

مهندسی عمران مدرسی



مجله علمی - پژوهشی مهندسی عمران مدرسی دوره هفدهم، شماره ۱، بهار ۱۳۹۶ شاپا: ۹۴۴۹ ۲۰۰۸

تأثیر خاکستر لجن فاضلاب شهری به عنوان جایگزین سیمان بر خواص فیزیکی، مکانیکی و پایداری بتن

محمد امین ارشد ترابی، شهناز دانش، محمد رضا توکلی‌زاده

مقایسه عملکرد متغیرهای تنش در بیان مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع

علیرضا باقریه، علی فارسی‌جانی، رضا فرہرور

ضرب رفتار چند سطحی سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتنی درزدار

سید بهرام بهشتی اول، مهدی رحمانی قرانقیه

ارزیابی شاخص خسارت پارک انگ در سطوح عملکرد لرزهای قابهای خمشی بتن مسلح

مہرداد پازکی، عباسعلی تنسیمی

شناسائی سیستم سدهای قوسی با استفاده از زیرفضای تصادفی برپایه تحلیل همبستگی استاندارد

رضا تارانی‌زاد، مهران پورقلی، سامان یغمائی سابق

بررسی آزمایشگاهی تأثیر میزان چسبندگی در پایداری شیب‌های خاکی مسلح با ستون سنگی

محمد حاجی عزیزی، مسعود نصیری

یادداشت تحقیقاتی: بررسی آزمایشگاهی تأثیر مشخصات هیدرولیکی و هندسی سرریز جانبی بر تغییرات عرضی ابعاد فرم بستر در کانال اصلی

مهدی حسن زاده، سیدعلی ایوب زاده، مجتبی صانعی، محمد فرامرز

ارتعاش آزاد محیطهای تیرگونه در حالت سه بعدی متکی بر بستر ارتجاعی پاسترناک

محمدزمان روشن بخش، بهرام نوائینیا

کاربرد رویه بتن آرمه در بهسازی لرزه‌ی سقف‌های شیبدار طاق ضربی ساختمان‌های بتنی

مرتضی رئیسی دهکردی، سجاد وین مرادی، شیدالله یوسفی، مهدی اقبالی

یادداشت تحقیقاتی: تأثیر زلزله نزدیک و دور از گسل بر ضریب کاهش مقاومت و نسبت تغییر شکل غیر ارتجاعی به ارتجاعی با رویکرد تقاضای شکل‌پذیری

نوید سیاه‌پلو، محسن گرامی، رضا وهلدانی

یادداشت تحقیقاتی: بررسی تأثیر نوع چرخ و وزن محور بر ترک‌خوردگی روسازی‌های آسفالتی به روش المان محدود

حسن طاهرخانی، مسعود جلالی جیرندهی

ارزیابی غریب‌شدگی مصالح سنگی در رویه‌های بتن آسفالتی با روش‌های آزمایشگاهی

علی عبدی، امیر کاووسی

تأثیر عدد فرود بالادست بر میدان جریان در کانال با مقطع U شکل و سرریز جانبی فوق بحرانی

حامد عظیمی، افشین اقبال‌زاده، میترا جوان

بهینه‌سازی توپولوژی و شکل سازه‌های پیوسته غیرخطی با روش بهینه‌سازی تکاملی سازها

یاسر علوی‌نیا و محمدحسن ابوالبشری^{۲*}

یادداشت تحقیقاتی: کاربرد فناوری غشایی در تصفیه پساب واحد نم‌زدایی نفت

سمانه فیاض، مظفر اسلامی، فرهاد مشحون

طراحی کنترلر فعال بهینه‌ی سازه‌ها با استفاده از الگوریتم تکامل تفاضلی

جواد کاتبی، مونا شعاعی پرچین

مدل سازی رفتار سخت‌شدگی کششی اعضا بتن مسلح الیافی

رضا کامرانی راد، مسعود سلطانی محمدی

تشخیص خسارت لرزه اساس دیوارهای مصالح بتنی به کمک مدل‌سازی به روش المان مجزا

نوید مداحی، ناصر خاجی

یادداشت تحقیقاتی: پیاده‌سازی بهینه روش بدون شبکه توابع پایه نمایی روی بسترهای مختلف نرم‌افزاری و مقایسه کارایی آنها

فرشید مسیبی

بررسی تأثیر درز محیطی و پولونو بر رفتار بدنه سد قوسی با پی سنگی نرم

مبین منصوری، محمدتقی احمدی

ارائه مدل رفتاری برای میراگرهای ویسکوز انقباض محوری

سیده شکیبا موسوی، منصور ضیایی‌فر

اثر مؤلفه قائم زلزله روی تقاضای لرزهای قاب‌های بتنی میان‌مرتبه

رضا وهلدانی، مختار انصاری، مسعود انصاری

مجله علمی - پژوهشی عمران مدرس دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تربیت مدرس

صاحب امتیاز	دانشگاه تربیت مدرس	
مدیر مسؤول	دکتر فرهاد دانشجو (استاد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)	
سر دبیر:	دکتر مسعود قدسیان استاد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)	
مدیر داخلی:	زهره خونیها	
هیأت تحریریه	دکتر محمد تقی	احمدی
	دکتر عباس	افشار
	دکتر علی اکبر	آقاچوک
	دکتر حمید	بهبهانی
	دکتر مسعود	تجریشی
	دکتر ابوالفضل	حسینی
	دکتر فرهاد	دانشجو
	دکتر سید علی اکبر	صالحی نیشابوری
	دکتر محمود	صفارزاده
	دکتر غلامرضا	قدرتی امیری
	دکتر مسعود	قدسیان
	دکتر حسین	گنجی دوست
	دکتر شاهرخ	مالک
	دکتر شروین	ملکی
	دکتر سید احمد	میرباقری
	دکتر سید مجدالدین	میرمحمدحسینی
	دکتر سید شهابالدین	یثربی
	دکتر محمد صادقه	معرفت
		استاد مهندسی عمران دانشگاه تهران)
		دانشیار مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس)
		دانشیار مهندسی عمران دانشگاه امیرکبیر)
		دانشیار مهندسی عمران دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی)
		استاد مهندسی عمران دانشگاه صنعتی)
		استادیار مهندسی عمران دانشگاه تهران)

هیأت داوران این شماره

آقاچوک	علی اکبر، دانشگاه تربیت مدرس	فخیمی	احمد، دانشگاه تربیت مدرس
احمدی	مرتضی، دانشگاه تربیت مدرس	قاری قرآن	علیرضا، دانشگاه اصفهان
پاک	علی، دانشگاه شریف	قدرتی امیری	غلامرضا، دانشگاه علم و صنعت
خاجی	ناصر، دانشگاه تربیت مدرس	قزویان	عبدالهادی، دانشگاه تربیت مدرس
دردایی	صادق، دانشگاه تربیت مدرس	قنبری	علی، دانشگاه خوارزمی
زهرایی	سیدمهدی، دانشگاه تهران	کادوسی	امیر، دانشگاه تربیت مدرس
شاهبیک	شریف، دانشگاه تربیت مدرس	کاهونی	شاهپور، دانشگاه امیرکبیر
شکیب	حمزه، دانشگاه تربیت مدرس	کوکبی	مهرداد، دانشگاه تربیت مدرس
عامری	محمودرضا، دانشگاه شیراز	ملکی	شروین، دانشگاه شریف
عربزاده	ابوالفضل، دانشگاه تربیت مدرس	وائقی امیری	جواد، دانشگاه نوشیروانی بابل
عسگریان	بهروز، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی	هادیانفرد	محمدعلی، دانشگاه صنعتی شیراز
علیایی	محمدنوروز، دانشگاه تربیت مدرس	یثربی	شهابالدین، دانشگاه تربیت مدرس

ویراستار ادبی و فنی

زهره عزیزی

ویراستار انگلیسی:

دکتر عاطفه جهان محمدی و دکتر فاطمه ترابی

کارشناس اجرایی

زهره خونیها

حروفچینی و صفحه آرایی

سعیده کلانتری

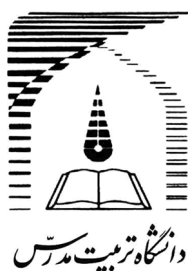
ناظر چاپ

مصطفی جانجانی

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

دفتر مجله علمی پژوهشی عمران مدرس
صندوق پستی: ۳۹۷ ۱۴۱۱۵، تلفن و دورنگار: ۸۲۸۸۴۹۵۰ (۰۲۱)
civiljournal@modares.ac.ir
این نشریه در پایگاه‌های علمی ISC و جهاد دانشگاهی SID نمایه می‌شود

به نام آن که جان را فکرت آموخت



مجله علمی - پژوهشی مهندسی عمران مدرس

اعتبار علمی پژوهشی

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

مجله علمی - پژوهشی مهندسی عمران مدرس، دوره هفدهم

شماره ۱، بهار ۱۳۹۶

راهنمای تهیه و تدوین مقالات

از مؤلفان گرامی تقاضا می شود، در ارسال مقالات به نکات زیر توجه فرمایند

زبان رسمی مجله، فارسی است.

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

۳ مقالات قابل چاپ در مجله به دو دسته تقسیم می شوند

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

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

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

تبصره ۲ مقالات ترجمه پذیرفته نمی شود.

۴ مقالات ارسالی باید دارای بخش های ذیل باشند.

الف نام نویسنده یا (نویسندگان) نام نویسنده عهده دار مکاتبات با ستاره مشخص شود؛ نام موسسه متناظر هر یک از نویسندگان؛ نشانی کامل نویسنده عهده دار مکاتبات شامل: نشانی پستی، شماره فکس و پست الکترونیکی).

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

ج مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسأله، روش حل، تفسیر، تحلیل نتایج)، نتیجه گیری، سپاسگزاری، فهرست مراجع

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

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

۶ محل ارجاع عکسها و جدول ها، شکل ها و نمودارها به طور دقیق ضمن رعایت ترتیب آنها در متن معین شد ارسال اصل جدول ها و شکل ها با کیفیت ۳۰۰ dpi به صورت سیاه و سفید در محیط اکسل ضروری است. در جدول ها و شکل ها، عناوین فارسی در بالا و عناوین انگلیسی در زیر آنها قرار گیرد. در شکل ها و جدول ها از خطوط افقی و عمودی (grid) استفاده نشود. جدول ها و شکل ها بدون کادر و شکل ها فقط با محور عمودی و افقی باشد.

۷ تعیین محل دقیق مراجع در متن و فهرست نمودن مراجع به ترتیب ظهور در متن مقاله ضروری است. عنوان قسمت مراجع به انگلیسی (References) نیز نوشته شود.

۸ شیوه نگارش مشخصات مراجع به شرح زیر است:

الف کتاب: نام خانوادگی ؛ نام نویسنده (نویسندگان)؛ نام کتاب؛ نام مترجم؛ محل نشر، نام ناشر، تاریخ انتشار، شماره صفحات

ب مقاله: نام خانوادگی، نام نویسنده (نویسندگان)؛ «عنوان مقاله»؛ نام نشریه؛ دوره (جلد)، شاب انتشار، شماره صفحات

۹ مقالات باید با فاصله میان سطور SINGLE، با قلم B Lotus نازک ۱۲ تحت نرم افزار Word 2007 در دو ستون نایپ، و نویسنده مقاله پس از ثبت نام در سامانه نشریات سایت دانشگاه تربیت مدرس، به آدرس ذیل مراجعه و کلیه مراحل ثبت و ارسال مقاله را سپری و با حفظ کد مقاله خود برای پیگیری های بعدی، از طریق سامانه نشریات اقدام نمایند

۱۰ مقالات برگرفته از پایان نامه و رساله دانشجویان دکتری با نام استاد راهنما، مشاوران و دانشجو به صورت توأم منتشر می شود لذا استاد راهنما عهده دار مسئولیت و مؤلف رابط خواهند بود.

۱۱ مسئولیت صحت و سقم مطالب بر عهده نویسنده (نویسندگان) خواهد بود.

۱۲ مجله علمی پژوهشی مهندسی عمران مدرس حق رد یا قبول مقالات را برای خود محفوظ می دارد.

*نشانی دفتر مجله

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

صندوق پستی ۱۴۳ ۱۴۱۱۵، تلفن و نمابر: ۸۲۸۸۴۹۵۰

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

پست الکترونیکی: civiljournal@modares.ac.ir

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

	تأثیر خاکستر لجن فاضلاب شهری به عنوان جایگزین سیمان بر خواص فیزیکی، مکانیکی و پایایی بتن
	محمد امین ارشد ترابی، شهناز دانش، محمد رضا توکلی زاده
۱۳	مقایسه عملکرد متغیرهای تنش در بیان مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع
	علیرضا باقریه، علی فارسی جانی، رضا فرپور
۲۹	ضریب رفتار چند سطحی سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتنی در زردار
	سید بهرام بهشتی اول، مهدی رحمانی قرانقیه
۴۳	ارزیابی شاخص خسارت پارک انگ در سطوح عملکرد لرزه‌ای قابهای خمشی بتن مسلح
	مهرداد پازکی، عباسعلی تسنیمی
۵۳	شناسائی سیستم سدهای قوسی با استفاده از زیرفضای تصادفی برپایه تحلیل همبستگی استاندارد
	رضا تارینژاد، مهران پورقلی، سامان یغمائی سابق
۶۵	بررسی آزمایشگاهی تأثیر میزان چسبندگی در پایداری شیب‌های خاکی مسلح با ستون سنگی
	محمد حاجی عزیزی، مسعود نصیری
۷۹	یادداشت تحقیقاتی: بررسی آزمایشگاهی تأثیر مشخصات هیدرولیکی و هندسی سرریز جانبی بر تغییرات عرضی ابعاد فرم بستر در کانال اصلی
	مهدی حسن زاده، سیدعلی ایوب زاده، مجتبی صانعی، محمد فرامرز
۸۹	ارتعاش آزاد محیط‌های تیرگونه در حالت سه‌بعدی متکی بر بستر ارتجاعی پاسترناک
	محمدزمان روشن بخش، بهرام نوائی نیا
۱۰۱	کاربرد رویه بتن آرمه در بهسازی لرزه‌ی سقف‌های شیبدار طاق ضریبی ساختمان‌های بتنی
	مرتضی رئیسی دهکردی، سجاد ویس مرادی، شیدالله یوسفی، مهدی اقبالی
۱۱۵	یادداشت تحقیقاتی: تأثیر زلزله نزدیک و دور از گسل بر ضریب کاهش مقاومت و نسبت تغییر شکل غیر ارتجاعی به ارتجاعی با رویکرد تقاضای شکل‌پذیری
	نوید سیاه پلو، محسن گرامی، رضا وهدانی
۱۲۷	یادداشت تحقیقاتی: بررسی تأثیر نوع چرخ و وزن محور بر ترک‌خوردگی روسازی‌های آسفالتی به روش المان محدود
	حسن طاهرخانی، مسعود جلالی جیرندهی
۱۳۵	ارزیابی عریان‌شدگی مصالح سنگی در رویه‌های بتن آسفالتی با روش‌های آزمایشگاهی
	علی عبدی، امیر کاووسی
۱۴۵	تأثیر عدد فرود بالادست بر میدان جریان در کانال با مقطع U شکل و سرریز جانبی فوق‌بحرانی
	حامد عظیمی، افشین اقبال‌زاده، میترا جوان
۱۵۷	بهینه‌سازی توپولوژی و شکل سازه‌های پیوسته غیرخطی با روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها
	یاسر علوی‌نیا ^۱ و محمدحسین ابوالبشری ^{۲*}
۱۶۷	یادداشت تحقیقاتی: کاربرد فناوری غشایی در تصفیه پساب واحد نم‌زدایی نفت
	سمانه فیاض، مظفر اسلامی، فرهاد مشحون
۱۷۹	طراحی کنترلر فعال بهینه‌ی سازه‌ها با استفاده از الگوریتم تکامل تفاضلی
	جواد کاتبی، مونا شعاعی پرچین
۱۹۱	مدل سازی رفتار سخت‌شدگی کششی اعضاء بتن مسلح الیافی
	رضا کامرانی راد، مسعود سلطانی محمدی
۲۰۳	تشخیص خسارت لرزه اساس دیوارهای مصالح بتنی به کمک مدل‌سازی به روش المان مجزا
	نوید مداحی، ناصر خاجی
۲۱۷	یادداشت تحقیقاتی: پیاده‌سازی بهینه روش بدون شبکه توابع پایه نمایی روی بسترهای مختلف نرم‌افزاری و مقایسه کارایی آنها
	فرشید مسیبی
۲۳۳	بررسی تأثیر درز محیطی و پولوینو بر رفتار بدنه سد قوسی با پی سنگی نرم
	مبین منصوری، محمدتقی احمدی
۲۴۳	ارائه مدل رفتاری برای میراگرهای ویسکوز انقباض محوری
	سیده شکیبا موسوی، منصور ضیایی‌فر
۲۵۳	اثر مؤلفه قائم زلزله روی تقاضای لرزه‌ای قاب‌های بتنی میان‌مرتبه
	رضا وهدانی، مختار انصاری، مسعود انصاری
۲۶۵	برگه اشتراک

تأثیر خاکستر لجن فاضلاب شهری به عنوان جایگزین سیمان بر خواص فیزیکی، مکانیکی و پایایی بتن

محمد امین ارشد ترابی^۱، شهناز دانش^{۲*}، محمد رضا توکلی زاده^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-محیط زیست، دانشگاه فردوسی مشهد

۲- دانشیار دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

۳- استادیار دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

*Sdanesh@um.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۱/۲۹]

تاریخ پذیرش: [۹۴/۰۸/۱۳]

چکیده- در فرآیند تصفیه فاضلاب شهری مقدار قابل توجهی لجن تولید می شود. یکی از روش های مدیریت این نوع پسماند، سوزاندن آن به منظور بازیابی انرژی است. مشکل اصلی این روش چگونگی دفع یا استفاده دوباره از خاکستر باقی مانده پس از احتراق است. موضوع این پژوهش، علاوه بر شناسایی ویژگی های فیزیکی و شیمیایی خاکستر لجن، بررسی اثر جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان بر ویژگی های فیزیکی، مکانیکی و پایایی بتن است. در این ارتباط به بررسی نقش سطوح مختلف جایگزینی (۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد وزنی)، سن عمل آوری (۷، ۲۸، ۹۱ و ۱۸۰ روز) و نسبت آب به مواد سیمانی (۰/۳۵، ۰/۴۵ و ۰/۵۵) پرداخته شد. نتایج به دست آمده نشان می دهد که اثر جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان بر مقاومت فشاری، در سنین عمل آوری کوتاه مدت (۷ و ۲۸ روز) و بلند مدت (۹۱ و ۱۸۰ روز) کاملاً متفاوت است. مقاومت فشاری ۲۸ روزه برای نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۳۵، ۰/۴۵ و ۰/۵۵ به ترتیب در محدوده ۲۰-۴، ۱۵-۳ و ۱۰-۲ درصد کمتر از نمونه شاهد است. کران پایین دامنه های یاد شده به جایگزینی ۵، و کران بالا به جایگزینی ۲۰ درصدی خاکستر لجن به جای سیمان مربوط است. با این حال در دراز مدت (سن ۱۸۰ روز)، بیشترین مقاومت فشاری در نسبت جایگزینی ۱۵ درصد مشاهده شد. با افزایش نسبت جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان، میزان تخلخل افزایش و مقاومت ویژه الکتریکی بتن کاهش یافت. به طور کلی نتایج این پژوهش نشان می دهد که رفتار خاکستر لجن به عنوان جایگزین سیمان در محدوده بین مواد پوزولانی و پرکننده طبقه بندی می شود.

واژگان کلیدی: خاکستر لجن فاضلاب شهری، بتن، مقاومت فشاری، پایایی، جذب آب.

۱- مقدمه

شهری مانند مشهد با جمعیتی معادل سه میلیون نفر، اگر به طور کامل تحت پوشش شبکه جمع آوری و تصفیه فاضلاب قرار بگیرد، به طور متوسط روزانه ۱۸۰ تن لجن خشک تولید خواهد شد. انتخاب یک استراتژی مناسب برای مدیریت لجن فاضلاب شهری با توجه به پتانسیل آن برای کاربری های مختلف، بسیار حایز اهمیت است. یکی از روش های استفاده دوباره از لجن فاضلاب، که در بسیاری از کشورهای توسعه یافته نیز متداول است، سوزاندن آن با هدف بازیابی انرژی

لجن فاضلاب نوعی محصول فرعی اجتناب ناپذیر است که در طی فرآیند تصفیه فاضلاب تولید می شود. دفع مستقیم لجن فاضلاب شهری به طبیعت، به دلیل دارا بودن مقادیر زیادی از پاتوژن ها، مواد شیمیایی، فلزات سنگین و نیز مواد آلی ناپایدار می تواند مسایل زیست محیطی حادی را به وجود آورد. متوسط تولید سرانه مواد جامد موجود در لجن تولید شده، حدود ۳۵ تا ۸۵ گرم در روز گزارش شده است [1]. بر این اساس برای

افزایش درجه نرمی خاکستر لجن، مقاومت فشاری ملات سیمانی نیز افزایش می‌یابد [13,7]. پان و همکاران [13] دریافتند که به ازای افزایش هر $100 \text{ m}^2/\text{kg}$ در درجه نرمی خاکستر لجن، مقاومت فشاری تقریباً پنج درصد افزایش می‌یابد. نتایج گارسز و همکاران [14] و پرز و همکاران [15] حاکی از آن است که افزایش نسبت جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان، باعث افزایش تخلخل کل و جذب آب ملات می‌شود.

تاکنون در ایران پژوهشی پیرامون تأثیر جایگزینی سیمان با خاکستر لجن بر پایداری بتن انجام نشده است. پس در این پژوهش با هدف بررسی اثر جایگزینی سیمان با خاکستر لجن بر پارامترهای فیزیکی، مکانیکی و پایداری بتن انجام شد. در این ارتباط به بررسی نقش سطوح مختلف جایگزینی (۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد وزنی)، سن عمل‌آوری (۷، ۲۸، ۹۱ و ۱۸۰ روز) و نسبت آب به مواد سیمانی (۰/۳۵، ۰/۴۵ و ۰/۵۵) بر مقاومت فشاری، تخلخل و مقاومت ویژه الکتریکی بتن پرداخته شد.

۲- مواد و روش‌ها

در این پژوهش برای تولید خاکستر لجن از لجن‌های خشک شده در بسترهای لجن خشک کن تصفیه خانه شهر بجنورد استفاده شد. این لجن‌ها در دمای ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد (به مدت پنج ساعت) سوزانده شد و پس از سرد شدن در دسیکاتور، به وسیله آسیاب ساچمه‌ای، پودر شد. رطوبت لجن جمع‌آوری شده برابر ۲۴ درصد و میزان مواد معدنی (مواد ثابت) آن پس از سوزاندن برابر ۳۰ درصد بود. برای ساخت نمونه‌های بتنی علاوه بر خاکستر لجن از سیمان پرتلند تیپ دو محصول شرکت زاوه تربت و برای افزایش روانی در مخلوط-های حاوی خاکستر لجن از فوق روان کننده‌ای با نام تجاری P.C.5000 (محصول شرکت رزین سازان فارس) با وزن مخصوص ۱/۰۵ نیز استفاده شد. سنگدانه‌های درشت مصرفی، دارای بیشینه اندازه ۱۲/۵ میلی‌متر نیمه شکسته با وزن مخصوص ۲/۵۸ بود. همچنین از ماسه طبیعی شکسته با وزن مخصوص ۲/۶۱ استفاده شد. منحنی دانه‌بندی سنگدانه‌ها برای ساخت مخلوط‌های بتنی در شکل (۱) ارایه شده است.

است. به عنوان نمونه، میزان لجن سوزانده شده در کشورهای آلمان، فرانسه، آمریکا و ژاپن به ترتیب برابر ۱۴، ۲۰، ۲۵ و ۵۰ درصد از حجم لجن تولیدی است. با این حال، سوزاندن یک روش دفع کامل تلقی نمی‌شود زیرا که حدود ۴۰-۳۰ درصد از مواد جامد لجن به شکل خاکستر باقی می‌ماند که دفع نهایی آن در زمین مخاطرات زیست محیطی را به دنبال دارد [2]. اگر برای این خاکسترها کاربری مناسبی یافت شود، دیگر نیازی به دفع نهایی آن نبوده و می‌توان آثار زیست محیطی ناشی از تولید آن‌ها را کاهش داد. یکی از کاربری‌هایی که اخیراً مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته، استفاده از خاکستر لجن به عنوان جایگزین بخشی از سیمان برای تولید مصالح ساختمانی است. جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان باید به گونه‌ای انجام پذیرد که موجب کاهش ویژگی‌های فیزیکی، مکانیکی و پایداری محصولات مبتنی بر سیمان مانند ملات یا بتن نشود. با مطالعه پژوهش‌های انجام شده در این زمینه می‌توان دریافت که مهمترین عوامل تأثیر گذار بر ویژگی‌های فیزیکی، مکانیکی و پایداری محصولات سیمانی، پارامترهایی مانند درصد جایگزینی، سن عمل‌آوری، درجه نرمی، مورفولوژی و ترکیبات شیمیایی موجود در خاکستر لجن است [5-7]. فتوت و همکاران [5] دریافتند که بالا بردن درجه حرارت و مدت زمان قرارگیری لجن در کوره، مقاومت فشاری طولانی مدت ملات حاوی خاکستر لجن را افزایش می‌دهد. مطالعه انجام شده به وسیله سیر و همکاران [6] نشان داد که با جایگزینی خاکستر لجن، زمان‌های گیرش اولیه و نهایی افزایش می‌یابد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که مقاومت فشاری مخلوط سیمانی حاوی خاکستر لجن در مقایسه با نمونه شاهد (در تمام سنین عمل‌آوری) کمتر است [5, 6, 8-10]. کونتاند و همکاران [11] دریافتند که مقاومت فشاری ۲۸ روزه ملات با جایگزینی ۲۵ و ۵۰ درصد خاکستر لجن به جای سیمان به ترتیب ۸ و ۱۸ درصد کمتر از نمونه شاهد است. این در حالی است که مونزو و همکاران [12] افزایش ۸/۳ تا ۱۵/۳ درصدی را در مقاومت فشاری ملات حاوی ۱۵ درصد خاکستر لجن مشاهده کردند. این افزایش مقاومت به عمل‌آوری نمونه‌ها در دمای ۴۰ درجه سانتی‌گراد نسبت داده شد. علاوه بر این مشخص شده که با

پژوهش در مجموع، ۱۵ طرح مخلوط بتنی بررسی شد. مقادیر هریک از اجزای تشکیل دهنده تیمارهای اختلاط در جدول (۲) آورده شده است. چگونگی آماده سازی و عمل آوری نمونه‌ها مطابق با استاندارد ASTM C192 انجام گرفت [16].

در این پژوهش از آزمایش‌های زمان گیرش، مقاومت فشاری، حجم فضای قابل نفوذ و مقاومت ویژه الکتریکی به عنوان معیارهایی برای ارزیابی رفتار پوزولانی خاکستر لجن به عنوان جایگزین سیمان در مخلوط بتنی استفاده شد. زمان گیرش اولیه و نهایی با استفاده از سوزن و یکات مطابق با استاندارد ASTM C191 و با سه تکرار انجام شد [20]. برای انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری، حجم فضای قابل نفوذ و مقاومت ویژه الکتریکی از سه نمونه مکعبی ۱۰۰ میلیمتری در سنین ۷، ۲۸، ۹۱ و ۱۸۰ روز استفاده شد. آزمایش مقاومت فشاری (با استفاده از دستگاه بتن شکن محصول شرکت آزمون، SH300) بر اساس روش استاندارد BS 1881-116 [21] و آزمایش تعیین فضای قابل نفوذ نیز بر اساس روش استاندارد ASTM C642 انجام شد [22].

برای تعیین مقاومت ویژه الکتریکی بتن، دو صفحه مسی به همراه لایه نازکی از خمیر سیمان کم اسلامپ در دو طرف نمونه اشباع با سطح مرطوب قرار داده شد. مقاومت الکتریکی بین دو صفحه با استفاده از یک دستگاه اهم متر (Gilsun, DT-700D) با جریان مستقیم و فرکانس ۱۰ هرتز اندازه‌گیری و نتیجه به دست آمده به وسیله‌ی رابطه ۱ به مقاومت ویژه الکتریکی تبدیل شد.

$$\rho_c = \frac{R \times A}{L} \quad (1)$$

در رابطه بالا، ρ_c مقاومت ویژه الکتریکی بتن (اهم - متر)، R مقاومت الکتریکی قرائت شده از روی دستگاه اهم متر (اهم)، A سطح نمونه (متر مربع) و L فاصله بین دو صفحه تماس (متر) است. در تمامی آزمایش‌های انجام شده، میانگین سه نمونه مکعبی به عنوان نتیجه نهایی ثبت و گزارش شده است.

شکل ۱- منحنی دانه بندی سنگدانه بتن

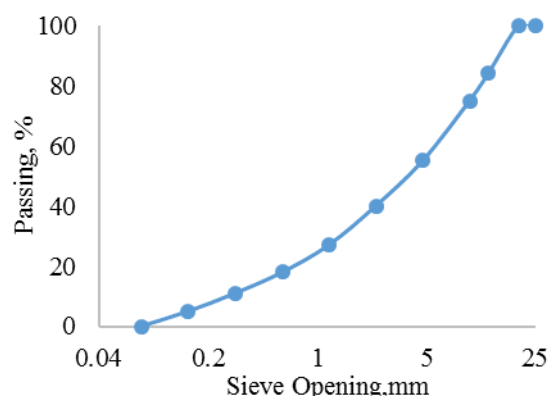


Fig.1- Gradation curves of aggregate

جدول ۱- روش‌های آزمایشگاهی و تجهیزات مورد استفاده برای تعیین ویژگی‌های فیزیکی و شیمیایی خاکستر لجن

Property	Test method/standards	Manufacturer
Density	ASTM C188[17]	Azmoon CE-171
Particle size distribution	Laser granulometry	Shimadzu SALD-2101
Specific surface area	ASTM C204 (Blain)[18]	Azmoon CE-120
	Brunnauer Emmett and Teller (BET)	Bel Belsorp mini II
Loss On Ignition (LOI)	ASTM C114[19]	Azar Oven
Morphology	Scanning Electron Microscope (SEM)	LEO VP 1450
Chemical analysis	X-ray Fluorescence (XRF)	Panalypical Axios

Table1: Laboratory methods and equipment used to determine the physical and chemical characteristics of Sewage sludge ash(SSA)

روش‌های آزمایشگاهی و تجهیزات به کار گرفته شده برای تعیین ویژگی‌های فیزیکی و شیمیایی خاکستر لجن فاضلاب شهری در جدول (۱) به صورت خلاصه ارائه شده است. به منظور ارزیابی رفتار پوزولانی خاکستر لجن در بتن، علاوه بر نمونه شاهد از جایگزینی ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصدی سیمان با خاکستر لجن، و نیز برای بررسی اثر نسبت آب به مواد سیمانی (w/b) بر ویژگی‌های فیزیکی، مکانیکی و پایداری بتن، از سه نسبت ۰/۳۵، ۰/۴۵ و ۰/۵۵ استفاده شد. بنابراین در این

جدول ۲- اجزای تشکیل دهنده تیمارهای اختلاط مورد بررسی، کیلوگرم بر متر مکعب بتن

No.	Cement [5]	SSA [4]	Water [3]	S.P.*	Gravel [2]	Sand [1]
1	400 [10]	-[9]	140[8]	1	816[7]	827[6]
2	380 [14]	20 [13]	140	1.2	815 [12]	825 [11]
3	360 [18]	40 [17]	140	1.3	813 [16]	823 [15]
4	340 [22]	60 [21]	140	1.6	811 [20]	822 [19]
5	320 [26]	80 [25]	140	2	810 [24]	820 [23]
6	400 [31]	- [30]	180 [29]	0.5	770 [28]	780 [27]
7	380 [35]	20 [34]	180	0.6	768 [33]	778 [32]
8	360 [39]	40 [38]	180	0.8	767 [37]	776 [36]
9	340 [43]	60 [42]	180	0.9	765 [41]	775 [40]
10	320 [47]	80 [46]	180	1.1	763 [45]	773 [44]
11	400 [52]	- [51]	220 [50]	-	723 [49]	733 [48]
12	380 [57]	20 [56]	220 [55]	-	722 [54]	731 [53]
13	360 [62]	40 [61]	220 [60]	-	720 [59]	729 [58]
14	340 [67]	60 [66]	220 [65]	0.3	718 [64]	728 [63]
15	320 [72]	80 [71]	220 [70]	0.5	717 [69]	726 [68]

* Super Plasticizer

Table 2. Mix proportions of Treatments, kg/m³

۳- نتایج و بحث

۳-۱- ویژگی‌های فیزیکی خاکستر لجن فاضلاب

شکل ظاهری ذرات سیمان و خاکستر لجن فاضلاب شهری با استفاده از میکروسکوپ الکترونی روبشی به ترتیب در شکل‌های ۲ و ۳ به تصویر در آمده است. همان‌گونه که در

شکل (۲) نیز مشاهده می‌شود، ذرات سیمان دارای شکل هندسی منظمی بوده و سطح خارجی آن‌ها بدون تخلخل است. در صورتی که خاکستر لجن فاضلاب متشکل از ذرات نامنظمی (فاقد شکل هندسی مشخص و یکسان در بین تمامی ذرات) است که در بیشتر موارد از تجمع ذرات کوچکتر تشکیل شده-

تخلخل سطحی ذرات خاکستر لجن به وضوح قابل مشاهده است که باعث می‌شود تا درجه نرمی اندازه‌گیری شده به روش BET در مقایسه با روش بلین بیشتر شود.

مقدار LOI خاکستر لجن در این پژوهش (۵ درصد)، در مقایسه با سیمان بیشتر است (جدول ۴). بر اساس استاندارد ASTM C618 پیشینه مقدار افت حرارتی برای مواد پوزولانی رده‌ی N برابر ۱۰ درصد و برای مواد پوزولانی رده‌ی C و F برابر ۶ درصد است [23]. بنابراین مقدار LOI خاکستر لجن نیازمندی‌های این استاندارد را تامین می‌نماید.

جدول ۳- ویژگی‌های فیزیکی خاکستر لجن فاضلاب و سیمان

Property	Dimension	SSA	Cement
Density	-	2.58	3.15
Particle size distribution	μm	1-80	-
Diameter	μm	8.5	80
Blain	m^2/kg	618	315
BET	m^2/kg	10156	-
LOI	%	5	1.15
Morphology	-	Irregular	Regular

Table 3: Physical properties of sewage sludge ash and cement

شکل ۴- توزیع اندازه ذرات خاکستر لجن فاضلاب

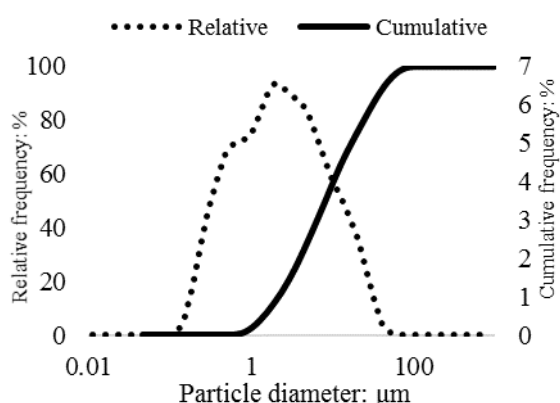


Fig.4- Particle size distribution of SSA

۳-۲- ویژگی‌های شیمیایی خاکستر لجن فاضلاب

ترکیب شیمیایی اصلی موجود در خاکستر لجن فاضلاب با استفاده از آزمایش XRF مشخص شد که نتایج آن در (جدول ۴) ارائه شده و با مقدار متوسط گزارش شده در سایر پژوهش-

اند (شکل ۳). ویژگی‌های فیزیکی خاکستر لجن فاضلاب در (جدول ۳) به صورت خلاصه ارائه و با سیمان پرتلند نیز مقایسه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده توزیع اندازه ذرات خاکستر لجن در محدوده ۸۰-۱ میکرومتر قرار دارد و قطر متوسط آن‌ها برابر ۸/۵ میکرومتر تخمین زده شد (شکل ۴).

شکل ۲- مورفولوژی ذرات سیمان، ۱۰۰۰۰ برابر

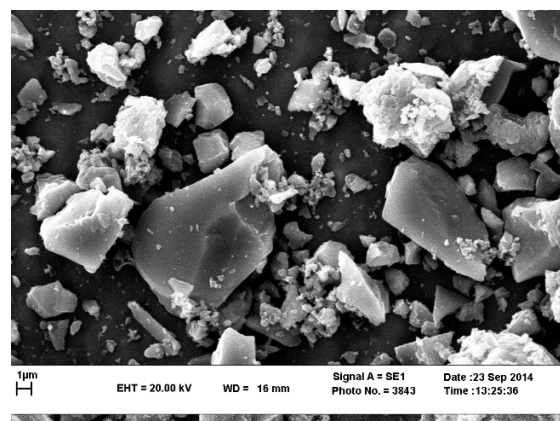


Fig.2- Particle morphologies of cement (10000x)

شکل ۳- مورفولوژی ذرات خاکستر لجن، ۱۰۰۰۰ برابر

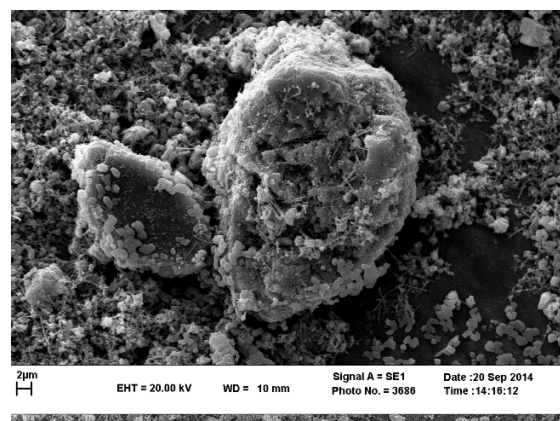


Fig.3- Particle morphologies of SSA(10000x)

سطح مخصوص ذرات خاکستر لجن به روش نفوذ هوای بلین و BET به ترتیب برابر ۶۱۸ و ۱۰۱۵۶ متر مربع بر کیلوگرم برآورد شد. مقدار نرمی بیشتر به دست آمده در روش BET می‌تواند به سطح متخلخل ذرات خاکستر لجن مربوط باشد. زیرا در روش بلین، ذرات مسطح و کروی فرض می‌شوند، در حالی که در روش BET، سطح مخصوص بر اساس شکل واقعی و میزان تخلخل سطحی به دست می‌آید. در شکل (۳)

۳-۳- زمان گیرش

نتایج به دست آمده در این پژوهش نشان می‌دهد که با افزایش درصد جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان، زمان‌های گیرش اولیه و نهایی به صورت خطی افزایش می‌یابد (شکل ۵). نتایج سایر پژوهشگران نیز نشان دهنده افزایش زمان گیرش سیمان هم‌زمان با افزایش درصد جایگزینی خاکستر لجن است [14,10,6]. این بدان معناست که استفاده از خاکستر لجن به عنوان جایگزین سیمان تاثیر قابل توجهی بر زمان‌های گیرش دارد. تاخیر در زمان‌های گیرش را می‌توان به افزایش جذب آب روی سطح ذرات خاکستر لجن و در نتیجه کاهش مقدار Ca(OH)_2 محلول نسبت داد که به دلیل مورفولوژی نامنظم و ریزتر بودن اندازه ذرات خاکستر لجن در مقایسه با سیمان رخ می‌دهد.

شکل ۵- اثر جایگزینی خاکستر لجن بر زمان‌های گیرش اولیه و نهایی

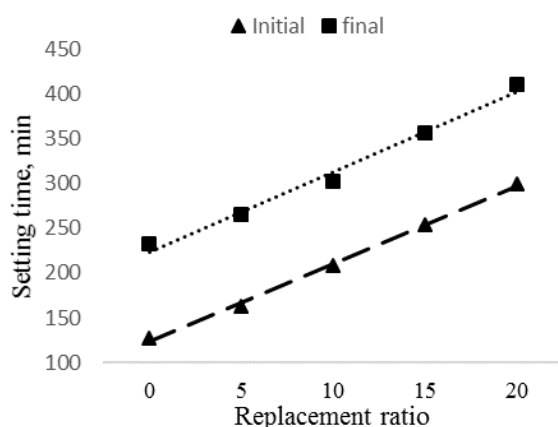


Fig. 5- Sludge ash substitution effect on the initial and final setting time

۳-۴- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری برای نسبت‌های آب به مواد سیمانی ۰/۳۵، ۰/۴۵ و ۰/۵۵ به ترتیب در شکل‌های (۶ تا ۸) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود برای تمام نسبت‌های w/b ، با گذشت زمان عمل‌آوری، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. این موضوع نشان دهنده آن است که جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان مانع از افزایش مقاومت فشاری در طول زمان عمل‌آوری نمی‌شود. اثر جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان بر مقاومت فشاری در دو شرایط عمل‌آوری کوتاه مدت و بلند

ها و نیز آنالیز شیمیایی سیمان پرتلند مقایسه شده است.

