داخل ستون می‌باشد. همچنین از مقایسه ظرفیت نهایی مدل‌های سوم و هفتم نتیجه می‌شود که حضور بتن به‌همراه شبکه‌های آرماتور افقی باعث افزایش ۵/۱ درصدی ظرفیت اتصال می‌شود. با مقایسه اتصالات چهارم، پنجم و ششم می‌توان به تأثیر شبکه آرماتور افقی در افزایش ظرفیت نهایی اتصال اشاره کرد. با افزایش تعداد شبکه‌ها از دو به پنج، ظرفیت نهایی اتصال حدود ۸/۷ درصد و از چهار به پنج شبکه حدود ۱ درصد افزایش می‌یابد. از مقایسه ظرفیت نهایی مدل اول و دوم مشخص می‌شود که ظرفیت نهایی مدل دوم تقریباً ۵۱/۳ درصد بیشتر از مدل اول می‌باشد.

مقایسه اتصالات از دیدگاه محل تشکیل مفصل

پلاستیک. به‌طور کلی مکان‌های تشکیل مفصل پلاستیک تیر در اتصالات مختلف با هم متفاوت می‌باشد، ولی نتایج بیانگر این مطلب است که در اتصالاتی که پهنای بال تیر آنها در حضور ورق‌های دوزنقه‌ای پیرامونی در نزدیکی اتصال افزایش یافته باشد مفصل پلاستیک از بر ستون فاصله می‌گیرد و به‌طور کامل در تیر تشکیل می‌گردد. با جا دادن بتن داخل ستون قوطی‌شکل، کرنش پلاستیک در ستون کاهش می‌یابد و روند گسترش پلاستیسیته از ستون به داخل بال تیر انجام می‌گردد. همچنین مقایسه‌ها نشان می‌دهد در مدل‌های دارای ورق پیرامونی، ابتدا ورق پیرامونی در بر اتصال پلاستیک شده و با افزایش بار پلاستیسیته در ورق پیشروی می‌کند و در انتهای ورق به تیر گسترش می‌یابد و مفصل پلاستیک به‌طور کامل در تیر تشکیل می‌شود. چنان‌چه انتظار می‌رفت، موقعیت مفصل پلاستیک به اندازه طول ورق دوزنقه‌ای از بر ستون فاصله گرفته است. تنش حداکثر در داخل تیر و با فاصله مناسب از بر اتصال در محل تشکیل مفصل پلاستیک اتفاق می‌افتد. این موضوع نشان‌دهنده اثر مطلوب تقویت اتصال مورد مطالعه از راه دیافراگم پیرامونی است، که

پلاستیک در داخل تیر از کنج ستون شروع شده و در همان مکان گسترش پیدا کرده و به دنبال آن به جان تیر نفوذ کرده است.

مقایسه تنش حداکثر اتصالات. میزان حداکثر تنش ایجادشده در هر اتصال در قالب جدول (۷) ارائه شده است. برای بررسی دقیق‌تر این موضوع نسبت تنش حداکثر هر حالت نسبت به حالت مرجع نیز ارائه گردیده است.

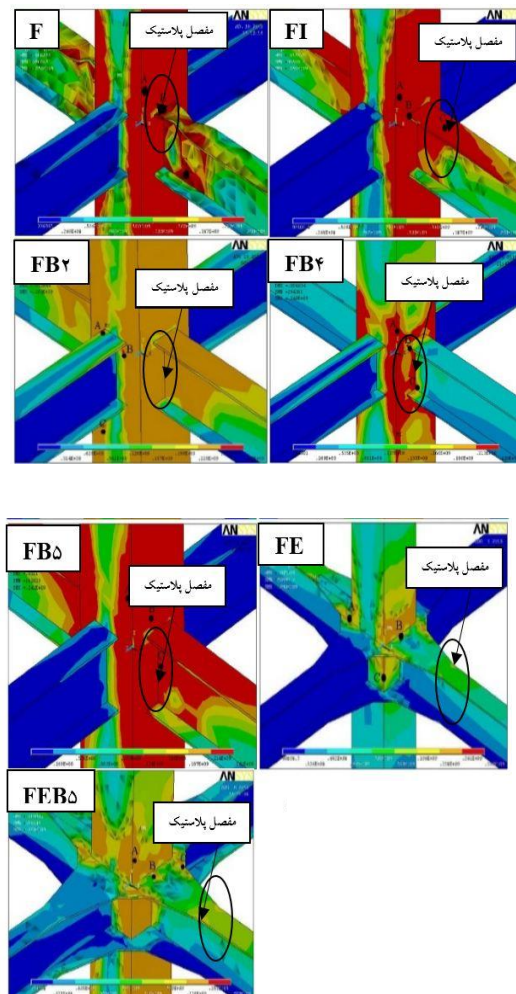
جدول ۷ مقادیر حداکثر تنش اتصالات

نام مدل	محل حداکثر تنش	حداکثر تنش (Mpa)	$\frac{\sigma_i}{\sigma_*} \times 100$
F	B	۲۸۵	۱۰۲/۱۵
FI(*)	C	۲۷۹	۱۰۰
FE	B	۳۳۰	۱۱۸/۲۸
FB2	C	۳۰۵	۱۰۹/۳۱
FB4	A	۲۹۴	۱۰۵/۳۸
FB5	A	۲۶۰	۹۳/۱۹
FEB5	A	۳۶۴	۱۳۰/۴۶

حضور المان خارجی سبب افزایش سختی در اطراف چشمه اتصال می‌شود. از آنجایی که نیرو به نسبت سختی توزیع می‌شود، تنش در این اتصالات افزایش می‌یابد. بنابراین، مدل‌های FE با حدود ۱۸ درصد و مدل FEB5 با ۳۰/۴۶ درصد افزایش تأثیر المان‌های خارج را به‌خوبی نشان می‌دهند.

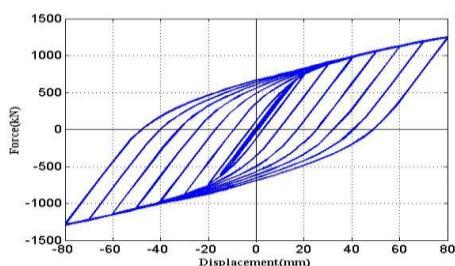
بررسی نتایج تحلیل و مدل‌سازی تحت تأثیر بارگذاری رفت و برگشتی. مجموعه منحنی‌های حاصل از بارگذاری چرخه‌ای مدل‌های اجزای محدود اتصالات مورد مطالعه به‌صورت چرخه‌های هیستریک بار-تغییر مکان تیر در اشکال (۱۳ تا ۱۹) ارائه شده است.

باتوجه به فرم دوزنقه‌ای شکل سبب شده است که تشکیل مفصل پلاستیک در موقعیت مناسب و در فاصله‌ای برابر با طول ورق دوزنقه‌ای شکل از بر اتصال انجام گیرد. با جا دادن بتن داخل ستون قوطی شکل دارای سخت‌کننده خارجی، کرنش پلاستیک در مقایسه با مدل ستون قوطی شکل بدون بتن پرکننده تغییر چندانی نشان نداده است.

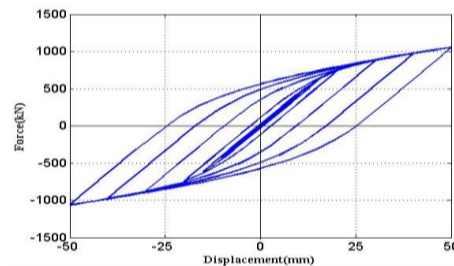


شکل ۱۲ توزیع تنش اتصالات

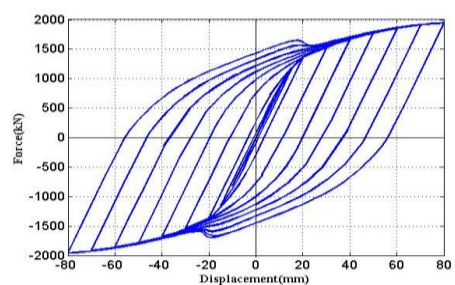
نکته مهمی که از استفاده بتن در داخل ستون استنتاج می‌شود، کاهش قابل ملاحظه مقادیر تنش و تغییر شکل ورق در ستون است. در مدل شامل ورق پیوستگی داخلی به‌همراه بتن داخل ستون کرنش