خاکستر لجن فاضلاب عمدتاً از اکسیدهای کلسیم، سیلیسیوم، آلومینیوم و آهن تشکیل شده است (جدول ۴). بر اساس نتایج، مقدار CaO موجود در خاکستر لجن فاضلاب شهری در مقایسه با سایر پوزولان‌های شناخته شده مانند میکروسیلیس و خاکستر بادی بیشتر است. از سوی دیگر مقدار SiO_2 ، Al_2O_3 و Fe_2O_3 موجود در خاکستر لجن در مقایسه با این پوزولان‌ها بسیار کمتر است [24,25].

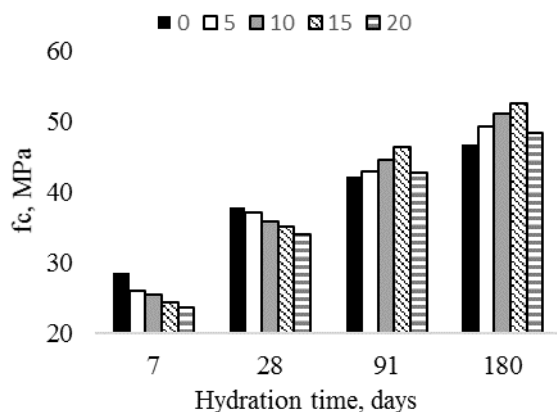
بر اساس استاندارد ASTM C311، مجموع اکسیدهای سیلیسیوم، آلومینیوم و آهن برای انواع رده بندی مواد پوزولانی، باید بیشتر از ۷۰ درصد باشد [26]. این در حالی است که مجموع این اکسیدها در خاکستر لجن استفاده شده در این پژوهش کمتر از ۵۰ درصد بوده که نمی‌تواند الزامات استاندارد ASTM C311 را تامین نماید.

جدول ۴- مقایسه ترکیب شیمیایی خاکستر لجن فاضلاب و سیمان

Chemical composition	Sewage Sludge Ash		Cement
	Current study]	Mean of other studies[6]	
SiO_2	29.2	36.1	20.9
Al_2O_3	7.9	14.2	5.1
Fe_2O_3	4.5	9.2	3.9
CaO	37.8	14.8	63.6
Na_2O	1.2	0.9	0.3
K_2O	1.9	1.3	0.5
MgO	3.8	2.4	2.7
SO_3	3.4	2.8	1.6
P_2O_5	1.2	11.6	*
MnO	0.01	0.3	*
TiO_2	0.55	1.1	*
F	1.7	*	*
Cl	0.31	0.1	*

*: شناسایی نشده است.

Table 4: Chemical composition of SSA in current study compared to other SSA found in literature and cement

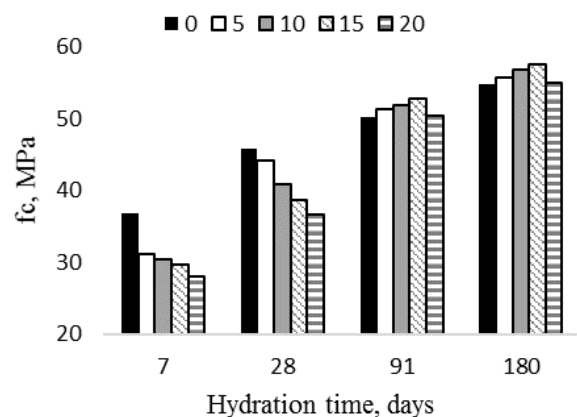
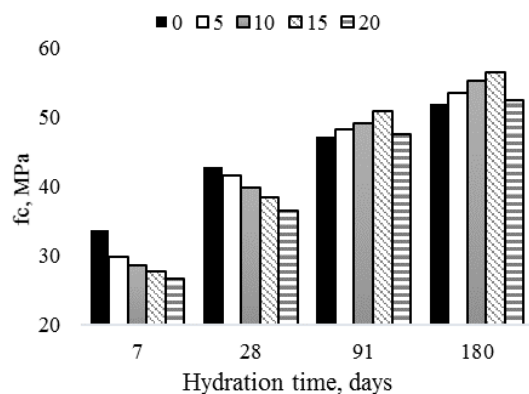
شکل ۸- توسعه مقاومت فشاری بتن برای $w/b=0.55$ Fig. 8- Increasing the compressive strength of concrete for $w/b=0.55$

در تمامی تیمارهای اختلاط بعد از سن ۲۸ روز، با افزایش درصد جایگزینی خاکستر لجن تا میزان ۱۵ درصد، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. البته مقاومت فشاری در سطح جایگزینی ۲۰ درصد نیز بسیار نزدیک به نمونه شاهد است. با این حال مقدار آن در مقایسه با جایگزینی ۱۵ درصد کاهش یافته است. این کاهش مقاومت را می‌توان به اثر رقیق سازی سیمان نسبت داد. زیرا که مواد پوزولانی با محصولات هیدراتاسیون سیمان واکنش داده و ژل‌های سیلیکاته را تولید می‌کنند. با کاهش مقدار سیمان در واحد حجم بتن، هر چند که با افزایش مقدار خاکستر لجن همراه بوده است، به علت کاهش تولید محصولات هیدراتاسیون، مقاومت فشاری نیز کاهش می‌یابد. بر اساس نتایج به دست آمده از مقاومت فشاری دراز مدت می‌توان نتیجه گرفت که بیشینه نسبت جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان به ۱۵ درصد محدود می‌شود.

افزایش مقاومت فشاری بعد از سن ۲۸ روز در نمونه‌های حاوی خاکستر لجن با نتایج به دست آمده در سایر پژوهش‌ها [۶-۱۱، ۱۳ و ۱۴] مغایرت دارد. سیر و همکاران [۶] با استفاده از معادله فرت^۱ و با چشم‌پوشی کردن از مقدار آبی که به وسیله ذرات خاکستر لجن جذب می‌شود (فقط در نظر گرفتن آب موثر)، دریافتند که خاکستر لجن بر مقاومت‌های کوتاه مدت اثر منفی دارد. اما این اثر منفی با افزایش زمان عمل‌آوری و عبور از سن ۲۸ روز جبران شده و باعث می‌شود

مدت، متفاوت است. بر اساس نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود که تا سن ۲۸ روز با افزایش درصد جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان، مقاومت فشاری کاهش می‌یابد. که با نتایج پژوهش‌های پیشین همخوانی دارد [۵، ۶، ۸-۱۰]. تاخیر بیشتر در زمان گیرش سیمان همزمان با افزایش درصد جایگزینی خاکستر لجن (که پیش‌تر به آن پرداخته شد)، احتمالاً روی مقاومت‌های اولیه تأثیر گذاشته و می‌تواند دلیلی بر کاهش مقاومت فشاری کوتاه مدت باشد.

میزان مقاومت تابعی از روند پر شدن منافذ به وسیله محصولات تولید شده در اثر هیدراتاسیون سیمان است. پس می‌توان نتیجه گرفت که در سنین پایین عمل‌آوری (تا سن ۲۸ روز)، واکنش‌های شیمیایی خاکستر لجن با سیمان بسیار کند انجام می‌شود.

شکل ۶- توسعه مقاومت فشاری بتن برای $w/b=0.35$ Fig. 6- Increasing the compressive strength of concrete for $w/b=0.35$ شکل ۷- توسعه مقاومت فشاری بتن برای $w/b=0.45$ Fig. 7- Increasing the compressive strength of concrete for $w/b=0.45$

کوچکتر بوده و می‌تواند اثر پرکنندگی داشته باشد و ریز ساختار بتن را بهبود بخشد، اما در پایان برآیند اثر ترکیبی دو حالت پرکنندگی و پوزولانی، منجر به ایجاد یک جسم متراکم و کم تخلخل می‌شود. کند بودن واکنش پوزولانی خاکستر لجن برای تولید ژل‌های سیلیکاته که در بخش (۴-۳) نیز به آن پرداخته شد، تاثیر زیادی در تغییر حجم منافذ داشته و باعث می‌شود تا حجم منافذ قابل نفوذ در مقایسه با نمونه شاهد افزایش یابد.

بعد از سن ۲۸ روز، با افزایش درصد جایگزینی خاکستر لجن تا میزان ۱۰ درصد، حجم منافذ قابل نفوذ در مقایسه با نمونه شاهد کاهش می‌یابد. کوچکتر شدن اندازه لوله‌های موئین در خمیر سیمان در اثر تولید ژل‌های سیلیکاته می‌تواند دلیل این موضوع باشد. با افزایش میزان جایگزینی از ۱۰ تا ۲۰ درصد، حجم منافذ افزایش می‌یابد، هرچند که هنوز کمتر از نمونه شاهد است.

شکل ۹- اثر جایگزینی خاکستر لجن بر تخلخل بتن، $w/b=0.35$

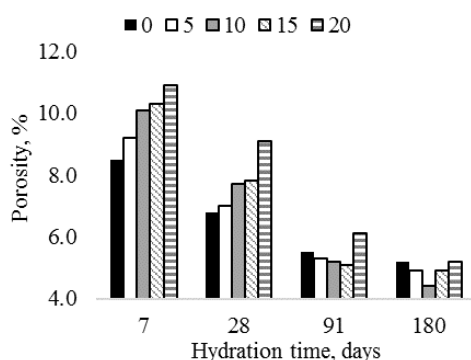


Fig. 9- Sludge ash substitution effect on the porosity of the concrete, $w/b=0.35$

شکل ۱۰- اثر جایگزینی خاکستر لجن بر تخلخل بتن، $w/b=0.45$

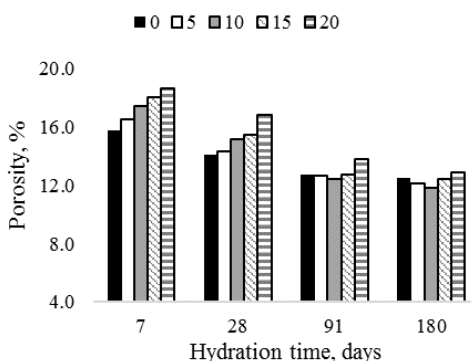


Fig. 10- Sludge ash substitution effect on the porosity of the concrete, $w/b=0.45$

که مقاومت‌های دراز مدت از مقدار مورد انتظار (بر اساس معادله فرت) نیز بیشتر گردد. نتیجه به دست آمده به وسیله‌ی این پژوهشگران فقط محاسباتی بوده، در حالی که در این پژوهش به استناد نتایج آزمایشگاهی، می‌توان بیان داشت که با ثابت نگه داشتن نسبت آب به مواد سیمانی و استفاده از فوق روان کننده (برای دستیابی به روانی یکسان)، مقاومت فشاری بعد از سن ۲۸ روز افزایش می‌یابد. این موضوع نیز احتمالاً به فعالیت پوزولانی آهسته و طولانی مدت خاکستر لجن مربوط است که سایر پژوهشگران نیز به آن اشاره کرده‌اند [11,7,6]. بنابراین به نظر می‌رسد که خاکستر لجن در مقایسه با سیمان دارای اثر مثبت طولانی مدت بر مقاومت فشاری است.

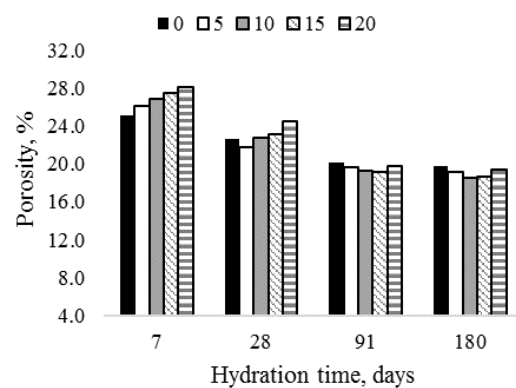
به طور کلی، رفتار پوزولانی خاکستر لجن شبیه به خاکستر بادی است. با این تفاوت که در طولانی مدت، میزان افزایش مقاومت فشاری در بتن حاوی خاکستر بادی، بیشتر است. این وجه تمایز نیز به احتمال زیاد می‌تواند به مقدار کمتر فاز غیر بلوری (آمورف) اکسیدهای سیلیسیوم، آهن و آلومینیوم موجود در خاکستر لجن مربوط باشد.

۳-۵- حجم فضای قابل نفوذ

۳-۵-۱- تاثیر نسبت جایگزینی بر تخلخل بتن حاوی خاکستر لجن فاضلاب

حجم فضای قابل نفوذ در تمامی نسبت‌های w/b ، به صورت درصدی از حجم نمونه، در شکل‌های (۹ تا ۱۱) نشان داده شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که با افزایش سن عمل‌آوری از ۷ تا ۱۸۰ روز، درصد فضای قابل نفوذ در بیشتر تیمارها کاهش می‌یابد. بنابراین جایگزینی سیمان با خاکستر لجن مانع از انجام واکنش‌های هیدراتاسیون نمی‌شود. با این حال، مانند مقاومت فشاری، اثر جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان بر روند پر شدن منافذ در دو محدوده زمانی قبل و بعد از ۲۸ روز، متفاوت است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که تا سن عمل‌آوری ۲۸ روز، با افزایش درصد جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان، حجم فضای قابل نفوذ برای تیمارهای مورد مطالعه افزایش یافته است.

اگرچه اندازه ذرات خاکستر لجن در مقایسه با سیمان

شکل ۱۱- اثر جایگزینی خاکستر لجن بر تخلخل بتن، $w/b=0.55$ Fig.11- Sludge ash substitution effect on the porosity of the concrete, $w/b=0.55$

۳-۵-۲- تأثیر نسبت w/cm بر تخلخل بتن حاوی خاکستر لجن فاضلاب

با توجه به نتایج مندرج در شکل‌های (۹ تا ۱۱) می‌توان دریافت که افزایش نسبت w/b منجر به افزایش تخلخل کلی نمونه‌های بتنی در تمام نسبت‌های جایگزینی می‌شود. علاوه بر این، افزایش نسبت w/b کاهش مقاومت فشاری را نیز در پی داشته است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که برای بررسی اثر پوزولانی خاکستر لجن بر ویژگی‌های مکانیکی و پایداری بتن سخت شده، ثابت نگه داشتن نسبت آب به مواد سیمانی بسیار تاثیر گذار است. اگرچه که موجب می‌شود تا مقدار بیشتری فوق روان کننده مصرف شود.

۳-۶- مقاومت ویژه الکتریکی

۳-۶-۱- تأثیر نسبت جایگزینی خاکستر لجن بر مقاومت ویژه الکتریکی

نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت ویژه الکتریکی نشان می‌دهد که با افزایش نسبت جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان، مقاومت ویژه الکتریکی در تمام سنین عمل‌آوری کاهش می‌یابد (شکل‌های ۱۲-۱۴). مقاومت ویژه الکتریکی بتن وابسته به تخلخل بتن است. با افزایش نسبت جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان، حجم فضای قابل نفوذ افزایش می‌یابد. علاوه بر این، ترکیب شیمیایی مواد سیمانی نیز می‌تواند بر مقاومت ویژه الکتریکی تاثیر گذار باشد. مقدار بیشتر برخی از ترکیبات موجود در خاکستر لجن در مقایسه با سیمان (مانند کلر، فسفر، منیزیم، روی و غیره) این امکان را فراهم می‌آورد

که با افزایش نسبت جایگزینی، حرکت یون‌ها در نمونه بتنی نیز افزایش یافته و مقاومت ویژه الکتریکی کاهش یابد. با این حال در سن ۱۸۰ روز، مقاومت ویژه الکتریکی برای نمونه‌های حاوی ۱۰ درصد خاکستر لجن از سایر سطوح جایگزینی بیشتر بوده و برای نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۳۵، ۰/۴۵ و ۰/۵۵ به ترتیب حدود ۳۷، ۱۴ و ۱۱ درصد بیشتر از نمونه شاهد است. بر اساس نتایج به دست آمده از تخلخل و مقاومت ویژه الکتریکی می‌توان بیان داشت که حداکثر نسبت جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان به ۱۰ درصد محدود می‌شود.

همچنین می‌توان مشاهده نمود که برای تمام سطوح جایگزینی و نسبت‌های متفاوت w/b ، با افزایش سن عمل‌آوری، مقاومت ویژه الکتریکی افزایش می‌یابد که علت آن را می‌توان به کاهش تخلخل و نفوذپذیری بتن نسبت داد. افزایش در مقاومت ویژه الکتریکی در سنین اولیه ناچیز است، ولی در سنین بالاتر کاملاً چشمگیر می‌شود.

۳-۶-۲- تأثیر نسبت w/cm بر مقاومت ویژه الکتریکی بتن حاوی خاکستر لجن فاضلاب

نسبت آب به مواد سیمانی نقش بسیار مهمی در شکل‌گیری ریز ساختار خمیر سیمان و تمرکز یون‌ها در حفرهای متعلق به ریز ساختار برعهده دارد. با توجه به شکل‌های (۱۲ تا ۱۴) می‌توان دریافت که با افزایش w/b ، مقاومت ویژه الکتریکی بتن کاهش می‌یابد. کاهش در مقاومت الکتریکی را می‌توان به افزایش حجم فضاهای خالی موجود در بتن نسبت داد. مقاومت ویژه الکتریکی نمونه شاهد با نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۳۵ در مقایسه با تیمارهای با نسبت آب به مواد سیمانی برابر ۰/۴۵ و ۰/۵۵ به ترتیب به میزان ۲۲۴-۱۵۲ و ۳۵۲-۲۵۰ درصد بیشتر است. کران پایین مربوط به سن عمل‌آوری ۷ روز و کران بالا مربوط به سن عمل‌آوری ۱۸۰ روز است. این موضوع نشان می‌دهد که تخلخل اولیه تاثیر به سزایی در مقاومت ویژه الکتریکی نهایی دارد. به گونه‌ای که با افزایش تخلخل اولیه، که در اثر افزایش w/b به وجود می‌آید، قابلیت بهبود ریز ساختار بتن نیز کاهش می‌یابد. این موضوع برای نسبت‌های مختلف جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان نیز قابل مشاهده است.

۴- نتیجه گیری

- خاکستر لجن فاضلاب از ذراتی با مورفولوژی نامنظم تشکیل شده است. ترکیب شیمیایی خاکستر لجن با سایر پوزولان‌های متداول مانند خاکستر بادی و میکروسیلیس متفاوت است اما به ترکیب شیمیایی سیمان پرتلند تپ دو شباهت دارد.

- با افزایش نسبت جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان (۰-۲۰ درصد وزنی)، زمان‌های گیرش اولیه و نهایی به صورت خطی افزایش می‌یابد. نتایج به دست آمده در این پژوهش نشان می‌دهد که جایگزینی ۲۰ درصد خاکستر لجن مناسب نیست، زیرا باعث می‌شود تا زمان گیرش نهایی (۴۱۱ دقیقه) از بیشینه مقدار مجاز تعیین شده به وسیله ASTM C150 (۳۷۵ دقیقه) تجاوز نماید.

- با افزایش مقدار خاکستر لجن در بتن، مقاومت فشاری کوتاه مدت (سن ۷ و ۲۸ روز) کاهش می‌یابد. در حالی که در دراز مدت (سن ۹۱ و ۱۸۰ روز) سبب افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد (نمونه بدون خاکستر لجن) می‌شود. این موضوع را می‌توان به رفتار پوزولانی آهسته خاکستر لجن فاضلاب نسبت داد.

- مقاومت فشاری ۲۸ روزه برای نسبت‌های جایگزینی ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درصد به ترتیب ۴-۲، ۵-۱۱، ۷-۱۵ و ۲۰-۱۰ درصد کمتر از نمونه شاهد مشاهده شد. کران پایین دامنه‌های یاد شده مربوط به w/b برابر ۰/۵۵ و کران بالا مربوط به w/b برابر ۰/۳۵ است. بر اساس نتایج می‌توان بیان داشت که اثر منفی جایگزینی خاکستر لجن بر مقاومت فشاری کوتاه مدت در تیمارهای با نسبت آب به مواد سیمانی بیشتر، کمتر است.

- بیشترین مقاومت فشاری دراز مدت (سن ۱۸۰ روز) در نسبت جایگزینی ۱۵ درصد خاکستر لجن به جای سیمان مشاهده گردید که برای نسبت‌های آب به مواد سیمانی ۰/۳۵، ۰/۴۵ و ۰/۵۵ به ترتیب ۵، ۸ و ۱۲ درصد بیشتر از نمونه شاهد است.

- فعالیت پوزولانی آهسته خاکستر لجن فاضلاب باعث می‌شود که میزان تخلخل (حجم فضای قابل نفوذ در بتن) تا سن ۲۸ روز، با افزایش نسبت جایگزینی افزایش یابد. پس از سن ۲۸

با این تفاوت که با افزایش نسبت جایگزینی، دامنه تغییرات از سن ۷ روز تا ۱۸۰ روز بزرگتر می‌شود. افزایش دامنه تغییرات همزمان با افزایش نسبت جایگزینی را می‌توان به وجود مواد قابل یونیزه شدن در خاکستر لجن فاضلاب نسبت داد.

شکل ۱۲- اثر جایگزینی خاکستر لجن بر مقاومت ویژه الکتریکی بتن،

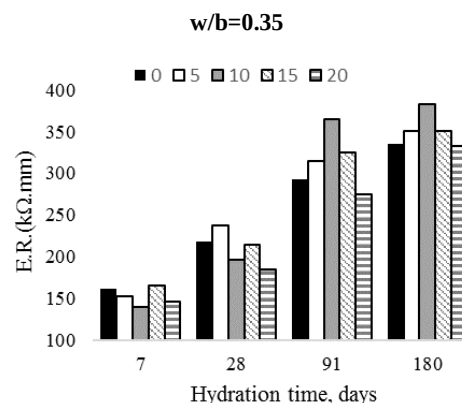


Fig.12- Sludge ash substitution effect on the electrical resistant of the concrete, $w/b=0.35$

شکل ۱۳- اثر جایگزینی خاکستر لجن بر مقاومت ویژه الکتریکی بتن،

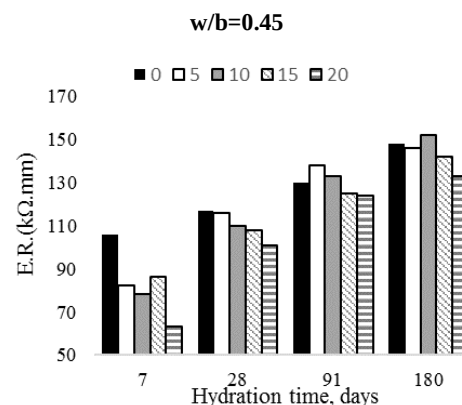


Fig.13- Sludge ash substitution effect on the electrical resistant of the concrete, $w/b=0.45$

شکل ۱۴- اثر جایگزینی خاکستر لجن بر مقاومت ویژه الکتریکی بتن،

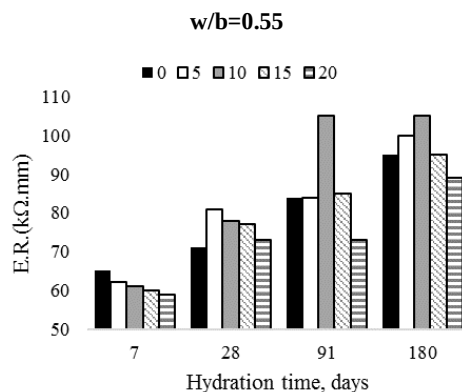


Fig.14- Sludge ash substitution effect on the electrical resistant of the concrete, $w/b=0.55$

- [11] Coutand, M., Cyr, M., & Clastres, P., *Use of sewage sludge ash as mineral admixture in mortars*, Proceedings of the ICE-Construction Materials, Vol. 159, 2006, 153-162.
- [12] Monzo, J., Paya, J., Borrachero, M., & Peris-Mora, E., *Mechanical behavior of mortars containing sewage sludge ash (SSA) and Portland cements with different tricalcium aluminate content*, Cement and Concrete Research, Vol. 29(1), 1999, 87-94.
- [13] Lin, K., Chang, W., Lin, D., Luo, H., & Tsai, M., *Effects of nano-SiO₂ and different ash particle sizes on sludge ash-cement mortar*, Journal of Environmental Management, Vol. 88, 2008, 708-714.
- [14] Garcés, P., Pérez Carrión, M., García-Alcocel, E., Payá, J., Monzó, J., & Borrachero, M., *Mechanical and physical properties of cement blended with sewage sludge ash*, Waste management, Vol. 28, 2008, 2495-2502.
- [15] Pérez-Carrión, M., Baeza-Brotons, F., Payá, J., Saval, J., Zornoza, E., Borrachero, M., *Potential use of sewage sludge ash (SSA) as a cement replacement in precast concrete blocks*, Materiales de Construcción, Vol. 64, 2014, 825-832.
- [16] ASTM C192, *Standard Practice for Making and Curing Concrete Specimens in the Laboratory*, 2002.
- [17] ASTM C188, *Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement*, 2003.
- [18] ASTM C204, *Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by Air-Permeability Apparatus*, 2000.
- [19] ASTM C114, *Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement*, 2004.
- [20] ASTM C191, *Standard Test Method for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle*, 2004.
- [21] BS 1881-116, *Testing Concrete. Method for determination of compressive strength of concrete cubes*, 1983.
- [22] ASTM C642, *Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete*, 2013.
- [23] ASTM C618, *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*, 2012.
- [24] Waddell, J. J., *Concrete construction handbook*: McGraw-Hill Companies, 1974.
- [25] Ahmaruzzaman, M., *A review on the utilization of fly ash*. Progress in energy and combustion science, Vol. 36, 2010, 327-363.
- [26] ASTM C311, *Standard Test Methods for Sampling and Testing Fly Ash or Natural Pozzolans for Use in Portland-Cement Concrete*, 2002.

روز، با افزایش نسبت جایگزینی تا میزان ۱۰ درصد، حجم فضای قابل نفوذ در مقایسه با نمونه شاهد کاهش می‌یابد. با افزایش سطح جایگزینی از ۱۰ تا ۲۰ درصد، تخلخل نمونه‌ها افزایش یافته اما همچنان کمتر از نمونه شاهد است. مقاومت ویژه الکتریکی بتن حاوی خاکستر لجن فاضلاب متأثر از دو پارامتر تخلخل و ترکیب شیمیایی مواد سیمانی است. با افزایش تخلخل و افزایش مواد قابل یونیزه شدن (در اثر افزایش نسبت جایگزینی خاکستر لجن به جای سیمان)، مقاومت ویژه الکتریکی بتن کاهش می‌یابد.

۵- تقدیر و تشکر

از آقای مهندس محمد حسین یوسفی‌نژاد به پاس همکاری در ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی و از شرکت سیمان زاوه تربت به پاس همکاری در تعیین ویژگی‌های فیزیکی خاکستر لجن فاضلاب قدردانی می‌شود.

References

۶- مراجع

- [1] Davis, R., *The impact of EU and UK environmental pressures on the future of sludge treatment and disposal*, Water and Environment Journal, Vol. 10, 1996, 65-69.
- [2] Lundin, M., Olofsson, M., Pettersson, G., & Zetterlund, H., *Environmental and economic assessment of sewage sludge handling options*, Resources, Conservation and Recycling, Vol. 41, 2004, 255-278.
- [5] Fotovat, A., Moghadam, M. R. A., Maknoon, R., & Sebt, M. H., *Laboratory study on application of municipal sludge ash in construction materials*. Paper presented at the Proceedings of IWA special conference on Facing Sludge Diversities, Challenges, Risks and Opportunities, 2007.
- [6] Cyr, M., Coutand, M., & Clastres, P., *Technological and environmental behavior of sewage sludge ash (SSA) in cement-based materials*, Cement and Concrete Research, Vol. 37, 2007, 278-289.
- [7] Pan, S. C., Tseng, D. H., C. Lee, & Lee, C., *Influence of the fineness of sewage sludge ash on the mortar properties*, Cement and Concrete Research, Vol. 33, 2003, 1749-1754.
- [8] Tay, J.-H., *Sludge ash as filler for Portland cement concrete*, Journal of Environmental Engineering, Vol. 113, 1987, 345-351.
- [9] Chen, M., Blanc, D., Gautier, M., Mehu, J., & Gourdon, R., *Environmental and technical assessments of the potential utilization of sewage sludge ashes (SSAs) as secondary raw materials in construction*, Waste management, Vol. 33, 2013, 1268-1275.
- [10] Pinarli, V. and R. Dhir, *Sustainable Waste Management-Studies on the use of sewage sludge ash in the construction industry as concrete material*. Proceedings Sustainable Construction. Use of incinerator ash, London, 2000: p. 415-425.

The effect of municipal sewage sludge ash as replacement of cement on physical, mechanical and durability properties of concrete

M.A Arshad Torabi¹, S. Danesh^{2*}, M.Tavakkolizadeh³

1- M.Sc.Student., Civil Eng. Dept., Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad

2- Associate Prof., Civil Eng. Dept., Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad

3- Assistant Prof., Civil Eng. Dept., Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad

*Sdanesh@um.ac.ir

Abstract:

Direct discharge of domestic wastewater (sewage) to the environment or into absorbing wells has caused many problems including surface and groundwater pollution. To reduce such problems, the number of wastewater treatment plants has increased significantly in Iran during the last two decades. During wastewater treatment, a significant amount of sludge, composed of organic and mineral material, is produced. This sludge, if not handled and disposed properly, can create serious environmental and health issues. One environmentally attractive way of dealing with such wastes is to use them in different types of applications. In this regard, many economical and beneficial methods have been developed to reuse sludge. Incineration of sludge for energy recovery or the use of sludge ash in cement-based construction materials are among these methods. Sludge incineration produces considerable amount of ash which should be disposed. However the ash can be used as cement substitute in production of cement-based material. The subject of using sludge ash as cement substitute has been investigated by a few researcher with the conclusion that the usage of ash can affect the final cement-based product quality. Based on their experimental results, the use of sludge ash tends to decrease the workability of fresh mortar or concrete, and to increase the cement setting time. Also a decrease in compressive strength of mortar or concrete was reported. However, it should be mentioned that no research has yet been done to investigate the effects of sludge ash replacement on mechanical and durability properties of concrete. The main aim of this study was to investigate the effects of sludge ash usage as cement substitute on physical, mechanical and durability properties of concrete. For this purpose, the effects of three key parameters: replacement level (0-20%, by weight), curing times (7, 28, 91 and 180 days) and water-cementitious material ratio (0.35, 0.45 and 0.55) were investigated. The sludge used in this research was obtained from one of the local wastewater treatment plants, which subsequently was dried and then was incinerated at 800°C to produce ash. The ash was in general, made up of irregular grains which were aggregates of smaller particles. Also, the ash was composed mainly of calcium, silica and aluminium oxides. The results showed that increasing the amount of sludge ash induced higher mortar setting times as compared to the control samples, using Vicat test. The effect of ash content on mechanical properties of concrete samples was carried out by compressive strength tests. Results indicated that for 7 and 28 days curing time, concrete samples containing a mixture of sludge ash and cement yielded lower compressive strength values than those samples using only cement (without any ash content). However, for curing times greater than 28 days, the increase in ash content of concrete samples (in the range of 0-15% by weight) led to an increase in compressive strength. Water absorption and electrical resistivity tests were conducted to determine the durability of concrete containing sewage sludge ash. As blending percentages of ash content increased from 5% to 20% (by weight), electrical resistivity of concrete samples decreased for regardless of the applied curing times. This phenomenon might be the result of increased porosity and material ionization.

Keywords: Municipal sewage sludge ash, Concrete, Compressive strength, Durability, Water absorption.

مقایسه عملکرد متغیرهای تنش در بیان مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع

علیرضا باقریه^{۱*}، علی فارسی جانی^۲، رضا فرپور^۳

- ۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر
۲- دانشجوی دکتری عمران، ژئوتکنیک، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل
۳- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مکانیک خاک وپی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد همدان

bagheri@malayeru.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۱/۲۸]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۴/۱۴]

چکیده- مقاومت برشی ازجمله موارد مهم و اساسی برای تعیین رفتار مکانیکی خاک‌ها است. در مورد مقاومت برشی خاک‌های غیر اشباع، بین پژوهشگران اختلاف نظرهایی وجود دارد. در این میان دو روش برای تعیین مقاومت برشی خاک‌های غیر اشباع ارائه شده است. در یکی از روش‌ها مقاومت برشی خاک با استفاده دو متغیر مستقل تنش مانند تنش خالص و مکش توصیف می‌شود؛ در این روش پارامترهای مقاومتی در حالت‌های اشباع و غیراشباع با یکدیگر متفاوت و مستقل از یکدیگر است؛ به عبارت دیگر به محض ایجاد مکش در خاک، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی اشباع اعتبار خود را از دست می‌دهند. متقابلاً در دیدگاه مبتنی بر تنش مؤثر، آثار تنش خالص و مکش در تنش مؤثر ادغام می‌شود و پارامترهای مقاومت برشی مستقل از مکش در نظر گرفته می‌شوند. در این پژوهش با انجام آزمایش‌های برش مستقیم غیراشباع و جمع‌آوری داده‌های پژوهشگران دیگر در این زمینه، مقایسه‌ای بین روش‌های تعیین مقاومت برشی خاک در حالت غیر اشباع انجام شده و مزایا و معایب آنها بررسی شده است. نتایج حاکی از مزیت‌های استفاده از تنش مؤثر در ساده‌سازی پیش‌بینی مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع است و در همین حالت همان پارامترهای مقاومت برشی اشباع برای حالت غیر اشباع نیز قابل تعمیم است.

واژگان کلیدی: مقاومت برشی، غیر اشباع، تنش مؤثر، تنش خالص، برش مستقیم.

۱- مقدمه

صورت زیر بیان شده است.

$$\tau_f = c + (\sigma - u_w) \tan(\phi) \quad (1)$$

که در آن C چسبندگی خاک و ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک است.

رفتار مکانیکی خاک که بیشتر وابسته به رفتار تغییر حجمی و مقاومت برشی است، با استفاده از متغیرهای حالت تنش بیان می‌شود. این متغیرها مستقل از ویژگی‌های خاک است و تعداد آنها به تعداد فازهای موجود در خاک بستگی دارد [2].

تنش مؤثر برای خاک‌های غیراشباع در رابطه ۲ بیان شده است [3,4].

بررسی رفتار مکانیکی خاک‌ها در شرایط مختلف یکی از بحث‌های مهم در علم مکانیک خاک است. رفتار مکانیکی خاک‌ها به سه بخش رفتار هیدرولیکی، مقاومت برشی و رفتار تغییر حجمی در شرایط مختلف تقسیم‌بندی می‌شود. بخش عمده پیش‌بینی طراحان از رفتار خاک در شرایط مختلف وابسته به علم و شناخت آنها نسبت به تغییر رفتار برشی خاک در شرایط مختلف است. مقاومت برشی خاک تعیین کننده رفتار برشی خاک در شرایط متفاوت است که با بهره‌گیری از اصل تنش مؤثر ترزاقی [1] در معیار گسیختگی موهر کولمب به

و c' نیز بیان کننده چسبندگی خاک در حالت اشباع است. در این روش پارامترهای مقاومتی در حالت اشباع و غیر اشباع مستقل و متفاوت از یکدیگر هستند. به عبارت دیگر در مکش‌های متفاوت، مقادیر زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی نیز متفاوت است. شکل (۱) پوش گسیختگی موهرکلمب را برای رابطه ۴ نشان می‌دهد.

شکل ۱- پوش گسیختگی برشی سه بعدی (فردلاند و همکاران ۱۹۷۸)[7]

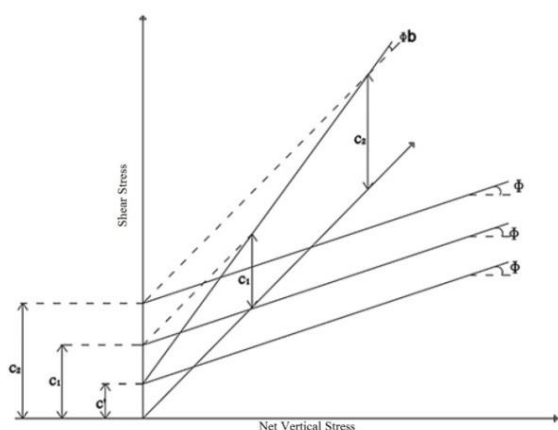


Fig. 1. Failure envelope in three dimensional stress space according to Fredlund et al. 1978[7]

می‌توان پوش گسیختگی موهر کلمب خاک غیر اشباع را در دستگاه مختصات دو بعدی تنش برشی در مقابل تنش قائم خالص مانند شکل (۲) نشان داد.

شکل ۲- تصویر پوش گسیختگی برشی در صفحه تنش-تنش خالص (فردلاند و همکاران ۱۹۷۸)[7]

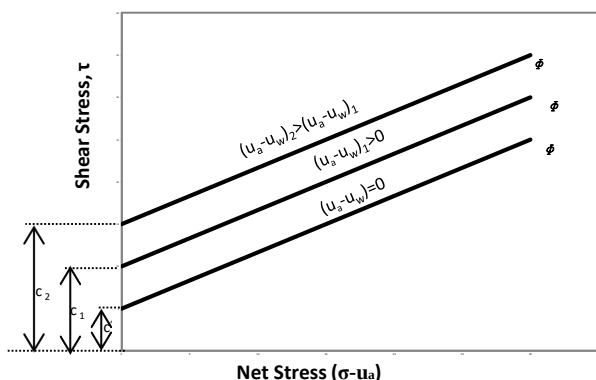


Fig. 2. Shear stress versus net stress according to Fredlund et al. 1978[7]

همان‌گونه که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، در هر مکشی، مقدار متفاوتی برای چسبندگی خاک به دست می‌آید.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (1-2)$$

یا

$$\sigma' = (\sigma_{\text{net}}) + \chi(s) \quad (2-2)$$

که در آن u_a فشار هوای منفذی، χ ضریب تنش مؤثر، s مکش خاک و σ_{net} تنش خالص است. روابط زیادی برای بیان ضریب تنش مؤثر به وسیله‌ی پژوهشگران ارائه شده است که یکی از موفق‌ترین این روابط، رابطه‌ای است که به وسیله‌ی خلیلی و خباز ارائه شده است [5].

$$\chi = \begin{cases} \left(\frac{u_a - u_w}{u_e} \right)^{-0.55} & (u_a - u_w) > u_e \\ 1 & (u_a - u_w) \leq u_e \end{cases} \quad (3)$$

که در آن u_e مکش ورود هوا، و متناظر با حالتی است که درجه اشباع خاک کمتر از ۱ می‌شود [6].

و نیز نسبت $\left(\frac{u_a - u_w}{u_e} \right)$ به عنوان نسبت مکش معرفی شده است.

پیچیدگی رفتار خاک در حالت اشباع به علت عدم وجود حباب‌های هوا در فضای خالی بین ذرات، نسبت به خاک غیر اشباع کمتر است؛ این در حالی است که بیشتر خاک‌ها در شرایط محیطی به صورت غیر اشباع است. از این رو باید در روابط ارائه شده برای بیان رفتار مکانیکی خاک، تأثیر وجود هوای حفره‌ای نیز در نظر گرفته شود. برای بیان مقاومت برشی خاک‌های غیر اشباع دو روش متفاوت مطرح است؛ روش استفاده از متغیرهای مستقل و روش مبتنی بر تنش مؤثر.

فردلاند و همکاران [7] با بهره‌گیری از متغیرهای مستقل تنش، رابطه زیر را برای بیان مقاومت برشی خاک‌ها در حالت غیر اشباع ارائه نمودند.

$$\begin{cases} \tau_f = c + (\sigma - u_a) \tan(\phi) \\ c = c' + (u_a - u_w) \tan(\phi^b) \end{cases} \quad (4)$$

که در آن c چسبندگی ظاهری خاک است که متناسب با مقدار مکش درون خاک، و ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک است که متناظر با تنش خالص وارد شده بر خاک است. ϕ^b نشان دهنده زاویه اصطکاک داخلی خاک متناظر با مکش خاک $(u_a - u_w)$

باقریه و فارسی جانی [10] و جمع‌آوری اطلاعات آزمایشگاهی پژوهشگران دیگر در این زمینه، مقایسه‌ای بین این دو روش صورت گیرد و مزایا و معایب دو روش مورد بررسی قرار گرفته تا روش بهتر با ذکر امتیازات آن معین شود. با این روش گامی مهم برای آسانی محاسبه و پیش‌بینی مقاومت برشی خاک در شرایط اشباع و غیر اشباع برداشته می‌شود.

۲- بررسی آزمایش‌های باقریه و فارسی جانی

[10]

در این پژوهش نتایج یک برنامه آزمایشگاهی که به وسیله باقریه و فارسی جانی [10] منتشر شده است به اختصار ذکر می‌گردد. نتایج پژوهش بالا به کمک نتایج دیگری که از سایر مقالات استخراج شده است، در ارزیابی عملکرد متغیرهای تنش به کار رفته است.

شرح کامل آزمایش‌های برش مستقیم انجام شده در حالت غیراشباع و روش تعیین منحنی مشخصه آب-خاک به تفصیل در پژوهش باقریه و فارسی جانی [10] بیان شده است و در اینجا به بیان نتایج حاصل از آن اکتفا شده است. شکل (۳) نشان دهنده منحنی مشخصه آب-خاک، و جدول (۱) مشخصات تنش برشی نمونه‌های خاک آزمایش شده را نشان می‌دهد.

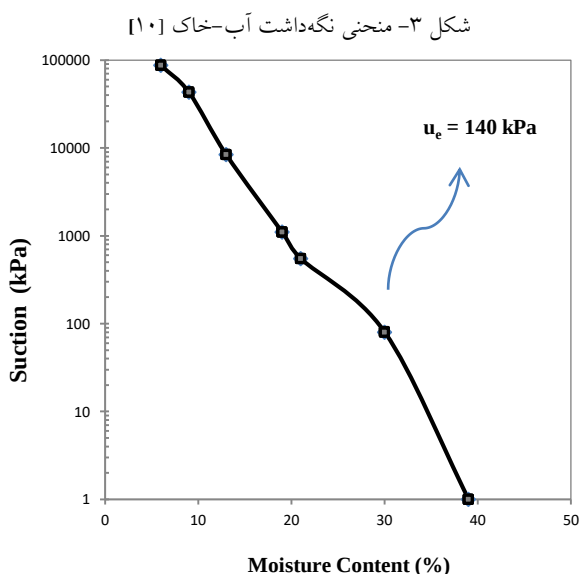


Fig. 3. Water retention curve [10]

روش دوم، مبتنی بر استفاده از اصل تنش مؤثر است و پس از زیر سوال بردن اعتبار اصل تنش مؤثر در خاک‌های غیراشباع به وسیله جنینگز و بورلند [8] کمتر مورد توجه قرار گرفت. جنینگز و بورلند [8] بیان داشتند که با افزایش میزان درجه اشباع خاک، مقدار مکش درون خاک کاهش می‌یابد، از اینرو تنش مؤثر کاهش یافته پس انتظار افزایش حجم نمونه‌های خاک غیراشباع می‌رود؛ درحالی‌که در خاک‌های فروریزی کاهش حجم رخ می‌دهد و به همین علت اعتبار اصل تنش مؤثر در خاک‌های غیر اشباع را زیر سوال بردند. اما پس از مقاله خلیلی و خباز [5] رویکرد مجددی به این روش بوجود آمد؛ خلیلی و همکاران [9] پدیده تغییر شکل فروریزی را یک تغییر شکل الاستوپلاستیک تعبیر کرده و تغییر شکل بوجود آمده در اثر اشباع شدن خاک‌های رمبنده را با مفهوم سخت شوندگی ناشی از مکش توجیه نمودند. در این روش پارامترهای مقاومتی خاک در حالت اشباع و غیر اشباع یکسان است و تغییرات مکش تأثیری بر میزان پارامترهای مقاومت برشی خاک ندارد. به عبارت دیگر، در صورتی که تخمین مناسبی از میزان تنش مؤثر در دست باشد، نیازی به اندازه‌گیری پارامترهای مقاومتی در شرایط غیراشباع وجود ندارد و پارامترهای حالت اشباع کماکان در این حالت نیز معتبر و قابل استفاده هستند.

با استفاده از اصل تنش مؤثر در خاک‌های غیراشباع، رابطه زیر برای بیان مقاومت برشی خاک‌ها در حالت غیراشباع ارائه شده است.

$$\tau_f = c + [(\sigma - u_a) + \chi s] \tan \phi'$$

یا

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi' \quad (5)$$

که در آن C چسبندگی خاک و ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک، و χ نشان دهنده ضریب تنش مؤثر و S مکش خاک را بیان می‌کند.

همان‌گونه که توضیح داده شد، تفاوت‌های زیادی بین این دو روش ارائه شده، وجود دارد. در این پژوهش سعی بر این شده است که با بررسی آزمایش‌های برش مستقیم غیر اشباع

شکل ۵- پوش گسیختگی خاک مطالعه شده بر اساس متغیرهای مستقل تنش

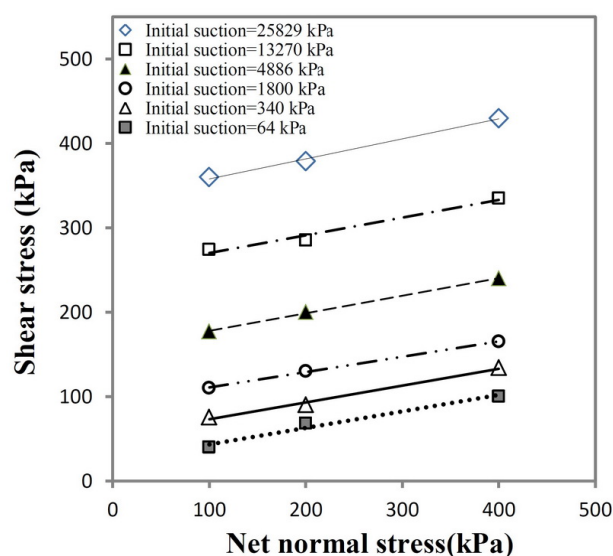


Fig. 5. Shear stress envelope of soil by using independent stress variables

از طرفی با توجه به تنش قائم خالص وارد شده بر نمونه‌های خاک و با در دست داشتن میزان مکش نمونه‌ها در هر آزمایش (از طریق منحنی مشخصه آب-خاک و میزان رطوبت آنها) و به کمک روابط ۲ و ۳ تنش قائم مؤثر برای هرنمونه مشخص شد.

در شکل (۴) مشاهده می‌شود که در مکش‌های متفاوت، خطوط پوش گسیختگی روی یک خط با ضریب همبستگی مناسب ($R^2=0.98$) قرار گرفته‌اند؛ به عبارت دیگر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک در شرایط مختلف (اشباع و غیراشباع) یکسان است و تغییرات مکش درون خاک تأثیری بر پارامترهای مقاومت برشی خاک نداشته است و تغییرات تنش برشی خاک تنها به علت تغییرات تنش مؤثر قائم اعمالی روی نمونه‌های خاک رخ می‌دهد و این موضوع مؤید اعتبار اصل تنش مؤثر در خاک‌های غیراشباع است؛ به عبارت دیگر اگر تخمین مناسبی از میزان تنش مؤثر در مکش‌های مختلف در دست باشد، نیازی به اندازه‌گیری پارامترهای مقاومتی در شرایط غیراشباع وجود ندارد و پارامترهای حالت اشباع کماکان در این حالت نیز معتبر و قابل استفاده است.

در شکل (۵) مشاهده می‌شود که در هر مکش متفاوت، خط پوش گسیختگی خاک تغییر کرده است و فاصله تغییرات به حدی زیاد است که طراحان در شرایط مختلف (مکش‌های متفاوت) با مقادیر مختلفی از پارامترهای مقاومت برشی مواجه

جدول ۱- مقادیر تنش برشی در لحظه گسیختگی در نمونه‌های خاک تحت

Net Normal Stress (kPa)	Matric Suction (kPa)					
	25283	8149	2043	659	144	42
100	410	315	220	145	114	86
200	359	265	180	110	70	47
400	340	254	157	90	55.5	27

Table 1. Shear stresses at failure under different conditions of suction and normal stress

۱-۲- تحلیل نتایج آزمایش‌های باقریه و فارسی جانی [10]

بنابر اهداف پژوهش که به آن اشاره خواهد شد، با انجام آزمایش‌های تعیین مکش (تعیین منحنی مشخصه آب-خاک) از خاکی استفاده شد که مقدار مکش بافتی آن زیاد باشد. خاک انتخاب شده برای انجام آزمایش برش مستقیم، خاکی ریزدانه و دارای ذرات کوچکتر از الک شماره ۲۰۰ است.

تغییرات تنش برشی بیشینه به ازای تنش عمودی مؤثر و تنش عمودی خالص در شکل‌های (۴ و ۵) رسم شده است.

نمونه‌های خاک در دستگاه برش مستقیم تحت نیروی عمودی مختلف آزمایش شدند که حاصل تقسیم این نیروها بر مساحت نمونه‌ها (ابعاد قالب دستگاه برش مستقیم) نشان دهنده تنش قائم خالص وارد شده بر آنها بوده است.

شکل ۴- پوش گسیختگی خاک مطالعه شده بر اساس نظریه تنش مؤثر

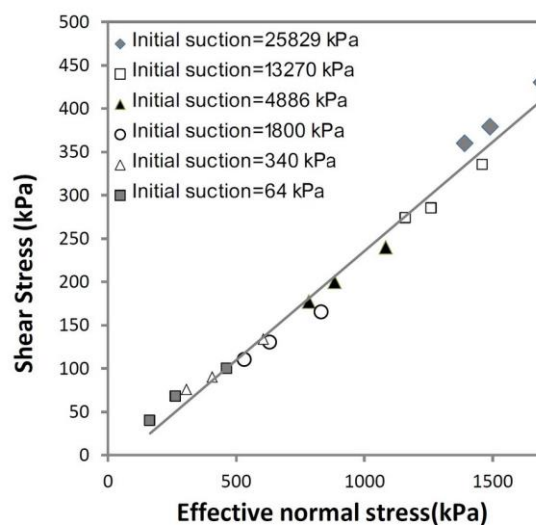


Fig. 4. Shear stress envelope according to effective stress concept at different suctions

پیش‌بینی مقاومت برشی خاکهای غیر اشباع شود. پارامترهای ϕ^b و ϕ تعیین شد و مقادیر آنها در جدول (۲) ارائه شده است. مشاهده می‌شود که برخلاف آنچه که در مدل گفته شده فرض شده است، مقادیر زاویه اصطکاک داخلی خاک ϕ در مکش‌های متفاوت عددی ثابت نیست. همچنین در این جدول ملاحظه می‌شود که پارامتر ϕ^b همان‌گونه که در توضیح شکل (۶) گفته شد، در مکش‌های مختلف ثابت نیست. این نتیجه نشان دهنده ضعف مدل فردلاند و همکاران [7] در بیان مقاومت برشی خاک در عین پیچیدگی و تعداد پارامترهای بیشتر آن است.

شکل ۶- مقادیر اندازه‌گیری شده چسبندگی ظاهری در برابر مکش

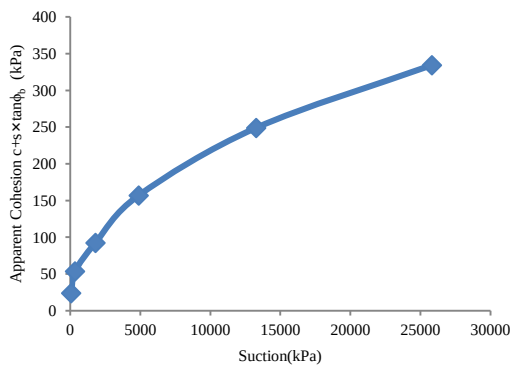


Fig. 6. The measured apparent cohesion vs. suction

جدول ۲- مقادیر پارامترهای خاک آزمایش شده در مکش‌های مختلف بر

اساس مدل فردلاند و همکاران (۱۹۷۸) [7]

Suction(kPa)	ϕ (degree)	ϕ_b (degree)
25289	13.3	0.393
13270	11.9	0.63
4886	11.8	1.2
1800	10.3	1.5
340	11.2	6.1
64	11	6.1

Table 2. Shear strength parameters at different suctions according to Fredlund et al. (1978) approach [7]

در تعیین تنش مؤثر خاک غیر اشباع، ضریب تنش مؤثر نقش تعیین کننده‌ای دارد که بر اساس پژوهش انجام شده به وسیله‌ی خلیلی و خباز [4] طبق رابطه ۳ قابل تخمین است. در این پژوهش به بررسی درستی این رابطه نیز پرداخته شده است. برای نیل به این هدف، ابتدا ضرایب تنش مؤثر (χ) حاصل از آزمایش‌ها با مشخص بودن تنش‌های قائم اعمالی بر نمونه‌ها،

هستند که اندازه این تغییرات بسیار بزرگ است. این تغییرات باعث پیچیدگی رفتار خاک شده و آگاهی پژوهشگران و طراحان را از رفتار خاک در شرایط مختلف پیچیده‌تر می‌کند؛ از این رو که در این روش با هر تغییری در مقدار مکش خاک، مقدار چسبندگی آن نیز تغییر می‌کند که این مقدار مجهول است. و برای تعیین آن در هر مکش متفاوت باید آزمایش‌های زیادی انجام شود که زمان و هزینه بیشتری می‌خواهد.

همان‌گونه که در قسمت ۲-۱ بیان شد، سعی بر این بوده است تا نمونه خاک مطالعه شده دارای مقادیر مکشی بالایی باشد تا نتیجه مطلوبی که در شکل (۴ و ۵) ارائه شده است، به دست آید و نشان داده شود که تغییرات چسبندگی خاک در روش متغیرهای مستقل فردلاند و همکارانش [7] هنگامی که بازه تغییرات مکش زیاد است، تا چه اندازه متغیر و متفاوت است. درحالی که این تغییرات مکش، تأثیری بر پارامترهای خاک در روش مبتنی بر تنش مؤثر پیشنهاد شده به وسیله‌ی خلیلی و خباز [4] نداشته است و با توجه به این روش می‌توان به سهولت پارامترهای مقاومت برشی خاک را در حالت اشباع با کمترین هزینه و سریع‌ترین زمان به دست آورد و در تمامی حالات مختلف مکشی به آنها رجوع کرد.

در این مرحله برای بررسی بیشتر مدل ارائه شده به وسیله‌ی فردلاند و همکاران [7] با ترسیم مقاومت‌های برشی حاصل از آزمایش‌ها در برابر مکش‌های متفاوت و با توجه به رابطه ۴، مقادیر ϕ و ϕ^b تعیین شد تا با بررسی پارامترهای حاصل از مدل فردلاند و همکاران [7] درباره دقت آن بحث شود.

شکل (۶) نشان دهنده مقادیر چسبندگی ظاهری در برابر مکش‌های مختلف است؛ همان‌گونه که ملاحظه می‌شود شیب این خط با افزایش مکش به تدریج کاهش می‌یابد و آهنگ تغییرات خطی نیست در حالیکه رابطه پیشنهادی فردلاند و همکاران تغییرات خطی را بر اساس رابطه ۴ پیشنهاد می‌کنند. نتایج شکل (۶) بیانگر عدم اعتبار این نظر است و نشان می‌دهد مقدار ϕ^b ثابت نیست و نمی‌توان آنرا یک پارامتر ثابت در خاک در نظر گرفت. خطای ثابت در نظر گرفتن این پارامتر به ویژه در دامنه‌های بزرگ مکش می‌تواند موجب خطاهای زیادی در

شکل ۸- منحنی نگه‌داشت آب-خاک (داده‌های اشلمن و همکاران [11])

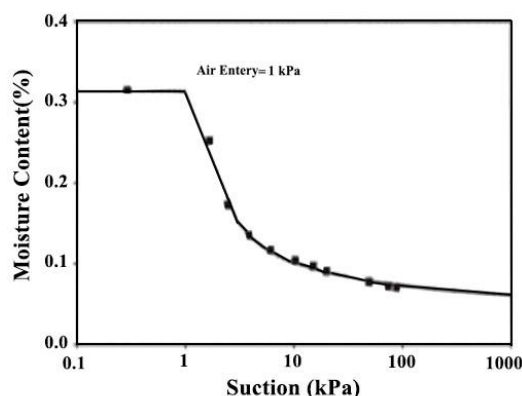


Fig. 8. Water retention curve (data from Schnellmann et. al, 2013 [11])

جدول ۳- مقادیر تنش برشی بیشینه (داده‌های اشلمن و همکاران [11])

Net Normal Stress (kPa)	Suction (kPa)				
	15	45	95	195	445
0	3	9	12	23	31
50	36	44	48	56	64
230	161	168	-	188	192
320	218	231	239	241	246

Table 3. Shear stresses at failure for different suction values (data from Schnellmann et. al, 2013 [11])

شکل ۹- پوش گسیختگی بر اساس نظریه متغیرهای مستقل تنش (داده‌های اشلمن و همکاران [11])

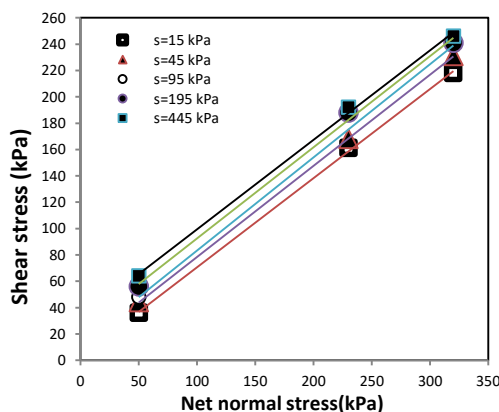


Fig. 9. Shear strength envelope according to independent stress variables approach (data from Schnellmann et. al, 2013 [11])

با توجه به جدول (۳)، پوش گسیختگی برای خاک مورد نظر بر اساس نظریه متغیرهای مستقل تنش فردلاند و همکاران [7] در شکل (۹) ارائه شده است. با توجه به جدول (۳) و شکل (۸) مقادیر تنش مؤثر قائم برای نمونه خاک با استفاده از روابط ۲ و ۳ به دست آمد. پوش گسیختگی بر اساس فرضیه تئوری تنش مؤثر در شکل (۱۰) ارائه شده است.

تنش‌های برشی مقاوم به دست آمده از آزمایش‌ها و همچنین مشخص بودن زاویه اصطکاک داخلی اشباع و چسبندگی مؤثر خاک و با توجه به رابطه ۵، به دست آمدند و با مقادیر ضرایب تنش مؤثری که از رابطه خلیلی و خباز [5] به دست آمده بود؛ در دستگاه مختصات نیمه لگاریتمی (ضریب تنش مؤثر بر حسب نسبت مکش) ترسیم و مقایسه شدند؛ این داده‌ها در شکل (۷) ارائه شده است. لازم به توضیح است که نسبت مکش همان نسبت حاصل از تقسیم مکش خاک بر مکش ورودی هوا است که در رابطه ۳ ارائه شده است.

شکل ۷- مقادیر ضریب تنش مؤثر اندازه‌گیری شده در برابر نسبت مکش برای نمونه‌های خاک آزمایش شده

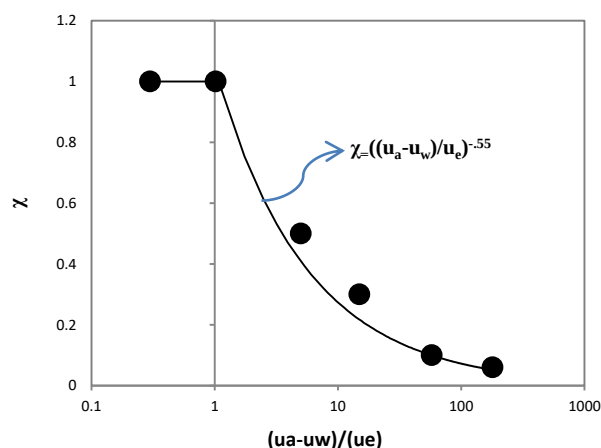


Fig. 7. The measured effective stress parameter versus normalized suction

همان‌گونه که در (شکل ۷) مشاهده می‌شود، مقدار ضرایب تنش مؤثری که از رابطه خلیلی و خباز [5] به دست آمده است، به مقدار ضرایب تنش مؤثر بدست آمده از آزمایش‌های انجام گرفته، بسیار نزدیک است؛ از اینرو می‌توان نتیجه گرفت که رابطه خلیلی و خباز [5] با دقت بالایی قادر به تخمین ضریب تنش مؤثر است.

۳- نتایج آزمایش‌های سایر پژوهشگران

۳-۱- نتایج آزمایش‌های اشلمن و همکاران

اشلمن و همکاران روی خاکی از جنس شن و ماسه سیلتی آزمایش‌هایی برای تعیین مقاومت برشی خاک انجام دادند که منحنی نگه‌داشت آب آن در شکل (۸) نشان داده شده و داده‌های مقاومت برشی آن در جدول (۳) خلاصه شده است.

اعتبار این نظر است و نشان می‌دهد مقدار ϕ^b ثابت نیست و نمی‌توان آنرا یک پارامتر ثابت در خاک در نظر گرفت.

شکل ۱۱- مقادیر اندازه‌گیری شده چسبندگی ظاهری در برابر مکش
(داده‌های اشنلن و همکاران [11])

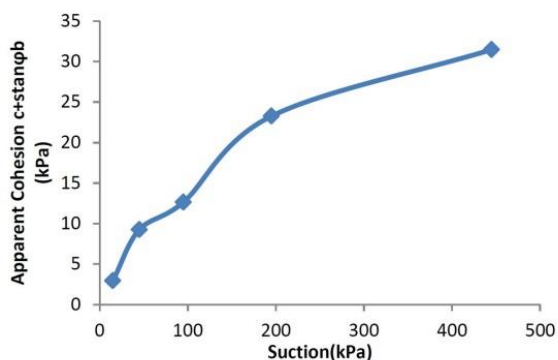


Fig. 11. The measured apparent cohesion vs. suction (data from Schnellmann et. al, 2013 [11])

شکل ۱۲- رابطه بین ضریب تنش مؤثر و نسبت مکش برای نمونه‌های خاک
آزمایش شده به وسیله اشنلن و همکاران [11]

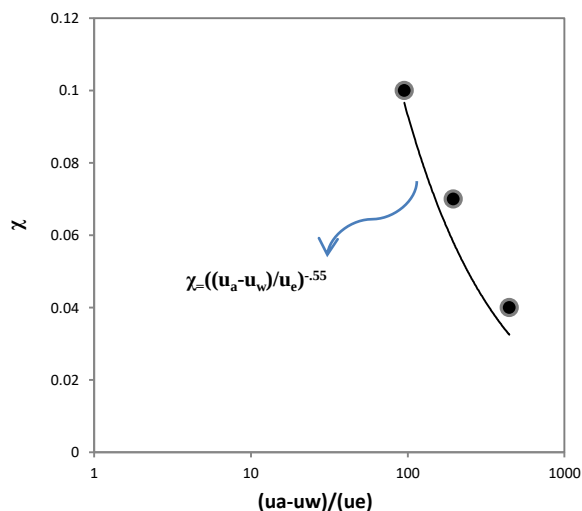


Fig. 12. Effective stress parameter χ (data from Schnellmann et. al, 2013 [11])

در شکل (۱۲) به بررسی درستی رابطه خلیلی و خباز [۵] در تعیین ضریب تنش مؤثر خاک غیراشباع بر اساس نتایج اشنلن و همکاران [11] پرداخته شده است؛ از ایترو ضرایب تنش مؤثر خاک که از نتایج آزمایش‌ها و به کمک رابطه ۵ به دست آمده‌اند با ضرایب تنش مؤثر به دست آمده از رابطه ۳، در دستگاه مختصات ضریب تنش مؤثر برحسب نسبت مکش مقایسه شده‌اند.

شکل ۱۰- پوش گسیختگی بر اساس نظریه تنش مؤثر

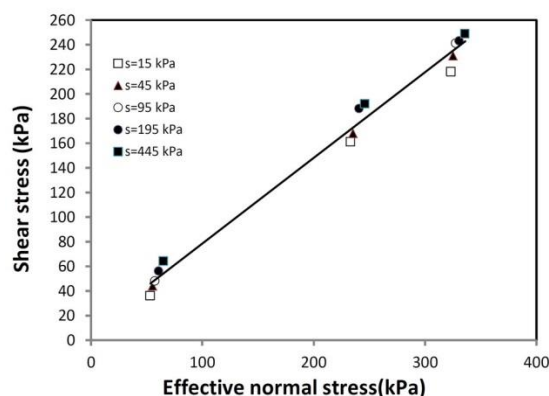


Fig. 10. Shear strength envelope according to effective stress approach (data from Schnellmann et. al, 2013 [11])

با توجه به شکل (۹) مشاهده می‌شود که خطوط پوش گسیختگی در مکش‌های مختلف، متفاوت از هم است. البته همان‌گونه که مشاهده می‌شود، علت نزدیک بودن این داده‌ها به یکدیگر این است که دامنه مکش‌های اعمال شده بزرگ نبوده است؛ ازاینرو پوش گسیختگی در مکش‌های متفاوت به یکدیگر نزدیک شده‌اند. در مقابل، با توجه به شکل (۱۰) مشاهده می‌شود که همان داده‌ها بر اساس تنش مؤثر، با دقت بالایی ($R^2=0.99$) به وسیله خط واحدی برازش شده‌اند. پس می‌توان نتیجه گرفت که در مکش‌های پایین نیز روش مبتنی بر تنش مؤثر با دقت مطلوبی کارایی دارد. اما باید توجه داشت که در نتایج آزمایش‌های اشنلن و همکاران [12] با وجود نزدیک بودن خطوط پوش گسیختگی در روش مبتنی بر متغیرهای مستقل تنش، در این روش همچنان به ازای مکش‌های متفاوت، چسبندگی خاک متفاوت است ولی در روش مبتنی بر تنش مؤثر، در هر شرایطی (مکش‌های متفاوت)، مقدار چسبندگی خاک یکسان بوده و می‌توان رفتار برشی خاک را با زحمت کمتری به وسیله یک پوش گسیختگی واحد بیان نمود.

در شکل (۱۱) مقادیر چسبندگی ظاهری به ازاء مکش‌های مختلف ترسیم شده است؛ همان‌گونه که ملاحظه می‌شود شیب این خط در مکش‌های کوچک بیشترین مقدار را دارد، با افزایش مکش به تدریج شیب منحنی که معرف $\tan\phi^b$ است، کاهش می‌یابد و آهنگ تغییرات چسبندگی ظاهری خطی نیست در حالیکه رابطه پیشنهادی فردلان و همکاران تغییرات خطی را بر اساس رابطه ۴ پیشنهاد می‌کنند. نتایج شکل (۱۱) بیانگر عدم

استفاده از روابط ۲ و ۳ به دست آمد. شکل (۱۳) نشان دهنده پوش گسیختگی فردلاند و همکاران [7] (بر مبنای متغیرهای مستقل) و شکل (۱۴) نشان دهنده پوش گسیختگی موهرکلمب بر مبنای تئوری تنش مؤثر، برای داده‌های آزمایشگاهی واناپالی و همکاران [12] است.

شکل ۱۴- پوش گسیختگی بر اساس نظریه تنش مؤثر (داده‌های واناپالی و همکاران [12])

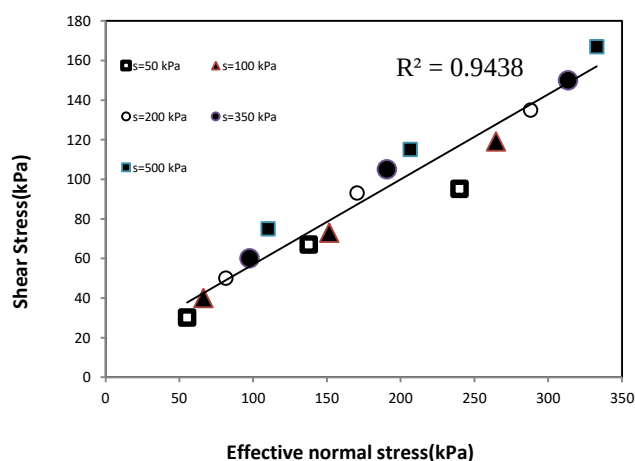


Fig. 14. Shear strength envelope according to effective stress approach (data from Vanapalli et al., 1996 [12])

همان‌گونه که در شکل‌های (۱۳ و ۱۴) مشاهده می‌شود، بازه تغییرات چسبندگی خاک در روش متغیرهای مستقل بزرگ است و در مکش‌های متفاوت با توجه به خطوط پوش گسیختگی متفاوت، پارامترهای مقاومت برشی متفاوتی نیز ارائه شده است؛ در حالی که روش مبتنی بر تنش مؤثر با دقت مطلوب و زحمت کمتری به کمک خط پوش گسیختگی واحد، رفتار برشی و پارامترهای مقاومت برشی خاک را بیان نموده است. علاوه بر این در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود که شیب خطوط در مکش‌های مختلف متفاوت است بنابراین نمی‌توان زاویه ϕ را در مکش‌های مختلف ثابت در نظر گرفت.

در شکل (۱۵) تغییرات چسبندگی ظاهری بر اساس مدل فردلاند و همکاران [8] ترسیم شده است. در محدوده مکش‌های اعمال شده، تغییرات خطی است. شاید اگر در دامنه بزرگتری مکش تغییر می‌کرد شکستگی و تغییر شیب این منحنی مانند مجموعه آزمایش‌های قبلی قابل مشاهده بود.

همان‌گونه که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود ضرایب به دست آمده از رابطه ۳ با ضرایب به دست آمده از آزمایش‌های سه محوری خاک غیراشباع به هم نزدیک بوده که درستی رابطه ارائه شده به وسیله‌ی خلیلی و خباز [5] را نشان می‌دهد.

۲-۳- نتایج آزمایش‌های واناپالی و همکاران

داده‌های آزمایشگاهی واناپالی و همکاران [12] در جدول (۴) ارائه شده است. مقدار مکش متناظر با ورود هوا به ازای تنش‌های متفاوت، در این جدول ارائه شده است.

جدول ۴- مقادیر تنش برشی حداکثر داده‌های واناپالی و همکاران [12]

Net normal Stress (kPa)	Air entry Suction (kPa)	Matric Suction(kPa)				
		50	100	200	350	500
25	20	30	40	50	60	75
100	30	67	73	93	105	115
200	45	95	119	135	150	167

Table 4. Shear stresses at failure for different suction values (data from Vanapalli et. al, 1996 [12])

شکل ۱۳- پوش گسیختگی بر اساس نظریه متغیرهای مستقل تنش (داده‌های واناپالی و همکاران [12])

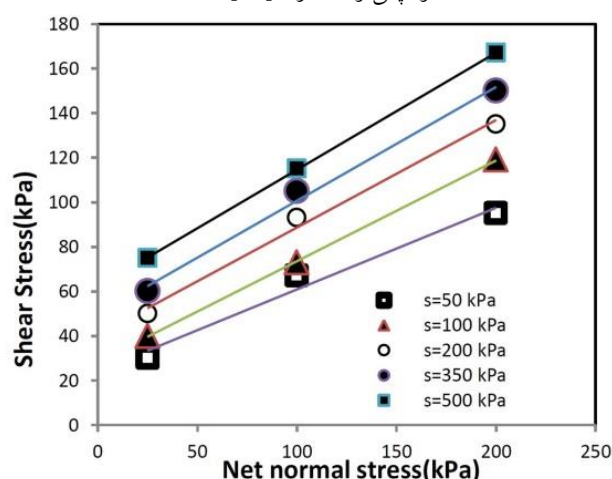


Fig. 13. Shear strength envelope according to independent stress variables approach (data from Vanapalli et. al, 1996 [12])

با توجه به اعداد (جدول ۴) مقادیر تنش برشی مؤثر با

(۱۹) نشان دهنده پوش گسیختگی بر مبنای تنش مؤثر است.

جدول ۵- مقادیر تنش برشی بیشینه داده‌های بو عزا و همکاران [13]

Net normal (kPa) stress	Air entry suction (kPa)	Matric Suction (kPa)			
		0	25	50	100
30	10	27	-	-	-
50	10	-	55	67	72
70	10	50	-	-	-
100	10	75	90	102	112
150	10	-	130	135	165

Table 5. Shear stresses at failure for different suction values (data from Bouazza et. al, 2013 [13])

شکل ۱۷- منحنی مشخصه آب-خاک بو عزا و همکاران [13]

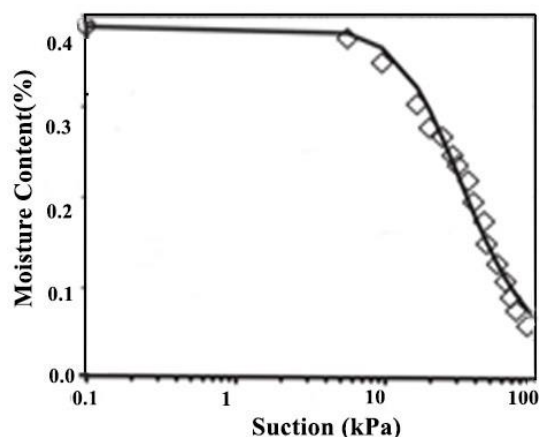


Fig. 17. Water retention curve (data from Bouazza et. al, 2013 [13])

شکل ۱۸- پوش گسیختگی بر اساس نظریه متغیرهای مستقل تنش (داده‌های بو عزا و همکاران [13])

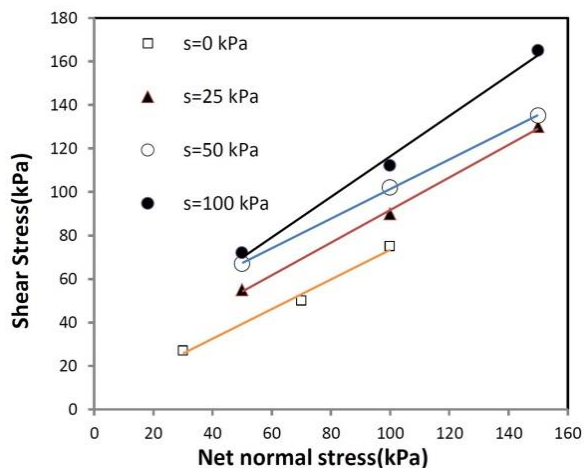


Fig. 18. Shear strength envelope according to independent stress variables approach (data from Bouazza et. al, 2013 [13])

شکل ۱۵- مقادیر اندازه‌گیری شده چسبندگی ظاهری در برابر مکش (داده‌های واناپالی و همکاران (۱۹۹۶) [12])

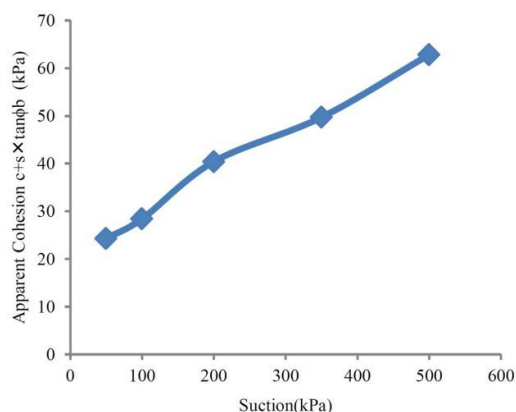


Fig. 15. The measured apparent cohesion vs. suction (data from Vanapalli et al., 1996 [12])

در شکل (۱۶) نیز به بررسی تغییرات ضرایب تنش مؤثر حاصل از آزمایش‌ها با ضرایب به دست آمده از رابطه ۳ پرداخته شده است. این شکل نیز نمایانگر دقت بالای رابطه ۳ در بیان ضریب تنش مؤثر خاک است.

شکل ۱۶- رابطه بین ضریب تنش مؤثر و نسبت مکش برای نمونه‌های خاک آزمایش شده به وسیله واناپالی و همکاران [12]

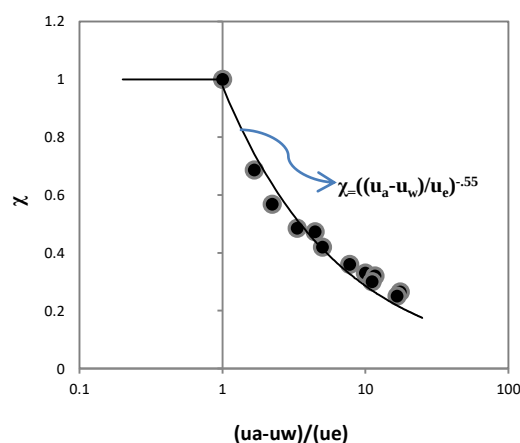


Fig. 16. Effective stress parameter χ (data from Vanapalli et. al, 1996 [12])

۳-۳- نتایج آزمایش‌های بو عزا و همکاران

نتایج آزمایشگاهی بو عزا و همکاران [13] در جدول (۵) خلاصه شده است. با توجه به شکل (۱۷) و جدول (۵) تنش مؤثر خاک در مکش‌های متفاوت به دست آمد و پوش گسیختگی برای هر دو روش ترسیم شد. شکل (۱۸) نشان دهنده پوش گسیختگی بر مبنای متغیرهای مستقل تنش و شکل

شکل ۱۹- پوش گسیختگی بر اساس نظریه تنش مؤثر (داده‌های بوذا و

همکاران [13])

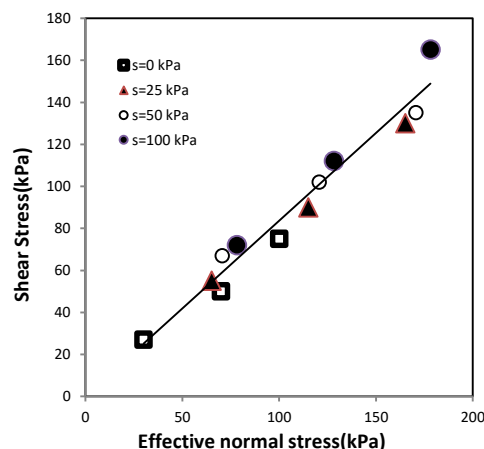


Fig. 19. Shear strength envelope according to effective stress approach (data from Bouazza et. al, 2013 [13])

شکل ۲۰- مقادیر اندازه‌گیری شده چسبندگی ظاهری در برابر مکش

(داده‌های بوذا و همکاران)

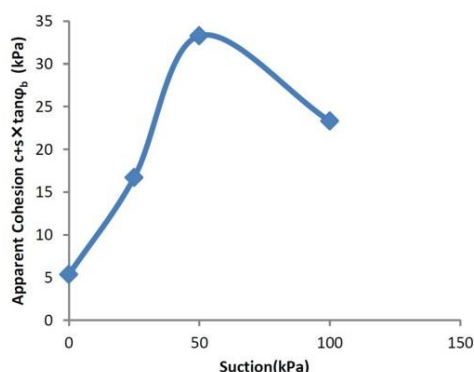


Fig. 20. The measured apparent cohesion vs. suction (data from Bouazza et. al, 2013 [13])

۴-۳- نتایج آزمایش‌های حمید و میلر [14]

تمامی داده‌های مربوط به آزمایش‌های برش مستقیم حاصل از پژوهشهای حمید و میلر [14] در جدول (۶) ارائه شده است.

جدول ۶- مقادیر تنش برشی حداکثر داده‌های حمید و میلر (۲۰۱۳) [14]

Net Normal Stress (kPa)	Air entry suction (kPa)	Matric Suction (kPa)		
		20	50	100
105	60	90	108	125
155	60	132	147	170
210	60	165	190	205

Table 6. Shear stresses at failure for different suction values (data from Hamid & Miller, 2009 [14])

با توجه به داده‌های (جدول ۶) پوش گسیختگی برای هر دو روش ترسیم شد. در شکل (۲۱) پوش گسیختگی بر اساس روش متغیرهای مستقل تنش و در شکل (۲۲) پوش گسیختگی طبق روش تنش مؤثر نشان داده شده است.

با توجه به شکل (۲۲) مشاهده می‌شود که روش تنش مؤثر با دقت مطلوبی و پیچیدگی کمتری پارامترهای مقاومت برشی خاک را تعیین نموده است و از آنجایی که در این روش با مقادیر ثابتی برای پارامترهای مقاومت برشی خاک در هر حالتی (مکش‌های متفاوت) وجود دارد، آسانی این روش در کنار دقت بالای آن قابل درک است.

همان‌گونه که در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود، آزمایش‌های انجام شده به وسیله‌ی بوذا و همکاران [13] روی خاکی انجام گرفته است که پتانسیل مکشی آن کم بوده است. با توجه به شکل (۱۸) مشاهده می‌شود، حتی هنگامی که تغییرات مکش خاک کم است، همچنان در روش متغیرهای مستقل تنش، پوش گسیختگی به ازای مکش‌های مختلف متفاوت است و خطی واحد در بین داده‌های آزمایشگاهی قابل ترسیم نیست. شیب خطوط نیز بایکدیگر مساوی نیست این امر ایجاب می‌کند که در صورت استفاده از تئوری متغیرهای مستقل تنش، برای هر مکش نیاز به تعیین پوش گسیختگی خاص آن مکش باشد که نشان دهنده وقت‌گیر بودن این روش نسبت به روش مبتنی بر تنش مؤثر است؛ در مقابل در روش مبتنی بر تنش مؤثر شکل (۱۹)، رفتار برشی خاک تنها با یک خط پوش گسیختگی واحد و دقیق، بیان می‌شود.