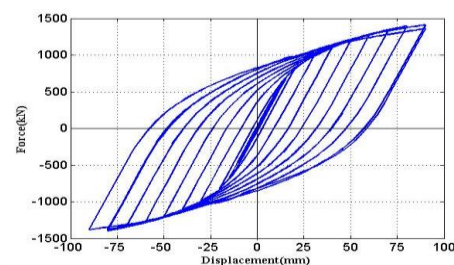
شکل ۱۸ منحنی هیستریزس مدل FB5



شکل ۱۳ منحنی هیستریزس مدل F

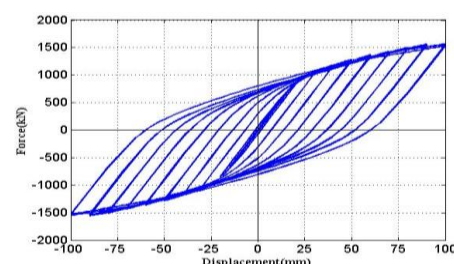


شکل ۱۹ منحنی هیستریزس مدل FEB5



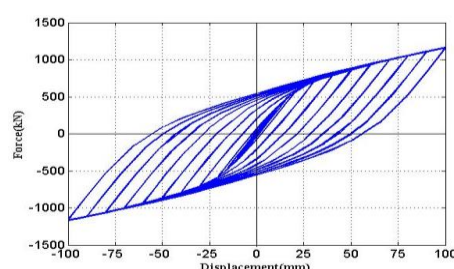
شکل ۱۴ منحنی هیستریزس مدل FI

منحنی هیستریزس مدل‌ها نشان می‌دهد که اتصال پیشنهادی دارای بیشترین جذب انرژی است و پس از آن مدل سوم از جذب انرژی بالایی برخوردار است که علت این امر وجود سخت‌کننده‌های خارجی بوده است.



شکل ۱۵ منحنی هیستریزس مدل FE

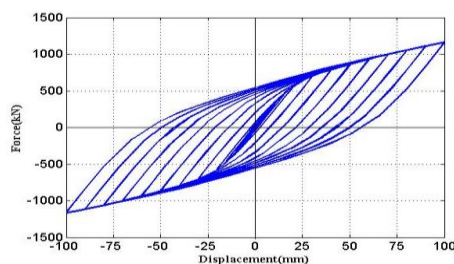
مقایسه میزان جذب انرژی اتصالات. یکی از پارامترهایی که کفایت اتصال را بیان می‌کند، میزان انرژی جذب‌شده توسط اتصال می‌باشد. هرچه این مقدار بیشتر باشد رفتار اتصال مناسب‌تر است. میزان انرژی جذب‌شده توسط اتصالات براساس چرخه هیستریزس مدل‌ها در قالب جدول (۷) ارائه شده است.



شکل ۱۶ منحنی هیستریزس مدل FB2

جدول ۸ مقادیر انرژی مطلق و نسبی اتصالات

نام مدل	انرژی اتصال E_i (kJ)	$\frac{E_i}{E^*} \times 100$
F	۱۳۹۰۵/۶۷	۷۲/۳۵
FI(*)	۱۹۲۲۰	۱۰۰
FE	۱۹۸۰۰	۱۰۳/۰۱۷
FB2	۱۴۳۳۸/۲	۷۴/۶
FB4	۱۵۸۷۵/۷۲	۸۲/۶
FB5	۱۶۴۱۰/۰۲	۸۵/۳۴
FEB5	۲۷۶۱۹/۱۴	۱۴۳/۷۵



شکل ۱۷ منحنی هیستریزس مدل FB4

۵- در بین مدل‌های مطالعه شده مدل (FEB5)، شکل-پذیری معادل $7/04$ را داراست و بعد از آن اتصال با ورق‌های پیوستگی داخلی بیشترین شکل‌پذیری را به خود اختصاص داده است که نشان‌دهنده تأثیر المان‌های داخلی یعنی شبکه‌های آرماتور و ورق‌های پیوستگی در میزان شکل‌پذیری می‌باشد.

۶- مقاومت نهایی اتصال پیشنهادی بالاترین مقدار را در بین مدل‌ها به خود اختصاص داده است که علت این امر حضور هم‌زمان سخت‌کننده‌های خارجی، شبکه-های آرماتور افقی و بتن پرکننده داخل ستون می‌باشد.

۷- وجود سخت‌کننده‌های خارجی در اطراف اتصال، محل تشکیل مفصل پلاستیک را از بر ستون به فاصله طول ورق‌های پیرامونی دور می‌کند و به منطقه امن و کنترل‌شده‌ای در داخل تیر هدایت می‌کند.

۸- افزایش تعداد شبکه‌های آرماتور افقی در چشمه اتصال سبب افزایش $2/75$ درصدی میزان گیرداری شده و شکل‌پذیری را به میزان $3/75$ درصد بالا برده و همچنین مقاومت نهایی چشمه اتصال را $6/67$ درصد بهبود بخشیده است.

۹- از روی منحنی هیستریزس مدل‌ها نتیجه شده که میزان استهلاک انرژی مدل پیشنهادی به علت عریض‌تر بودن منحنی نسبت به سایر مدل‌ها بیشتر بوده است.

۱۰- از نظر توزیع تنش، ورق‌های پیوستگی بهترین عملکرد را داشته‌اند. لازم به ذکر است که توزیع تنش در نزدیکی چشمه اتصال غیریکنواخت می‌شود و با دور شدن از آن یکنواخت می‌گردد.

۱۱- باتوجه به این‌که درصد گیرداری مدل اول کمتر از 90 درصد است، جزو اتصالات نیمه‌صلب محسوب می‌شود و سایر مدل‌ها با داشتن درصد گیرداری بالای 90 درصد جزو اتصالات صلب طبقه‌بندی می‌شوند.

باتوجه به این‌که اتصال شامل ورق‌های پیوستگی، با توصیه‌های آئین‌نامه 2800 تطابق دارد، به‌عنوان معیار مقایسه در نظر گرفته شده است و مقدار انرژی جذب‌شده در چرخه مورد بحث، درمقایسه با مقادیر متناظر محاسبه شده، برای مدل با ورق پیوستگی ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که میزان جذب انرژی مدل هفتم به علت حضور سخت‌کننده خارجی بیشتر از سایر مدل‌ها بوده است.

نتیجه‌گیری

نتایج قابل ملاحظه‌ای که از این بررسی‌ها به دست آمده است، به شرح زیر می‌باشد:

۱- باتوجه به اجرای دشوار ورق‌های پیوستگی و جایگزینی آن با سخت‌کننده‌های خارجی مشاهده می‌شود که سخت‌کننده‌های خارجی سبب افزایش درصد گیرداری و مقاومت نهایی اتصال می‌شوند و مفصل پلاستیک را به منطقه امن و کنترل‌شده‌ای هدایت می‌کنند، ولی به میزان اندکی شکل‌پذیری اتصال را کاهش می‌دهند؛ از این‌رو، این سخت‌کننده‌ها می‌توانند جایگزین مناسبی برای ورق‌های پیوستگی داخل ستون باشند.

۲- جانمایی ورق‌های پیوستگی داخل ستون سبب افزایش گیرداری، شکل‌پذیری و ظرفیت نهایی اتصال شده است.

۳- از مقایسه مدل‌های با سخت‌کننده‌های خارجی نتیجه می‌شود که شبکه‌های آرماتور در اتصال سبب افزایش درصد گیرداری اتصال از $95/75$ به $96/18$ درصد می‌شوند و شکل‌پذیری اتصال را به میزان $57/74$ درصد افزایش می‌دهند و سبب بهبود قابل-ملاحظه‌ای در ظرفیت اتصال می‌شوند.

۴- در حیطه بررسی‌ها، مدل پیشنهادی (FEB5) با سختی $96/18$ درصد و مدل (FE) با سختی $95/75$ درصد بیشترین درصد گیرداری را به خود اختصاص داده‌اند و جایگزین مناسبی برای اتصال با ورق‌های پیوستگی داخلی می‌باشند.