برای بررسی چسبندگی ظاهری در مدل فردلاند و همکاران [7] شکل (۲۰) برای استخراج پارامترهای معادله ۴ برای آزمایش‌های بوذا و همکاران [13] ترسیم شده است.

همان‌گونه که در شکل (۲۰) مشاهده می‌شود، چسبندگی ظاهری تا مقدار مکش ۵۰ kPa روند افزایشی و سپس کاهش یافته است. شیب خطوط که بیان‌گر تانژانت پارامتر ϕ^b است، برخلاف فرضیه‌های فردلاند و همکارانش [7] دارای مقدار ثابتی نیست.

در شکل (۲۳) برای تعیین پارامتر b در مدل فردلانند و همکاران [7] چسبندگی ظاهری در برابر مکش در نمونه‌های آزمایش شده به وسیله‌ی طارق و همکاران [14] ترسیم شده است. می‌بینیم که روند تغییرات چسبندگی ظاهری حدوداً خطی است که با توجه به کوچک بودن دامنه مکش‌های اعمالی خطی بودن روند تغییرات، چندان دور از انتظار نیست.

در شکل (۲۴) به مقایسه ضرایب تنش مؤثر به دست آمده از رابطه خلیلی و خباز [5] در مقابل ضرایب به دست آمده از آزمایش‌های حمید و میلر [14] پرداخته شده است. با توجه به این شکل مشاهده می‌شود که رابطه ارائه شده به وسیله‌ی خلیلی و خباز [5] با دقت بالایی، ضرایب تنش مؤثر را تخمین زده است.

شکل ۲۴- رابطه بین ضریب تنش مؤثر و نسبت مکش برای نمونه‌های خاک آزمایش شده به وسیله‌ی حمید و میلر [14]

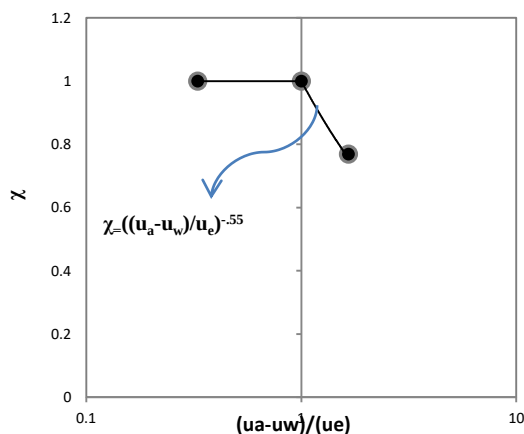


Fig. 24. Effective stress parameter χ (data from Hamid & Miller, 2009 [14])

شکل ۲۵- منحنی نگه‌داشت آب-خاک راهاردجو و همکاران (۲۰۰۴) [15]

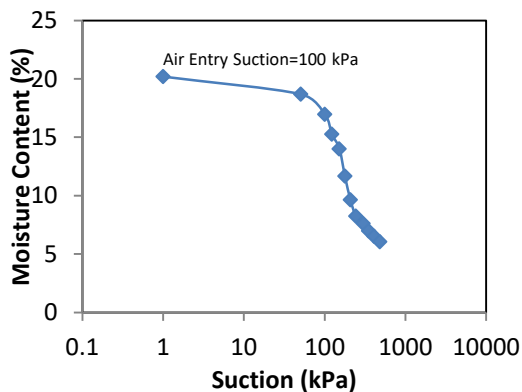


Fig. 25. Water retention curve (data from Rahardjo et. al, 2004 [15])

شکل ۲۱- پوش گسیختگی بر اساس نظریه متغیرهای مستقل تنش داده‌های حمید و میلر (۲۰۱۳) [14]

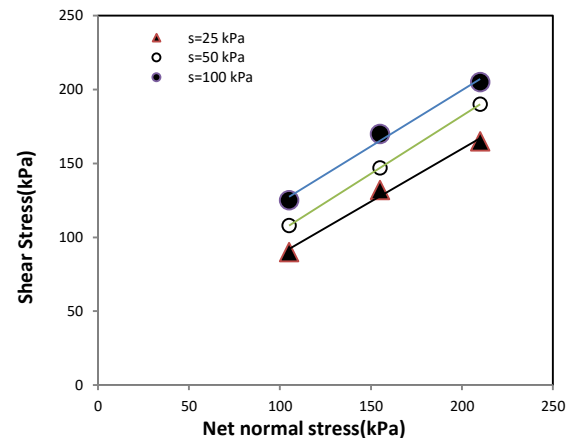


Fig. 21. Shear strength envelope according to independent stress variables approach (data from Hamid & Miller, 2009 [14])

شکل ۲۲- پوش گسیختگی بر اساس نظریه تنش مؤثر داده‌های حمید و میلر (۲۰۰۹) [14]

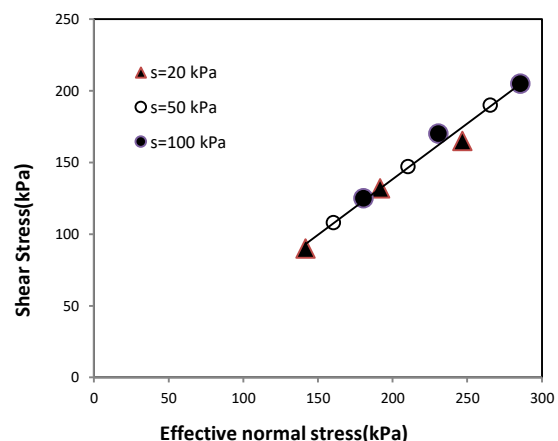


Fig. 22. Shear strength envelope according to effective stress approach (data from Hamid & Miller, 2009 [14])

شکل ۲۳- مقادیر اندازه‌گیری شده چسبندگی ظاهری در برابر مکش داده‌های حمید و میلر (۲۰۰۹) [14]

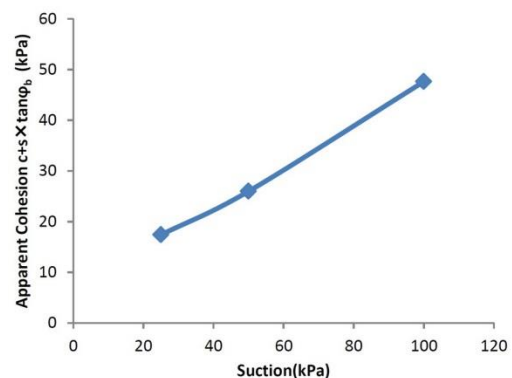
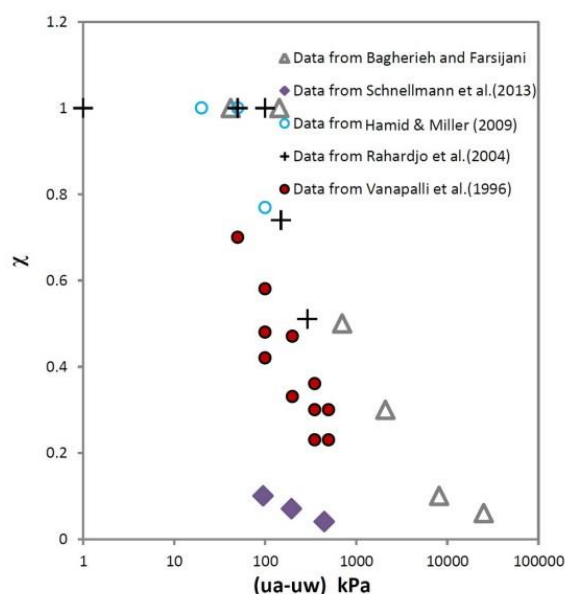
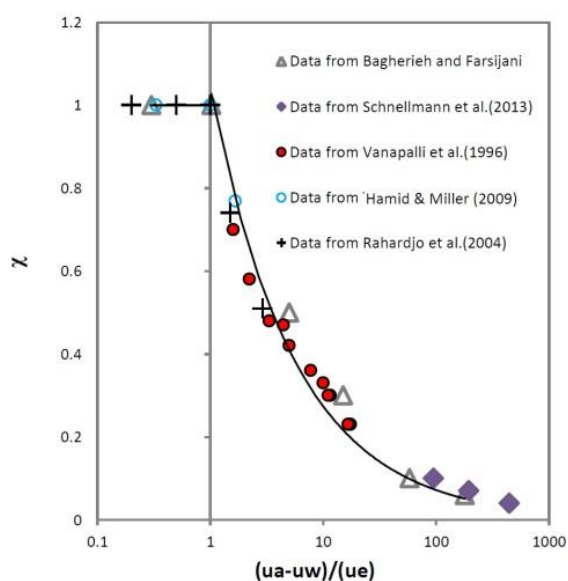


Fig. 23. The measured apparent cohesion vs. suction (data from Hamid & Miller, 2009 [14])

شکل ۲۷- تغییرات χ در برابر مکشFig. 27. Effective stress parameter χ versus suctionشکل ۲۸- منحنی χ در برابر نسبت مکشFig. 28. Effective stress parameter χ versus suction ratio

۴- تغییرات χ در برابر نسبت مکش در خاک‌های مختلف

در شکل‌های (۲۷ و ۲۸) به ترتیب χ در برابر مکش خاک و χ در برابر نسبت مکش ترسیم شده است. با توجه به شکل‌های گفته شده مشاهده می‌شود که در صورتی که χ در برابر مکش خاک رسم شود، رابطه مشخصی برای بیان χ با استفاده از مکش خاک قابل ارائه نیست، در حالی که در دستگاه مختصات χ -نسبت مکش، رابطه معناداری بین نسبت مکش و

۳-۵- نتایج آزمایش‌های راهاردجو و همکاران (۲۰۰۴)

راهاردجو و همکارانش در پژوهشی به بررسی نمونه‌های خاک غیراشباع در آزمایش‌های سه محوری با شرایط تحکیم یافته زهکشی شده (CD) و تحکیم یافته با کنترل فشار آب حفره‌ای (CW) پرداخته‌اند. که در اینجا نتایج آزمایش‌های تحکیم یافته زهکشی شده ارائه و بررسی شده است. شکل (۲۵) منحنی نگه‌داشت آب-خاک نمونه‌ها و جدول (۷) نتایج آزمایش‌های برش مستقیم تحکیم یافته زهکشی شده راهاردجو و همکاران [15] را نشان می‌دهد.

جدول ۷- مقادیر تنش برشی بیشینه راهاردجو و همکاران (۲۰۰۴) [15]

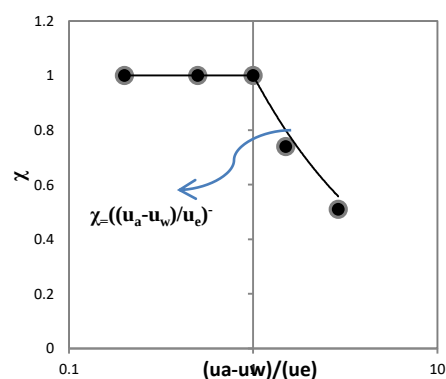
Net Normal Stress (kPa)	Air entry suction (kPa)	Suction (kPa)			
		50	100	150	290
72	100	75	-	-	-
194	100	150	-	-	-
75	100	-	108	-	-
150	100	-	55	-	-
100	100	-	-	130	-
350	100	-	-	283	-
170	100	-	-	-	195

Table 7. Shear stresses at failure for different suction values (data from Rahardjo et. al, 2004 [15])

بر اساس نتایج گفته شده در جدول (۷) ضرایب تنش مؤثر خاک به دست آمد و با ضرایب به دست آمده از رابطه خلیلی و خباز [5] در دستگاه مختصات لگاریتمی (ضریب تنش مؤثر برحسب نسبت مکش) ترسیم شد. نتایج در شکل (۲۶) ارائه شده است. این شکل نشان دهنده دقت مناسب رابطه ارائه شده به وسیله خلیلی و خباز است.

شکل ۲۶- رابطه بین پارامتر تنش مؤثر و نسبت مکش برای نمونه‌های خاک

آزمایش شده به وسیله راهاردجو و همکاران (۲۰۰۴) [15]

Fig. 26. Effective stress parameter χ (data from Rahardjo et. al, 2004 [15])

می‌توان چنین بیان کرد که روش خلیلی و خباز [4] نسبت به روش فردلاند و همکاران [7] با وجود پیچیدگی کمتر، دارای دقت عمل بیشتری است و استفاده از این روش باعث صرفه جویی در وقت و هزینه می‌شود. به عبارت دیگر اگر تخمین مناسبی از میزان تنش مؤثر در دست باشد، نیازی به اندازه‌گیری پارامترهای مقاومتی در شرایط غیراشباع وجود ندارد و پارامترهای حالت اشباع کماکان در این حالت نیز معتبر و قابل استفاده است.

همچنین در این پژوهش نشان داده شد، ضریب تنش مؤثر خاک که نقش اساسی در تعیین تنش مؤثر خاک غیر اشباع دارد؛ با دقت بسیار مطلوب از رابطه ارائه شده به وسیله خلیلی و خباز [5] قابل محاسبه است و منحنی χ در برابر نسبت مکش برای خاک‌های مختلف، منحصر به فرد است و تأثیر نوع خاک به وسیله مکش ورودی هوا در متغیر نسبت مکش دیده شده است و نسبت مکش به خوبی آثار جنس خاک را نرمالیزه می‌کند.

References

۶- مراجع

- [1] Terzaghi K. 1936 The shear resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. *Proceedings for the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Boston, **1**, 54-56.
- [2] Yasrobi S. S., Mirzaii A. 2011 Assessment of matric suction, saturation and relative density on shear strength and mechanical behavior of unsaturated clayey sands. *Sharif Journal of Civil Engineering*, **26**(2), 55-67. (In Persian)
- [3] Bishop A. W. 1959 The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, **106**(39), 859-863.
- [4] Khalili N. & Khabbaz M. H. 1996 *The effective stress concept in unsaturated soils*, Report No. R-360. Sydney, The University of New South Wales , **Australia**.
- [5] Khalili N., Khabbaz M. H. 1998 A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Geotechnique*, **48**(5), 681-687.
- [6] Bagherieh A. R., Khalili N., Habibagahi G. & Ghahremani A. 2009 Drying response and effective stress in a double porosity aggregated soil. *Engineering Geology*, **105**, 44-50.
- [7] Fredlund D.G. & Morgenstern N.R. & Widger A. 1978 Shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, **15**, 313-321.
- [8] Jennings J.E.B. & Burland J.B. 1962 Limitations to

χ برای تمامی خاک‌ها وجود دارد. به عبارت دیگر منحنی χ نسبت مکش تابع جنس خاک نیست؛ از این رو نسبت مکش که برابر $(\frac{u_a - u_w}{u_e})$ است، به خوبی می‌تواند آثار نوع خاک را نرمالیزه کند.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به بررسی متغیرهای تنش در بیان مقاومت برشی خاک غیراشباع پرداخته شد. مقایسه‌ای بین روش استفاده کننده از متغیرهای مستقل تنش و تنش مؤثر صورت گرفت. برای دستیابی به نتایج مطلوب، آزمایش‌های برش مستقیم روی خاک غیراشباع با پتانسیل مکشی بالا صورت گرفت. بر اساس نتایج آزمایش‌ها مشاهده شد که روش مبتنی بر تنش مؤثر با بهره‌گیری از رابطه ضریب تنش مؤثر خلیلی و خباز [5] در بازه بزرگ تغییرات مکش درون خاک، با دقت بالایی قادر به پیش بینی مقاومت برشی خاک و تعیین پارامترهای مقاومت برشی است. در مقابل، روش فردلاند و همکاران [7] که مبتنی بر پارامترهای مستقل تنش است؛ در مکش‌های متفاوت، پوش گسیختگی متفاوتی ارائه کرده است؛ به ویژه در بازه بزرگ تغییرات مکش، ملاحظه شد که نمی‌توان پارامترهای مقاومتی را ثابت در نظر گرفت و این موضوع استفاده از اینگونه مدل‌ها را با چالش جدی مواجه می‌کند.

آزمایش‌های باقریه و فارسی‌جانی [9] با نتایج آزمایشگاهی پژوهشگران دیگر مقایسه مشاهده شد که روش فردلاند و همکاران [7] (روش متغیرهای مستقل تنش) حتی در بازه کوچک تغییرات مکش از پیچیدگی بیشتری نسبت به روش مبتنی بر تنش مؤثر برخوردار است. این در حالی است که روش بیان شده به وسیله خلیلی و خباز [4] (مبتنی بر تنش مؤثر) با پیچیدگی کمتری رفتار برشی خاک را پیش‌بینی نموده و در تمام مقادیر مکش، مقدار ثابتی برای پارامترهای مقاومت برشی خاک ارائه می‌دهد.

روش خلیلی و خباز [4] بر پایه اصل تنش مؤثر استوار است. به عبارت دیگر می‌توان از پارامترهای مقاومت برشی خاک اشباع که به آسانی از آزمایش‌های مقاومتی در حالت اشباع به دست آمده، در هر مکشی استفاده نمود. در پایان

- [13] Bouazza A., Zornberg J., McCartney J.S. & Singh R.M. 2013 Unsaturated geotechnics applied to geoenvironmental engineering problems involving geosynthetics. *Engineering Geology*, **165**, 143-153.
- [14] Hamid T. B. & Miller G. A. 2009 Shear strength of unsaturated soli interfaces. *Canadian Geotechnical Journal*, **46(5)**, 595-606.
- [15] Rahardjo H., Ong B.H. & Leong E.C. 2004 Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained constant water content triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, **41**, 421-436.
- the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. *Geotechnique*, **12(2)**, 125-144.
- [9] Khalili N., Geiser F. & Blight G.E. 2004 Effective stress in unsaturated soils, a review with new evidence. *International Journal of Geomechanics*, **4** (2), 115-126.
- [10] Bagherieh A. R. & Farsijani A. 2014 The effect of moisture content on the shear strength parameters of plastic fine soils. *Modares Journal of Civil Engineering*, **14(3)**, 31-41. (In Persian)
- [11] Schnellmann R., Rahardjo H. & Schneider H.R. 2013 Unsaturated shear strength of a silty sand. *Engineering Geology*, **162**, 88-96.
- [12] Vanapalli S.K., Fredlund D.G. & Pufahl D.E. 1996 The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till. *Geotechnical Testing Journal*, **19(3)**, 259-268.

Performance of stress variables in predicting the shear strength of unsaturated soils

A.R. Bagherieh^{*1}, A. Farsijani³, R. Farpour²

1. Assist. Prof., Department of Civil Engineering, Malayer University.(Corresponding Author)

2. Ph.D. Student, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil.

3. Graduate student, Islamic Azad University, Hamedan Branch.

bagheri@malayeru.ac.ir

Abstract:

Shear strength is one of the most important features in mechanical behavior of soils. The shear strength of unsaturated soils is still a controversial discussion among the researchers in this field. The methods of determining unsaturated shear strength are classified into two major categories. First, two independent stress variables known by matric suction and net stress are employed. Further, saturated and unsaturated strength parameters are considered to be independent. In other words, as soon as the pore water pressure becomes negative, the saturated effective friction angle and cohesion become invalid. This approach became significantly dominant since the validity of effective stress in unsaturated soils was questioned, as it was not clear how the collapse phenomenon can be described through effective stress concept. In the late 90s, some researchers referred back to effective stress concept and some ambiguity in explaining collapse was resolved. In this approach, effective stress is the main stress variable. Net stress and suction are combined into effective stress. The saturated and unsaturated shear strength parameters are assumed to be independent, and there is a smooth transition between saturated and unsaturated soil modeling. In this research these two approaches are compared by means of unsaturated direct shear experiments and some relevant experimental data from literature. The advantages and shortcomings of the mentioned methods are analyzed. In the direct shear experiments, a wide range of soil suction was applied to the samples. Therefore, it is possible to compare the effective stress and independent stress approaches in a wide range of suctions. The suctions of samples were measured by filter paper method. By plotting the failure envelopes in two approaches, the advantage of effective stress approach over the approach of independent stress variables is obvious. This advantage is especially drastic at higher suctions. The experimental data from literature similarly revealed this result. Thus, it can be stated that effective stress approach is simpler and less time consuming since the failure envelope is an identical unique line for all suctions and strength parameters of a soil at saturated and unsaturated states. Contrary to independent stress variable approach, it is not required to measure the strength parameters at various suctions. In other words, if the effective stress is properly estimated, the unsaturated shear strength can be predicted straightforwardly. Effective stress parameter is the key factor for appropriate evaluation of effective stress in unsaturated soils. One of the highly cited proposed equations for effective stress parameter is verified by experimental data. The values of predicted effective stress parameter and the values measured from experiment are plotted versus suction. There is a good agreement between the effective stress parameters calculated by the equation and those measured from experimental data. Therefore, it can be concluded that the empirical equation can accurately predict the effective stress parameter. It is worth mentioning that by normalizing the suction through dividing it into air entry suction, the effective stress parameter versus normalized suction becomes a unique line, regardless of soil type. Thus, the effect of soil type and its structure is normalized by means of using suction ratio.

Keywords: Shear Strength, Suction, Effective stress, Unsaturated soils.

ضریب رفتار چند سطحی سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتنی در زردار

سید بهرام بهشتی اول^{۱*}، مهدی رحمانی قرائقیه^۲

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- کارشناس ارشد مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

beheshti@kntu.ac.ir :

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۸/۱۸]

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۲/۲۰]

چکیده - تأمین شکل پذیری زیاد موجب کاهش سختی سازه و افزایش تغییر شکل های جانبی و متعاقب آن آسیب به اجزای غیر سازه ای می شود. هر چند افزایش مقاطع قاب خمشی فولادی سختی سازه را افزایش می دهد ولی اقتصادی نخواهد بود. بدین منظور ترکیب قاب خمشی و دیوار برشی بتنی می تواند یک راه حل برای افزایش سختی باشد. اما در سازه های کوتاه استفاده از این سیستم ترکیبی باعث کاهش شکل پذیری و استهلاک انرژی در زلزله های متوسط تا قوی می شود. استفاده از درزهای قائم در دیوار بتنی کوتاه و متوسط این نقص را بهبود می بخشد. این درزها رفتار برشی دیوار بتنی را به رفتار خمشی شکل پذیر تعدادی اجزاء ستونی تبدیل نموده و می توانند شکل پذیری را افزایش دهند. عدم درج ضریب رفتار در آیین نامه های طراحی لرزه ای از چالش های استفاده از این سیستم نوظهور است. بیان چند سطحی ضریب رفتار و استخراج آن با توجه به میزان تقاضای زلزله و میزان آسیب قابل قبول به عنوان سطوح عملکردی مورد انتظار از نوآوری های این مطالعه است.

در این پژوهش ضرایب رفتار طلب و ظرفیت قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی در زردار و بدون درز در ارتفاع ۵ و ۱۰ طبقه با کمک تحلیل بارافزون و تحلیل دینامیکی افزایشی، محاسبه شده اند. بررسی نتایج نشان داد، اگرچه سختی اولیه ارتجاعی در سازه ترکیبی قاب خمشی و دیوار برشی بتنی در زردار و بدون درز اختلاف چندانی ندارد، اما به علت تغییر رفتار دیوار بتنی از برشی به ستونکهای خمشی جذب انرژی بیشتر می شود و لذا ضریب رفتار بزرگ تر و شکل پذیری بیشتری را برای نوع با درز به ارمغان می آورد.

واژگان کلیدی: قاب خمشی فولادی، دیوار برشی بتنی در زردار، ضریب رفتار، تحلیل بارافزون، تحلیل دینامیکی افزایشی

۱- مقدمه

سیستم قاب خمشی متوسط تا ویژه شکل پذیری خوبی دارد

اما باعث کاهش سختی می شود [1]. افزایش مقطع برای کنترل تغییر شکل های جانبی هم امری غیر اقتصادی خواهد بود. قرار گیری دیوار برشی بتنی در کنار قاب خمشی علاوه بر افزایش سختی، کاهش مقاطع قاب خمشی را نیز بدنبال دارد [2]. اما سختی زیاد دیوار برشی بتنی و عدم رفتار خمشی مناسب در سازه های کوتاه موجب کاهش شکل پذیری می شود. کاهش شکل پذیری موجب عدم رفتار مناسب سازه در هنگام زلزله های شدید می شود. بر همین اساس راهکارهایی برای افزایش شکل پذیری و استهلاک

کشور ایران در یک منطقه لرزه خیز واقع شده است و وقوع زمین لرزه های شدید در سال های نه چندان دور گواه این مدعا است. پس انتخاب سیستم های سازه ای باید به گونه ای باشد که بتواند نیروهایی که در اثر حرکت قوی زمین به سازه اعمال می شود را تحمل نماید. بر همین اساس سازه ها باید سه پارامتر سختی، مقاومت و شکل پذیری را به ترتیب برای عدم آسیب به اجزای غیر سازه ای و سازه ای با تأمین پایداری و ایمنی در زمین لرزه های خفیف تا شدید را دارا باشند.

بلند مرتبه است [8]. این درزها با تشکیل ستون‌های خمشی و ایجاد مفاصل پلاستیک در دو انتها تحت زلزله‌های شدید، انرژی زیادی را مستهلک می‌کنند.

۲- مدل سازی

دو نوع سازه قاب خمشی فولادی ویژه با دیوار برشی بتنی ویژه درزدار و بدون درز در طبقات ۵ و ۱۰ طبقه بر اساس آیین نامه‌های فولاد [9]، بتن [10] و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [11] در نرم افزار ایتبس طراحی شدند. ضریب رفتار مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [12] برابر ۷/۵، محل احداث ساختمان در تهران و بر اساس نوع خاک ۲ است. همچنین پلان ساختمان منظم دارای ۵ دهانه ۵ متری با ارتفاع طبقه ۳،۵ متر در نظر گرفته شده است شکل (۱). کلیه اتصالات داخلی مفصل بوده و قاب‌های پیرامونی خمشی در نظر گرفته شده‌اند.

قاب شماره یک را می‌توان به صورت دوبعدی در نرم افزار پرفورم^۲ مدل کرد، زیرا ستون‌های ثقلی نقش ناچیزی در باربری جانبی دارند. ستون‌های ثقلی با ایجاد پی-دلتا و لنگر ثانویه روی قاب دوبعدی تاثیر می‌گذارند. این تاثیر را می‌توان به کمک ستون پی-دلتا لحاظ نمود. شکل‌های (۲) و (۳) چگونگی اتصال ستون پی-دلتا را که به وسیله اعضای صلب و اتصالات مفصلی به قاب خمشی متصل است نشان می‌دهد [13].

شکل (۱) پلان سازه

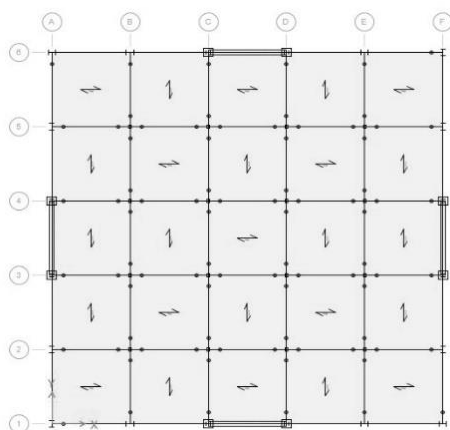


Fig. 1. The structure plan

انرژی به وسیله محققان ارائه شده است. از جمله این راهکارها ایجاد درز در داخل دیوار برشی بتنی است. موتو در سال ۱۹۷۳ دیوار برشی بتنی درزدار با قابلیت استهلاک انرژی را به ثبت رساند [3]. در سال ۱۹۹۹ خان و همکارانش با کمک اتصال دهنده‌های برشی بتن مسلح در این دیوارهای درزدار، شکل پذیری دیوار درزدار را بررسی کردند [4]. در سال ۲۰۰۳ ضیایی فر و همکارانش با ایجاد درز بدون اتصال دهنده با هدف ایجاد رفتار برشی در طبقات، شکل پذیری دیوار برشی بتنی را افزایش دادند [5]. سان و همکارانش در سال ۲۰۱۱ نوع متفاوتی از دیوار برشی درزدار را مطالعه کردند. رفتار سازه مورد مطالعه آن‌ها دارای عملکرد صلب بوده اما بعد از ایجاد ترک در نواحی درزدار شده، دیوارها از هم جدا شده و با ایجاد مفاصل پلاستیک شکل پذیری افزایش پیدا کرد [6]. شیانگجو و همکارانش در سال ۲۰۱۲ با ایجاد درزهای Z و U شکل دور دیوار بتنی شکل پذیری قاب خمشی فولادی را افزایش دادند [7].

پژوهش‌های بسیاری روی شکل پذیری دیوار بتنی در کنار قاب خمشی فولادی صورت گرفته است. اما برآورد پارامترهای طراحی لرزه‌ای چون ضریب رفتار قاب خمشی فلزی به همراه دیوار بتنی درزدار به منظور افزایش سختی در کنار حفظ و یا افزایش شکل پذیری مورد توجه قرار نگرفته است. پس در این مطالعه ضمن مطالعه رفتار لرزه‌ای این سیستم، ضریب رفتار سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی به همراه دیوار بتنی درزدار پیشنهاد شده است.

ترکیب دیوار برشی بتنی با قاب خمشی فولادی در سازه‌های کوتاه که تغییر شکل‌های برشی بیشترین سهم را در استهلاک انرژی دارند توصیه نشده است [7]. اما پیش‌بینی می‌شود که تأمین سختی و شکل پذیری قاب خمشی فولادی توسط دیوار درزدار می‌تواند زمینه ساز حل مشکل قاب‌های خمشی در سطوح عملکردی و خرابی باشد.

در این مطالعه به منظور افزایش شکل پذیری دیوارهای برشی بتنی در سازه‌های کوتاه تا میان مرتبه از درز در داخل دیوار استفاده شده است. مطالعات نویسندگان مبین عدم کارایی این سیستم به علت رفتار خمشی دیوارهای برشی بدون درز در ساختمان‌های

است.

المان مرزی (برای دیوار بدون درز) و ستون کناری (برای دیوار درزدار) دارای پروفیل فولادی و بتن محصور شده هستند. همچنین در دیوارهای میانی دیوار درزدار که مانند ستون عمل می کنند بتن محصور شده و در جان دیوار بدون درز از بتن محصور نشده استفاده شده است.

جدول (۱) مشخصات دیوار برشی بتنی در سازه ۵ طبقه

Story	Element	Structure SMF ¹	Section (cm ²)	Rebar	Steel
1-2	boundary	SW ² &CW ³	74X40	16Ø20	IPB 300
		SW	64X30	14Ø20	-
	wall	CW	426X30	56Ø10	-
3-5	boundary	SW&CW	74X30	12Ø20	IPB 220
		SW	64X20	10Ø20	-
	wall	CW	426X20	28Ø10	-

¹ Steel Moment Frame

² Slit shear Wall

³ Conventional shear Wall

Table.1. RC shear wall section properties of 5-story structure

جدول (۲) مشخصات دیوار برشی بتنی در سازه ۱۰ طبقه

Story	Element	Structure SMF	Section (cm ²)	Rebar	Steel
1-3	boundary	SW&CW	100X80	48Ø25	IPB 450
		SW	92.5X40	26Ø20	-
	wall	CW	400X30	54Ø14	-
4-6	boundary	SW&CW	100X60	22Ø20	IPB 320
		SW	92.5X30	20Ø20	-
	wall	CW	400X60	40Ø10	-
7-10	boundary	SW&W	100X40	18Ø14	IPB 220
		SW	92.5X20	16Ø16	-
	wall	CW	400X20	26Ø10	-

Table.2. RC shear wall section properties of 10-story structure

مشخصات مصالح بتنی محصور شده و محصور نشده مطابق شکل های (۶ و ۷) بر اساس مدل مندر و به صورت سه خطی همراه با افت مقاومت در نظر گرفته شده است. بتن محصور شده از مقاومت و شکل پذیری بیشتر نسبت به بتن محصور نشده برخوردار است.

مشخصات مصالح فولادی بر اساس مدل پارک به صورت سه خطی همراه با افت مقاومت در نظر گرفته شده است. شکل (۸) رفتار مصالح فولادی را برای قاب خمشی

در این مطالعه قاب خمشی فولادی برای هردو سازه درزدار و بدون درز یکسان است. مشخصات مقاطع تیرها و ستون های قاب های مورد مطالعه ۵ و ۱۰ طبقه در شکل های (۲ و ۳) آمده است.

شکل (۲) قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی درزدار ۵ طبقه همراه با ستون پی-دلتا

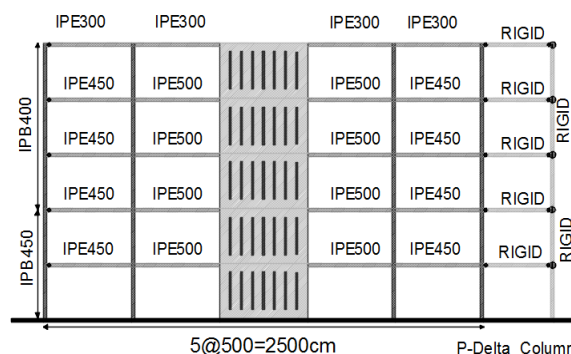


Fig. 2. 5- story steel moment-resisting fame with RC slit shear wall besides P-Δ column

شکل (۳) قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی درزدار ۱۰ طبقه همراه با ستون پی-دلتا

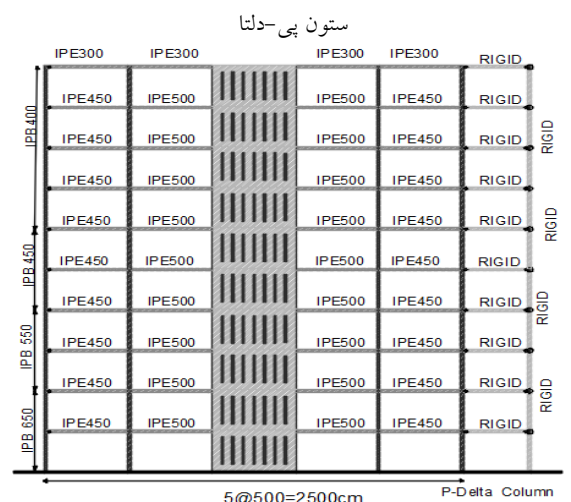


Fig. 3. 10- story steel moment-resisting fame with RC slit shear wall besides P-Δ column

مشخصات دیوار برشی بتنی درزدار و بدون درز در جدول های (۱ و ۲) و چگونگی آرماتوربندی دیوار درزدار در شکل (۴) و دیوار بدون درز در شکل (۵) آمده است. ابعاد مقاطع دیوار هردو سیستم یکسان است ولی در سیستم های درزدار درصد آرماتور متفاوت است و روی این مقطع درزهایی با عرض ۶۰ میلی متر و ارتفاع ۲/۵ متر ایجاد شده

شکل (۸) رابطه تنش-کرنش مقاطع فولادی

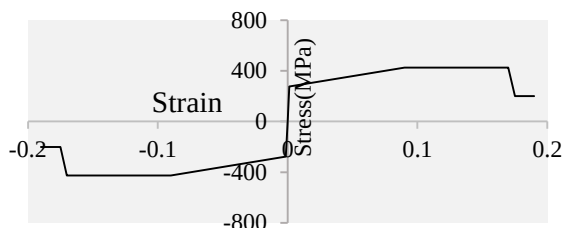


Fig. 8. Stress- strain relationship for steel profiles

شکل (۹) رابطه تنش-کرنش میلگردهای فولادی

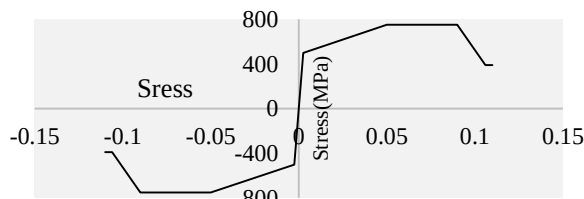


Fig. 9. Stress- strain relationship for steel reinforcements

نسبت ارتفاع به عرض در دیوار برشی بتنی از دو بیشتر است در نتیجه دیوار در برش خلی و در خمش غیرخطی مدل شده است. دستورالعمل بهسازی ایران معیار ارزیابی دیوارهای برشی بتنی را دوران دیوار برشی معرفی کرده است [14]. برای مدل سازی دیوارهای برشی بتنی در نرم افزار پرفورم از المان رشته ای دیوار استفاده شده است. در این روش مقطع دیوار به تعدادی المان رشته ای تقسیم بندی می شود. مقاطع رشته ای سطح مقطع بتن و میلگرد را به صورت متمرکز با توجه به فاصله مرکز آن ها از تار خشی مدل می کند. مقاطع میلگرد متمرکز شده از نوع فولاد بدون کمانش با قابلیت تغییر شکل غیر الاستیک است. بتن مقاطع نیز به گونه ای مدل شد که تنها تنش فشاری را تحمل کند. شکل (۱۰) چگونگی مدل سازی دیوار برشی بتنی را نشان می دهد [15].

شکل (۱۰) مدل المان رشته ای دیوار برشی بتنی [۱۵]

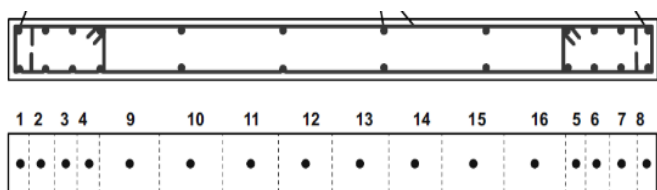


Fig. 10. Fiber-section element model for RC shear walls [15]

فولادی و شکل (۹) برای میلگرد طولی نشان می دهد.

شکل (۴) جزئیات میلگرد گذاری در دیوار درزدار

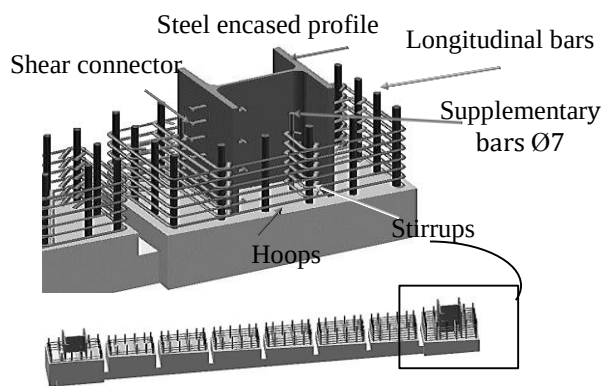


Fig. 4. Details of the RC slit shear walls

شکل (۵) جزئیات میلگرد گذاری در دیوار بدون درز

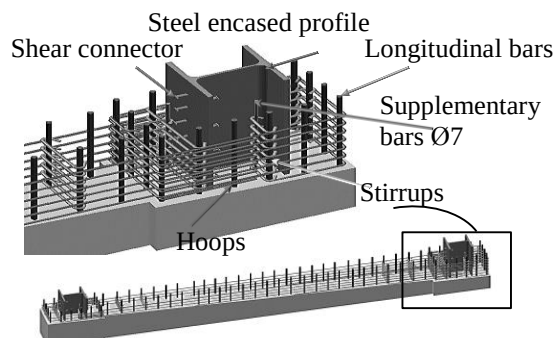


Fig. 5. Details of the conventional RC shear walls

شکل (۶) رابطه تنش-کرنش بتن محصور شده

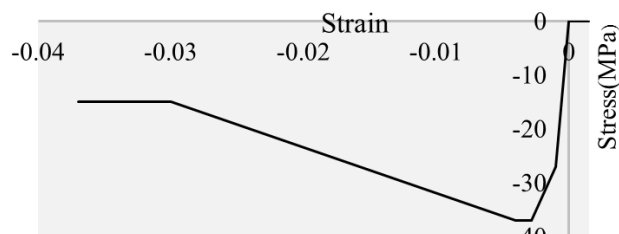


Fig. 6. Stress- strain relationship for confined concrete

شکل (۷) رابطه تنش-کرنش بتن محصور نشده

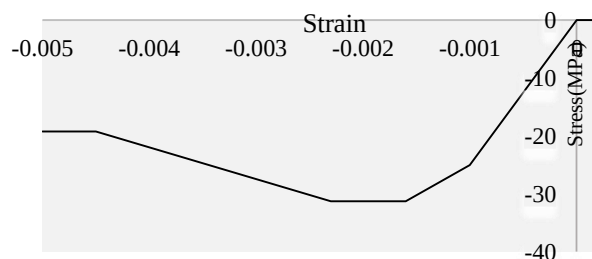


Fig. 7. Stress- strain relationship for unconfined concrete

انتهایی مشخص تعریف می شود. مفاهیم این مدل در شکل (۱۲) نشان داده شده است. از جمله مزایای این مدل این است که دستورالعمل های بهسازی مشخصات ویژه این نوع مدل مانند ظرفیت دوران انتهایی را مشخص کرده است [15].