مراجع

1. Lee, S.L., Ting, L. C. and Shanmugam, N. E., "Box Column to I-beam Connections with External Stiffeners", *Journal of Construct. Steel Research*, Vol.18, pp. 209-226, (1991).
2. Lee, S.L., Ting, L. C. and Shanmugam, N. E., "Use of External T-stiffeners in Box-column to I-beam Connections", *Journal of Construct. Steel Research*, Vol. 26, pp. 77-98, (1993).
3. Lee, S.L. Ting, L. C. and Shanmugam, N. E., "Nonlinear Analysis of I-beam to Box Column Connections", *Journal of Construct. Steel Research*, Vol. 28, pp. 257-278, (1994).
4. Lee, S.L. Ting, L. C. and Shanmugam, N. E., "Behavior of I-beam to Box-column Connection Stiffened Externally and Subjected to Fluctuating Loads", *Journal of Construct. Steel Research*, Vol. 20, pp.129-148, (1991).
5. Lee, S.L. Ting, L. C. and Shanmugam, N. E., "Static Behavior of I-beam to Box-column Connections with External Stiffeners", *The Structural Engineer*, Vol. 71(15), pp.269-275, (1993).
6. Shanmugam, N. E, Fellow, ASCE and. Ting, L. C, "Welded Interior Box-column to I-beam Connections", *Journal of structural engineering*, pp. 824-830, (1995).
7. Lee, S.L. Ting, L. C. and Shanmugam, N. E., "Design of I-beam to Box-column Connections Stiffened Externally", *Engineering Journal*, pp. 141-149, (1993).
۸. مالک شاهرخ، حاجی فتحعلی، «مطالعه رفتار تیر به ستون قوطی شکل»، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشکده فنی، (۱۳۸۹).
۹. زاهدی مرتضی، سفیدگران مجید، «استفاده از سخت‌کننده‌های بیرونی به‌عنوان جایگزینی برای ورق‌های پیوستگی داخلی در اتصالات صلب تیر I به ستون قوطی شکل»، هفتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، (۱۳۸۵).
10. Goswami, R. and Murty, C.V.R., "Externally Reinforced Welded I-beam-to Box-column Seismic Connection", *Journal of engineering mechanics ASCE*, Vol. 136(1), pp. 23-30, (2010).
11. Satish Kumar, S.R. and Prasada Roa, D.V. "RHS Beam-to-column Connection with Web Opening- Experimental Study and Finite Element Modeling", *Journal of constructional steel research*, Vol. 62, pp. 739-746, (2006).
12. Prasada Roa, D.V. and Satish Kumar, S.R. "RHS Beam-to-column Connection with Web Opening Parametric Study and Design Guidelines", *Journal of constructional steel research*, Vol. 62, pp. 747-756, (2006).
13. Clark, P., Protocol for Fabrication, "Inspection, Testing, and Documentation of Beam-column Connection Test and other Experimental Specimen", *SAC Joint Venture, Sacramento, California*, (1997)
14. Uang, C. M., "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions.", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.117, No 10, pp.19-28 , (1991).

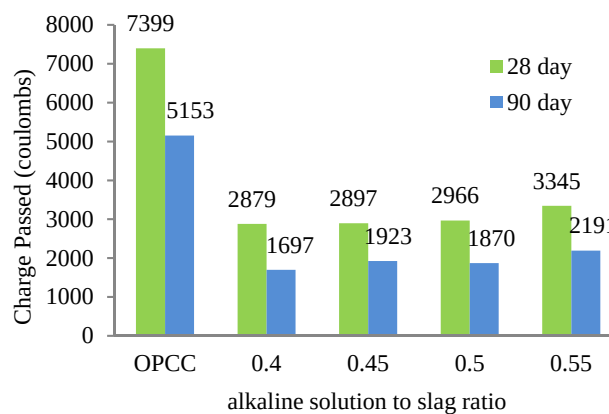


Fig 3. Results of RCPT

As Figure 3 shows, the increase of alkaline-solution/slag ratio has increased the quantity of passing electric charge in both 28-day and 90-day samples. This means that higher alkaline-solution/slag ratios have decreased the resistance of samples against penetration of chlorine ions.

In this subsection, the results of water impermeability test, Figure 4, conducted on 28-day samples in accordance with EN 12390-8 guidelines is presented. To clarify the effect of alkaline-solution to slag ratio on water penetration, the results of water impermeability test were is shown in Figure 4.

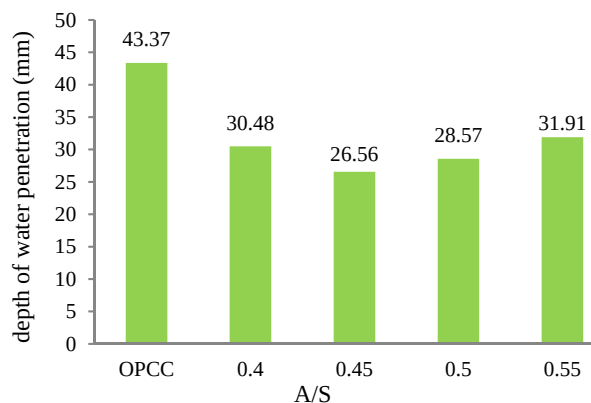


Fig. 4. Effect of alkaline-solution to slag ratio on water penetration.

To compare the microscopic structure of alkali activated slag concrete with ordinary concrete, scanning electron microscopy (SEM) images were prepared from both concrete, shown in Figures 6 and 7.

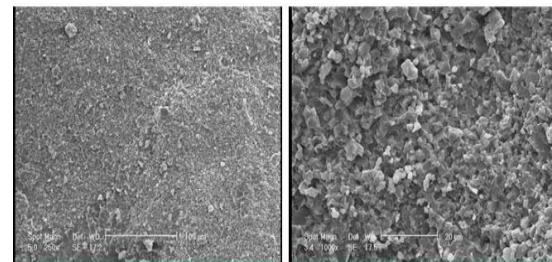


Fig 5. Electron microscope image from the sample of alkali activated slag concrete

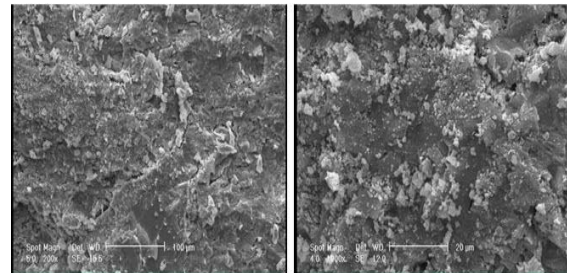


Fig 6. Electron microscope image from the sample of alkali activated slag concrete

3. Conclusion

In this study, the effect of alkaline-solution/slag ratio variation on permeability of alkali activated slag concrete were experimentally examined. AASC and OPCC samples were subjected to a series of tests, including: slump, compressive strength, the initial and total water absorption, the rapid chloride permeability (RCPT) and the water impermeability test. Based on the results obtained it can be concluded that:

1. In all but one test (short-term water absorption), AASC outperformed Portland cement concrete.
2. There is only a slight difference between short-term water absorption and total water absorption of AASC and this can be considered as another positive feature of this type of concrete.
3. Based on the test results, the alkaline-solution/slag ratios of 0.45 and 0.50 are the optimum values for AASC production.
4. Alkali activated slag concrete have more regular and crystalline structure than ordinary concrete.

The Effect of Alkaline solution-to-slag ratio on Permeability of Alkali Activated Slag Concrete

Kiachehr Behfarnia¹

Majid Rostami Galehdar²

1. Introduction

Features such as convenient moldability, good fire resistance, easy production, and high economic advantage have turned concrete into the best-known, most popular, and most widely used construction material. This growing use of concrete and cement and its expected impacts on environment and sustainable development highlights the importance of novel methods and technologies of concrete production. The use of alkali activated cements as the third generation of cementitious material (after lime and Portland cement) has a relatively long history.

Durability of concrete is one of its most important properties, since concrete is required to endure the design conditions throughout the entire life of structure. Chemical agents are among the factors that can reduce this durability.

This factor, permeability, is especially more importance for hydraulic structures and those that are situated in marine environment. Reducing the permeability of concrete can therefore improve its durability and prolong the service life of structures. Sodium hydroxide, potassium hydroxide, sodium carbonate or a combination of sodium-potassium hydroxide with sodium silicate or potassium silicate are the most commonly used activator compounds.

2. Materials and experimental work

In this study, the 28-day and 90-day compressive strengths of cubic samples were measured. Figure 1, which shows the 28-day and 90-day compressive strengths of samples, demonstrates the effect of A/S ratio on the compressive strength of samples.

As Figure 1 shows, as A/S ratio increases from 0.4 to 0.55, compressive strength first increases but then exhibits a slightly downward trend.

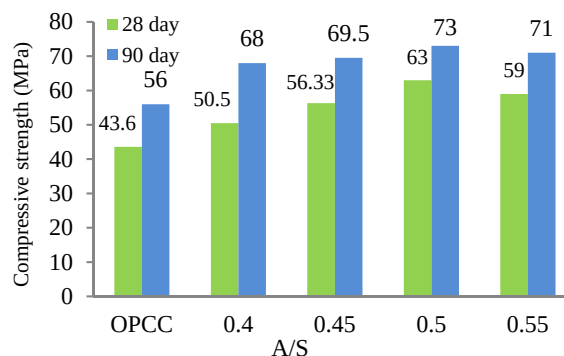


Fig 1. Effect of alkaline-solution to slag ratio on compressive strength

As Figure 2 shows, the increase in alkaline-solution/slag ratio has increased both short-term and total water absorption, but this increase has been marginal. Moreover, the results show that there is only a slight difference between short-term and total water absorption of AAS concretes with different A/S. It should also be mentioned that according to Iranian Code of Practice for Concrete Durability in the Persian Gulf and Omman Sea Region (PGOSR), the short-term water absorption reported for all alkaline-solution/slag ratios are suitable for ambient condition C.

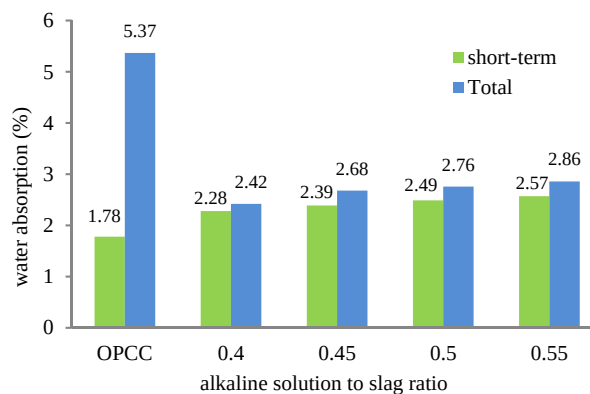


Fig 2. Short-term and total water absorption results

In this study, the rapid chloride permeability test (RCPT) was conducted in accordance with ASTM C1202 guidelines (Figure 3). To achieve a higher accuracy, the samples were tested in 20 minutes intervals.

¹ Corresponding Author, Associate Professor, Department Civil Engineering, Isfahan University of Technology. Email: kia@cc.iut.ac.ir

² M.Sc, Department Civil Engineering, Isfahan University of Technology.

Table 1. The impact numbers on regular and fiber reinforced panels

Design Number	Specimen Dimension(cm)	First cracking	Final crushing
		number	number
NC-C1.1	30*30*2.3	1	1
NC-C1.2	30*30*2.3	1	1
NC-C2.1	30*30*4	1	1
NC-C2.2	30*30*4	1	1
PP-B1.1	30*30*2.3	1	4
PP-B1.2	30*30*2.3	1	3
PP-B2.1	30*30*4	1	47
PP-B2.2	30*30*4	1	55
PVA-A1.1	30*30*2.3	1	4
PVA-A1.2	30*30*2.3	1	4
PVA-A2.1	30*30*4	17	156
PVA-A2.2	30*30*4	19	163

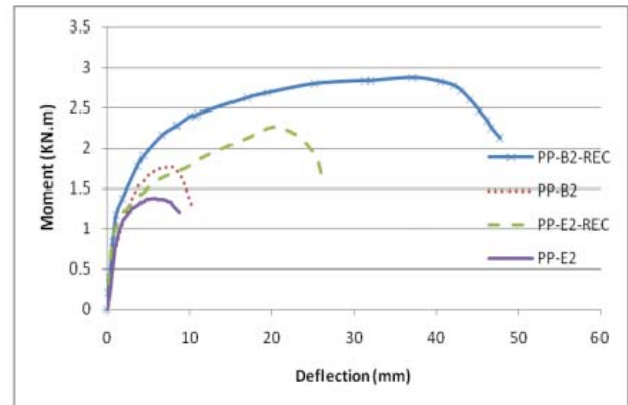
As show in Figure 3, the maximum moment tolerated by rectangular panels was higher than that of square shape panels. And also it is clear that increasing fiber percentage had the important role in improving of performance at concrete specimens reinforced with PP fibers.

4- Conclusion

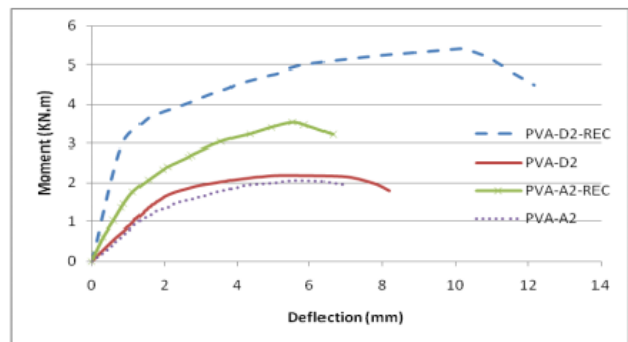
The compressive and flexural static plus impact tests were conducted on regular and also fiber reinforced concrete specimens and the following results were obtained:

- The load capacity and tensile and impact strengths of concrete slabs were significantly increased by adding PVA and PP fibers.
- The impact strength of specimens reinforced with PVA fiber was almost three times that of specimens with PP fibers.
- The strength and energy absorption of rectangular specimen reinforced with PVA were increased up to 54% and twice after increasing the fiber percentage up to 50%.
- The strain at maximum stress capacity and maximum collapse stain of fiber reinforced concrete cylinder specimens were increased up to 4 and 6 times after adding 2% fiber compared with regular concrete specimens.
- The maximum static load capacity of specimens reinforced with PVA fibers was higher that other specimen strengths indicating higher impact capacities of these

specimens compared with the other specimens.



a. PP Fiber



b. PVA fiber

Fig. 3. Moment – Displacement curve of square and rectangular 4 cm thickness specimens reinforced with PP and PVA fibers

Experimental Investigation of Flexural and Impact Behavior of Flexible FRC Slabs

Mohammad Kazem Sharbatdar¹
Mohammad Karami²

1-Introduction

Concrete is widely used in civil engineering constructions due to its significant and proper characteristics. Though concrete is convenient and inexpensive to be made, its brittle behavior upon tensile loading is one of its adverse properties that lead to the development of fiber reinforced concretes (FRCs) and some types of fibers such as steel, carbon, glass and polymer fibers are added to the concrete mixture to overcome these deficiencies. The brittle behavior of concrete is due to the fast growing of a single crack that leads to the uncontrollable failure of the specimen. High tenacity and modulus of elasticity are the notable characteristics of these fibers which are specifically focused in this research. The results revealed good performance of the specimens reinforced with such fibers. The amount of fibers which are expected to be added mainly depends on the functions of the elements which are going to be casted. Adding less than one percent of the fibers to the concrete mixture is suggested to restrain possible shrinkage therein while structural improvement such as flexural enhancement requires more amounts of fibers.

2- Experimental Program

This research aims to investigate the static and impact behavior of some types of FRC specimens casted with Poly Vinyl Alcohol (PVA) and Poly Propylene (PP) fibers that involve suitable mechanical properties as reinforcing materials for concrete. In the present study, drop weight test and static load test were implemented on fifty six specimens in order to investigate the properties of PVA & PP reinforced concretes. The characteristics of PP and PVA FRC specimens under impact and flexural tests with totally 56 specimens were investigated in this paper. The output results were simultaneously recorded by a digital data logger to derive the required parameters in order for input into the related diagrams namely Load-Deflection curve to be drawn and interpreted and

consequently the values of energy absorption to be determined. The used material is shown in Figure 1.



Fig. 1. Used material

The details of impact test support with drop weight is shown in Figure 2.

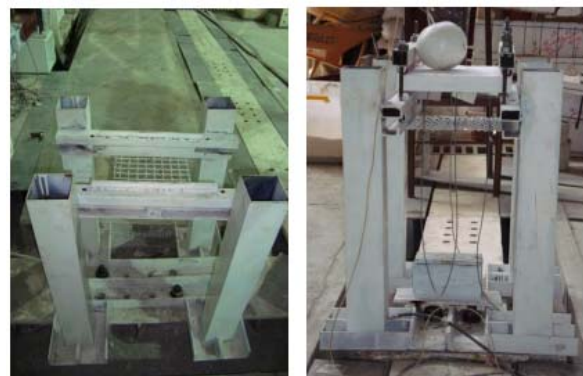


Fig. 2. Details of impact test support

3-Experimental Results

The results revealed a significant increase in effective parameters namely impact strength and energy absorption at tested specimens. In fact, the whole results demonstrate a good performance of concrete specimens reinforced with the above mentioned fibers. The strength and energy absorption of rectangular specimens were respectively increased by 54 and 200% when the PVA fiber percentage was twice. Final strength PVA specimen with 3% fiber was 87% higher than that of PP specimen with same fiber percentage. The impact strength of specimens reinforced with PVA fiber was three times that of same specimen reinforced with PP fiber as shown in Table 1.

¹ Corresponding Author, Associate Professor, Civil Engineering Faculty, Semnan University.
Email: msharbatdar@semnan.ac.ir

² Structural M.Sc, Civil Engineering Faculty, Semnan University.

untreated soil (lower max. dry density) and shifted to the right (higher optimum water content) as shown in Fig.1. Addition of lime (all 4 types of lime) to bentonite soil caused a decrease in swelling pressure as shown in F. In fact addition of lime to the soil causes increase in calcium ion in the soil that replaces sodium and potassium ions in the clay and those replaced cations have lesser tendency to absorb water and cause improvement in the plastic properties and decrease in swelling pressure of soil. For treated soil samples with increase in curing period, the amount of swelling pressure and the time to reach primary swelling pressure decreased. This means that treated soil samples in comparison to untreated soil showed faster rate of swelling pressure development with time. This could be due to increase in the permeability of samples as the result of flocculation of soil particles in the presence of calcium cation. Hardening of soil with curing period could be another reason for faster rate of swelling pressure development with time with increase in curing period.