۳- رکوردهای انتخابی

رکوردهای زلزله از پایگاه داده های سایت PEER انتخاب شده اند که دارای بزرگی $6/5$ تا $7/5$ درجه در مقیاس ریشتر هستند. رکوردهای مذکور در رده B طبقه بندی USGS با سرعت موج برشی $360-750$ متر بر ثانیه قرار دارند که منطبق بر خاک نوع دو طبقه بندی استاندارد 2800 است. فاصله ایستگاه ثبت این رکوردها تا منبع زلزله در محدوده 24 تا 45 کیلومتر قرار دارد. رکوردها دارای طیفی مشابه در حوزه شتاب هستند (جدول ۳) رکوردهای انتخاب شده را نمایش می دهد.

جدول (۳) مشخصات رکوردهای زلزله استفاده شده در تحلیل IDA

	Record	Magnitude (Ms)	PGA (g)	Distance (km)
1	San Fernando	6.6	0.11	31.7
2	Landers	7.4	0.136	27.7
3	Northridge	6.7	0.163	24
4	Northridge	6.7	0.37	26.7
5	Northridge	6.7	0.036	32.3
6	San Fernando	6.6	0.102	37.4
7	Cape Mendocino	7.1	0.154	44.6

Table.3. Characteristics of earthquake records used for IDA analysis

۴- تحلیل دینامیکی افزایشی

آنالیز دینامیکی افزایشی یک تحلیل پارامتری است که به تازگی به صورت های مختلفی برای برآورد مستقیم عملکرد سازه ها تحت بارهای لرزه ای به کار برده شده است. اولین گام تهیه رکوردهای مناسب زلزله برای این تحلیل است. این رکوردها در بخش قبلی معرفی شدند. گام دوم تعیین پارامتر شدت زلزله است که در این مقاله شتاب طیفی مود اول به

رفتار ستون ها نیز خمشی است. ستون ها علاوه بر خمشی تحت تأثیر نیروی محوری فشاری بوده که اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی باعث کاهش شکل پذیری می شود. هر چه میزان نیروی فشاری افزایش یابد شکل پذیری کاهش می یابد و رفتار عضو به سمت رفتار ترد متمایل شده و تلاش خمشی نیرو کنترل می شود. برای مدل سازی غیرخطی ستون ها در نرم افزار پرفورم از المان رشته ای ستون استفاده شده است.

مدل سازی ستون از سه جز شامل نواحی صلب انتهایی و دو مؤلفه المان رشته ای و یک المان ستون الاستیک تشکیل می شود. در المان رشته ای مقطع عرضی به یک تعداد از رشته ها تقسیم شده است و ویژگی های مصالح به هر رشته اختصاص می یابد. چندین مصالح متفاوت شامل بتن، فولاد بدون کمانش و فولاد با کمانش استفاده می شود. شکل (۱۱) چگونگی مدل سازی این ستون ها را نشان می دهد [15].

شکل (۱۱) مدل سازی ستون [۱۵]

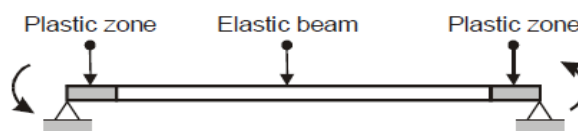


Fig. 11. Column modeling [15]

شکل (۱۲) مدل سازی تیر [۱۵]

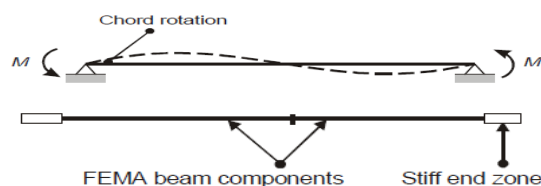


Fig. 12. Beam modeling [15]

عملکرد تیرها بر مبنای رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می باشد و میزان شکل پذیری در تیرها وابسته به عوامل متعددی همچون بار گذاری و فشردگی مقطع است. برای مدل سازی تیرها در نرم افزار پرفورم از تیر فولادی فما استفاده شده است. از ویژگی های این مدل استفاده از دوران میله برای مدل سازی است. این مدل بر اساس ممان و دوران

شکل (۱۶) منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه بدون درز ۱۰ طبقه

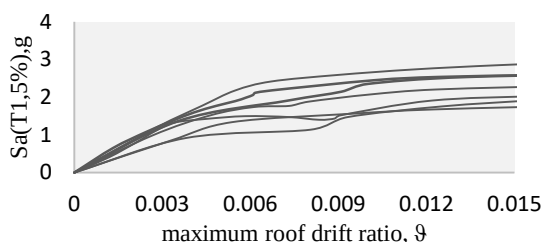


Fig. 16. IDA curves of SMF with conventional RC shear wall (RCW) for 10-story structure

مقایسه صدک میانه تحلیل دینامیکی افزایشی برای سازه‌ها

در شکل‌های (۱۷ و ۱۸) قابل توجه است.

شکل (۱۷) منحنی‌های میانه IDA سازه‌های ۵ طبقه

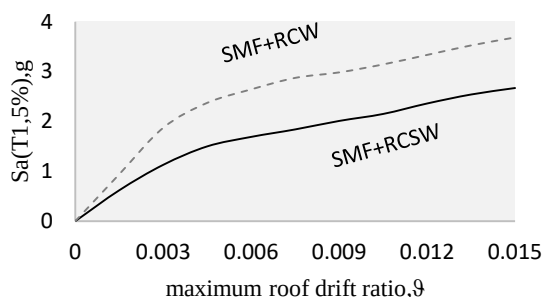


Fig. 17. Median IDA curves for 5-story structures

شکل (۱۸) منحنی‌های میانه IDA سازه‌های ۱۰ طبقه

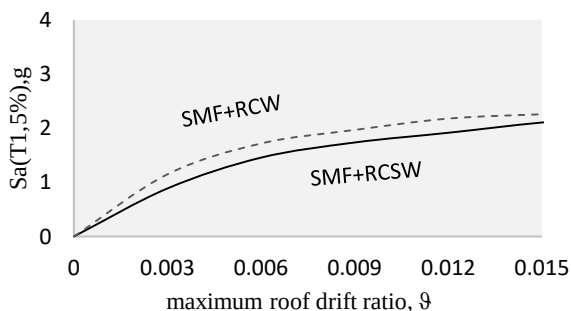


Fig. 18. Median IDA curves for 10-story structures

در این منحنی‌ها سازه‌های درزدار در گریز بام مشخص ظرفیت شتاب طیفی کمتری دارند. شتاب طیفی کمتر تحت بارهای زلزله نشان می‌دهد که نیروی کمتری به سازه وارد شده است. این بیانگر نرمی و شکل‌پذیری بیشتر این سازه‌های درزدار نسبت به سازه‌های بدون درز است. به هر حال سختی و مقاومت سازه با دیوار درزدار بیشتر از سازه با دیوار بدون درز است. این اختلاف با افزایش طبقات ساختمان کمتر می‌شود.

عنوان شاخص توصیف شدت زلزله استفاده شده است. گام سوم تعیین معیار شدت خسارت است. انتخاب معیار شدت خسارت مناسب بستگی به کاربرد و خود سازه دارد [16]. در این مطالعه گریز بام (نسبت تغییر مکان مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان) به عنوان معیار شدت خرابی در سازه در نظر گرفته شد. شکل‌های (۱۳-۱۶) تحلیل دینامیکی افزایشی برای سازه‌های مطالعه شده را نمایش داده است.

شکل (۱۳) منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه درزدار ۵ طبقه

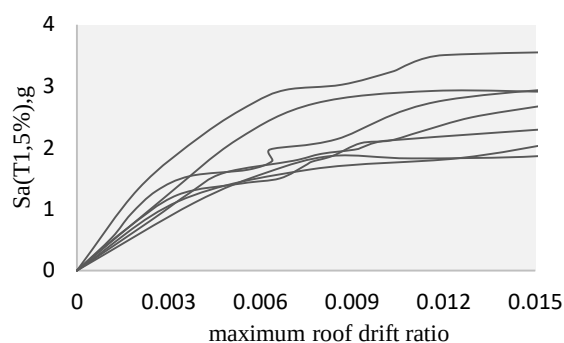


Fig. 13. IDA curves of SMF with RC slit shear wall (RCSW) for 5-story structure

شکل (۱۴) منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه بدون درز ۵ طبقه

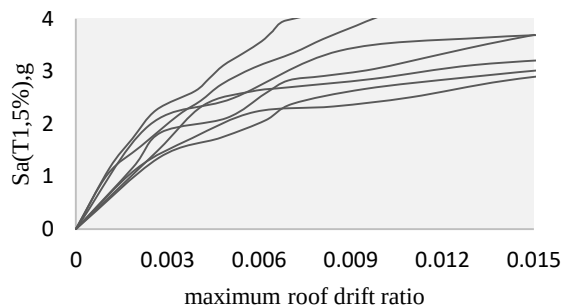


Fig. 14. IDA curves of SMF with conventional RC shear wall (RCW) for 5-story structure

شکل (۱۵) منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه درزدار ۱۰ طبقه

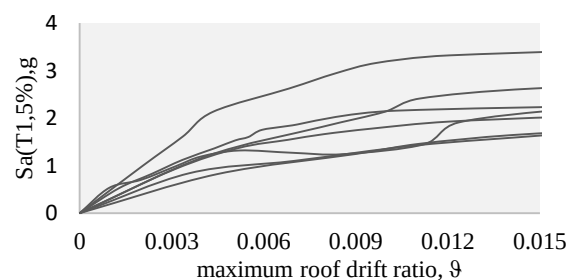


Fig. 15. IDA results of SMF with RC slit shear wall (RCSW) for 10-story structure

ایمینی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) بررسی شده است.

۵-۲- ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_μ)

در این پژوهش از دو روش برای محاسبه این ضریب استفاده شد. روش اول بر پایه تحلیل بار افزون و روابط نیومارک وهال، کرواینکلر و نصر، میراندا و روش دوم بر پایه ترکیب تحلیل دینامیکی و بار افزون انجام گرفت.

۵-۲-۱- روش مبتنی بر تحلیل بارافزون و روابط سه گانه (روش اول)

در این روش ها ابتدا به کمک تحلیل بارافزون مقادیر مورد نیاز استخراج شده، سپس به کمک روابط زیر ضریب ها بدست می آیند.

- روش نیومارک وهال

نیومارک وهال شکل پذیری را برای سیستم های ارتجاعی -

خمیری بر اساس روابط ۲، ۳ و ۴ برآورد کرد [18,19]:

$$R_\mu^{DOF} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{for } 0.5 \geq T \geq 0.15 \quad (2)$$

$$R_\mu^{DOF} = \mu \quad \text{for } T > 0.5 \quad (3)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

که در آن T پرئود سازه، μ ضریب شکل پذیری کلی سازه، Δ_u تغییر مکان نهایی در نقطه هدف یا سطوح عملکردی و Δ_y تغییر مکان تسلیم است.

- روش کرواینکلر و نصر

کرواینکلر و نصر روابط ۵ و ۶ را برای زمین های صخره ای یا خاک سخت ارائه دادند [18, 20]:

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (5)$$

$$R_\mu^{DOF} = [C(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (6)$$

که در آن α سختی بعد از تسلیم به صورت درصدی از سختی ارتجاعی، a و b پارامترهای رگرسیون هستند که از جدول (۴) محاسبه می شوند.

جدول (۴) ضرایب رابطه کرواینکلر

α	0	0.02	0.01
a	1	1	0.8
b	0.42	0.37	0.29

Table.4. Coefficients of Krawinkler relationship

زیرا در سازه های کوتاه رفتار برشی دیوار با ایجاد درز به رفتار خمشی قطعات دیوار تبدیل می شود که این رفتار خمشی شکل پذیری خوبی ایجاد می کند. اما در سازه های بلند که رفتار خمشی است درزدار کردن تأثیر زیادی بر رفتار و شکل پذیری سازه نمی گذارد. درزها باعث تشکیل مفصل پلاستیک در قطعات دیوار درزدار، و موجب استهلاک انرژی از طریق ورود به ناحیه پلاستیک می شوند. با این کار ضریب اطمینان سازه افزایش می یابد. زیرا در بیشتر موارد در سازه ها با دیوار بدون درز دیوار طبقه اول دچار خرابی می شود [17] و سازه به سرعت مقاومت خود را از دست می دهد اما در سازه ها با دیوار درزدار پس از خرابی قطعاتی از دیوار طبقه اول باز توزیع نیرو بین سایر قطعات دیوار رخ داده و مقاومت لازم را در برابر بارهای جانبی تا مدت بیشتری حفظ می کنند [8].

۵- ضریب رفتار

۵-۱- کلیات

بر اساس تجارب خرابی در زلزله های گذشته، نوع عملکرد سازه و معیارهای آیین نامه ای، سه تعریف می تواند برای ضریب رفتار مدنظر قرار گیرد. یک، ضریب رفتار آیین نامه ای که برای انواع مختلف سیستم های سازه ای در آیین نامه ها موجود است و بیشتر مبتنی بر تجارب آسیب سازه ها در زلزله های گذشته و قضاوت مهندسی است. دوم، ضریب رفتار طلب که بر اساس میزان طلب زلزله و طیف طرح برآورد می شود. سوم، ضریب رفتار ظرفیت که براساس سطوح عملکردی و سطوح خرابی تعریف شده، مقادیر متفاوت برآورد می شود.

ضریب رفتار سازه از حاصل ضرب چند ضریب حاصل می شود که هر کدام به نوعی ویژگی خاصی از سازه را در تحمل نیروها و تغییر شکل های وارد شده به وسیله زلزله را در بر می گیرند. R_μ ضریب شکل پذیری و انرژی مستهلک شده ناشی از رفتار پسماند، R_s ضریب ناشی از اضافه مقاومت سازه است [18]. رابطه ۱ حاصل ضرب این ضرایب را نشان می دهد.

$$R = R_\mu^{DOF} \times R_s \quad (1)$$

در این مطالعه ضریب رفتار طلب و ظرفیت در سطوح

- روش میراندا

میراندا روابط ۷ و ۸ را برای زمین‌های صخره‌ای، رسوبی و خاک نرم ارائه کرد [21].

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T + \mu T} - \left(\frac{2}{5T}\right)e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (7)$$

$$R_{\mu}^{SDOF} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (8)$$

μ : ضریب شکل پذیری کلی

جدول (۵) گریز بام و حالت‌های حدی متناظر

story	Structure SMF	Target drift (BSE-1) ¹	Roof drift ratio (W- LS) ²	Roof drift ratio (W- CP) ²
5	SW	0.0078	0.0093	0.0098
	CW	0.0056	0.0056	0.0077
10	SW	0.0088	0.0105	0.0131
	CW	0.0069	0.0072	0.0091

¹ Earthquake hazard level

² Performance level for walls

Table.5. Roof drift ratio and relevant limit-states

جدول (۶) گریز بام نهایی و حد تسلیم و حالات حدی متناظر

Type	CASE	T(S)	θ_y	θ_u
SMF+RCSW 5	Demand		0.004	0.0078
	Capacity(LS)	0.58	0.0042	0.0093
	Capacity(CP)		0.0043	0.0098
SMF+RCW 5	Demand		0.0025	0.0056
	Capacity(LS)	0.43	0.0025	0.0056
	Capacity(CP)		0.0026	0.0077
SMF+RCSW 10	Demand		0.0041	0.0088
	Capacity(LS)	1.1	0.0043	0.0105
	Capacity(CP)		0.0049	0.0131
SMF+RCW 10	Demand		0.0034	0.0069
	Capacity(LS)	1.03	0.0034	0.0072
	Capacity(CP)		0.0037	0.0091

Table.6. Ultimate and yield roof drift ratio and relevant limit-states

در این پژوهش برای تعیین سطح عملکردی دیوارهای خمشی کنترل از جدول پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش اعضای کنترل شونده با خمش موجود در نشریه ۳۶۰

سال ۱۳۹۲ استفاده شده است. با توجه به اینکه ستون‌ها و تیرهای فولادی بعد از دیوارها به این سطوح می‌رسند، دیوارها تعیین کننده سطوح عملکردی است. مقادیر گریز بام (θ) به ازای سطح عملکرد دیوارها و همچنین گریز بام در نقطه هدف سازه در سطح خطر ۱ برای سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه در زردار و بدون درز مطابق جدول (۵) و همچنین گریز بام نهایی (θ_u)، حد تسلیم (θ_y) در جدول (۶) آمده است.

گریز بام در نقطه هدف و حالت‌های حدی برای سازه با دیوار برشی بتنی در زردار مقدار بیشتری نسبت به سازه با دیوار برشی بتنی بدون درز دارد. این امر نشان دهنده مقاومت و شکل پذیری خوب این سیستم است.

۵-۲-۲- روش مبتنی بر تحلیل دینامیکی و بارافزون (روش دوم)

برای برآورد ضریب شکل پذیری باید سازه چند درجه آزادی تحت رکوردهای زلزله مقیاس شده با رفتار خطی تحلیل و حداکثر برش پایه آن (V_e) برداشت شود. سپس سازه بار دیگر تحت همان رکوردهای زلزله ولی با رفتار غیرخطی تحلیل و برش پایه مناسب آن (V_y) برداشت شود (در رفتار خطی سازه امکان ترک خوردگی بتن وجود خواهد داشت). با کمک رابطه ۹ ضریب شکل پذیری برای یک سیستم چند درجه آزادی محاسبه می‌شود.

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (9)$$

جدول ۷ مقادیر برش پایه الاستیک و حد تسلیم را نشان می‌دهد.

جدول (۷) برش پایه الاستیک و تسلیم

Base shear	Case	SMF+RCSW 5	SMF+RCW 5	SMF+RCSW 10	SMF+RCW 10
V_e (kN)	Demand	11156	12440	16827	17253
	Capacity (LS)	17964	13943	21150	17449
	Capacity (CP)	19173	20331	28707	21969
V_y (kN)	Demand	4381	4366	4654	4568
	Capacity (LS)	4838	3406	5447	4838
	Capacity (CP)	4900	4560	5887	5112

Table.7. Elastic and yield base shear

۵-۳- ضریب اضافه مقاومت (R_s)

ضریب اضافه مقاومت طلب و ظرفیت به کمک رابطه ۱۰ محاسبه می‌شود.

$$R_s = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \frac{V_y}{V_s} \quad (10)$$

مقدار Δ_s تغییر مکان و V_s برش پایه متناظر با اولین نقطه جدایی نمودار برش پایه- تغییر مکان نسبی بام سازه غیر خطی، از نمودار همان سازه اما با رفتار الاستیک آرماتورها است [18]. به دلیل تسلیم فولاد اولین جدایی مربوط به ایجاد مفصل پلاستیک در دیوار خواهد بود. جدول (۸) مقادیر گریز بام متناظر با اولین نقطه جدایی (θ_s) و برش پایه آن را نشان می‌دهد.

جدول (۸) گریز بام و برش پایه اولین نقطه مفصل پلاستیک

	SMF+ RCSW 5	SMF+ RCW 5	SMF+ RCSW 10	SMF+ RCW 10
θ_s	0.0025	0.002	0.0035	0.0035
V_s (kN)	2852	3406	4062	4387

Table.8. Roof drift ratio and base shear corresponding to the first plastic hinge formation

جدول (۹) ضریب کاهش شکل پذیری (R_μ) و ضریب اضافه مقاومت (R_s) براساس روش بار افزون و روابط سه گانه

Type	Case	R_μ			R_s
		N ¹	K ²	M ³	
SMF+RCSW 5	Demand	2	2.1	2	1.6
	Capacity(LS)	2.2	2.3	2.3	1.7
	Capacity(CP)	2.3	2.4	2.4	1.7
SMF+RCW 5	Demand	1.9	2.3	2.1	1.3
	Capacity(LS)	1.9	2.3	2.1	1.3
	Capacity(CP)	2.2	2.9	2.7	1.3
SMF+RCSW 10	Demand	2.2	2.4	2.6	1.2
	Capacity(LS)	2.4	2.7	2.9	1.3
	Capacity(CP)	2.7	3	3.3	1.4
SMF+RCW 10	Demand	2.1	2.2	2.4	1.1
	Capacity(LS)	2.1	2.3	2.5	1.1
	Capacity(CP)	2.4	2.6	3	1.2

¹ Newmark and Hall² Krawinkler and Nassar³ MirandaTable.9. Ductility factor (R_μ) and over-strength factor (R_s) according to push-over analysis and triple equations

۵-۴- محاسبه ضریب رفتار

پس از محاسبه ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار محاسبه می‌شود.

جدول (۹ و ۱۰) ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_μ)، ضریب اضافه مقاومت (R_s) و ضریب رفتار (R) را بر اساس روش اول و جدول (۱۱) این ضرایب را بر اساس روش دوم برای سازه‌های مورد نظر نشان می‌دهد.

جدول (۱۰) ضریب رفتار براساس روش بار افزون و روابط سه گانه

Type	Case	R			R (Ave.)
		N	K	M	
SMF+ RCSW 5	Demand	3.2	3.4	3.3	3.3
	Capacity(LS)	3.7	4	3.9	3.9
	Capacity(CP)	3.9	4.2	4.1	4
SMF+ RCW 5	Demand	2.4	2.9	2.6	2.6
	Capacity(LS)	2.4	2.9	2.7	2.7
	Capacity(CP)	2.9	3.9	3.6	3.5
SMF+ RCSW 10	Demand	2.7	3	3.2	3
	Capacity(LS)	3.3	3.6	4	3.6
	Capacity(CP)	3.9	4.3	4.7	4.3
SMF+ RCW 10	Demand	2.2	2.4	2.6	2.4
	Capacity(LS)	2.3	2.5	2.8	2.5
	Capacity(CP)	2.9	3.1	3.5	3.1

Table.10. Behavior Factor(R) according to pushover analysis and triple equations

مطابق جدول‌های (۱۰ و ۱۱) ضریب اضافه مقاومت در قاب خمشی فولاد با دیوار برشی بتنی درزدار بیشتر است. زیرا این سیستم بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک دیرتر به حد تسلیم می‌رسد. که نشان از توزیع مناسب نیرو در المان‌های دیوار درزدار (ستون‌های ایجاد شده در دیوار درزدار) است. در واقع بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک در اولین دیوار میانی در دیوار درزدار، سایر دیوارها به تدریج وارد ناحیه پلاستیک می‌شوند. اینان درحالی است که در دیوار برشی بتنی بدون درز این اتفاق سریعتر می‌افتد و افت مقاومت زودتر رخ می‌دهد. به هر حال ضریب رفتار طلب برای هر دو سازه کمتر از ضریب رفتار ظرفیت است. این امر نشان دهنده بالاتر بودن ظرفیت این

سیستم در برابر طیف زلزله های طلب است.

و ۵/۵ برای درزدار برآورد شده است. به نظر می رسد مقدار آیین نامه ای به مقدار ضریب رفتار محاسباتی در سطح عملکردی آستانه فروریزش که به طور متوسط معادل ۵/۵ برای دیوار برشی بتنی بدون درز و ۷ برای درزدار است، نزدیک تر باشد.

۵-۵- ضریب تصحیح درجه آزادی (R_M)

روابط ارائه شده در محاسبه ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری در تحلیل بارافزون به لحاظ اثر MDOF باید اصلاح شود [18].

از آنجایی که تحلیل دینامیکی افزایشی بر اساس انجام تحلیل ها به طور مستقیم و اعمال بارهای دینامیکی بر سازه MDOF است، پس برای برآورد ضریب تصحیح درجات آزادی می توان از این تحلیل کمک گرفت. این ضریب برابر نسبت ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری در تحلیل IDA به ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری تحلیل بارافزون و مطابق رابطه ۱۱ است.

$$R_M = \frac{R_{\mu}^{IDA}}{R_{\mu}^{Push Over}} \quad (11)$$

جدول (۱۲) ضریب تصحیح درجه آزادی

Type	Case	N	K	M
SMF+RCSW 5	Demand	1.3	1.2	1.3
	Capacity(LS)	1.7	1.6	1.6
	Capacity(CP)	1.7	1.6	1.7
SMF+RCW 5	Demand	1.5	1.3	1.4
	Capacity(LS)	2.2	1.8	2
	Capacity(CP)	2	1.5	1.7
SMF+RCSW 10	Demand	1.7	1.5	1.4
	Capacity(LS)	1.6	1.4	1.3
	Capacity(CP)	1.8	1.6	1.5
SMF+RCW 10	Demand	1.8	1.7	1.5
	Capacity(LS)	1.7	1.6	1.4
	Capacity(CP)	1.8	1.6	1.4

Table.12. Correction factor for degrees of freedom

۶- خلاصه و نتیجه گیری

در این مطالعه سازه های قاب خمشی فولادی همراه با دیوار برشی بتنی درزدار و بدون درز در ارتفاع ۵ و ۱۰ طبقه

جدول (۱۱) ضریب کاهش شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار به کمک روش های تحلیل دینامیکی و بار افزون

Type	Case	R_{μ}	R_s	R
SMF+RCSW 5	Demand	2.5	1.5	3.9
	Capacity (LS)	3.7	1.7	6.3
	Capacity (CP)	3.9	1.7	6.7
SMF+RCW 5	Demand	2.8	1.3	3.7
	Capacity (LS)	3.2	1.3	4.1
	Capacity (CP)	4.5	1.3	6
SMF+RCSW 10	Demand	3.6	1.1	4.1
	Capacity (LS)	3.9	1.3	5.2
	Capacity (CP)	4.9	1.4	7.1
SMF+RCW 10	Demand	3.8	1	3.9
	Capacity (LS)	3.6	1.1	4
	Capacity (CP)	4.3	1.2	5

Table.11. Ductility factor (R_{μ}) and over-strength factor (R_s) and behavior factor (R) according to pushover and IDA methods

ضریب رفتار قاب خمشی فولادی همراه با دیوار برشی بتنی درزدار نسبت به قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بدون درز مقدار بیشتری دارد. یعنی سازه با حفظ شکل پذیری (ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری یکسان)، مقاومت (ضریب اضافه مقاومت) بیشتری دارد.

اختصاص ضریب رفتار با مقدار بالاتر به یک سیستم سازه ای نشان از اطمینان کافی از شکل پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت کافی سازه تحت زلزله است. ضریب رفتار آیین نامه ۲۸۰۰ برای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه همراه با دیوار برشی بتنی ویژه ۷/۵ و ضریب رفتارهای محاسبه شده به کمک روش دوم در این مطالعه برای سازه های مورد مطالعه از ۳/۷ تا ۷/۱ برای طلب و ظرفیت در دو سطح LS و CP برآورد شده است. اگرچه آیین نامه بطور مشخص سطح خطر و عملکرد مورد پیش بینی سازه هایی که بر اساس ضریب رفتار آیین نامه ای طرح می شوند را معین نکرده است. ولی بیان می دارد که این ضریب متناظر به ضریب رفتار ظرفیت در عملکرد LS تحت خطر ۱۰٪ است [12]. بر اساس جدول (۱۱) در محدوده ساختمان های مطالعه شده و برای سطح عملکرد ایمنی جانی، ضریب رفتار به طور متوسط ۴ برای دیوار برشی بتنی بدون درز

توزیع نیرو در سازه را به درستی میان اعضا توزیع کرد. این درحالی است که در دیوار برشی بتنی بدون درز کوتاه مرتبه، توزیع نیرو مناسب نبوده و افت مقاومت به سبب رفتار ترد دیوارها محتمل تر است و ضریب اطمینان کمتری در برابر نیروهای جانبی دارد.

در کاربرد روش تحلیل دینامیکی افزایشی برای برآورد ضریب رفتار نیازی به تصحیح روابط بر پایه سیستمهای یک درجه آزادی نیست، اگرچه هزینه انجام تحلیلها در مقایسه با روش اول که بر پایه تحلیل بار افزون است وجود دارد.

References

۷- مراجع

- [1] Naveed, A.; "Behavior Modeling and Design of Shear Wall-Frame Systems", *Asian Center for Engineering Computations and Software*, 2002.
- [2] Nourbakhsh, A. A.; "Seismic performance assessment of moment resisting steel frames (MRSF) with RC shear wall using nonlinear static pushover analysis", *M.Sc. thesis, Dept of Civil Engineering, Univ of Tarbiat Modares*, 2010. (In Persian)
- [3] Muto, K.; "A study on reinforced concrete slitted shear walls for high-rise buildings", *5th World Conference on Earthquake Eng*, Rome, Italy, 1973.
- [4] Kwan, AKH.; Dai, H.; "Cheung YK. Non-Linear seismic response of reinforced concrete slit shear walls", *Journal of Sound and Vibration*, 1999.
- [5] Ziyaeifar, M.; Alemi, F.; "Evaluation of seismic behavior of shear walls with dual ductile behavior", *International Institute of Earthquake Engineering and Seismology*, 2003.
- [6] Sun, G.; He, R.; Qiang, G.; Fang, Y.; "Cyclic behavior of partially-restrained steel frame with RC infill walls", *Journal of Constructional Steel Research* 67, 2011, 1821-1834.
- [7] Ju, R.S.; Lee, H.J.; Chen, C.C.; Tao, C.C.; "Experimental Study on Separating Reinforced Concrete Infill Walls from Steel Moment Frames", *Journal of Constructional Steel Research* 71, 2012.
- [8] Rahmani Qeranqayah, M.; "Probabilistic seismic performance assessment of multistory steel moment resisting frame accompanied with reinforced concrete shear wall", *M.Sc. thesis, Dept of Civil Engineering, Univ of K. N. Toosi*, 2014. (In Persian)
- [9] MRUD. "Iranian National Building Code, part 10, Steel Structure Design". Tehran (Iran): *Ministry of Roads and Urban Development*; 2012. (In Persian)
- [10] Iranian National Building Code, part 9, Concrete Structure Design. Tehran (Iran): *Ministry of Roads and Urban Development*; 2012. (In Persian)
- [11] Iranian National Building Code, part 6, Loads in Buildings" Tehran (Iran): *Ministry of Roads and Urban Development*; 2012. (In Persian)

تحت تحلیل بار افزون و دینامیکی افزایشی قرار گرفتند و سپس ضرایب رفتار طلب و ظرفیت به کمک دو روش بار افزون (تحلیل بار افزون و روابط سه گانه) و ترکیبی (تحلیل دینامیکی و بار افزون) محاسبه شدند. در تعیین ضرایب رفتار به کمک تحلیل بار افزون از روابط سه گانه (۱- نیومارک و هال ۲- کراوینکلر و نصر ۳- میراندا) استفاده شده است. این فرمولهای برای سیستمهای یک درجه آزادی بوده برای همین با استفاده از ضریب تصحیح درجه آزادی این ضرایب رفتار اصلاح شدند. با توجه به شکل پذیری زیاد قاب خمشی فولادی استفاده از دیوار برشی بتنی درزدار در کنار قاب خمشی فولادی ضمن حفظ شکل پذیری، سختی سازه را افزایش داده و تغییر شکلهای جانبی و آسیبها به اجزای غیر سازه ای را کاهش می دهد و زمینه ساز حل مشکل سازه در سطوح عملکردی و خرابی می شود.

مطابق تحلیل بارافزون به علت تبدیل رفتار برشی در دیوارها به رفتار خمشی شکل پذیر در قطعات دیوار درزدار شده، میزان شکل پذیری در سیستم های دوگانه قاب خمشی فولادی ویژه همراه با دیوار برشی بتنی ویژه درزدار نسبت به همین سیستم اما با دیوار بدون درز بسیار بیشتر شد. اختلاف شکل پذیری برای سازه های بلندتر به علت عملکرد خمشی و شکل پذیری خوب دیوار بتنی بدون درز مقدار کمتری از خود نشان داد. در واقع رفتار سیستم های کوتاه تر با دیوار بتنی بدون درز برشی است و هرچه ارتفاع سازه بالاتر برود رفتار سازه به سمت رفتار خمشی سوق می یابد. بنابراین کاربرد درز برای رفتار تیری دیوارها (کاهش و افزایش طول تارها در مقطع عرضی) نمی تواند ارزش افزوده ای برای ساختمان های بلند به ارمغان بیاورد. براساس استدلال بالا در سازه های کوتاه به دلیل رفتار برشی طبقات با کمک ایجاد درز، سبب تحمیل رفتار خمشی در ستونک های ایجاد شده در دیوار شده و لذا سبب افزایش شکل پذیری می شود.

شکل پذیری مناسب در کنار سختی کافی در قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی درزدار ضریب رفتار سازه را افزایش داد، زیرا مفاصل پلاستیک و رفتار خمشی قطعات دیوار درزدار

- [16] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., "Incremental Dynamic Analysis". *Earthquake Engineering and Structure Dynamic*, 2002, 31(3),491-514.
- [17] Abdollahzade, G.; Javidi, A.; "Evaluation of Damage Distribution on Dual SMRFS with Concrete Shear Wall", *Modares Civil Engineering Journal*, Vol.12, No.3, 2012, 113-124. (In Persian)
- [18] Beheshti Aval. S. B., "Seismic Rehabilitation of Existing Building", *K. N. Toosi University of Technology*, Tehran, Iran. 2012 (In Persian).
- [19] New Mark, N.M.; Hall, W.J.; "Earthquake Spectra and Design", *Engineering Monograph Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley, California. 1982.
- [20] Nassar, A.; Krawinkler, H.; "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", Report No. 95. Stanford, California: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, *Stanford University*, 1991.
- [21] Miranda, E.; and Bertero, V.V.; "Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistance design" *Journal of Engineering Structures*, 1994, 2(10), 357-379.
- [12] Building and Housing Research Center. "Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings: standard No. 2800. 4th ed.; 2012 (In Persian).
- [13] Liao, W.C.; "Performance based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frame", Ph.D. Thesis, *University of Michigan*, 2010.
- [14] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Code No.360. Tehran (Iran): *Management and Planning Organization*. 2012 (In Persian).
- [15] Powell, G., "Components & Elements for Perform 3D", *Computer and Structure Inc.*, Berkeley, California. 2011.

Multi-Level Behavior Factors for Steel Moment Frame Accompanied with RC Slit Shear Wall System

S. B. Beheshti Aval^{1*}, M. Rahmani Qeranqayah ²

1- Associate Prof., Structural Eng. Dept., Faculty of Civil Eng., K. N. Toosi University of Technology

2- M.Sc. of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Eng., K. N. Toosi University of Technology

* beheshti@kntu.ac.ir

Abstract:

Earthquake loads induce significant damages and cause widespread failures into buildings. Having appropriate system against seismic loads is a minimum necessary requirement for a structure. Moment Resisting Frame Systems (MRFS) are one of the common seismic resisting systems against lateral seismic loads. Ductility is the most important properties of these kinds of systems; but increase in ductility leads to decrease stiffness and increase lateral deflections and hence induces damages to nonstructural components. Although stiffness can be magnified through increasing section sizes of members, but it would not be economical. To compensate this deficiency, the combination of these systems with reinforced concrete (RC) shear walls may be useful. Although in general, this combination (RC shear walls and MRFS) decreases the section size and increase stiffness; but in low rise structures using this combined system cause decrease in ductility and dissipation of energy under moderate/strong earthquake. This deficiency can be improved by using vertical slits in RC shear walls of low to moderate height. These slits invert shear behavior of RC shear wall into flexural behavior of several columns and are able to increase ductility. So, for the first time in this paper, a study was conducted on introducing behavior factor (R) for Steel Moment Frame (SMF) with reinforced concrete slit shear wall system at two levels of demand and supply.

In view of existing concerns about precise of behavior factors in seismic design codes, due to developing these factors based on engineering judgment from observing seismic performance of structures subjected to past earthquakes besides the lack of this information in current seismic design codes causes the seismic design of RC slit shear wall system needs more research works. The behavior factors are used to reduce the linear elastic design spectrum to account for the energy dissipation capacity, over-strength and redundancy of the structure. The most distinctive feature of this study respecting to similar studies is multi-level definition of behavior factors and their extraction with respect to seismic intensity, and accepted damage level as expected performance levels in designing RC slit shear wall structural system. Hence, the demand/supply behavior factors are determined with a more accurate attitude involving the effective parameters such as ductility, over-strength, redundancy, seismic hazard level, performance levels, etc.

In this study, to determine the appropriate behavior factor, static pushover analysis along with Incremental Dynamic Analysis (IDA), are used. The behavior factors in two levels of demand and supply are obtained with two procedures: At the first, the pushover analysis was applied on case study structures and then (R, μ, T) relationship for SDOF system of Newmark and Hall, Nassar and Krawinkler, and Miranda to evaluate behavior factor for MDOF structures were used. At the second stage both pushover and incremental dynamic analysis were used to achieve directly the behavior factor for MDOF structures.

In this paper, two 5 and 10-story steel moment resisting frame with RC slit and ordinary shear wall systems were designed by ETABS software. These structures were designed in which their behavior factors were the same values. Then the pushover and IDA were conducted on sample structures using nonlinear analysis software PERFORM. Results show that, although initial elastic stiffness has not been considerably changed in slit RC shear wall systems, but they show higher behavior factor relative to regular RC shear wall systems. Converting the shear behavior of RC ordinary shear wall to ductile flexural behavior of a series of wall pieces as columns by providing slits in shear wall may be considered as the reason for achieving more ductility and dissipating high seismic energy in this innovative systems.

Keywords: steel moment frame, reinforced concrete slit shear wall, behavior factor, pushover analysis, incremental dynamic analysis

ارزیابی شاخص خسارت پارک- انگ در سطوح عملکرد لرزه‌ای قابهای خمشی بتن مسلح

مهرداد پاژکی^۱، عباسعلی تسنیمی^{۲*}

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

tasnimi@modares.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۹/۱۰]

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۲/۲۰]

چکیده- در این مقاله شاخص خسارت پارک-انگ، در سطوح عملکرد لرزه‌ای اعضای بتن مسلح بررسی شده است. یکی از مناسب‌ترین روش‌های ارزیابی عملکرد لرزه‌ای، بررسی خسارت‌های ایجاد شده در اجزای سازه است. شاخص‌های خسارت معیارهایی هستند که سعی می‌کنند با در نظر گرفتن چند متغیر خسارت، آسیب‌های ایجاد شده در اعضا و کل سازه را کمی کنند. یکی از مهمترین شاخص‌های خسارت موجود، شاخص خسارت پارک-انگ است که خسارت اعضا را به صورت ترکیب خطی خسارت‌های ناشی از پیشینه تغییر شکل‌ها و رفتار چرخه‌ای بیان می‌کند. برای ارزیابی این شاخص خسارت در سطوح عملکرد، تعداد سه قاب خمشی بتن مسلح با طبقات مختلف در نظر گرفته شده و بر اساس آیین‌نامه‌های عملکردی و با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی در سطوح عملکرد طراحی شده‌اند. قاب‌ها تحت هفت شتاب نگاشت، تحلیل دینامیکی غیرخطی شده و در نهایت بر اساس نتایج حاصل، تحلیل خسارت روی آنها صورت گرفته است. بر اساس نتایج حاصل چگونگی ارتباط میان شاخص خسارت پارک-انگ و معیار طراحی در آیین‌نامه‌های عملکردی ارزیابی شده است. در این مقاله حدود شاخص خسارت پارک-انگ در سطوح عملکرد تیرها و ستون‌های بتن مسلح تعیین شده و مشاهده شده است که این شاخص خسارت، در سطح عملکرد آستانه فروریزش نیاز به بررسی بیشتر دارد. این شاخص خسارت حساسیت کمی نسبت به خسارت ستون‌ها دارد و به مقادیر بسیار کمی نسبت به مقادیر قابل انتظار منجر می‌شود.

واژگان کلیدی: شاخص خسارت، سطوح عملکرد، قاب‌های خمشی بتن مسلح.

۱- مقدمه

سازه استفاده می‌شود. اگرچه پژوهش‌های زیادی برای تعیین ارتباط این ضریب با پارامترهای مختلف صورت گرفته ولی هنوز کاستی‌های زیادی وجود دارد [5].

در دو دهه‌ی گذشته، آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از طراحی بر اساس مقاومت به سمت طراحی بر اساس شکل‌پذیری پیش رفته‌اند [6]. بر اساس مطالعات صورت گرفته مشخص شده است که سیستم‌های طراحی شده بر اساس عملکرد دارای رفتار مناسب‌تری هستند [3-5]. با تمرکز پژوهش‌ها روی طراحی بر اساس عملکرد، یک روش ابتدایی عملکردی، در طراحی لرزه‌ای پل‌ها [7] و ساختمان‌های بتن مسلح [8]

هدف اصلی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، تامین ایمنی جانی در هنگام وقوع زلزله و تعمیرپذیر بودن سازه‌ی خسارت دیده، پس از وقوع زلزله است. تجربه زلزله‌های اخیر نشان داده است که ساختمان‌های طراحی شده با آیین‌نامه‌های مبتنی بر نیرو، دقت لازم برای محدود نمودن خسارت وارد شده به اجزای سازه را ندارند [1-2]. در زلزله‌های شدید دیده شده است که ساختمان‌های طراحی شده با این آیین‌نامه‌ها، دچار خسارت‌های شدید شده‌اند [3-4]. در آیین‌نامه‌های مبتنی بر نیرو، از ضریب R برای تعیین سطح مقاومت

سازه‌ها را می‌توان با تعیین حدود خسارت وارد شده به کمک شاخص خسارت کمی نمود.

شاخص‌های خسارت به طور کلی به سه دسته تقسیم می‌شود:

۱. شاخص‌های محلی: شدت خسارت در یک عضو سازه‌ای را نشان می‌دهد.

۲. شاخص‌های میانی: خسارت در یک طبقه و به طور کلی در یک زیر سازه را نشان می‌دهد.

۳. شاخص‌های کلی: شدت خسارت در کل سازه را بیان می‌کنند. در شاخص خسارت محلی از متغیرهای مربوط به عضو استفاده شده و محاسبه آنها مشکل‌تر است. این نوع شاخص‌ها اطلاعات بیشتری از خسارت‌ها بیان می‌کنند و نسبت به شاخص‌هایی که مستقیماً برای کل سازه تعریف می‌شوند، دارای اطلاعات بیشتری هستند.

۲-۱- شاخص خسارت پارک- انگ

شاخص خسارت پارک- انگ از جمله شاخص‌های محلی است که پتانسیل خسارت اعضای بتن مسلح را به صورت ترکیب خطی از خسارت‌های ناشی از بیشینه تغییرشکل‌ها و انرژی چرخه‌ای جذب شده ارائه می‌دهد [13]. برای توسعه این شاخص از آزمایش‌های زیادی با بارگذاری یکپارچه و چرخه‌ای استفاده شده است [15]. این شاخص به صورت زیر بیان می‌شود:

$$D_{PA} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_{PA} \frac{\int dE}{Q_y \delta_u} \quad (1)$$

در این شاخص خسارت، متغیرهای δ_m و dE وابسته به تاریخچه بارگذاری بوده و پارامترهای β_{PA} ، δ_u و Q_y مستقل از تاریخچه بارگذاری است که بر اساس ظرفیت عضو تعیین می‌شوند [15]. عبارت اول در رابطه بالا یک اندازه‌گیری شبه استاتیکی ساده از تغییر مکان‌ها است که آثار تجمعی آنرا در نظر نمی‌گیرد. در این شاخص خسارت آثار تجمعی تنها در عبارت دوم که مربوط به خسارت ناشی از استهلاک انرژی است، لحاظ می‌شود.

در شاخص خسارت پارک- انگ آثار کاهش مقاومت در رفتار چرخه‌ای روی خسارت عضو، با پارامتر β_{PA} بیان می‌شود [15]. بر اساس نتایج آزمایشگاهی و با روش سعی و خطا رابطه ۲ برای ضریب β_{PA} ارائه شده است:

مطرح شده است. گام بسیار مهم در این روش‌های طراحی، تعیین محدوده خسارت برای رسیدن به سطح عملکرد اعضای بتن مسلح است.

این یک باور عمومی است که روش‌های جدید طراحی برای رسیدن به عملکرد مورد نظر، نیاز شدیدی به ارزیابی ایمنی لرزه‌ای دارند [9]. در آیین‌نامه‌های عملکردی، سطوح عملکرد بر اساس میزان خسارت‌های ایجاد شده در اجزای سازه و به صورت کیفی تعریف می‌شوند، این در حالی است که یک روش مدون برای تعیین محدوده خسارت با توجه به سطح عملکرد وجود ندارد [6]. مقادیر پیشنهاد شده در ادبیات فنی بر اساس قضاوت‌های مهندسی است و نمی‌تواند برای اعضای بتن مسلح با مشخصات مختلف تعمیم داده شود [10].

مطالعات زیادی روی خسارت‌های لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح انجام شده و روش‌های مختلفی برای آن توسعه داده شده است [11-12]. در این روش‌ها برای ارزیابی و کمی کردن خسارت‌ها از معیار شاخص خسارت استفاده می‌شود. شاخص‌های خسارت پلی هستند که میان خسارت اعضا و عملکرد آنها ارتباط برقرار می‌کنند [13]. بیشتر شاخص‌های خسارت به گونه‌ای تعریف شده‌اند که در نقطه‌ی گسیختگی، مقداری برابر واحد داشته باشند اما در تعریف تعداد کمی از شاخص‌ها به تعیین حدود اولیه خسارت برای مقاصد طراحی توجه شده است.

هدف این مقاله بررسی تغییرات شاخص خسارت پارک- انگ در سطوح عملکرد اعضای ساختمان‌های بتن مسلح است. برای این منظور تعداد سه قاب خمشی بتن مسلح در نظر گرفته شده و با تحلیل دینامیکی غیرخطی در سطوح عملکرد طراحی شده‌اند و در نهایت بر اساس نتایج به دست آمده، تحلیل خسارت انجام شده است. در این قاب‌ها علاوه بر بررسی مقادیر شاخص‌های خسارت اعضا در سطوح عملکرد، نحوه توزیع خسارت در بین اعضا ارزیابی شده است.

۲- شاخص خسارت

شاخص‌های خسارت توابعی است که با استفاده از چند متغیر، سعی دارند میزان خسارت وارد شده به یک عضو و یا کل سازه را نشان دهند. شاخص خسارت یک کمیت نرمال شده‌ای است که برای حالت الاستیک (بدون خسارت) مقدار آن برابر صفر و برای حالتی که گسیختگی روی داده، برابر با مقدار یک است [12]. عملکرد لرزه‌ای

خود را با دو تغییر عمده ارائه داده‌اند. آنها رابطه‌ی پارک-انگ را بر اساس منحنی لنگر-انحنایزنویسی کرده و مقدار ضریب β را به صورت ثابت و برابر با ضریب کاهش مقاومت در مدل چرخه‌ای (هیسترزیس^۴) در نظر گرفته‌اند [18]. رابطه اصلاحی کوناث عبارت است از:

$$D_{Ku} = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \beta_{Ku} \frac{\int dE}{M_y \theta_u} \quad (3)$$

در مدل پارک-انگ، ارتباط بین کاهش مقاومت و خسارت اعضا به وسیله‌ی پارامتر β_{PA} برقرار می‌شود. در مدل اصلاحی کوناث برای مدل‌سازی آثار کاهش مقاومت در شاخص خسارت و مدل چرخه‌ای، از یک ضریب استفاده شده است. در رابطه کوناث مقدار ضریب β به صورت ثابت و مستقل از ویژگی‌های مقطع و برابر با ضریب کاهش مقاومت در مدل چرخه‌ای در نظر گرفته می‌شود [18]. در این مقاله بر اساس مقادیر پیشنهاد شده برای مدل چرخه‌ای [19]، ضرایب β_{Ku} برای سطوح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب برابر مقادیر ۰/۰۸، ۰/۱۵ و ۰/۶ در نظر گرفته شده است. مشاهده می‌شود که برای زوال مقاومت بیشتر، مقدار این ضریب نیز افزایش می‌یابد و نشان می‌دهد که با ضعیف‌تر شدن عضو، میزان و سرعت کاهش مقاومت باید بیشتر در نظر گرفته شود؛ به عبارت دیگر برای این اعضا، سهم خسارت ناشی از رفتار چرخه‌ای بیشتر در نظر گرفته می‌شود.

۳- مدل‌سازی قاب‌ها

برای ارزیابی شاخص خسارت پارک-انگ در قابهای خمشی بتن مسلح، تعداد سه قاب مطابق با شکل (۱) در نظر گرفته شده است. در این قاب‌ها تعداد طبقات به ترتیب ۴، ۶ و ۹ طبقه و تعداد دهانه‌ها ۲ و ۳ دهانه انتخاب شده است. ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳ متر در نظر گرفته شده و طول دهانه‌ها در قاب ۴ و ۹ طبقه برابر ۴ متر و در قاب ۶ طبقه برابر ۵ متر است. در این قاب‌ها طول ستون‌ها و طول دهانه تیرها یکسان فرض شده تا هماهنگی بیشتری میان خسارت اعضا وجود داشته باشد. برای معرفی قاب‌ها از چهار حرف و دو عدد استفاده شده است، به این صورت که عدد بعد از حرف S بیانگر تعداد طبقات، عدد بعد از حرف B معرف تعداد دهانه‌های قاب و حروف IO، LS و CP به

$$\beta_{PA} = (-0/447 + 0/073 \frac{L}{d} + 0/24 n_0 + 0/314 \rho_t) * 0/7^{\rho_w} \quad (2)$$

انگ^۱ در سال ۱۹۸۹ [16]، مقدار $D_{PA} = 0/4$ را مرز بین خسارت قابل مرمت و غیر قابل مرمت پیشنهاد نموده و طبقه‌بندی جزئی زیر برای شاخص خسارت پارک-انگ ارائه شده است:

$D_{PA} < 0/1$: بدون خسارت و یا ترک‌های کم و موضعی

$0/1 \leq D_{PA} < 0/25$: خسارت کم- ترک خوردگی‌های سطحی و

سراسری

$0/25 \leq D_{PA} < 0/4$: خسارت متوسط- ترک خوردگی‌های شدید و

تخریب موضعی بتن

$0/4 \leq D_{PA} < 1/0$: خسارت شدید- خرد شدن بتن و بیرون زدن

آرماتورها

در شاخص خسارت پارک-انگ ضریب β_{PA} تعیین‌کننده میزان خسارت‌های ناشی از رفتار چرخه‌ای و آثار کاهش مقاومت است. در مطالعات صورت گرفته به وسیله‌ی عباس‌نیا و برقی [17] مشاهده شده است که رابطه ارائه شده به وسیله‌ی پارک‌و انگ در نقطه متناظر با گسیختگی عضو پراکندگی زیادی داشته و مقدار شاخص برای تعداد زیادی از نمونه‌ها، مقدار غیرمنطقی (بیشتر از یک) به دست آمده است. البته پارک و انگ در مطالعات خود اذعان دارند که رابطه پیشنهاد شده برای β_{PA} دارای پراکندگی زیادی است و این امر سبب پراکندگی زیاد در مقدار شاخص خسارت شده است [13-15].

۲-۲- شاخص اصلاح شده پارک-انگ

شاخص خسارت پارک-انگ در سال‌های گذشته به وسیله‌ی پژوهشگران بررسی بیشتری شده است [11-13-17]. برای استفاده مستقیم از شاخص خسارت پارک-انگ، لازم است تغییرشکل‌های کلی عضو تعیین شود. به علت تمرکز رفتار غیرارتجایی در مفاصل خمیری نزدیک به انتهای اعضا، ایجاد ارتباط میان دوران در ناحیه متمرکز، تغییرشکل‌های کلی و خسارت اعضا بسیار مشکل است. برای این منظور کوناث^۳ و همکاران [18] در سال ۱۹۹۲ رابطه‌ی اصلاحی

1. Ang A.H-S

2. Park YJ

3. Kunnath S.K.

4. Hysteretic Model

طرح که بیانگر سطح خطر با احتمال رویداد ۱۰٪ در ۵۰ سال و با دوره بازگشت ۴۷۵ سال است، استفاده می‌شود. برای تعیین سطح خطر شتاب نگاشت‌ها، مقایسه ای میان میانگین طیف‌ها و طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ [23] برای زمین نوع II انجام شده است. در شکل (۳) مشاهده می‌شود که در زمان تناوب‌های میان ۰/۴ تا ۱/۵ ثانیه هماهنگی نسبتاً مناسبی میان طیف‌های استفاده شده و طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ وجود دارد.

جدول (۱) مشخصات شتابنگاشت‌ها

Date and Place	Recording Station	PGA	Earthquake Name
Abbar 31/03/1369	Abbar	0.647	Abbar
Chi-Chi 20/09/1999	TCU-047	0.292	Chi-Chi
Manjil 31/03/1369	Manjil	0.55	Manjil
Naghan 16/03/1356	Naghan	0.72	Naghan
Northridge EQ 17/01/1994	USC Station 90056	0.33	Northridge
Superstition Hills 24/11/1987	USGS Station 5051	0.38	Superstition Hills
Iran 25/06/1357	Dayhook	0.406	Tabas

Table (1) Characteristics of ground accelerations

شکل (۲) طیف شتاب نگاشت‌های استفاده شده

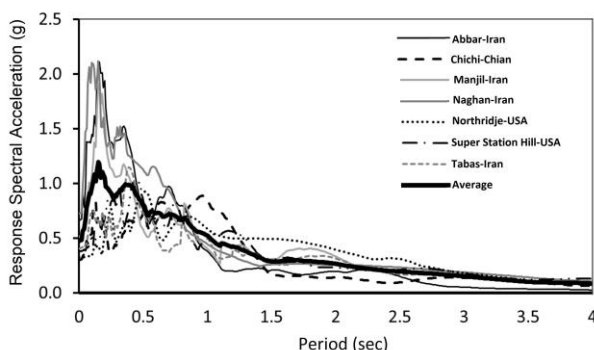


Fig. 2 Response spectrum accelerograms

شکل (۳) میانگین طیف پاسخ شتاب نگاشت‌ها

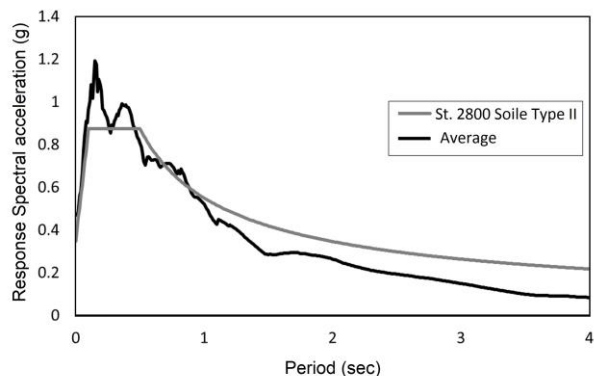


Fig. 3 Average response spectrum of accelerograms

ترتیب معرف سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش قاب است.

برای تعیین بارهای ثقلی وارد شده به قاب‌ها، از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [20] استفاده شده است. با محاسبات انجام شده، بار مرده هر طبقه ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع تعیین شده است. به این ترتیب بار موثر تیرها در قاب‌ها برابر کل بار مرده و ۲۰٪ بار زنده در نظر گرفته شده است. در محاسبه بارهای ثقلی قاب‌ها، عرض بارگیر تیرها برابر با ۶ متر فرض شده است.

شکل (۱) هندسه و نام‌گذاری قابها

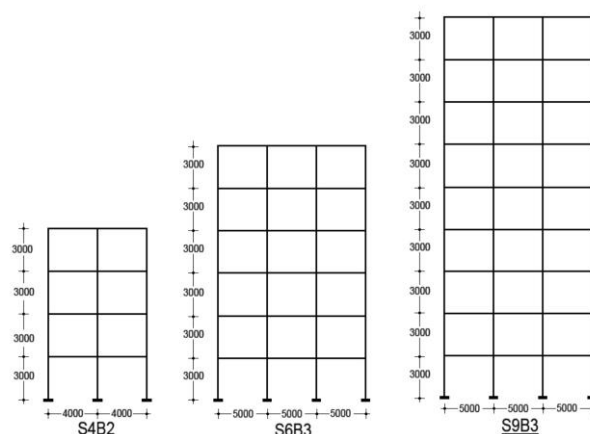


Fig. 1 Geometry and names of studied frames.

در این مقاله برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی از شتابنگاشت‌های زلزله‌های مختلف، بر اساس زمین نوع II استفاده شده است. برای انتخاب شتابنگاشت‌های ایران بر اساس زمین نوع II، از مطالعات تقدیر [21] استفاده شده است. شتاب نگاشت‌های کشورهای دیگر از سایت پی‌یر [22]، بر اساس خاک نوع C که معادل با زمین نوع II در استاندارد ۲۸۰۰ [23] است و همچنین اساس طبقه بندی ارائه شده در FEMA-440 [24] انتخاب شده است. مشخصات شتابنگاشت‌های انتخابی در جدول (۱) نشان داده شده است.

دقت شود که برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی اثر مولفه قائم زلزله در نظر گرفته نشده و زلزله‌ها فقط در جهت افقی و در راستای قاب اعمال شده است. در شکل (۲) طیف شتاب نگاشت‌های انتخابی با میرایی ۵٪ نشان داده شده است. در استاندارد ۲۸۰۰ از زلزله

بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب مقادیر ۰/۰۱، ۰/۰۲ و ۰/۰۲۵ و برای ستون‌ها به ترتیب برابر مقادیر ۰/۰۰۵، ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ معرفی شده است. در پایان تغییر مکان قاب‌ها کنترل شده، تا از حدود مجاز تعیین شده به وسیله‌ی این آیین‌نامه فراتر نرفته باشد. از بررسی وضعیت تنش‌المان‌ها در پایان تحلیل مشاهده می‌شود که در قاب‌های IO تشکیل مفاصل تنها در تیرها ایجاد شده و ستون‌ها در برخی زلزله‌ها دچار ترک خوردگی شده‌اند. در قاب‌های LS علاوه بر تشکیل مفصل در تیرها، در برخی از زلزله‌ها ستون‌ها نیز وارد محدوده غیرخطی شده‌اند. در قاب‌های CP به طور معمول در کل تیرها مفصل تشکیل شده و در ستون‌های طبقه اول و گاهی دیگر طبقات مفصل تشکیل شده است. دقت شود که در هیچ یک از سطوح عملکرد گسیختگی برای اعضا روی نداده است. در شکل (۴) چگونگی توزیع مفاصل خمیری بعد از تجربه زلزله در قاب‌های مورد نظر نشان داده شده است.

شکل (۴) توزیع مفاصل خمیری در قاب‌ها

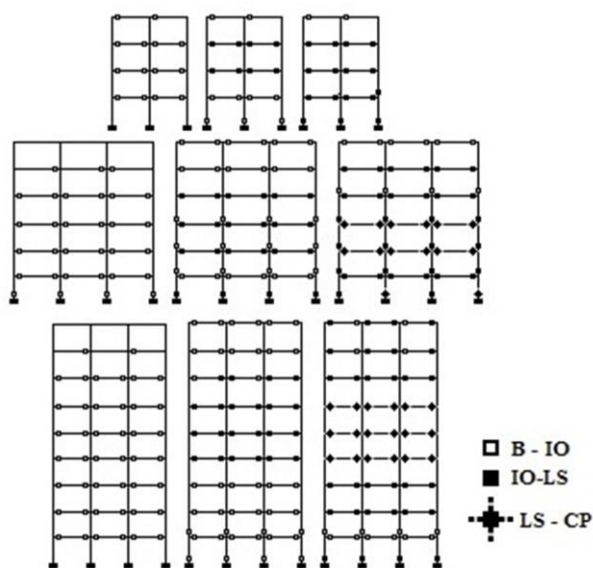


Fig. 4 Distribution of plastic hinges in frames.

در شکل (۴) مشاهده می‌شود که تیرهای طبقات میانی تعیین‌کننده سطح عملکرد قاب‌ها هستند. به طور کلی در قاب‌های با طراحی مناسب، رفتار غیرخطی ابتدا از تیرهای طبقات میانی شروع شده و سپس در اعضای دیگر توزیع می‌شود و در نهایت ستون‌ها وارد رفتار غیرخطی می‌شوند. در کلیه روش‌های طراحی سعی می‌شود که تا حد امکان ستون‌ها وارد رفتار غیرخطی نشوند.

برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی اعضای بتن مسلح از مدل سه پارامتری پارک استفاده شده است [18-19]. در این مدل چرخه‌ای، از سه پارامتر برای تعیین میزان زوال سختی، زوال مقاومت و میزان بروز پدیده لاغرشدگی در اعضای بتن مسلح استفاده می‌شود. در این مقاله برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی تیرها و ستون‌ها از مقادیر پیشنهاد شده در راهنمای نرم افزار IDARC-2D [۱۹] استفاده شده و مطابق جدول (۲) است.

جدول (۲) پارامترهای مدل چرخه‌ای

Slenderness Effect	Strength Decay (Energy)		Stiffness Degredation	Performance Level
	β_{k_u}	Ductility		
0.4	0.08	0.15	15	IO
0.25	0.15	0.3	10	LS
0.05	0.6	0.6	4	CP

Table (2) Characteristics of the hysteretic model.

در کلیه تحلیل‌ها اثر P-Delta در نظر گرفته شده و اتصالات اعضا به صورت گیردار مدل شده است. در نرم افزار IDARC-2D اعضا به صورت دو گرهی مدل‌سازی می‌شود و امکان تشکیل مفصل خمیری در انتهای کلیه اعضا وجود دارد.

۴- طراحی قاب‌ها در سطوح عملکرد

در این مقاله سه قاب با ویژگی‌هایی که بیان شد، برای بررسی خسارت اجزای سازه‌ای در سطوح عملکرد در نظر گرفته شده است. هر یک از این قاب‌ها ابتدا در نرم افزار SAP2000 برای سه سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش با تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) و بر اساس آیین‌نامه ASCE-41 [14] طراحی اولیه صورت گرفته است. سپس با استفاده از نرم افزار IDARC-2D با تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت هفت شتاب نگاشت، مقاطع اعضا به گونه‌ای تعیین شده است که دوران ایجاد شده در مفاصل خمیری در محدوده مجاز قرار گیرد. با چند سعی و خطا، ابعاد و مقدار آرماتورهای اعضا به گونه‌ای تعیین شده است که میزان دوران‌های مفاصل خمیری در حدود مجاز آیین‌نامه ASCE-41 [14] قرار داشته باشند. در آیین‌نامه ASCE-41 [14] حدود مجاز دوران در مفاصل خمیری تیرهای بتن مسلح در سطوح عملکرد قابلیت استفاده

در سطوح عملکرد IO و LS اعضا دارای ظرفیت تغییرشکل زیادی هستند، به این ترتیب سهم زیادی از خسارت‌های عضو در این سطوح عملکرد ناشی از بیشینه تغییرشکل‌ها است، یعنی قسمت اول شاخص خسارت دارای سهم زیادی از خسارت کلی است و مشاهده می‌شود که در این سطوح عملکرد، میان مقادیر شاخص خسارت تیرها و میزان دوران در مفاصل خمیری رابطه با پراکندگی کمی وجود دارد. اما تیرهای با سطح عملکرد CP یا به عبارت دیگر اعضای ضعیف‌تر، ظرفیت تغییرمکانی و شکل‌پذیری کمتری دارند و سهم بیشتری از خسارت عضو ناشی از رفتار چرخه‌ای آن خواهد بود. برای اعضا در این سطح عملکرد، چگونگی تعیین سهم خسارت ناشی از رفتار چرخه‌ای اهمیت زیادی پیدا می‌کند.

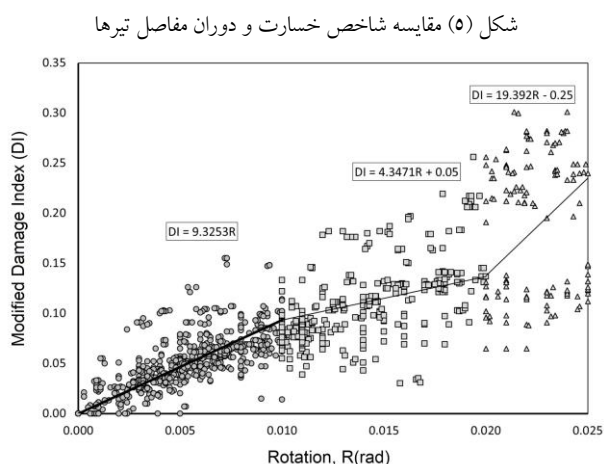


Fig. 5 Correlation between damage indices and plastic hinges of beams

در شاخص اصلاحی پارک-انگ، ضریب β برای هر سطح خرابی به صورت ثابت و مستقل از ویژگی‌های مقطع، نوع عضو و بارگذاری انتخاب می‌شود، این در حالی است که رفتار تیرها و ستون‌ها در طبقات مختلف متفاوت خواهد بود. با رجوع به شکل (۵) مشاهده می‌شود که با افزایش دوران مفاصل خمیری تیرها و افزایش خسارت‌های ناشی از رفتار چرخه‌ای، پراکندگی داده‌ها به مراتب بیشتر شده است. در جدول (۴) مقادیر متوسط شاخص اصلاح شده پارک-انگ برای تیرها در سطوح عملکرد نشان داده شده است.

جدول (۴) متوسط شاخص خسارت تیرها در سطوح عملکرد

Beams Performance Levels			Average of Damage Index
CP	LS	IO	
0.187	0.1	0.052	

Table (4) Average of damage indices of beams in performance levels

در محاسبه شاخص خسارت اعضا، امکان بروز دو مود شکست خمشی و برشی در نظر گرفته شده است ولی در تمامی اعضا تنها شکست خمشی روی داده است.

تغییرمکان‌های بیشینه بام در سه قاب با افزایش سطح عملکرد افزایش یافته است. این امر نشان می‌دهد که با افزایش سطح عملکرد و به عبارتی ضعیف‌تر شدن قاب، سختی کاهش یافته و به طور متناسب تغییرمکان بیشینه قاب افزایش می‌یابد. در جدول (۳) مشخصات دینامیکی قاب‌های مختلف در سطوح عملکرد نشان داده شده است.

جدول (۳) مشخصات دینامیکی قاب‌ها

First Mode Period (sec)	Main Frequency (Hz)	Performance level	Frame
0.42	2.39	IO	S4B2
0.97	1.03	LS	
2.65	0.38	CP	
0.69	1.44	IO	S6B3
1.15	0.87	LS	
2.88	0.35	CP	
0.99	1.0	IO	S9B3
1.73	0.85	LS	
2.60	0.49	CP	

Table (3) Dynamic characteristics of the studied frames

۵- بررسی نتایج

در آیین‌نامه ASCE-41 [14] از معیار دوران در مفاصل خمیری برای تعیین سطح عملکرد اعضای بتن مسلح استفاده می‌شود. بنابراین برای بررسی ارتباط میان شاخص خسارت و سطوح عملکرد تیرها و ستون‌ها، لازم است شاخص خسارت اعضا در مقابل بیشینه دوران ایجاد شده در مفصل‌های خمیری در طی زلزله ترسیم شده و رابطه میان آنها بررسی شود. در ادامه شاخص خسارت اصلاح شده پارک-انگ برای تیرهای سه قاب S4B2، S6B3 و S9B3 در سه سطح عملکرد نمایش داده شده است.

با رجوع به شکل (۵) مشاهده می‌شود که با افزایش میزان دوران در مفاصل خمیری مقدار شاخص خسارت تیرها نیز افزایش یافته است. میان شاخص خسارت تیرها و دوران در مفاصل خمیری، در سه سطح عملکرد به صورت جداگانه رابطه خطی برقرار شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش دوران مفاصل خمیری اعضا، پراکندگی مقادیر شاخص خسارت نیز افزایش یافته است.

در آیین‌نامه‌ی ASCE-41 [۱۴] بر اساس نسبت نیروی محوری، شرایط محصورشدگی و نسبت نیروی برشی مقطع، حدود مجاز دوران در سطوح عملکرد تعیین می‌شود. در شکل (۷) شاخص خسارت ستون‌ها در مقابل دوران در مفصل خمیری نشان داده شده است. در شکل (۷) شاخص خسارت ستون‌های سه قاب مورد نظر در سه سطح عملکرد نشان داده شده و رابطه میان شاخص خسارت و دوران مفصل خمیری تعیین شده است. مشاهده می‌شود که در ستون‌ها مانند تیرها رابطه‌ی مناسبی میان شاخص خسارت و دوران در مفصل وجود ندارد و پراکندگی‌های داده‌ها به مراتب بیشتر است.

شاخص خسارت تعداد زیادی از ستون نزدیک به صفر بوده و اگر دقت شود بسیاری از ستون‌ها در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، دارای شاخص خسارت صفر هستند. این امر نشان می‌دهد که شاخص خسارت پارک-انگ نسبت به خسارت ستون‌ها حساسیت کمی داشته و این شاخص نمی‌تواند به شکل مناسبی سطح عملکرد ستون‌ها را نشان دهد.

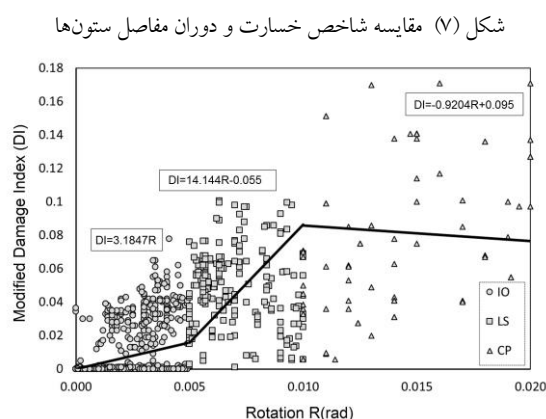


Fig. 7 Correlation between damage indices and plastic hinges of columns.

شکل (۸) رابطه میان شاخص خسارت ستون‌ها و دوران در مفصل خمیری

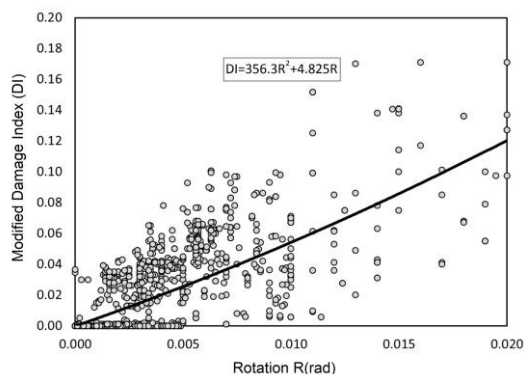


Fig. 8 Correlation between damage indices and plastic hinges of columns.

با رجوع به شکل (۵) مشاهده می‌شود که بیشینه شاخص خسارت تیرها مقدار ۰/۳ به دست آمده است. از شاخص خسارت پارک-انگ هم در تحلیل‌های دینامیکی و هم در تحلیلی‌های استاتیکی غیرخطی استفاده می‌شود. باید دقت شود که مقادیر ارائه شده در جدول (۴) مربوط به مقاصد طراحی تیرهای بتن مسلح در سطوح عملکرد و بر اساس تحلیل دینامیکی غیرخطی است.

در شکل (۶) رابطه میان شاخص خسارت اصلاح شده پارک-انگ و دوران در مفصل خمیری با درونیابی درجه دو نشان داده شده است.

مشاهده می‌شود که ثابت فرض شدن مقدار ضریب β باعث ایجاد رابطه نزدیک به خط بین شاخص خسارت تیرها و دوران در مفصل خمیری شده است. این شاخص خسارت در سطح عملکرد آستانه فروریزش در مقایسه با دیگر سطوح دارای پراکندگی بیشتر است. در نظر گرفتن یک مقدار ثابت و مستقل از ویژگی‌های مقطع برای تمامی اعضا و در همه طبقات دور از واقعیت است. آشکار است که چگونگی رفتار تیر و ستون متفاوت است و همچنین در طبقات مختلف رفتار متفاوتی برای آنها خواهیم داشت، بنابراین باید ضریب β متناسب با نوع عضو و ویژگی‌های آن تعیین شود.

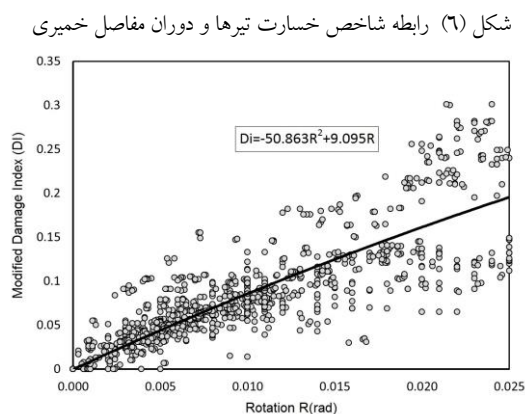


Fig. 6 Correlation between damage indices and plastic hinges of beams

در قاب‌های خمشی بتن مسلح، خسارت ستون‌ها از اهمیت زیادی برخوردار است. ایجاد خسارت در این اعضا محدودیت بیشتری دارد و تا حد امکان سعی می‌شود که وارد محدوده غیرخطی نشوند. ستون‌ها جزء اجزا کنترل‌شونده با نیرو هستند، به عبارت دیگر ظرفیت تغییرشکل زیادی برای آنها در نظر گرفته نمی‌شود و در مقابل در این اعضا مقاومت بیشتری فراهم می‌شود تا وارد محدوده غیرخطی نشوند.

است. با توجه به حاشیه اطمینانی که آیین‌نامه‌های طراحی در نظر می‌گیرند، مقدار شاخص خسارت کمتر از ۰/۳ برای طراحی تیرها و مقدار ۰/۲ برای ستون‌های بتن مسلح در سطوح عملکرد مناسب است. بر اساس نتایج حاصل، حدود طراحی شاخص خسارت اصلاح شده پارک- انگ، برای تیرها و ستون‌های بتن مسلح مطابق جدول (۶ و ۷) خواهد بود.

جدول (۶) حدود شاخص خسارت تیرها

Beams Performance Levels	Damage Index Limits
IO	$0 \leq D_{PA} \leq 0.052$
LS	$0.052 \leq D_{PA} \leq 0.1$
CP	$0.1 \leq D_{PA} \leq 0.187$

Table (6) Limits of damage index of beams

جدول (۷) حدود شاخص خسارت ستون‌ها

Columns Performance Levels	Damage Index Limits
IO	$0 \leq D_{PA} \leq 0.02$
LS	$0.02 \leq D_{PA} \leq 0.045$
CP	$0.045 \leq D_{PA} \leq 0.08$

Table (7) Limits of damage index of columns

۷- علائم به کار رفته

δ_m : بیشینه تغییر شکل در هنگام زلزله

δ_u : تغییر شکل نهایی تحت بارگذاری یکنواخت

Q_y : مقاومت تسلیم

dE : انرژی تجمعی هیستریزس جذب شده

β_{PA} : پارامتر مثبت

$\frac{L}{d}$: نسبت دهانه برشی

n_0 : تنش محوری نرمال شده

ρ_t : درصد نسبت میلگرد های طولی

ρ_w : نسبت میلگرد های محصورکننده

θ_m : دوران بیشینه در طول تارخچه بارگذاری

θ_u : ظرفیت نهایی دوران در مقطع

θ_r : دوران برگشت پذیر در باربرداری

M_y : لنگر حد تسلیم

β_{Ku} : پارامتر زوال مقاومت در مدل چرخه ای

در شکل (۸) رابطه میان شاخص خسارت ستون‌ها و دوران مفصل خمیری با درون‌یابی درجه دو نشان داده شده است.

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌ها، در قاب‌های IO در هیچ یک از ستون‌ها مفصل ایجاد نشده و تنها در برخی از زلزله‌ها، ستون‌های طبقه اول دچار ترک خوردگی شده است. در قاب‌های LS برخی از ستون‌ها و در قاب CP بیشتر ستون‌های طبقه اول وارد محدوده غیرخطی شده‌اند و مفصل خمیری شکل گرفته است. در جدول (۵) مقادیر شاخص خسارت ستون‌ها برای سه سطح عملکرد نشان داده شده است.

جدول (۵) متوسط شاخص خسارت ستون‌ها در سطوح عملکرد

Columns Performance Levels			Average of Damage Index
CP	LS	IO	
0.08	0.045	0.02	

Table (5) Average of damage indexes of columns in performance levels

۶- نتیجه گیری

در این مقاله شاخص خسارت پارک- انگ در سطوح عملکرد اعضای بتن مسلح و با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی ارزیابی شده است. هدف اصلی این مقاله، تعیین یک ارتباط مشخص میان شاخص خسارت و سطوح عملکرد لرزه‌ای اعضای بتن مسلح برای مقاصد طراحی است. برای این منظور تعداد سه قاب خمشی بتن مسلح در سه سطح عملکرد طراحی شده و تحت هفت شتاب نگاشت تحلیل دینامیکی غیرخطی روی آنها انجام شده است. در پایان با استفاده از نتایج حاصل، تحلیل خسارت روی قاب‌ها صورت گرفته است. با بررسی نتایج مشاهده شد که با افزایش مقدار دوران در مفصل خمیری، مقدار شاخص خسارت اعضا نیز افزایش می‌یابد. در اعضا با سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، پراکندگی شاخص‌ها کم بوده اما با افزایش مقدار دوران در اعضا یا به عبارت دیگر در سطح عملکرد CP، پراکندگی داده‌ها بیشتر می‌شود، این امر نشان از ضعف این شاخص در برآورد خسارت‌های زیاد اعضا است. این شاخص ارتباط ضعیفی با خسارت‌های ناشی از رفتار چرخه‌ای در نمونه ستون‌ها داشته و برای ستون‌ها به مقادیر بسیار کمی منجر می‌شود. رابطه‌ی میان شاخص خسارت تیرها و ستون‌ها در سه سطح عملکرد به دست آمده و در شکل‌های (۵ و ۷) به تفکیک در سطوح عملکرد نمایش داده شده

۸- مراجع

References

- Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Vol. 14, 2011, pp. 939-945.
- [13] Jiang, H. J.; Bo Fu, Xilin Lu.; Chen, L.; "Seismic damage assessment of RC members by a modified Park-Ang model"; Advances in Structural Engineering, Vol. 18, No. 3, 2015, pp. 353-364.
- [14] ASCE/SEI 41-06, "Seismic rehabilitation of existing buildings", American Society of Civil Engineering, Virginia, 2006.
- [15] Park, YJ; Ang, AH-S; "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete"; Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, 1985, pp. 722-739.
- [16] Ang, A. H.; "Seismic damage assessment and basis for damage limiting Design"; Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 3, No. 1, 1988, pp. 146-150.
- [17] Abbasnya, R.; Barghi, M.; 2004, "Criticism on the Park-Ang damage index for RC structures", 1st National Congress on Civil Engineering, 83-1140, 2004, pp. 1-8, (In Persian).
- [18] Kunnath, S.K.; Reinhorn, A.M.; R.F. Lobo, A; "IDARC version 3.0: a program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures"; National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-92-0022, State University of New York at Buffalo, 1992.
- [19] IDARC 2D Version 7.0, User's guide of a program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures, 2010.
- [20] Bureau of Codification and Dissemination of National Building Regulations, Ministry of Road and Urban Development, Part-6 (INBC-P6), "Design Load for Buildings", CH-6, 2013, (In Persian).
- [21] Taghdir, A., "Soil type Classification of ground motion recording station of earthquake based on spectrum shape", MSc Dissertation, Iran University of Science and Technology. (In Persian).
- [22] PEER structural performance database, Available from: <http://nisee.berkeley.edu/spd/>, 2014.
- [23] Road, Housing and Urban Development Research center (BHRC), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard 2800)", 2014, 4th Edition, PN S-253. (In Persian).
- [24] Federal Emergency Management Agency, FEMA-440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC 2005.
- [1] Cruz, Miguel .f; Lopez, Oscar A.; "Design of reinforced concrete frames with damage control"; Engineering Structures, Elsevier, No. 26, 2004, pp. 2037-2045.
- [2] Habibi, A.R.; Izadpanah, M.; "New method for the design of reinforced concrete moment resisting frames with damage control"; Sharif University of Technology, ScientiaIranica, Vol. 19, No. 2, 2012, pp. 234-241.
- [3] Alhaddad, M. S.; Wazira, K. M.; Al-Salloum, Y. A.; Abbas, Husain; "Ductility damage indices based on seismic performance of RC frames"; Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, Vol. 77, 2015, pp. 226-237.
- [4] FEMA-P695, "Quantification of building seismic performance factors", Washington, DC: Federal Emergency Management Agency; 2009.
- [5] Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ., "Displacement based seismic design of structures", Pavia: IUSS PRESS; 2007.
- [6] Sharifi, A.; Banan, M. R.; Banan, M. R.; "A strain-consistent approach for determination of bounds of ductility damage index for different performance levels for seismic design of RC frame members"; Engineering Structures, Elsevier, Vol. 37, 2012, pp. 143-151.
- [7] AASHTO, "AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design", Washington, DC, Association of State Highway and Transportation Officials; 2010.
- [8] Banan MR. Beyond R-factor; "Design theory for damage-based seismic design of RC buildings", Proceedings of a Turkey-Iran-US seismic workshop; 2010.
- [9] Heo, Y; Kunnath, S. K.; "Damage-Based Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Frames"; International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol.7, No.3, 2013, pp.175-182.
- [10] Gunturi, S.; Shah, H.; "Building specific damage estimation"; Proceedings of 10th world conference on earthquake engineering, Madrid, Rotterdam, Balkema, 1992, pp. 6001-6.
- [11] Arjomandi, k.; Estekanchi, H.; Vafai, A.; "Correlation between structural performance levels and damage indexes in steel frames subjected to earthquakes"; Sharif University of Technology, Scientia Iranica, Vol. 16, No. 2, 2009, pp. 147-155.
- [12] Jiang, H. J.; Chen, L. Z.; Chen, Q.; "Seismic damage assessment and performance levels of reinforced concrete members"; The Twelfth East Asia-

Assessment of the Park-Ang Damage Index for Seismic Performance Levels of RC Moment Frames

M. Pazuki¹, A.A. Tasnimi^{2*}

1- M.Sc. of Structural Eng., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

2- Prof., Structural Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

*tasnimi@modares.ac.ir

Abstract:

The main goal of seismic design is to provide required safety level during earthquake, and to make a structure remain repairable. According to the available reports of recent earthquakes, structures designed using force based design procedures are not precise enough in eliminating the damage of structures. Therefore, a new generation of design codes based on the performance level design procedure is introduced. In order to estimate the amount of damage in structural elements, related criteria are defined as damage indices. Damage indices are functions of damage variables and indicate the effect of the variables on the element's damage. Park-Ang damage index is among the most important damage indices, which shows the damage of reinforced concrete elements as a linear combination of maximum deformations and absorbed cyclic energy. The analytical value for this damage index is set to be zero if there is no damage, and 1.0 for the collapse of the element. The Park-Ang damage index in non-negative and shows the reduction of element's resistance in cyclic loading. It also specifies energy dissipation and the strength damage of the elements. This factor has been used for calibrating damage index. It has been found that the damage index is merged with one in the failure point. Applying this model in structural systems requires determination of an overall member's deformation. Since inelastic behavior is limited to plastic zones adjacent to the ends of a member, it is difficult to define the relationship between overall member deformation, local plastic rotations and the damage index. Therefore, a modified version of this model has been developed by Kunnath et al.