5- Conclusion

- 1- Both quick lime (IL and TL) showed better behavior in decreasing of swelling pressure. Most decrease in swelling pressure was for traditional quick lime sample with 90 days of curing period.
- 2- The increase in curing period for all four types of lime caused decrease in swelling pressure.
- 3- Addition of all four lime to soil caused a decrease in C_{aps}
- 4- Addition of all four lime caused decrease in $C_{sstrain}$ and $C_{sstress}$
- 5- According to test results obtained, the addition of quick lime with high percentage of CaO and with 28 days of curing is most economical and better behavior in lowering the swelling pressure and swelling index.

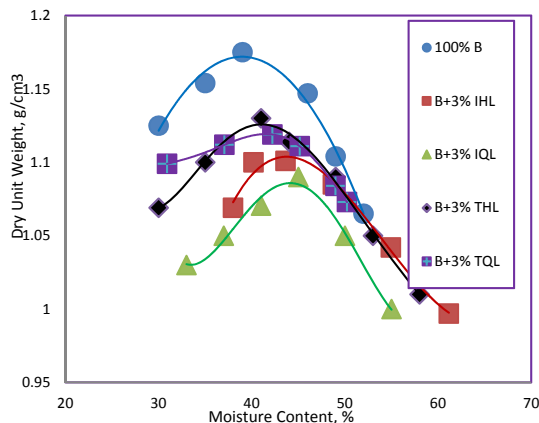


Fig. 1 Compaction Curves for Different Samples.

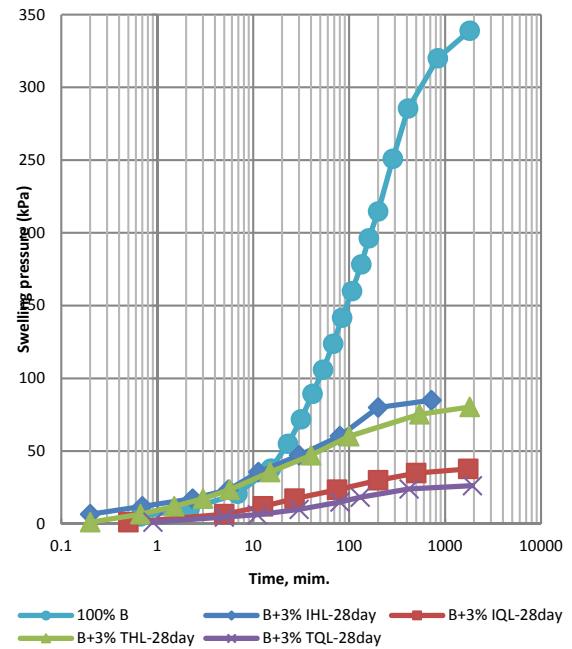


Fig. 2 Time Rate of Swelling Pressure Development for Different Samples

Comparing the Influence of Kinds of Lime on Time and Swelling Pressure of Bentonite

Mohammad S. Pakbaz¹ Adel Kazempoor²
Iraj Rasoolan³

1- Introduction

Expansive soils are soils that expand in volume due to increase in moisture. One of the most effective methods for reducing the swelling characteristics of clayey soils is use of lime in the soil. Despite the fact that many research studies have been done on this subject for a long time in the past, it is still of interest to many researchers in the world. Lime mainly consists of Calcium Oxide (CaO) or quick lime and Calcium hydroxide [Ca(OH)₂] or hydrated lime. When at least 3 % of lime is mixed in clayey soils in the presence of water, the pH of soil increases to 12.4 and in this condition silicates (SiO₂) and aluminates (Al₂O₃) are detached from the clay minerals into soil water solution. These species then react with Calcium cation from the lime and as a result hydrated Calcium silicate (CSH) and hydrated Calcium aluminates (CAH) are formed which are then hardened with time and cause cementation between clay particles. The amount of 3 to 8 % lime in terms of dry weight of soil is the proper amount for stabilization of expansive soil. However, determination of the least amount of lime necessary for pozzolanic reaction to begin in soil depends on the quality of lime, temperature and the volume of water present.

2-Materials

Bentonite used in this research was obtained from Kashan Doreen Co. Its index properties are given in Table 1.

Industrial and traditional limes used were obtained from Lorestan and Haftkel, respectively.

Table 1 Characteristics of Bentonite

8	W (%)	ASTM
79	CF (%)	D422-63
2.65	G _s	D854
25	SL (%)	D4318
36	PL (%)	D4318
155	LL (%)	D4318
119	PI (%)	D4318
1.5	A	D4318
CH	Class	D2488-06

3.Tests

In this research three groups of test were performed:

- 1-Index tests consisted of Atterberg limits and standard Proctor compaction ASTM D698.
- 2- Constant volume swelling pressure tests according to ASTM 4546
- 3- Unloading tests using stress and strain controlled methods

Three groups of samples were prepared for testing

-Untreated soil samples

- Soil samples wet mixed with both hydrated industrial (IL) and traditional (TL) lime with 0,1,7,28 and 90 days of curing period
- Soil samples dry mixed with both quick IL and TL with 0,1,7,28 and 90 days of curing period.

Constant Volume Swelling Pressure – Unloading

test. In constant volume swelling pressure test the objective is to find the highest pressure required to maintain the initial height of the sample after inundation. In this method after the soil sample is placed into oedometer and water is added surcharge loads are added in stages in order to maintain the initial height of the sample until ultimate swelling pressure is reached. In this method small surcharge load of about 10 kPa is applied to the sample until compression in the sample occurs (due to air removal), immediately after completion of compression, soil sample begins to swell upon water absorption. Swelling of the sample is allowed until the initial volume (initial height of sample) is reached. At this time, the next surcharge load is added (about 10 kPa) to the sample. The process is repeated until the ultimate swelling pressure is reached. This ultimate swelling pressure is called swelling pressure. After completion of constant volume swelling pressure measurement, in order to obtain swelling index of the soil sample, the sample is unloaded. For all samples tested unloading was performed using both stress and strain controlled method.

4. Test Results

According to Atterberg limits test, all samples had high swelling potential. Liquid limit for treated soil with IL and TL quick lime was increased as compared to untreated soil. The reason for that could be the tendency of quick lime to absorb water.

Compaction curves for all treated soil samples with all four kinds of lime were lower than that for

¹ Corresponding Author, Assoc. Prof. , Civil Engineering Department, Shahid Chamran University of Ahvaz, Iran.

Email: pakbaz_m@scu.ac.ir

² MSc Geotechnical Engineering, Civil Engineering Department , Shahid Chamran University of Ahvaz, Iran.

³ Asst. Prof., Civil Engineering Department, Shahid Chamran University of Ahvaz, Iran.

4-The Effect of the Distance between Core and Casing on the Behavior of Concrete Frame Reinforced with Buckling Restrained Brace

In order to investigate the effects of changing of the parameter of the distance between core and steel casing on the behavior of concrete frame reinforced with buckling-restrained brace, models having the distance parameters of 1, 2, 3, and 4 mm and model without distance have been prepared and analyzed for which the obtained results are presented. For examining the behavior of the finite element models, nonlinear static analysis under increasing lateral load has been used. The loading is gradually applied to the structure, starting from zero, and it increases to an extent until the structure reaches the stage of collapsing. The analysis results are shown in Figure 4.

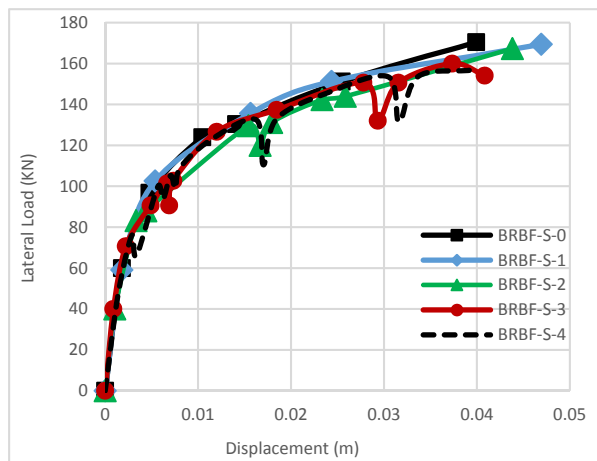


Fig 4. Load-displacement curve of frame models reinforced by buckling-restrained brace having distance between core and casing

Table 1. Analysis results of models having distance between core and casing

Model Name	Distance between core and casing	P _u (KN)	δ _u (m)	E (KN.m)
BRBF-S-0	0	170	0.04	5.43
BRBF-S-1	1	171	0.044	6.06
BRBF-S-2	2	167	0.043	5/5
BRBF-S-3	3	154	0.041	5/2
BRBF-S-4	4	157	0.04	4/65

Table 1 represents the amount of deformation, strength, and energy dissipation of models with different distances between core and casing.

5- Conclusion

The amount of energy dissipation by the structure has a direct relation with the number of buckling half waves and consequently, the number of core-to-casing contacts. Thus, the more the number of contacts, the greater is the amount of energy absorption by the structure.

The less the distance between core and casing, the more the core-to-casing number of contacts. However, greater displacements are required for the formation of half-waves as the distance between core and casing increases. Therefore, because of the lack of contacting of core to the casing in some displacements, the structure energy dissipation drops down and remains until contacting of the core with the casing.

In the case of no space between core and casing (S=0), it is reduced from the structure lateral deformation.

At the distances of 1 to 2 mm between core and steel casing, the core is of the best behavior in terms of ductility and it has the maximum number of buckling half-waves, which lead to more energy absorption, itself. Moreover, by increasing the distance between core and casing, the number of vibrations is reduced and it is reduced from energy absorption by the brace.

The Effect of the Distance between Core and Steel Casing on the Behavior of Concrete Frame Reinforced with Buckling-Restrained eccentrically Braces

Ali Kheir-alдин¹

Mohammad Mollaie²

1-Introduction

Studying previous earthquakes indicates that most concrete buildings are not earthquake resistant. Changing the use, changing the regulation criteria, and building development are among the reasons that make retrofitting mandatory. Among the retrofitting methods, most attention is paid to the use of steel braces due to ease and high speed of construction, and lower cost of repair or replacement of damaged bracing system after earthquakes. At the same time, steel bracing system is also of some shortcomings among which the main problems are related to weak post-buckling behavior, and stiffness and strength losses in the performance of compressive members in conventional steel braces. The buckling-restrained bracing system is a new type of bracing system along with energy dissipation that the brace behavior in pressure is the same as its behavior in tension and as a result, it is of a much better ductility and energy dissipation compared to conventional braces.

In this research, the reinforcement of concrete frames using buckling restrained eccentrically braces has been analyzed and by changing the distance between core and casing, the effect of this parameter on the brace behavior has been investigated.

2-Experimental Prototype

In order to validate the model, the experimental studies performed by Khampanit et al. (2014) have been used. The experimental investigation includes a buckling-restrained concrete bracing frame. The concrete frame characteristics are related to the building of a school in Thailand. The manufactured model has a scale of 0.5 relative to the main frame. The frame height is 1.6m, the frame span is 4m, columns have dimensions of 0.15×0.15 m, the beam dimensions are 0.15×0.3 m. The used bracing system is of fully-steel buckling-restrained type. Using hydraulic jacks, the samples have been subjected to pseudo-static lateral loading, having the time history presented in Figure 1. Additionally, a constant gravity force of 150 kN has been applied to the columns.

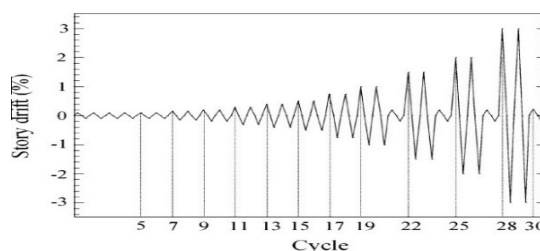


Fig 1. Cyclic loading pattern

3-Finite Element modeling of the Sample

In this section, the experimental sample is modeled by using finite element method (FEM) and by the help of ABAQUS software, and the results are considered for validation.

Regarding the three-dimensional (3D) model of the frame and brace, damaged concrete plasticity model and 3D 8-node element C3D8R have been used for modeling of concrete, and bilinear stress-strain behavior and 3D 2-node truss element T3D2 has also been used for modeling of steel.

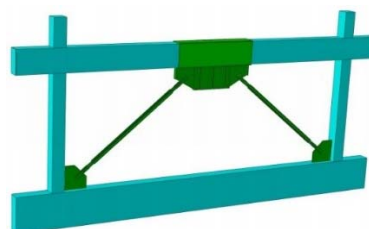


Fig 2. Finite element model of the reinforced concrete frame

After the analysis of the finite element models, their hysteretic envelope curves were drawn and the obtained results were compared with the results from experimental samples.

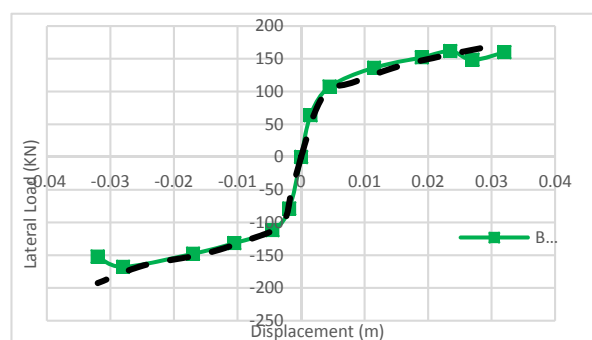


Fig 3. Envelope curves of concrete frames reinforced with buckling-restrained brace in two experimental and finite element cases

¹ Corresponding Author, Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University
E-mail: kheyroddin@semnan.ac.ir

² M.Sc. in Structural Engineering, Semnan University

Table. 3. Summary of the experiments

Fr	H(cm)	de	d	α (deg)	Le
0.2	*	*	*	*	*
0.2	3	4H	H	10	16H
0.2	3	4H	H	20	16H
0.2	3	4H	H	30	16H
0.2	3	4H	H	40	16H

In the above Table, Fr is Froude number, H is the height of vanes, Le is the lengthy distance of vanes, α is the insertion angle in degrees, d is the insertion depth of the vanes and de is the distance from the outer bank of the vane. After conducting each experiment, the bed topography was measured using a laser meter and finally using the Tecplot software, the bed topography of the physical model was constructed.

3-Results

Based on the experiments and analyzing them, the results are as follows:

1. In the control experiment and without inserting the immersed vanes, the erosional hole with a maximum depth of 50 mm exited from the 130-degree position near the outer beach and was continued to the end of the data sampling scope.
2. Immersed vane's structure caused fundamental changes in the pattern of erosion and sedimentation in rivers arc.
3. The maximum depth of the erosion hole in two mounting angles of 20 and 40 degrees, is equal to 20 mm whereas compared to the control test (the maximum erosion hole depth of 49 mm) it has 60% reduction.
4. In the mounting angle of 20 degrees, the erosion holes utterly attached to the outer banks, but the erosion hole installed at 40 degrees angle got away from the outer beach.
5. The best installation angle of immersed vanes is 40 degrees. Also, the results of this study is compatible with the results of Avodgard (2008).
6. At the insertion angle of 40 degrees, the length of the erosion hole was 44 cm where compared to the control experiment (160 cm) it has 73% reduction. Hence, by installing immersed vanes at this angle, the minimum possible length of the outer beach with face with erosion is obtained.

Best Installation Angle for Immersion Vanes as a Measure for Meander Bank Erosion

Aziz Sowzapor¹ Mahmood Shafaai Bajestan²

1-Introduction

Investigation of the flow mechanics of a river, the time changes of the river, hydraulic flow simulation and changes in the meander riverbed are some of the most important issues in the field of meandered rivers. River are subject to constant change due to erosion and sedimentation. Understanding such changes for the purpose of organizing and immunizing river against the obtained result is very important. Normally, bed erosion leads to instability of sides and this process is followed by soil mass falling and geometric deformation of the cross section of the river. The outer beach zones are displaced owing to the erosion and is a threat for riverine structures. Because of the presence of eddy flows in the meanders, the riverine erosion in the outer side and sedimentation in the inner side is much more considerable than straight paths. The erosion of the outer side leads to displacement of the arcs of the river and consequently destructs the agricultural lands, technical buildings and infrastructure and reduces the total river flood passing capacity. In order to control erosion and manage sediment in the meanders, two methods of direct protection (concrete quilt, vegetation, riprap, etc.) and indirect protection (flow pattern modifying methods) are used. Selecting the appropriate method to control erosion and sedimentation in meandering depends on environmental conditions (for instance, the implementation of concrete quilts are hampering the growth of vegetation coverage), river hydraulic conditions and economic issues.

Recently, in order to manage the sediment in meanders, direct protection methods (structural methods) are used. The first step toward ensuring that the flow pattern modifying structures can solve the problems, is design of their dimension and the placement approach, whereat these structure are able to create the required changes in the erosion and sediment patterns so that it will reach a stable limit. The immersed vane structure is one of the flow pattern modifying structures which has not been implemented yet. These vanes are similar to submerged vanes in terms of performance where the difference is that the immersed vanes are installed higher than the river bed level. The installation angle of the submerge vanes has a high importance in design since it directly affects their performance in altering the erosion and

local scouring near them.