The most important difference between Kunnath model and Park-Ang model is representing the equation based on the moment-curvature diagram and replacing the non-dimensional factor with the strength deterioration factor in a hysteretic model. Supposing this factor as a constant will increase the diversion of the damage index in collapse prevention performance level. In this paper, the Park-Ang damage index and its improved relations has been evaluated for the various performance levels, including immediate occupancy, life safety and the collapse prevention levels. For this purpose, three reinforced concrete frames with different numbers of stories, was each designed for three performanc levels. Nonlinear dynamic analysis has been carried out with seven earthquake acceleration records. Finally, the damage analysis has been performed. The damage index has been derived for all of the nine frames and the values of damage indices have been evaluated. The beam damage indices are related directly to the rotation which happens in the plastic hinges. In components with immediate occupancy level, this linear characteistic is more clear; however, by increase in the rotation of the componenets or in the collapse prevention level, damage indices will diverge more. It has been shown that this damage index needs to be investigated at the collapse prevention level and the second part of the damage index (strength damage) shall be determined by the element's type and level of performance. The sensitivity of damage index to the column damages is little and the damage caused by the weak story is low and needs to be evaluated.

Keywords: Damage index, Performance levels, RC Moment Resisting Frames, Seismic Performance.

شناسائی سیستم سدهای قوسی با استفاده از زیرفضای تصادفی برپایه تحلیل همبستگی استاندارد

رضا تارینژاد^{۱*}، مهران پورقلی^۲، سامان یغمائی سابق^۳

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

۲- استادیار گروه عمران، واحد سراب، دانشگاه آزاد اسلامی، سراب

۳- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

*r_tarinejad@tabrizu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۱۰/۰۴]

چکیده - مشخصات دینامیکی استخراج شده از نتایج آزمایش‌های ارتعاش محیطی و اجباری بواسطه ناشناخته بودن ماهیت نیروهای ورودی، وجود نویزهای محیطی و خطاهای اندازه‌گیری همواره با عدم قطعیت‌هایی همراه است. از آنجا که روش‌های زیرفضای تصادفی از دقیق‌ترین و قوی‌ترین روش‌های آنالیز مودال است، در این نوشتار با استفاده از تئوری تحقق تصادفی و تحلیل همبستگی استاندارد، آنالیز مودالی ارائه شده که برخلاف روش‌های قبلی با استخراج بردارهای ارتونرمال فضای داده‌ها، فرآیند شناسائی را مستقیماً در فضای پیش‌بینی انجام می‌دهد. دقت بیشتر در حذف قطب‌های ناپایدار و سرعت بالای تحلیل می‌تواند از مزیت‌های این روش با توجه به ماهیت بهینه آن باشد. در اولین گام برای درستی آزمایشی الگوریتم پیشنهادی نتایج آزمایش ارتعاش اجباری سد شهید رجائی ساری که به روش تحریک سینوسی پایا انجام شده بود، دوباره تحلیل شده است. در نتیجه این تحلیل علاوه بر شناسائی مقادیر فرکانسی دقیق‌تر نسبت به نتایج قبل، سه مود اول سازه که با استفاده از روش چهار طیفی مشخص نشده بودند نیز شناسائی شدند. در ادامه برای بررسی قابلیت روش پیشنهادی در تحلیل نتایج ارتعاشات محیطی، مشخصات دینامیکی سد پاکوما با استفاده از داده‌های لرزه‌ای سال ۲۰۰۱ سن فرناندو استخراج شده است. فرکانس‌های مودی سازه با کمینه نویز (یک فرکانس مودی) و مقادیر میرائی بسیار دقیق‌تر در مقایسه با روش زیرفضا-داده شناسائی شدند. لازم به گفتن است که در هر دو مطالعه موردی، مدت زمان فرآیند شناسائی با توجه به همگرایی سریع‌تر پاسخ‌ها به نصف کاهش یافته است.

واژگان کلیدی: زیرفضا، همبستگی کانونی، ماتریس هانکل، مشخصات دینامیکی، تحلیل مودال، سد بتنی قوسی

۱- مقدمه

تحریک‌های ورودی یا ناشناخته بودن آن‌ها، روش‌هایی براساس داده-های خروجی تنها توسعه داده شده است که به آنالیز مودال محیطی^۱ معروف است [3]. امروزه زیرفضای تصادفی برپایه داده‌به عنوان قدرتمندترین روش آنالیز مودال عملیاتی شناخته می‌شود. تئوری این روش بین سال‌های ۱۹۷۴ تا ۱۹۷۶ بر اساس کواریانس ماتریس

احتمال وقوع آسیب در طول عمر بهره‌برداری سیستم‌های سازه‌ای بزرگ مانند پل‌ها و سدها، امری اجتناب‌ناپذیر است. اما در بیشتر موارد می‌توان با استفاده از آزمایش‌های دینامیکی همچون ارتعاشات محیطی، اجباری و آزاد به ویژگی‌های دینامیکی آن‌ها دست یافت و به دنبال آن، معایب و نواقص احتمالی موجود در سازه را قبل از وقوع هر گونه حادثه ناگواری، اصلاح و ترمیم نمود [1, 2]. برای تحلیل نتایج آزمایش‌های دینامیکی با توجه به عدم اندازه‌گیری

1 Output Only Methods

2 Operational Modal Analysis (OMA)

3 Data-driven Stochastic Subspace Identification (SSI-Data)

تصادفی متعادل ارائه شده به وسیله کاتایاما و پی سی روش آنالیز مودالی ارائه شد که انتظار می رود دقت، همگرایی و سرعت بیشتری در مقایسه با روش های قبلی زیرفضا داشته باشد.

برای درستی آزمایی روش ارائه شده، مشخصات دینامیکی سد شهید رجایی با استفاده از نتایج آزمایش ارتعاش اجباری استخراج شده است. فرآیند آزمایش به صورت تحریک سینوسی انجام گرفته که از دقیق ترین آزمایش های ارتعاش اجباری است. سپس به منظور بررسی دقت و قدرت روش پیشنهادی در تخمین مشخصات مودال و حذف مقادیر نویزی در تحلیل داده های محیطی، مشخصات دینامیکی سد پاکویما^۳ با استفاده از رکوردهای ثبت شده در زلزله ۲۰۰۱ سن فرناندو^۴، استخراج و با نتایج پژوهش های قبلی مقایسه شده است.

۲- مدل ارتعاش دینامیکی در فضای حالت

سازه های مرتعش به وسیله نیروهای دینامیکی غیرقابل اندازه گیری یا نامعلوم را می توان مطابق رابطه ۱، به صورت سیستم تصادفی تحریک شده با نویز سفید در فضای حالت مدل کرد.

$$x_{k+1} = Ax_k + \omega_k \quad (1)$$

$$y_k = Cx_k + \vartheta_k$$

که در آن $x \in \mathbb{R}^n$ بردار حالت تصادفی، $y \in \mathbb{R}^m$ بردار داده های اندازه گیری شده یا خروجی، $\omega_k \in \mathbb{R}^{n \times n}$ بردار نویز محیطی، ϑ_k بردار نویز اندازه گیری، $A \in \mathbb{R}^{n \times n}$ و $C \in \mathbb{R}^{p \times n}$ ماتریس های سیستم است. به دلیل عدم آگاهی از ماهیت نویزهای محیطی و اندازه گیری فرض می شود که نویزها فرآیندی تصادفی با توزیع گوسی و مستقل از هم (نویز سفید) هستند. ماتریس کوارینانس بردارهای نویز به صورت رابطه ۲ تعریف می شود.

$$E \left\{ \begin{bmatrix} \omega_k \\ \vartheta_k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \omega_k^T & \vartheta_k^T \end{bmatrix} \right\} = \begin{bmatrix} Q & S \\ S^T & R \end{bmatrix} \delta_{pq} \quad (2)$$

که در آن $E\{\dots\}$ امید ریاضی، δ_{pq} دلتای کرونکر، $Q \in \mathbb{R}^{n \times n}$ ماتریس غیر منفی معین و $R \in \mathbb{R}^{p \times p}$ ماتریس مثبت معین است [21، 22]. اگر $\{y(k) \in \mathbb{R}^{i \times m}, k = 0, 1, \dots, N + 2k - 2\}$ داده های اندازه گیری شده

هانکل به وسیله فیوره و آکایک تحت عنوان تئوری تحقق تصادفی مطرح شده [5,4] و در اواسط دهه ۱۹۸۰ میلادی به وسیله پژوهشگرانی چون دی مور و مومن با استفاده از روش های آنالیز خطی پیشرفته همچون تجزیه های مقادیر تکین تحت عنوان روش های زیرفضا توسعه و بسط یافته است [6,7]. اما استفاده از این روش ها برای شناسایی سیستم های خطی به صورت جامع و مدون با انتشار اولین کتاب به وسیله اورشی و دی مور در سال ۱۹۹۶ آغاز شده است [8]. در سال ۲۰۰۰، پیتر روش زیرفضای تصادفی را برای شناسایی مشخصات دینامیکی سازه ها و همچنین آسیب شناسی آنها استفاده کرد [9]. در روش های زیرفضا می توان با ساخت مدل فضای حالت با کمینه نویز، دقت فرآیند شناسایی را افزایش داد. قابلیت مباحث همبستگی استاندارد در ترکیب با دیدگاه های بهینه سازی بستری مناسب برای ساخت مدل هایی با نویز کمتر را فراهم کرد [10]. مفاهیم اولیه مربوط به شناسایی سیستم با استفاده از تحلیل های آماری چند متغیره مانند تحلیل همبستگی استاندارد و تحلیل مولفه های اصلی به وسیله هتلینگ در اوایل دهه ۱۹۳۰ معرفی شد [11]. همین پژوهشگر در سال ۱۹۶۳ روابط آنالیز خطی بین دو مجموعه متغیر آماری را با استفاده از تحلیل همبستگی کانونی ارائه کرد [12]. در سال ۱۹۷۵ آکایک با استفاده از این مفاهیم، فضای داده های یک پدیده تصادفی را با بردارهای گذشته و آینده تعریف کرده و با استفاده از تحلیل همبستگی کانونی الگوریتم نوینی برای تحقق تصادفی ارائه کرد [13]. دسائی با استفاده از بردارهای گذشته و آینده و همچنین تحلیل همبستگی استاندارد، فضای پیش بینی را معرفی کرده و بر اساس آن تحقق تصادفی متعادل را تعریف کرد [14, 15]. کارائی روش های همبستگی کانونی در ترکیب با مباحث جدید جبر خطی در حل مسائل شناسایی سیستم به خوبی به وسیله لاری مور نشان داده شده است [16, 17]. در اواسط دهه ۱۹۹۰ کاتایاما و پی سی با استفاده از مفاهیم بردارهای آینده و گذشته، بردارهای بهینه جدیدی را به وسیله تحلیل همبستگی کانونی استخراج کرده اند [۱۸، ۱۹] که با استفاده از این بردارهای بهینه تئوری تحقق تصادفی متعادل نوینی را ارائه کردند [10, 20]. با توجه به ماهیت بهینه روش ارائه شده به وسیله این پژوهشگران، بستر مناسبی برای شناسایی سیستم های بزرگ عمرانی فراهم شده است. از اینرو با استفاده از تئوری تحقق

مستقیماً در فضای پیش‌بینی انجام شود. اگر $\bar{p} = \bar{f} = b^T f \in Y_F$ و $a^T p \in Y_P$ دو بردار دلخواه در فضاهای گذشته و آینده باشند همبستگی متقابل بین آنها با توجه به معادله ۶ تشکیل می‌شود.

$$\rho = \frac{\Sigma(\bar{f}, \bar{p})}{\sqrt{\Sigma(\bar{p}, \bar{p})} \sqrt{\Sigma(\bar{f}, \bar{f})}} = \frac{aHb^T}{\sqrt{a^T T_- a} \sqrt{b^T T_+ b}} \quad (6)$$

با استفاده از روش ضرایب لاگرانژ اثبات می‌شود که که مقادیر بیشینه همبستگی تحت شرایط رابطه ۷ معادل مقادیر ویژه ماتریس هانکل نرمالیزه رابطه ۸ است.

$$\Sigma(\bar{p}, \bar{p}) = I_k \quad \Sigma(\bar{f}, \bar{f}) = I_k \quad (7)$$

$$H_N = T_+^{-1/2} H T_-^{-T/2} \quad (8)$$

برای محاسبه مقادیر ویژه ماتریس بالا، از تجزیه مقادیر تکین طبق رابطه ۹ بهره می‌بریم.

$$M^{-1} H L^{-T/2} = U \Sigma V^T \quad (9)$$

در این رابطه $T_- = M M^T$ و $T_+ = L L^T$ تجزیه چولسکی ماتریس‌های مربوطه، $U \in R^{n \times n}$ و $V \in R^{n \times n} L L^T$ ماتریس‌های متعامد $(U U^T = I_n)$ ، $(V V^T = I_n)$ و $\Sigma \in R^{n \times n}$ ماتریس قطری مقادیر ویژه ماکزیمم یا همان مقادیر بیشینه همبستگی است. با توجه به این نکته که مقادیر ویژه ماتریس هانکل نرمالیزه همان بیشینه همبستگی رابطه ۶ است، از جایگذاری رابطه ۷ و ۸ در معادله ۶، بردار استاندارد گذشته بدست می‌آید:

$$\bar{p} = V^T M^{-1} p \quad (10)$$

با بازنویسی ماتریس هانکل از رابطه ۹ و جایگذاری آن در رابطه ۵، مطابق رابطه ۱۱ اثبات می‌شود که بردار استاندارد گذشته، یکی از بردارهای پایه فضای پیش‌بینی است [10, 14].

$$\begin{aligned} \hat{E}\{Y_F | Y_P\} &= E\{f p^T\} E\{p p^T\}^{-1} Y_P = \\ &= H T_-^{-1} p = \\ &= L U \Sigma V^T M^T (M M^T)^{-1} = L U \Sigma \bar{p} \end{aligned} \quad (11)$$

براساس فیلتر کالمن، فضای پیش‌بینی مطابق رابطه ۱۲ قابل تجزیه به ماتریس مشاهده‌پذیری (O_k) و بردار حالت ($\hat{x}_k$) است [8].

$$\hat{X} = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ \vdots \\ CA^{k-1} \end{bmatrix} [\hat{x}_k \quad \hat{x}_{k+1} \quad \dots \quad \hat{x}_{k+N-1}] = O_k \hat{X}_k \quad (12)$$

در آزمایش ارتعاش محیطی باشد، فضای هیلبرت داده‌های بالا به شکل ماتریس هانکل رابطه ۳ است که از آن به فضای داده‌ها تعبیر می‌شود [23].

$$Y = \begin{bmatrix} \overbrace{p(k)}^{p(k)} & y_i(1) & \dots & y_i(N-1) \\ y_i(1) & y_i(2) & \dots & y_i(N) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_i(k-1) & y_i(k) & \dots & y_i(k+N-1) \\ y_i(k) & y_i(k+1) & \dots & y_i(k+N) \\ y_i(k+1) & y_i(k+2) & \dots & y_i(k+N+1) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \underbrace{y_i(2k-1)}_{f(k)} & y_i(2k) & \dots & y_i(N+2k-2) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_{0|k-1} \\ Y_{k|k-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_P \\ Y_F \end{bmatrix} \in R^{2ki \times N} \quad (3)$$

در رابطه بالا، N تعداد داده‌های اصلاح‌شده و i تعداد کانال‌های اندازه‌گیری است. لازم به گفتن است که با انتخاب لحظه k بعنوان زمان حال، Y_P به عنوان زیرفضای گذشته و Y_F به عنوان زیرفضای آینده تعریف می‌شوند. به راحتی می‌توان نشان داد که $p(k)$ و $f(k)$ بردارهای پایه برای فضاهای Y_P و Y_F هستند.

کواریانس بردارهای آینده و گذشته در حالت داده‌های محدود از رابطه ۴ تخمین زده می‌شود [10].

$$\begin{aligned} E \left\{ \begin{bmatrix} p \\ f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} p^T & f^T \end{bmatrix} \right\} &= \begin{bmatrix} T_- & H^T \\ H & T_+ \end{bmatrix} \\ &= \frac{1}{N} \begin{bmatrix} Y_P Y_P^T & Y_P Y_F^T \\ Y_F Y_P^T & Y_F Y_F^T \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (4)$$

۳- زیرفضای تصادفی بر پایه همبستگی کانونی

در روش زیرفضای تصادفی برپایه داده، برای حذف نویزها از میانگین شرطی یا تصویر فضای آینده بر گذشته مطابق رابطه ۵ استفاده می‌شود [24, 25].

$$\hat{X} = \hat{E}\{Y_F | Y_P\} = E\{f p^T\} E\{p p^T\}^{-1} Y_P \quad (5)$$

که در آن $\hat{X}$ فضای حاصل از تصویر بوده و به فضای پیش‌بینی معروف است.

برخلاف دیدگاه کواریانسی با توجه به قابلیت تحلیل همبستگی استاندارد، می‌توان بردارهای پایه فضای حاصل از تصویر را استخراج کرد تا به جای رفت و برگشت دوباره به این فضا مانند روش زیرفضای بر پایه داده، فرآیند شناسایی با دقت و سرعت بیشتر

۴-آنالیز مودال

آنالیز مودال با تجزیه مقادیر ویژه ماتریس حالت سیستم به شکل

مجموعه روابط ۱۶ و ۱۷ آغاز می شود [26].

$$A = \psi[\mu_i]\psi^{-1} \quad (16)$$

$$\lambda_i^c = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta t} \quad (17)$$

که در آن μ_i قطب حالت گسسته، λ_i^c قطب حالت پیوسته و Δt

بازه نمونه برداری است. با توجه به خواص مقادیر ویژه ماتریس ها،

قطب های پیوسته حاوی فرکانس و نسبت میرایی سیستم به شکل

مقادیر مختلط، مطابق رابطه ۱۸ است.

$$\lambda_i^c, \lambda_i^{c*} = -\xi_i i \omega_i + j \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (18)$$

در پایان شکل های مودی در محل نصب سنسورها از رابطه ۱۹

بدست می آید.

$$\Phi = C\Psi \quad (19)$$

با مقایسه روابط ۱۱ و ۱۲، حالت سیستم بر حسب بردار

استاندارد گذشته استخراج می شود (رابطه ۱۳).

$$\hat{x}_k = \Sigma^{1/2} \bar{p}_k \quad (13)$$

برای تکمیل معادله ارتعاش دینامیکی سیستم در فضای حالت

باید $\hat{x}_{k+1}$ نیز محاسبه شود. برخلاف روش زیرفضای داده محور،

بردار حالت سیستم مستقیماً از حذف جمله اول بردار یک کانونی

گذشته مطابق رابطه ۱۴ بدست می آید.

$$\hat{x}_{k+1} = \Sigma^{1/2} \bar{p}_{k+1} \quad (14)$$

در نهایت ماتریس های حالت سیستم از طریق حل معادله ۱۵ به

روش کمینه مربعات بدست می آید.

$$\begin{bmatrix} A \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{x}_{k+1} \\ Y_k \end{bmatrix} (\hat{x}_k)^* \quad (15)$$

که در آن $(\cdot)^*$ نماد کمینه مربعات و Y_k ردیف k ام ماتریس

هانکل داده ها است. در شکل (۱) فلوچارت روش ارائه شده است.

شکل (۱) فلوچارت مقایسه ای روش های زیرفضای مبتنی بر داده و همبستگی استاندارد

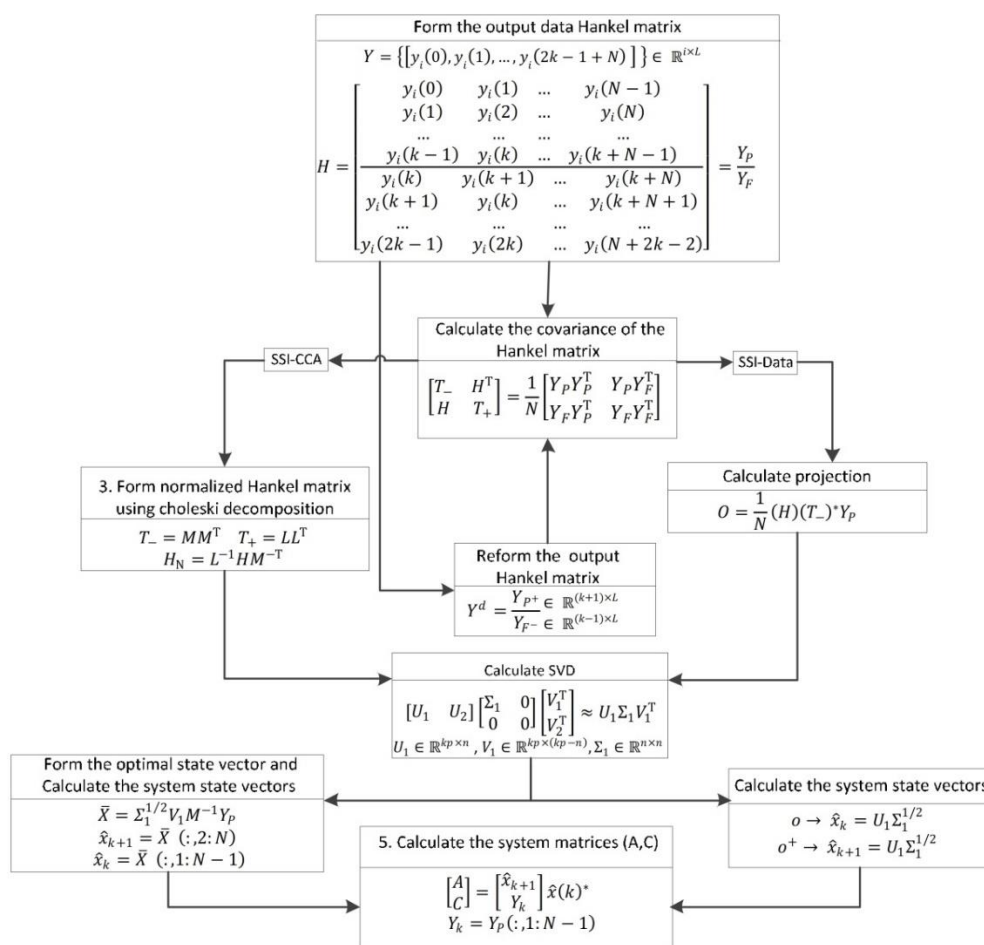


Fig 1. Comparative flowchart of SSI-Data and SSI-CCA methods

۵- نمودار پایداری

از لحاظ تئوری با محاسبه ماتریس‌های حالت سیستم و پیدا کردن مرتبه‌های غیر صفر و مقادیر قطب‌های مربوطه و بدست آوردن فرکانس‌ها و درصد میرایی، مسئله شناسایی سیستم تصادفی مورد نظر حل می‌شود. اما در عمل عدم قطعیت‌ها که ناشی از نویزهای محیطی و اندازه‌گیری است، باعث ایجاد قطب‌های ناپایدار در سیستم می‌شود. از معروف‌ترین ابزارها برای شناسایی قطب‌های حقیقی، نمودار پایداری است. اساس کار بر این اصل استوار است که قطب‌های واقعی با توجه به اینکه از مشخصات ذاتی سیستم است؛ در هر مرتبه با کمینه اختلاف از مرتبه قبلی، رویت می‌شوند. میزان این اختلاف به صورت درصد بیان می‌شود که به عنوان یک شرط قوی آن‌را برای مقادیر فرکانسی ۱٪ در نظر می‌گیرند. اگر n مرتبه سیستم باشد، شرایط فوق به زبان ریاضی به شکل رابطه ۲۰ بیان می‌شوند [27].

$$\frac{f_i^n - f_i^{n-1}}{f_i^{n-1}} < 0.01 \quad \frac{\xi_i^n - \xi_i^{n-1}}{\xi_i^{n-1}} < 0.05 \quad (20)$$

۶- بیشینه خطای پیش‌بینی

پس از رسم نمودار پایداری، مدل‌های زیادی بعنوان پاسخ ارائه می‌شوند که از بین آن‌ها فقط یکی بعنوان مدل بهینه است. برای انتخاب مرتبه مدل با کمینه خطا یا مدل بهینه از معیار خطای پیش‌بینی نهایی استفاده خواهد شد (رابطه ۲۱).

$$FPE(n) = \frac{1}{N} (\sum_{n=1}^{N-1} (y_n - \hat{y}_n)^2) \left(\frac{N+n+1}{N-k-1} \right) \quad (21)$$

که در آن y_n داده‌های اندازه‌گیری شده و $\hat{y}_n$ مقادیر تخمینی است [28].

۷- مطالعه موردی

برای بررسی کارایی الگوریتم مورد نظر در تخمین پارامترهای مودال و تشخیص مقادیر نویزی با توجه به ماهیت روش ارائه شده، بررسی مشخصات دینامیکی سد شهید رجائی ساری با استفاده از نتایج آزمایش ارتعاش اجباری و سد پاکویما از روی داده‌های لرزه‌ای در نظر گرفته شده است.

۷-۱- آزمایش‌های دینامیکی سد شهید رجائی

سد شهید رجائی در ۴۰ کیلومتری جنوب شهر ساری روی رودخانه تجن در محل تنگه سلیمان برای تامین و تنظیم آب کشاورزی دشت ساری، تولید برق و... احداث شده است. شکل (۲) نمای کلی از موقعیت سد همراه با سازه‌ها و تاسیسات جانبی آنرا نشان می‌دهد.

آزمایش‌های ارتعاشی روی مدل واقعی یکی از مناسب‌ترین راه‌ها برای شناخت هر چه بهتر ویژگی‌های دینامیکی سازه‌ها، به ویژه سدها است. به همین دلیل برای شناسایی مشخصات دینامیکی سد شهید رجائی، مجموعه آزمایش‌های دینامیکی شامل آزمایش ارتعاش محیطی و ارتعاش اجباری به وسیله تارینژاد و همکاران (۱۳۷۹) روی این سد انجام شده است. لازم به یاد آوری است ابتدا و به دلیل سادگی بیشتر، آزمایش‌های ارتعاش محیطی انجام و سپس آزمایش‌های ارتعاش اجباری انجام شده است. در آزمایش ارتعاش محیطی از عوامل محیطی مانند باد، ترافیک و... که از مهم‌ترین عوامل تحریک سازه است، استفاده شده است. همچنین به منظور تحریک قوی‌تر سد از باز و بسته کردن دریچه‌ها نیز استفاده شده است. برای انجام آزمایش ارتعاش اجباری نیز از دو واحد لرزاننده با بیشینه نیروی تحریک ۳ تن استفاده شده است [1].

۷-۲- شناسایی مشخصات دینامیکی سد شهید رجائی

با توجه به کیفیت داده‌های موجود از رکوردهای کانال واقع در تراز تاج سد که در شکل (۳) نشان داده، استفاده شده است. نمونه‌برداری با توجه به نتایج آنالیز المان محدود و همچنین رعایت پدیده انعکاس فرکانسی، با نرخ ۰/۱۲ انجام گرفته است.

یکی از اصلی‌ترین گام‌ها در روش‌های زیر فضا انتخاب ابعاد مناسب برای فضای داده‌ها (ماتریس هانکل) و همچنین مرتبه پیشنهادی برای سیستم است. بیشینه بعد ماتریس هانکل با توجه به تعداد داده‌ها و کانال‌های اندازه‌گیری، بدست می‌آید. برای کنترل کفایت بعد ماتریس هانکل و همچنین مرتبه سیستم، از معیار کمینه خطای پیش‌بینی استفاده خواهد شد. با توجه به همگرایی معیار بیشینه خطای نهایی از مرتبه ۲۰ به بعد در شکل (۴)، بعد فضای ۲۰۰ و مرتبه در نظر گرفته شده برای سیستم کافی به نظر می‌رسد.

مود اول با توجه به این نکته که نتایج حاصل از ارتعاش محیطی است، همان گونه که انتظار نیز می رفت به واسطه قدرت تحریک بیشتر در آزمایش های ارتعاش اجباری مقادیر میرایی بیشتری محاسبه شده است [31].

۷-۴- سد پاکویما

سد پاکویما که ساخت آن در سال ۱۹۲۸ به اتمام رسیده است، یک سد بتنی قوسی به ارتفاع ۱۱۳ متر و طول تاج ۱۸۰ متر است که در کوه های سن گابریل در ۵ مایلی شمال سن فرناندو در جنوب کالیفرنیا، واقع شده است. ضخامت بدنه سد از ۳ متر در تاج تا ۳۰ متر در کف متغیر است و یک سد قوسی ضخیم محسوب می شود. این سد فقط برای بارهای استاتیکی بدون در نظر گرفتن نیروهای زلزله طراحی شده است. در شکل (۶) نمایی از پایین دست سد و در شکل (۷) موقعیت ۱۷ شتاب نگار نصب شده روی آن در موقعیت های مختلف نشان داده شده است [29-33].

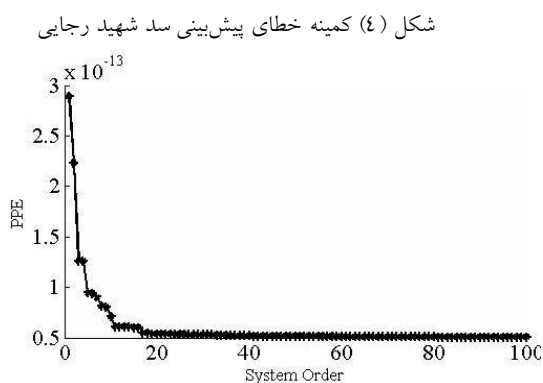


Fig. 4. Final prediction error of the Shahid-Rajaei dam

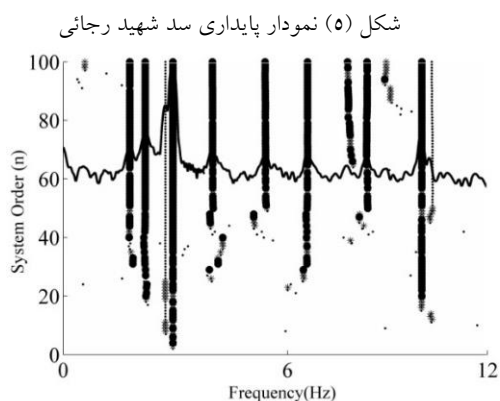


Fig 5. Chart of Rajai dam stability

همان گونه که در شکل (۵) دیده می شود مقادیر فرکانسی همخوانی خوبی با قله های نمودار میانگین چگالی طیفی داده ها دارند.

شکل (۲) نمای کلی از سد شهید رجایی و سازه های جانبی آن []

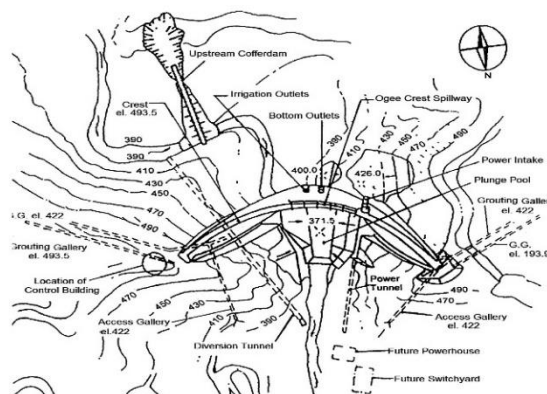


Fig. 2. Location and general view of Shahid-Rajaei Dam [1]

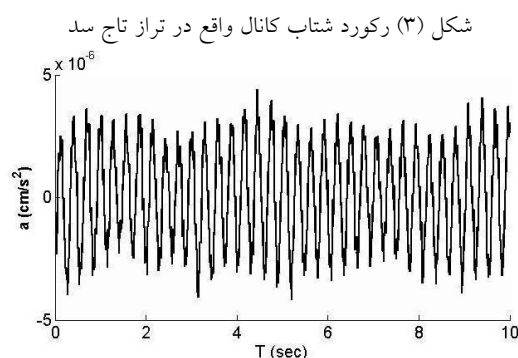


Fig. 3. The recorded response of the dam in the crest level

در اولین گام پس از رسم نمودار پایداری همان گونه که در شکل (۵) و جدول (۱) مشاهده می شود، سه فرکانس از چهار فرکانس اول سازه که در نتایج آزمایش ارتعاش محیطی و همچنین المان محدود شناسایی شده اما در نتایج ارتعاش اجباری نتایج مشاهده نشده بود، تخمین زده شده است. در سه فرکانس اول تخمین زده شده خطای روش چهار طیفی کمینه بین ۲ تا ۱۶ درصد است در صورتی که در روش ارائه شده ۸۱/۰ تا ۵ درصد است میانگین خطای روش زیر فضا، ۸۲/۲ درصد و بیشینه خطای آن ۵/۵ درصد در مود هفتم است که در مقایسه با میانگین خطای ۴/۳۶ درصدی و بیشینه خطای ۱۴ درصدی روش چهار طیفی، به مراتب بهتر عمل کرده است.

در مورد مقادیر میرایی هم بجز مودهای سوم و پنجم، اعداد محاسبه شده در دو روش همبستگی مناسبی با هم دارند. البته در سه

جدول (۱) مشخصات دینامیکی سد شهید رجایی

Mode No.	Frequency (Hz)				Damping (%)			
	Finite Element		(Tarinejad et al., 2014)		(Tarinejad et al., 2014)		SSI-CCA	
	Full Reservoir	Empty Reservoir	Ambient vibration	Forced vibration	Forced vibration	Ambient vibration	Forced vibration	Forced vibration
1	1.67	1.83	1.40	-	-	1.32	-	-
2	2.02	2.45	2.27	-	2.43	1.21	-	1.37
3	2.49	2.95	2.44	-	2.85	1.12	-	2.08
4	3.41	3.86	2.93	-	3.59	1.05	-	1.10
5	4.08	4.78	3.58	3.58	4.65	0.95	1.10	2.16
6	6.01	7.25	-	5.86	6.06	-	1.60	1.97
7	7.61	8.13	-	7.23	7.19	-	2.30	2.19
8	8.23	9.75	-	7.86	8.27	-	2.90	2.67
9	8.86	10.70	-	8.63	8.77	-	2.00	2.25
10	10.61	12.32	-	10.23	10.24	-	3.10	2.95

Table 1. Dynamic properties of Shahid-Rajae dam

سد نشان داده شده است.

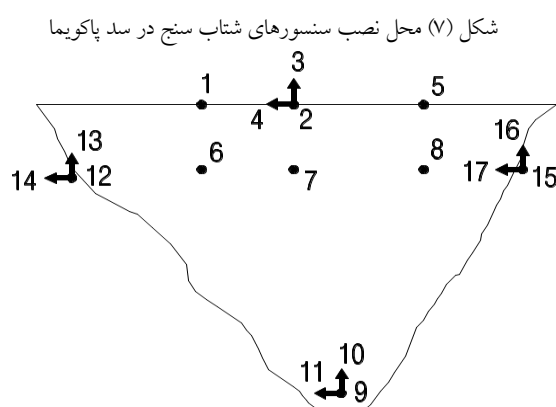


Fig. 7. Location of the 17 accelerometers at the Pacoima dam

شکل (۶) نمای از پایین دست سد پاکویما

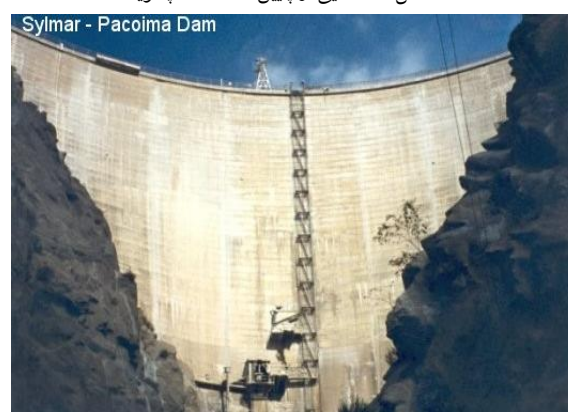


Fig. 6. General view of the Pacoima dam

۷-۵- شناسایی سیستم سد پاکویما با استفاده از داده‌های زلزله

۲۰۰۱ سن فرناندو

بعد از زلزله مخرب ۱۹۷۱ سن فرناندو در سال ۱۹۷۳، اولین آزمایش ارتعاش اجباری روی سد پاکویما به وسیله‌ی رمینر انجام گرفته است. در طول این آزمایش، مخزن سد خالی بوده و گزارشی از میزان میرایی نشده است [33]. آزمایش ارتعاش اجباری دیگری نیز روی این سد در سال ۱۹۸۰ به وسیله‌ی هال و همکاران انجام گرفته است. در طول آزمایش ارتفاع آب ۲۳ متر زیر تاج سد بوده است. در این آزمایش برای تخمین مقادیر میرایی از روش نیم‌توان استفاده شده است. لازم به گفتن است کیفیت داده‌ها در تعیین میرایی‌ها و مشخصات سازه‌ای مناسب نبوده است [34]. در جدول (۲)، نتایج مجموعه آزمایش‌های ارتعاش اجباری انجام گرفته روی

شدت پائین زلزله ۲۰۰۱ سن فرناندو باعث شد تا مطالعات گسترده‌ای برای شناسایی مشخصات سیستم سد و چگونگی رفتار آن در حین زمین لرزه به وسیله‌ی آلوز انجام شود. که از جمله آن می‌توان به شناسایی سیستم سد با استفاده از کمینه کردن خطای مربعات غیر خطی کانال‌های ۱ تا ۸ بعنوان خروجی سیستم نسبت به وردی‌های آن (از کانال‌های ۹ تا ۱۷) و همچنین آزمایش ارتعاش اجباری سال ۲۰۰۲ به منظور بررسی عملکرد سد پس از زمین‌لرزه و برای کالیبراسیون مدل المان محدود آن، اشاره کرد [32].