Considering the fact that the immersed vanes structure is installed higher than the river bed level, implementing them is easier and less expensive in deep rivers with constant flow compared to submerged vanes and above all, in angles with high hydrological performance, the structure is not imposed to local scouring. Moreover, there is a possibility of a higher yield in changing the bed pattern. Hence, proper installation of immersed vanes in meanders, which are not implemented yet, are investigated in this study.

2-Materials and methods:

In order to achieve to the aims of this study, a physical model of the Jangiye 180-degree arc located in the down of Ahvaz was built in the library of river models of Shahid Chamran University. The aforementioned arc has experienced different width changes during consecutive years and has caused damages to Jangiye village or nearby palm gardens. The summary of river characteristics of the site of interest is presented in Table (1).

Table. 1. River characteristics

Length of prototype section (km)	Average flow depth (m)	2-year discharge (m ³ /s)	Sediment size (mm)
2	7.75	2560	0.1

According to the library condition and the present limitations and choosing the model scales of 300 and 50 respectively for horizontal and vertical dimensions, the physical model is presents in Table (2).

Table. 2. Model characteristics

Length of modeled section (m)	Average flow depth (cm)	2-year discharge (lit/s)	Sediment size (mm)
7	15.5	2560	2

After constructing the physical model and preparing the experiment requirements, and performing each experiment for 4 hours (the time determined by primary experiments), the summary of the experiments is depicted in Table (3).

¹ Corresponding Author: PhD Student, Shahid Chamran University, Ahvaz, Iran

Email: asozapor@yahoo.com

² Professor, Shahid Chamran University, Ahvaz, Iran

4. Apply boundary conditions.
5. Calculate the out-of-balanced force vector.
6. If $\sqrt{\sum_{i=1}^q (\mathbf{r}_i^n)^2} \leq \mathbf{e}_R$, go to (14), otherwise, continue.
7. Construct the fictitious diagonal mass matrix.
8. Form artificial damping matrix.
9. Update artificial velocity vector.
10. $\tau^{n+1} = \alpha \tau^n$
11. If $\sum_{i=1}^q (\dot{\mathbf{D}}_i^{n+1/2})^2 \leq \mathbf{e}_K$, go to (14), otherwise, continue.
12. Update displacement vector.
13. Set $n = n + 1$
14. Print the result of the current increment.
15. If increments are not complete, go to (1), otherwise, stop.

To evaluate the numerical efficiency of the proposed method, some 2D and 3D truss and frame structures are analyzed with elastic linear and geometrically nonlinear behavior. For this purpose, a computer program is written based on the proposed DR algorithm, using the Fortran Power Station software. The prepared program utilizes the finite element method for modeling the structures.

The convergence of the prepared DR program is controlled by calculating kinetic energy and residual force of fictitious dynamic system at the end of each iteration.

Numerical studies prove that the proposed method is completely stable so that convergence to the static equilibrium position could be always achieved. In other words, the proposed DR algorithm guarantees the DR stability. Moreover, the convergence rate of the suggested DR process could be evaluated by comparing the number of convergence iterations. The results show that by using the proposed algorithm for fictitious mass, the convergence rate of the viscous DR method is improved so that the proposed algorithm presents the structural response with lower iterations in comparison with other common DR techniques.

4-Conclusions

By using transformed Gershgorin circles theory, which was previously used in the kinetic DR technique, a new formulation was proposed here for the fictitious mass of viscous Dynamic Relaxation method. Accordingly, a new algorithm that uses modified time step ratio was introduced for viscous DR technique. For numerical verification of the proposed algorithm, some structures such as trusses and frames with linear and nonlinear geometrical behavior were analyzed. The results could be listed as follows:

1. By performing the proposed formulation, new fictitious time step was achieved for Dynamic Relaxation method.

2. The proposed viscous DR algorithm is completely stable so that convergence to the steady state is achieved in all numerical examples.
3. The convergence rate of the proposed method is more than the well-known viscous DR techniques. In this case, a considerable reduction has occurred in required convergence iterations. In other words, the proposed technique has suitable efficiency and higher convergence rate in comparison with other common viscous Dynamic Relaxation method.
4. The proposed DR method does not impose any additional calculations to the common Dynamic Relaxation algorithm. As a result, the analysis time of the new scheme is less than the well-known DR methods.

A New Formulation for Fictitious Mass of Viscous Dynamic Relaxation Method

Iman Zardi¹ Javad Alamatian²

1-Introduction

Calculation of nodal displacements and member forces under applied loads are the aim of each structural analysis. Member forces could be written in terms of nodal displacements. Thus, nodal displacements are the main parameters, obtained from structural analysis. This goal is achieved by solving a simultaneous system of equations, obtained from the finite element or finite difference schemes, as follows:
 $SD = F = P$ (1)

The main difficulty for solving Eq. (1) arises from nonlinear behavior. The explicit methods such as Dynamic Relaxation (DR) technique use vector operations to get answer of Eq.(2). This feature increases the efficiency and reduces the required memory so that the answer is obtained by simple calculations.

According to damping factor, Dynamic Relaxation method is categorized into two main branches, i.e. Kinetic Damping and Viscous Damping. Since the mechanical energy of a conservative system is constant, the potential energy of a position with maximum kinetic energy will be minimum which presents static equilibrium. This concept follows in the kinetic DR procedure.

In the viscous DR technique, by assuming fictitious damping for structure, the static system is transferred to an artificial dynamic space. Due to the existence of fictitious damping and absence of dynamic load, the transient response disappears after a while and finally, the steady- state response of the fictitious dynamic system that is the static equilibrium position of the main structure remains. For this purpose, the static system of Eq. (1) is shifted to a fictitious dynamic space, as follows:

$$M^n \ddot{D}^n + C^n \dot{D}^n + S^n D^n = F^n = P^n \quad (2)$$

In this paper, a new relationship is proposed for fictitious mass of Dynamic Relaxation (DR) method with viscous damping. For this purpose, a transformed Gershgorin theory is designed. Utilizing transformed Gershgorin theory, a new relationship is achieved for fictitious mass of viscous DR by formulating modified time step ratio. This procedure presents new algorithm for the viscous DR method.

2-Transformed Gershgorin Theory

It should be mentioned that the numerical stability of

DR iterations depends on the upper bound of eigenvalues of fictitious dynamic system. In the DR technique, approximate methods such as Gershgorin theory are utilized for estimating the eigenvalues. This theory has an important weakness so that it may present negative or zero values for eigenvalues that is not possible for dynamic behavior of the system. This difficulty is removed by proposing a transformed Gershgorin theory. The transformed Gershgorin theory estimates the eigenvalues in three sub-domains;

$$S_{ii} > \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}| \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (3)$$

$$\frac{1}{2} \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}| \leq S_{ii} < \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}| \quad i = 1, 2, \dots, q \quad (4)$$

$$S_{ii} < \frac{1}{2} \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}|, \quad S_{ii} = \sum_{j=1, j \neq i}^q |S_{ij}| \quad i = 1, 2, \dots \quad (5)$$

Utilizing the transformed Gershgorin theory and satisfying the stability conditions of DR procedure, a new time step ratio is proposed as follows:

$$\alpha = \min_i \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 + 2\beta - \gamma_i^2 - 2(1 + \beta)\sqrt{1 - \gamma_i^2}}{\gamma_i^2} \\ -1 + 2\gamma_i^2 + 2\beta\gamma_i^2 - 2(1 + \beta)\gamma_i\sqrt{1 - \gamma_i^2} \\ \frac{8(1 + \beta + \gamma_i + \beta\gamma_i) + \gamma_i^2 + 2\beta\gamma_i^2 - 4(1 + \beta)\sqrt{\gamma_i^3 + 5\gamma_i^2 + 8\gamma_i + 4}}{\gamma_i^2} \end{array} \right. \quad (6)$$

3-The Proposed DR Algorithm and Numerical Results

Utilizing the modified time step ratio, the proposed algorithm for viscous DR method is as follows:

1. Assume initial values for artificial velocity (null vector), displacement (null vector or converged displacement on the previous increment, if available), fictitious time step and its ratio ($\alpha = \tau = 1$) and the convergence criterion for unbalanced force and kinetic energy ($e_R = 1.0E - 6$) (and $e_K = 1.0E - 12$).
2. For the first iteration, it is assumed that $\alpha = 1$, otherwise, calculate time step ratio from the proposed formulation.
3. Construct tangent stiffness matrix and internal force vector.

¹ MSc, Civil Eng. Dept., Mashhad Branch, Islamic Azad Univ., Mashhad, Iran.

² Corresponding Author: Associate Prof., Civil Eng. Dept., Mashhad Branch, Islamic Azad Univ., Mashhad, Iran.
 Email: alamatian@mshdiau.ac.ir

it is seen that the base moment frames designed with the ultimate behavior factor of $R_u=3.5$, have an average behavior factor of 3.1. However, in spite of reducing the ductility reduction factor (R_μ) in the KBMFs, their behavior factor increases due to the use of knee braces ($R_{ave}=4.7$).

By comparing the average behavior factor of the KBMFs with the corresponding value of intermediate moment frames (IMFs), it can be seen that by adding knee braces to the base bending frame and increasing its degree of indeterminacy, the dual frame behavior has improved and it is comparable with the IMFs in terms of energy dissipation.

Furthermore, inelastic story drifts were computed from the dynamic analyses as the average of the maximum story drifts for each story from seven analyses. It was observed that the KBMFs drifts are lower than the Life Safety allowable drift ratio.

Table1. Behavior factor of the frames

Model	R_μ	Ω_o	R_u
M3-2	2.4	1.42	3.4
K3-2	2.15	1.96	4.23
M3-3	2.32	1.29	3.0
K3-3	2.2	1.82	4.02
M6-3	2.8	1.61	4.46
K6-3	2.13	2.34	5.0
M6-5	1.66	1.49	2.48
K6-5	2.07	2.15	4.47
M10-5	2.11	1.21	2.56
K10-5	2.55	2.13	5.45
M10-8	2.11	1.30	2.74
K10-8	2.55	2.04	5.22

Seismic Behavior of Knee-Braced Steel Moment Frames

Amin Mohebbkhah¹

Alireza Bazvand²

1-Introduction

Moment-resisting steel frames (MRSFs) have high ductility. However, they suffer from low lateral stiffness which may lead to large lateral drifts. Recently, a new lateral force resisting system called knee-braced moment frame (KBMF) has been introduced in the literature in which the seismic behavior of an ordinary moment frame is improved using some knee elements as structural ductile fuses in the vicinity of beam-to-column moment connections. This system has the key characteristics of both moment frames (ductility) and concentrically braced frames (stiffness) simultaneously.

The main advantage of this type of structural system pertains to the type of its beam-to-column moment connections in which there is no need to use the costly specific moment resisting connections in SMRFs. Instead, relatively simple ordinary moment connections can be used for such systems.

Considering the necessity of identifying the characteristics of the proposed system, the seismic behavior of KBMFs are investigated in this study using the macro-modeling approach and nonlinear static and dynamic analyses and their seismic parameters are evaluated.

2-Design and Modeling of Frames

In this study, six moment frames of 3-, 6- and 10-story with different span lengths are considered. All story heights and span lengths were 3 and 4 m, respectively. For convenience, the frame models were assigned a specific symbol as Km-n where m and n stand for the number of frame stories and spans, respectively.

The column members are modeled with elastic beam-column elements with the relevant section properties and an elastic material constitutive model. However, the beam and brace members are modeled nonlinearly with a Menegotto-Pinto uniaxial steel material model. To describe the nonlinear behavior and plastification of beams, the distributed plasticity approach using fiber-section beam-column elements was adopted.

In order to simulate geometric imperfections and accurate modeling of knee-brace buckling, a physical-theory model (PTM) is utilized in which an out-of-plane camber (geometric imperfection) is applied to the longitudinal profile of the knee-brace members.

3-Frames Analysis

To perform nonlinear dynamic analyses on the

models, seven earthquake records that have occurred in California were selected. Based on the dynamic analyses results, the frames overall overstrength factor as well as the overstrength factor of the side columns were estimated. The frame overall overstrength factor is calculated by dividing the average dynamic base shear demand (V_u) by the elastic base shear demand (V_e) as per the equivalent static lateral force procedure.

4-Conclusions

The overall overstrength factors were determined to be between 2.74 and 2.21 for the 3-story to 10-story KBMFs, respectively. These factors are less than the code-prescribed overstrength factor of 3.0 for conventional moment frames. This reduction in the overall overstrength factor as the frames height increases is attributed to: (1) different governing forces to design the studied low- and high-rise frames; and (2) the effect of frames higher vibrational modes.

As it was pointed out earlier, the ratio of column dynamic axial force demand to the elastic axial force based on the equivalent static analysis procedure was determined as the columns overstrength factor. The normalized column demand (overstrength factors) variations for the studied frames are shown in Fig. 1. As it can be seen, the columns overstrength factor increases with the height of the corresponding story level. After performing nonlinear static analysis on the studied frames and drawing their capacity curves, some important seismic parameters were computed.

The determined factors include: ductility reduction (R_μ) and static overstrength factors (Ω_o) as shown in Table 1 for the initial base

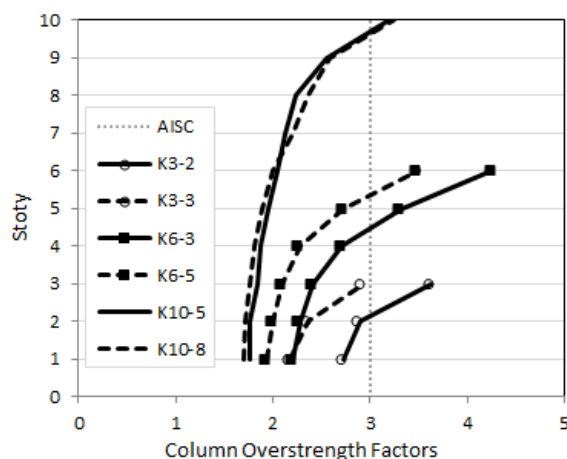


Fig. 1. Height-wise variation of the columns overstrength factor

moment frames and the corresponding KBMFs to estimate their behavior factors. According to Table 1,

¹ Corresponding Author, Associate Professor, Dept. of Civil Eng., Malayer University, Malayer.

E-mail: amohab@malayeru.ac.ir

² M.Sc. Graduated Student, Dept. of Civil Eng., Malayer University, Malayer.

CONTENTS

Seismic Behavior of Knee-Braced Steel Moment Frames	A. Mohebkah - A.R. Bazvand	1
A New Formulation for Fictitious Mass in the Viscous Dynamic Relaxation Method	I. Zardi - J. Alamatian	15
Best Installation Angle for Immersion Vanes as a Measure for Meander Bank Erosion	A. Sozepoor - M. Shafai Bejestan	31
The Effect of Distance Between Steel Core and Steel Sheath on Behavior of Reinforced Concrete Frame Retrofitted with Eccentric Buckling Restrained Braces	A. Kheyroddin - M. Mollaei	45
Comparing the Influence of Kinds of Lime on Time and Swelling Pressure of Bentonite	M. Siroos Pakbaz - A. Kazempour I. rasoolan	61
Experimental Investigation of Flexural and Impact Behaviour of Flexible FRC Slabs	M. Karami - M.K. Sharbatdar	81
The Effect of Alkaline Solution-to-Slag Ratio on Permeability of Alkali Activated Slag Concrete	K. Behfarniya - M. Rostami Galedar	99
Behavior of Clay-Sand Mixtures under Undrained Triaxial Conditions	H. Soltani-Jigheh	113
Analytical Study of Seismic Behavior Types of the Arrangement Effect on the Continuity Plates in Rigid Connection Between beam to Concrete Filled Steel Tube (CFST) Columns	O.Rezaifar - S.H.Yousefi A.Yoonesi - M.Gholhaki	127



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

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

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. Kheirodin	Professor	Semnan University
A. Soroush	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
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Gomroki – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2008-7454



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 21

Seismic Behavior of Knee-Braced Steel Moment Frames A. Mohebkah - A.R. Bazvand	1
A New Formulation for Fictitious Mass in the Viscous Dynamic Relaxation Method I. Zardi - J. Alamatian	15
Best Installation Angle for Immersion Vanes as a Measure for Meander Bank Erosion A. Sozepoor - M. Shafai Bejestan	31
The Effect of Distance Between Steel Core and Steel Sheath on Behavior of Reinforced Concrete Frame Retrofitted with Eccentric Buckling Restrained Braces A. Kheyroddin -M. Mollaei	45
Comparing the Influence of Kinds of Lime on Time and Swelling Pressure of Bentonite M. Siroos Pakbaz - A. Kazempour I. rasoolan	61
Experimental Investigation of Flexural and Impact Behaviour of Flexible FRC Slabs M. Karami - M.K. Sharbatdar	81
The Effect of Alkaline Solution-to-Slag Ratio on Permeability of Alkali Activated Slag Concrete K. Behfarniya - M. Rostami Galedar	99
Behavior of Clay-Sand Mixtures under Undrained Triaxial Conditions H. Soltani-Jighch	113
Analytical Study of Seismic Behavior Types of the Arrangement Effect on the Continuity Plates in Rigid Connection Between beam to Concrete Filled Steel Tube (CFST) Columns O.Rezaifar - S.H.Yousefi - A.Yoonesi - M.Gholhaki	127

**Vol. 31, No. 1
Spring, 2018**