در این پژوهش با توجه به توصیه‌های آلوز، شتاب‌نگارهای تراز تاج سد و ۸۰ در صد ارتفاع سد (کانال‌های ۱ تا ۸) در شناسایی سیستم سد با استفاده از الگوریتم‌های زیرفضا برپایه داده و زیر فضا-

شکل (۱۰) نمودار پایداری به روش زیرفضا-همبستگی سد پاکویما

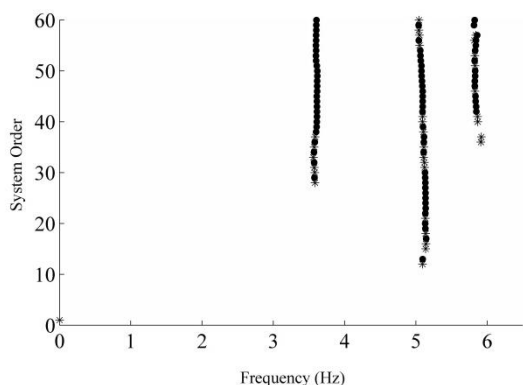


Fig. 10. Stabilization diagram of the Pacoima dam computed using SSI-CCA

شکل (۱۱) کمینه خطای پیش بینی روش داده محور سد پاکویما

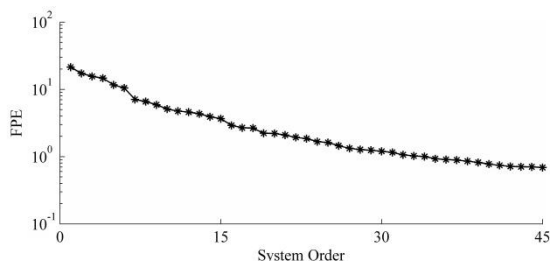


Fig. 11. Final Prediction Error index of the Pacoima dam provided by SSI-data

شکل (۱۲) نمودار پایداری روش داده محور سد پاکویما

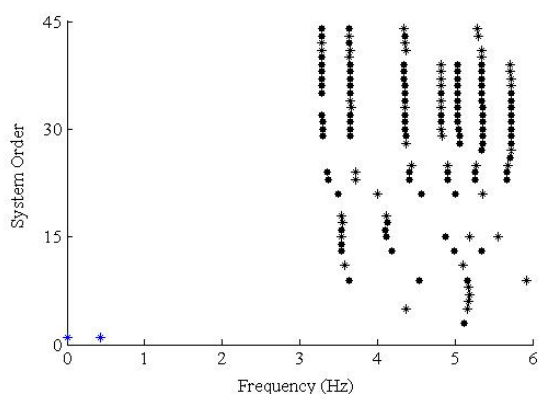


Fig. 12. Stabilization diagram for the Pacoima dam using SSI-data

در شناسایی سیستم با استفاده از داده‌های ارتعاش محیطی، به علت ناشناخته بودن ورودی‌ها، نرمال کردن اشکال مودی نسبت به جرم امکان پذیر نیست. به همین دلیل برای رسم اشکال مودی در روش-های زیرفضا پس از تعیین فرکانس‌ها و درصدهای میرایی اصلی سیستم، قطب‌های پایدار معادل آن‌ها با رابطه ۱۸ بازسازی می‌شوند.

همبستگی استفاده شده است. در شکل (۸) به‌عنوان نمونه رکورد کانال ۲ تراز تاج سد که در هر ۰/۰۰۵ ثانیه به مدت ۴۱ ثانیه نمونه‌برداری شده، نشان داده شده است. پس از انجام چند سعی و خطا با توجه به همگرایی معیار خطای پیش‌بینی نهائی مطابق شکل‌های (۹ و ۱۱) مرتبه ماتریس هانکل برای هر دو روش، ۳۰۰ انتخاب می‌شود. با رسم نمودار پایداری و مشخص شدن قطب‌های پایدار فرآیند شناسایی به اتمام می‌رسد. در جدول (۳) خلاصه نتایج ارائه شده است.

جدول (۲) مشخصات دینامیکی سد پاکویما

Forced vibration	Mode	Frequency (Hz)	Damping (%)
1971	symmetric	5.10	-
	antisymmetric	5.56	-
1980	symmetric	5.45	7.30
	antisymmetric	5.60	9.80
2002	symmetric	5.35-5.45	4-7
	antisymmetric	5.65-5.75	4.5-5.5

Table 2. Modal parameters of the Pacoima dam

شکل (۸) رکورد زلزله ۲۰۰۱ سن‌فرناندو در تراز ۲

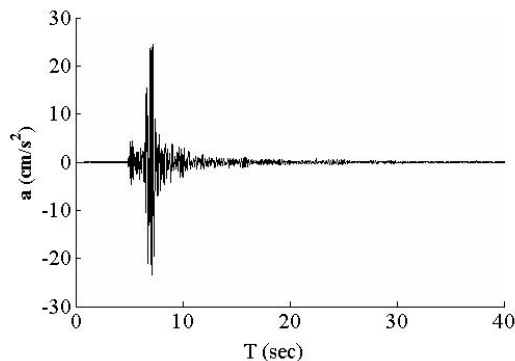


Fig. 8. San Fernando 2001 acceleration records at level 2

شکل (۹) خطای پیش‌بینی نهائی سد پاکویما به روش زیرفضا-همبستگی

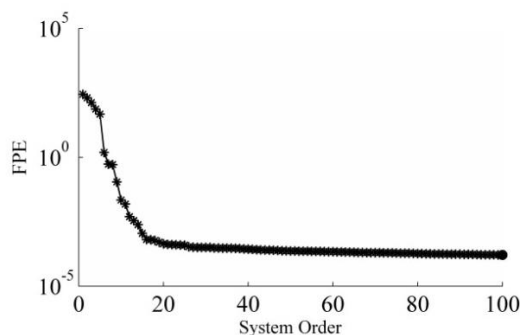


Fig. 9. final Prediction error index of the Pacoima dam provided by SSI-CCA

جدول (۳) مشخصات دینامیکی استخراج شده از رکوردهای زلزله سن فرناندو ۲۰۰۱

Mode	MODE-ID		SSI-CCA		SSI-Data		FEM
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)
a	-	-	3.61	10.25	3.28-3.64	3.07-4.17	-
b	-	-	-	-	4.34-4.82	3.24-1.52	-
1	4.73-4.83	6.20	5.07	5.87	5.03-5.34	1.62-1.77	5.35-5.46
2	5.06	7.3-6.6	5.83	6.65	5.72	1.14	5.65-5.75

Table3. Modal parameters of the Pacoima Dam identified by various methods

درصد در تخمین مقادیر میرائی عملکرد مناسبی نداشته است. با توجه به شکل‌های (۱۳ و ۱۴) می‌توان مشاهده کرد که زیرفضا بر پایه تحلیل همبستگی به خوبی توانسته شکل‌های مودی را در مقایسه با روش آلود شکل (۱۵) محاسبه کند. برای مقایسه شکل‌های مودی بین روش‌های زیرفضا، از معیار تضمین مودی^۱ مطابق رابطه (۲۰) استفاده می‌شود.

$$MAC = \frac{|\psi^T \phi|^2}{|(\psi^T \psi)(\phi^T \phi)|} \quad (20)$$

شکل (۱۳) شکل‌های مودی روش زیرفضا-همبستگی

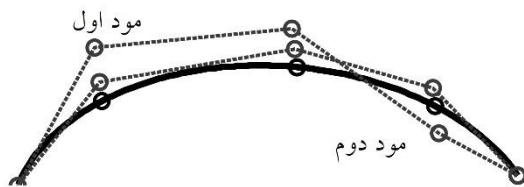


Fig 13. Identified mode shapes using SSI-CCA

شکل (۱۴) شکل‌های مودی روش زیرفضا- داده

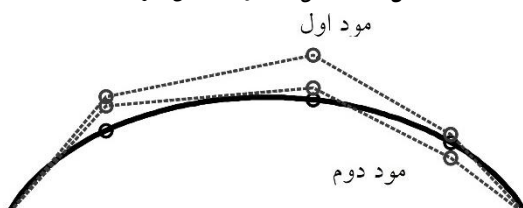


Fig 14. Identified mode shapes using SSI-Data

شکل (۱۵) شکل‌های مودی روش حداقل مربعات غیر خطی

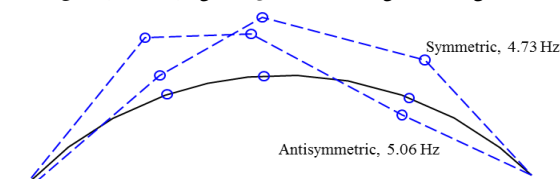


Fig 15. Identified mode shapes using MODE-ID

سپس با مرجع قرار دادن یکی از قطب‌ها نسبت به سایر قطب‌ها، نسبت آن‌ها محاسبه می‌شوند. در این نمونه با مرجع قرار دادن ایستگاه شماره ۵ شکل‌های مودی مطابق نمودارهای (۱۳ و ۱۴) رسم شده‌اند.

۶-۷- بررسی مشخصات دینامیکی سد پاکوئما

همان‌گونه که انتظار می‌رفت، همگرایی روش پیشنهادی با توجه به شکل‌های (۹ و ۱۱) به مراتب بالاتر از روش داده محور است. در مطالعات پیشین مطابق جدول‌های (۲ و ۳)، دو مود اصلی برای سد شناسایی شده اما روش زیرفضا-داده ۷ مود ارتعاشی و زیرفضا-همبستگی ۳ مود را استخراج کرده است. با تطابق مقادیر فرکانسی با نتایج روش‌های قبلی، مودهای اصلی سازه انتخاب شده‌اند. در روش پیشنهادی فرکانس مود اول کاملاً در نمودار پایداری واضح بوده ولی در روش داده‌محور در یک بازه با سه فرکانس مودی مشخص شده است.

لازم به گفتن است که در روش داده‌محور دسته‌بندی فرکانسی جدول (۳) با توجه به شکل‌های مودی مربوطه انجام گرفته است. اولین فرکانس مودی هردو روش در محدوده نتیجه آزمایش ارتعاش اجباری سال ۱۹۷۳ بوده و بطور متوسط ۶ درصد با نتیجه آلود اختلاف دارند. فرکانس‌های مودی دوم در حالی که حدود ۵ درصد با یکدیگر اختلاف دارند و مطابقت خیلی خوبی با نتایج آزمایش‌های ارتعاش اجباری و مدل المان محدود دارند ولی حدود ۲۵ درصد با نتایج آلود اختلاف دارند.

در تخمین مقادیر میرائی که همواره یکی از مشکلات رایج روش‌های آنالیز محیطی است، الگوریتم پیشنهادی به طور معناداری مقادیر میرائی را نسبت به نتایج روش حداقل مربعات غیر خطی تخمین زده است. اما الگوریتم زیرفضا-داده با اختلاف بالای ۵۰

Reference

۹- مراجع

- [1] Tarinejad, R., Ahmadi, M.T., Harichandran, R.S. 2014 "Full-scale experimental modal analysis of an arch dam: The first experience in Iran", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 61, pp. 188-196.
- [2] Ren, W.-X., Zong, Z.-H., 2004 "Output-only modal parameter identification of civil engineering structures", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 17, No. 3-4, pp. 429-444.
- [3] Fu, Z.-F., He, J., 2001, *Modal analysis*, Butterworth-Heinemann.
- [4] Faurre, P. L., 1976 "Stochastic realization algorithms", *Mathematics in Science and Engineering*, Vol. 126, pp. 1-25.
- [5] Akaike, H., 1974 "Stochastic theory of minimal realization", *Automatic Control, IEEE Transactions on*, Vol. 19, No. 6, pp. 667-674.
- [6] Moonen, M., De Moor, B., Vandenberghe, L., Vandewalle, J., 1989 "On-and off-line identification of linear state-space models", *International Journal of Control*, Vol. 49, No. 1, pp. 219-232.
- [7] Moonen, M., Vandewalle, J., 1990 "Qsvd approach to on-and off-line state-space identification", *International Journal of Control*, Vol. 51, No. 5, pp. 1133-1146.
- [8] Van Overschee, P., De Moor, B. L., 1996, *Subspace identification for linear systems: Theory, implementation, applications*, Kluwer academic publishers Dordrecht.
- [9] Peeters, B., 2000, *System identification and damage detection in civil engeneering*, PhD Thesis, Leuven, Belgium.
- [10] Katayama, T., 2006, *Subspace methods for system identification*, Springer.
- [11] Hotelling, H., 1933 "Analysis of a complex of statistical variables into principal components", *Journal of educational psychology*, Vol. 24, No. 6, pp. 417.
- [12] Hotelling, H., 1936 "Relations between two sets of variates", *Biometrika*, pp. 321-377.
- [13] Akaike, H., 1975 "Markovian representation of stochastic processes by canonical variables", *SIAM Journal on Control*, Vol. 13, No. 1, pp. 162-173.
- [14] Desai, U. B., Pal, D., Kirkpatrick, R. D., 1985 "A realization approach to stochastic model reduction", *International Journal of Control*, Vol. 42, No. 4, pp. 821-838.
- [15] Desai, U. B., Pal, D., 1982 "A realization approach to stochastic model reduction and balanced stochastic realizations", in *21st IEEE Conference on Decision and Control*, pp. 1105-1112.
- [16] Larimore, W. E., 1983 "System identification, reduced-order filtering and modeling via canonical variate analysis", in *American Control Conference*, pp. 445-451.
- [17] Larimore, W. E., 1990 "Canonical variate analysis in identification, filtering, and adaptive control", in *Decision and Control, 1990., Proceedings of the 29th IEEE Conference on*, pp. 596-604.
- [18] Picci, G., Katayama, T., 1996 "Stochastic realization with exogenous inputs and 'subspace-

که در آن Ψ و φ شکل‌های مودی مربوطه است.

برای مود اول و دوم این معیار به ترتیب ۹۲٪ و ۷۵٪ است که نشان از همبستگی مناسب بین شکل‌های مودی روش‌های زیرفضا دارد. به دلیل عدم دسترسی به مقادیر مودی روش آلو، محاسبه ضریب همبستگی برای آن امکان پذیر نبود.

۸- نتیجه گیری

این پژوهش با استفاده از تحلیل همبستگی استاندارد آنالیز مودالی در حوزه روش‌های زیرفضا ارائه شده که برخلاف روش‌های قبلی با محاسبه بردارهای پایه فضای پیش‌بینی، فرآیند شناسایی را مستقیماً در فضای بهینه انجام می‌دهد.

برای بررسی قابلیت روش ارائه شده در شناسایی سیستم‌های عمرانی از داده‌های لرزه‌ای که جزء واقعی‌ترین و قوی‌ترین ارتعاشات محیطی است و تحریک سینوسی پایا که از دقیق‌ترین آزمایش‌های ارتعاش اجباری هستند، استفاده شده است. از بهترین نتایج این پژوهش می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

- سرعت تحلیل بالاتر نسب به روش زیرفضای داده محور به دلیل انجام فرآیند در فضای بهینه و استفاده کمتر از حل معادلات به روش حداقل مربعات، به طوریکه مدت زمان تحلیل نتایج لرزه‌ای سد پاکویما در مقایسه با روش زیرفضا- داده تقریباً به نصف کاهش یافته است.

- افزایش دقت در تشخیص قطب‌های ناپایدار حاصل از نتایج ارتعاش محیطی، روش پیشنهادی در مقایسه با نتایج قبلی یک قطب ناپایدار دارد ولی در روش زیرفضا داده چهار قطب نویزی مشاهده شده است.

- افزایش دقت در محاسبه مقادیر میرایی به گونه‌ای که نتایج حاصل از داده‌های لرزه‌ای در روش زیرفضا-همبستگی به مراتب دقت بیشتری در مقایسه با روش زیرفضا-داده دارند.

- حساسیت و قدرت تشخیص قطب‌های پایدار به گونه‌ای که در آزمایش ارتعاش اجباری سد شهید رجایی سه مود اول سازه که در روش قبلی شناسایی نشده بود، به راحتی و دقت زیاد در مقایسه با نتایج المان محدود و آزمایش ارتعاش محیطی شناسایی شده است.

- [26] Peeters, B., De Roeck, G., 1999 "Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis", *Mechanical systems and signal processing*, Vol. 13, No. 6, pp. 855-878.
- [27] Yi, J.-H., Yun, C.-B., 2004 "Comparative study on modal identification methods using output-only information", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 17, No. 3-4, pp. 445-466.
- [28] Aibinu, A. M., Najeeb, A. R., Salami, M. J. E., Shafie, A. A., 2008 "Optimal model order selection for transient error autoregressive moving average (tera) mri reconstruction method", in *International Conference on Medical system Engineering (ICMSE)*.
- [29] Tarinejad, R., Damadipour, M., 2014 "Modal identification of structures by a novel approach based on FDD-Wavelet method", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 333, No. 3, pp. 1024-1045.
- [30] Tarinejad, R., Damadipour, M., 2016 "Extended FDD-WT method based on correcting the errors due to non-synchronous sensing of sensors", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 72, pp. 547-566.
- [31] Farrar, C. R., Cornwell, P. J., Doebling, S. W., Prime, M. B., 2000, *Structural health monitoring studies of the alamosa canyon and i-40 bridges*, Thesis, Los Alamos National Lab., NM (US).
- [32] Alves, S. W., 2005, *Nonlinear analysis of pacoima dam with spatially nonuniform ground motion*, Thesis, California Institute of Technology.
- [33] Reimer, R., Clough, R., Raphael, J., Evaluation of the pacoima dam accelerogram, in *Proceeding of*.
- [34] Hall, J. F., 1988 "The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams: Review of experimental behaviour and observational evidence", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 2, pp. 58-121.
- methods' identification", *Signal Processing*, Vol. 52, No. 2, pp. 145-160.
- [19] Katayama, T., 1997 "Subspace-based system identification-a view from realization theory", *Systems, Control and Information Engineers*, Vol. 41, pp. 380-387.
- [20] Katayama, T., Kawauchi, H., Picci, G., 2002 "Subspace identification of closed loop systems by stochastic realization", in *Preprints 15th IFAC World Congress*.
- [21] Chen, C.-T., 1995, *Linear system theory and design*, Oxford University Press, Inc.
- [22] Chen, H.-F., Kumar, P., Van Schuppen, J., 1989 "On kalman filtering for conditionally gaussian systems with random matrices", *Systems & Control Letters*, Vol. 13, No. 5, pp. 397-404.
- [23] Peeters, B., 2000, *System identification and damage detection in civil engeneering*, ph.D. Thesis, Faculteit Toegepaste Wetenschappen Arenbergkasteel, Katholieke Universiteit Leuven, Heverlee (Belgium).
- [24] Peeters, B., De Roeck, G., 2000 "Reference based stochastic subspace identification in civil engineering", *Inverse Problems in Engineering*, Vol. 8, No. 1, pp. 47-74.
- [25] Tarinejad, R., Pourgholi, M., 2015 "Processing of ambient vibration results using stochastic subspace identification based on canonical correlation analysis", *Modares Mechanical Engineering*, Vol. 15, No. 7. (In Persian)

System Identification of Arch Dams Using Stochastic Subspace based on Standard Correlation Analysis

Reza Tarinejad ^{1*}, Mehran Pourgholi ², Saman Yaghmaei-Sabegh ³

1- Assoc. Prof., Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

2- Assist. Prof., Department of Civil Engineering, Sarab Branch, Islamic Azad University, Sarab, Iran

3- Assoc. Prof., Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

* r_tarinejad@tabrizu.ac.ir

Abstract:

As a conventional method, the finite element model is used for static and dynamic analysis of structures such as dams and bridges. Nevertheless, these models are not able to describe the accurate behavior of structures against dynamic loads, because of some simplifications used in numerical modeling process, including loading, boundary conditions etc. Nowadays, modal testing is used to solve these problems. The dynamic tests, including forced, free and environmental vibration tests, are used in system identification of civil structures. Considering either unknown nature of inputs or unsuccessful steps of measuring them, some methods have been developed to analyze the results of dynamic tests which are based on measuring only output data and are known as operational modal analysis. Some of such methods are Peak Picking (PP), Frequency Domain Decomposition (FDD) and stochastic subspace methods. However, unknown nature of applied forces, the presence of environmental noise and measurement errors may result in some uncertainties within the results of these tests. In this article, a modal analysis is presented within a stochastic subspace which is among the most robust and accurate system identification techniques. In contrast to the previous methodologies, this analysis identifies dynamic properties in optimized space -instead of data space- by extracting ortho-normal vector of data space. Given the optimum nature of the proposed method, more accuracy may be served in detection and removal of unstable poles as well as high-speed analysis. In order to evaluate the proposed method in terms of civil systems detection, seismic and steady-state sinusoidal excitations were used. The former is selected from the most real and strong environmental vibrations and the latter is from the most precise forced vibration tests. In the first step, 2001 San Fernando earthquake data were analyzed using SSI-CCA and SSI-data methods. Data processing rate in the SSI-CCA method is almost twice as much as that in SSI-data method, and it is just because of processing in an optimum space while lowering the use of least squares method to compute system vector. Furthermore, there is one unstable pole in the results of the proposed method while 4 noisy characteristics were recognized in the results of SSI-Data method. Estimated damping ratio comprised the major difference observed in the results presented by above-mentioned methods. Modal damping ratio -estimated by the proposed method- were 60% closer to the previous results compared to those of the previous subspace method. Mode shapes of both subspace methods with MAC value of 92% and 75% for the first and the second modes, respectively, are well correlated with each other. Due to the lack of access to the mode shape vectors of Alves's method, it was not feasible to calculate the corresponding MAC value. In the following, forced vibration test results of Shahid-Rajaei Dam conducted by steady sinusoidal excitation in 2000 and analyzed by a method known as four spectral, are re-processed using the SSI-CCA method. As results indicate, by using the proposed method the first three modes, which were not on the preliminary results, are obtained. In addition, other modes are in good agreement with the results of the finite element method.

Keywords: Hankel Matrix, Canonical Correlation Analysis, Stochastic Subspace, Modal Analysis

بررسی آزمایشگاهی تأثیر میزان چسبندگی در پایداری شیب‌های خاکی مسلح با ستون سنگی

محمد حاجی عزیزی^{۱*}، مسعود نصیری^۲

۱- دانشیار گروه عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۲- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

*mhazizi@razi.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۸/۰۹]

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۶]

چکیده- پایدارسازی شیب‌های طبیعی یکی از مسائل حائز اهمیت در مهندسی ژئوتکنیک است. استفاده از راهکارهای مفید، ساده و مقرون به صرفه در پایدار سازی شیب‌های خاکی ضروری است، چرا که امروزه در طبیعت با توجه به پیشرفت و توسعه‌ی ساخت و ساز در نواحی شیب‌ها، پایدار سازی شیروانی‌های مشکوک و کسب اطمینان از مقاومت کافی آن‌ها در برابر بارهای وارد شده یکی از چالش‌های اساسی پیش روی مهندسين است. استفاده از روش‌های متداول پایدار سازی شیروانی‌ها بسته به شرایط محیطی، اهمیت محل مورد نظر و درجه ناپایداری آن، هزینه‌های مصرفی مصالح موجود، امکانات و غیره بسیار متنوع است. یکی از روش‌های متداول و مناسب برای مسلح کردن شیروانی‌های خاکی استفاده از ستون‌های سنگی است. استفاده از ستون‌های سنگی به عنوان یکی از روش‌های پایدار سازی و افزایش ضریب اطمینان شیروانی‌های خاکی مطرح می‌شود که علاوه بر سادگی و راحتی اجرا، از نظر اقتصادی نیز مقرون به صرفه است. هدف از انجام این پژوهش مطالعه‌ی آزمایشگاهی بررسی مقدار چسبندگی بر پایداری شیروانی‌های خاکی مسلح با ستون سنگی است که نتایج حاصل از آن علاوه بر جدید بودن به عنوان یک کار پژوهشی تأمل برانگیز است؛ این کار با استفاده از ساخت مدل شیروانی ماسه‌ای و اشباع آن به کمک بارش و سپس اعمال بارگذاری صورت گرفته است. سپس نتایج به دست آمده به کمک روش اجزای محدود (نرم افزار PLAXIS^{2D}) و روش تفاضل محدود (نرم افزار FLAC^{3D}) مورد تأیید قرار گرفته است. نتایج آزمایشگاه و تحلیل‌های عددی نشان داده‌اند که ۵ درصد خاک ریزدانه‌ی چسبنده تأثیر چشمگیری در افزایش پایداری شیروانی مسلح شده با ستون سنگی دارد. نتایج به دست آمده از تحلیل‌های عددی هماهنگی خوبی با مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی دارند.

واژگان کلیدی: شیروانی خاکی، ستون سنگی، مقدار چسبندگی، پایدار سازی.

۱- مقدمه

فهم پایداری شیروانی‌ها نیاز است تا دانش بشری در مورد موضوعاتی از قبیل روش‌های تحلیلی، ابزارهای تحقیقی و اکتشافی و روش‌های پایدار ساز افزایش یابد. روش‌های پایدار سازی شامل تکنیک‌های ویژه‌ای است که باید به خوبی شناخته شده و به صورت واقعی و عملی نیز قابل مدل‌سازی باشند [1]. استفاده از ستون‌های سنگی به عنوان یکی از روش‌های پایدار سازی و افزایش ضریب اطمینان شیروانی‌های خاکی مطرح می‌شود که علاوه بر سادگی و راحتی اجرای آن در شیب‌های

مشکلات پایداری شیب‌های خاکی از دیرباز مورد توجه بوده است چرا که در طول تاریخ چه عوامل انسانی و چه عوامل طبیعی سبب برهم خوردن تعادل شیب‌های خاکی طبیعی شده‌اند. در سال‌های اخیر تقاضای رو به رشد برای شیب‌های خاکریزی و خاکبرداری شده که محل ساخت و ساز پروژه‌های عمرانی است، نیاز به درک بیشتر موضوعات پایداری شیروانی را بیش از پیش افزایش داده است. برای درک بیشتر

پرخاطر، از نظر اقتصادی نیز نسبت به سایر روش‌های اجرایی، مقرون به صرفه است چرا که تهیه مصالح ستون سنگی هزینه‌های زیادی را در بر نخواهد داشت. از جمله دلایل مناسب بودن ستون سنگی می‌توان به افزایش ظرفیت باربری، کاهش نشست، افزایش مقاومت برشی (در خاک‌های سیلتی و رسی)، کنترل روانگرایی و زهکشی (به دلیل نفوذ پذیری بالا) اشاره کرد.

ستون سنگی نخستین بار در فرانسه و در سال ۱۸۳۰ اجرا شده است [2]. از ستون‌های سنگی می‌توان برای پایداری و جلوگیری از زمین لغزش استفاده کرد [3]. پایدار سازی شیروانی‌های اطراف بزرگراه‌های آلاسکا، کالیفرنیا، فلوریدا، آیووا، کنتاکی، می‌سی‌سی‌پی، نیویورک، تگزاس، داکوتای جنوبی، ویرجینیا و ویسکونسین به کمک ستون‌های سنگی انجام شده است [4]. وکلی و همکاران [5] ظرفیت باربری و نشست شیروانی خاکی مسلح با ستون سنگی را به کمک مدل آزمایشگاهی به دست آوردند و به این نتیجه رسیدند که با کاهش فاصله بین ستون‌های سنگی، ظرفیت باربری افزایش و نشست کاهش می‌یابد. یکی از نتایج حاصل از مقاله وان تائیک و همکاران [6] که با تحلیل‌های پایداری شیروانی همگن متراکم به همراه در نظر گرفتن نفوذ بارش آب داخل خاک به کمک نرم افزار ژئواسلپ انجام شده، این بوده است که افزایش مقدار چسبندگی در خاک سبب افزایش چشمگیر ضریب اطمینان می‌شود. ابوشرار و ژی هان [7] با تحلیل دو بعدی اثر ستون سنگی بر روی شیروانی خاکی پارامترهای متفاوتی از قبیل فاصله ستون‌ها، زاویه اصطکاک، چسبندگی، اثر آب، ارتفاع خاکریز و ضخامت ستون را بررسی کردند که مهمترین نتایج آنان این بوده که افزایش چسبندگی خاکریز سبب افزایش ضریب اطمینان می‌شود. پژوهشگران متعددی در مورد موقعیت بهینه شمع در شیروانی‌ها تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی انجام دادند که نتیجه کلی آن پژوهش‌ها این است که بهترین محل برای قرارگیری شمع در شیروانی خاکی وسط شیروانی است. حاجی عزیزی و باولی [8] با انجام آزمایش‌هایی روی شیب ماسه‌ای به این نتیجه دست یافتند که بهینه‌ترین محل برای قرارگیری شمع، وسط شیروانی است.

شیواشانکار و همکاران [9] با مطالعه‌ی آزمایشگاهی روی

خاک دو لایه به این نتیجه رسیدند که در صورتی که لایه‌ی زیرین متراکم‌تر باشد، اثر ستون سنگی بسیار چشمگیر خواهد بود و در چنین خاک‌هایی، عملکرد ستون سنگی به طور چشمگیری به ضخامت لایه‌ی ضعیف‌تر فوقانی بستگی دارد، هر چقدر که ضخامت این لایه بیشتر باشد، توانایی ستون سنگی کاهش می‌یابد. امبلی و گاندهی [10] با مطالعه‌ی آزمایشگاهی و تحلیل عددی دریافتند که علت اصلی بهبود خاک مسلح شده با ستون سنگی، سختی بالاتر ستون سنگی نسبت به خاک اطرافش است. بنابر مطالعات بابو و همکاران [11] طول بحرانی ستون سنگی (کوتاه‌ترین ستونی که می‌تواند بار نهایی را تحمل کند) بین چهار تا پنج برابر قطر ستون است. پژوهش‌های چوب بستی و همکاران [12] نشان داد که عملکرد ستون‌های سنگی به صورت چشمگیری به فاصله بین ستون‌ها از هم بستگی دارد و تنش‌های اعمالی هم با فاصله گرفتن از ستون‌های سنگی کاهش پیدا می‌کنند. نتایج پژوهش‌های تبرساز و سروش [13] نشان داد که شکم دادگی ستون که به گسیختگی آن منجر می‌شود، در قسمت‌های بالایی ستون (بین دو تا چهار برابر قطر از سر ستون) اتفاق می‌افتد. مهنی و سامانتا [14] با آزمایش روی ستون‌های سنگی در خاک لایه‌ای نشان دادند که رفتار ستون‌های سنگی در چنین خاک‌های غیر همگنی به طور چشمگیری وابسته به لایه‌ی بالایی خاک است و شرایط خاک فوقانی تعیین کننده‌ی وضعیت رفتاری ستون سنگی است. نظری افشار و قضاوی [15] برای بهبود عملکرد ستون‌های سنگی از پوشش مسلح کننده‌ی ژئوتکستایل دور آن استفاده کردند، استفاده از این غلاف مسلح کننده سبب افزایش ظرفیت باربری نهایی ستون می‌شود. یو و همکاران [16] پیشنهاد داده‌اند که برای جلوگیری از شکم دادگی ستون از یک غلاف مسلح کننده استفاده شود. در پژوهش خبازیان و همکاران [17] دو راهکار برای افزایش سختی ستون سنگی پیشنهاد شده است؛ یکی استفاده از غلاف به دور ستون سنگی و دیگری استفاده از دوغاب سیمان در ستون سنگی.

هدف از این مقاله، بررسی تأثیر میزان چسبندگی خاکریز و مقدار آن در بهبود عملکرد ستون سنگی در شیب‌های خاکی می‌باشد. نوع‌آوری این پژوهش، استفاده از ستون سنگی در شیبی دو لایه با تراکم‌های متفاوت دارای چسبندگی می‌باشد. این کار با

شکل (۳) نمودار دانه‌بندی ماسه

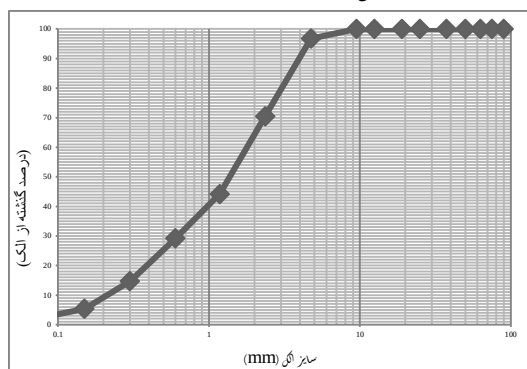


Fig. 3. Grain size distribution for modeled sand

جدول (۱) مشخصات ماسه

First layer unite weight (Dry condition)	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
First layer unite weight (Saturated condition)	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
Second layer unite weight (Dry condition)	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Second layer unite weight (Saturated condition)	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
First layer internal friction angle (Dry condition)	49°
First layer internal friction angle (Saturated condition)	45°
Second layer internal friction angle (Dry condition)	47°
Second layer internal friction angle (Saturated condition)	43°
Cohesion	5 K Pa
Elastic modulus (E)	30 M Pa
Specific gravity (G_s)	2.65
Poisson's ratio	0.30
Maximum void ratio	0.6
Minimum void ration	0.3

Table 1. Sand properties

۲-۳- ستون سنگی

مصالح ستون سنگی در شکل (۴) نشان داده شده است. برای ساخت ستون سنگی از غلافی پلاستیکی به قطر ۳/۶ سانتی‌متر (برای حذف اثر شعاع تأثیر با توجه به محدودیت عرض جعبه این قطر انتخاب شد، تا با فاصله داشتن ستون به اندازه ۵ برابر شعاع آن از جداره‌ها اثر جداره‌های جعبه بر ستون سنگی از بین برود) استفاده شد که پیش از ساخت مدل، آن را در محل مورد نظر قرار داده و در حین ساخت مدل در هر مرحله با توجه به میزان وزن مخصوص ستون،

استفاده از ساخت مدل شیروانی ماسه‌ای و اشباع آن به کمک بارش و سپس اعمال بارگذاری صورت گرفته است.

۲- تجهیزات آزمایشگاهی

در این بخش، توضیحاتی در مورد وسایل مورد استفاده در آزمایشگاه برای انجام فرآیند مدل‌سازی که عبارتند از جعبه‌ی آزمایش، ماسه‌ی استفاده شده و مصالح ستون سنگی به همراه مشخصات آن‌ها ارائه می‌شود.

۱-۲- جعبه آزمایش

مطابق شکل (۱)، این جعبه شامل چهار قسمت می‌باشد که عبارتند از: قسمت تأمین آب، قسمت میانی (محل ساخت مدل)، قسمت خروجی (زهکشی) آب و تابلوهای پیزومتر (برای اطمینان از اشباع شدن شیروانی).

شکل (۱) جعبه‌ی انجام آزمایش



Fig. 1. Experimental modeling test box

۲-۲- ماسه‌ی مورد استفاده در ساخت شیروانی

شکل (۲) نمونه‌ی ماسه‌ی به کار رفته در مدل‌سازی را نشان می‌دهد. به کمک آزمایش برش مستقیم زاویه‌ی اصطکاک خاک در حالت خشک ۴۷ درجه و مقدار چسبندگی خاک ۵ کیلوپاسکال به دست آمده است. منحنی دانه‌بندی ماسه در شکل (۳) و مشخصات ماسه‌ی مورد نظر در جدول (۱) آورده شده است.

شکل (۲) نمونه‌ی ماسه استفاده شده در ساخت شیروانی



Fig. 2. Sand sample used in experimental modeling

و زاویه‌ی شیروانی هم با توجه به اینکه زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه‌ی خشک ۴۷ درجه به دست آمده، برای برقراری تعادل در حین ساخت ۴۵ درجه انتخاب شده است. ارتفاع شیب ۳۰ سانتی‌متر است و ارتفاع کلی مدل ساخته شده ۴۵ سانتی‌متر است.

۳- پس از ساخت مدل، برای جلوگیری از آب شستگی سطح شیروانی از یک لایه‌ی نازکِ دوغاب روی سطح شیب استفاده شده است.

۴- اشباع کردن مدل به کمک بارش مصنوعی صورت گرفته است.

۵- عملیات زهکشی و خروج آب مخزن از طریق قسمت پایین دست جعبه‌ی آزمایش انجام می‌شود.

۶- در شیروانی مسلح، انتهای ستون سنگی به اندازه‌ی ۵ سانتی‌متر (حدود ۱/۴ برابر قطر ستون) از کف جعبه فاصله دارد. این کار برای بر طرف کردن موضوع گیرداری در کف انجام شده است. همچنین میزان نفوذ ستون در لایه‌ی متراکم‌تر زیرین به اندازه ۳ برابر قطر ستون بوده است.

۷- لایه‌های ماسه به صورت دو لایه‌ای اجرا شده‌اند که لایه زیرین دارای ۱۵ سانتی‌متر ضخامت، و لایه فوقانی دارای ۳۰ سانتی‌متر ضخامت است که وزن مخصوص خشک در لایه‌ی زیرین ۲۰ کیلونیوتن بر متر مکعب و در لایه‌ی بالایی برابر ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب است. همچنین مقدار وزن مخصوص ستون سنگی در شیروانی مسلح، ۱۷ کیلونیوتن بر متر مکعب است.

۸- روش تراکم مصالح در جعبه اینگونه بوده است که ابتدا جعبه‌ی آزمایش را به صورت شطرنجی خط کشی کرده، سپس با توجه به حجم هر بلوک، وزن لازم برای رسیدن به وزن مخصوص مورد نظر در هر لایه به وسیله‌ی ترازو اندازه‌گیری می‌شود. پس از قرارگیری وزن اندازه‌گیری شده، این مقدار از ماسه در بلوک مورد نظر ریخته شده و تراکم انجام می‌شود تا حجم بلوک کاملاً پُر شود. برای اطمینان از درستی وزن مخصوص به دست آمده در حین کوبش، پیش از انجام آزمایش ظرفی را در یکی از بلوک‌های مشخص شده قرار داده، پس از تکمیل عملیات کوبش، ظرف وزن می‌شود و با توجه به حجم

شن مورد نیاز را درون آن ریخته و عملیات تراکم و کوبش انجام می‌شود. دانه‌بندی شن به گونه‌ای است که از الک شماره‌ی ۰/۵ اینچ عبور کرده و روی الک شماره‌ی ۴ باقی مانده باشند. مشخصات شن در جدول (۲) ارائه شده است.

شکل (۴) شن استفاده شده در ساخت ستون سنگی



Fig. 4. Gravel used in stone column

جدول (۲) مشخصات مصالح ستون سنگی

Unite weight (Dry condition)	$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
Unite weight (Saturated condition)	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Internal friction angle (Dry condition)	41°
Internal friction angle (Saturated condition)	37°
Cohesion	0.0
Elastic modulus (E)	100 M Pa
Specific gravity (G_s)	2.60
Poisson's ratio	0.20
Maximum void ratio	0.75
Minimum void ration	0.35

Table 2. Characteristics of stone column material

۳- آزمایش‌های انجام شده

به منظور بررسی اثر ستون سنگی در شیروانی خاکی دو نوع مدل ساخته و مطالعه شد، مدل اول شامل شیروانی خاکی غیر مسلح و سپس انجام عملیات بارش و اشباع است و مدل دوم شامل شیروانی مسلح به کمک ستون سنگی در وسط شیروانی و انجام عملیات بارش و اشباع نمونه است. مشخصات و شرایطی که در زیر ارائه می‌شود برای هر دو مدل مشابه و یکسان است.

۱- برای از بین بردن اثر اصطکاکِ جداره‌های جعبه، پیش از شروع کار آن‌ها را به روغن آغشته کرده تا اصطکاک آن با ماسه از بین برود.

۲- طول تاج شیروانی در هر دو مدل ۳۰ سانتی‌متر انتخاب شد

شکل (۷) شیروانی غیر مسلح ساخته شده



Fig. 7. Unreinforced modeled slope

شکل (۸) ایجاد ترک در وسط شیروانی غیر مسلح اشباع

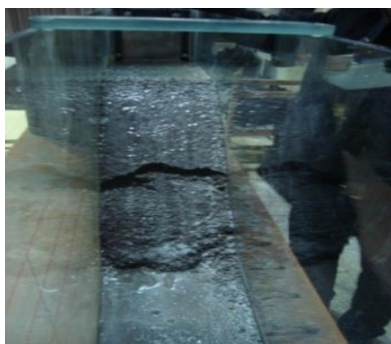


Fig. 8. Crack propagation in middle of saturated unreinforced slope

شکل (۹) گسیختگی کامل شیروانی غیر مسلح اشباع



Fig. 9. Completed rupture of saturated unreinforced slope

این موضوع که ترک در وسط شیروانی ایجاد شده است خود اثباتی بر این مدعا است که موقعیت بهینه‌ی قرارگیری ستون سنگی در وسط شیروانی است، چرا که بیشترین تغییر مکان ایجاد شده در شیروانی در وسط آن است و بهترین محل قرار گیری مسلح کننده همین محل است تا از ایجاد این تغییر مکان‌ها شکل (۸) جلوگیری به عمل آید.

۳-۲- شیروانی مسلح

با توجه به پژوهش‌های گذشته [۱۸، ۱۹، ۲۰] و نکاتی که در بخش قبل اشاره شد، محل بهینه‌ی قرارگیری ستون سنگی در وسط شیروانی است، به همین دلیل برای انجام آزمایش در شیروانی مسلح، ستون سنگی در وسط شیروانی قرار داده شد. برای این کار ابتدا جداره‌های داخلی و خارجی غلاف ستون را به روغن آغشته کرده (این کار به منظور تسهیل

آن، به راحتی وزن مخصوص ماسه موجود در آن به دست می‌آید، که نتیجه‌ی حاصل شده هماهنگی بسیار مناسبی با میزان مورد انتظار دارد، به گونه‌ای که برای لایه‌ی زیرین که دارای وزن مخصوص ۲۰ کیلونیوتن بر متر مکعب بوده، وزن مخصوص به دست آمده از داخل ظرف ۱۹/۹۸ کیلونیوتن بر متر مکعب به دست آمد. این مطلب در شکل (۵) نشان داده شده است.

شکل (۵) قرارگیری ظرف و کوبش ماسه درون آن



Fig. 5. Placement of a can and compaction of sand in it

۳-۱- شیروانی غیر مسلح

هندسه‌ی این شیب در شکل (۶) نشان داده شده است. پس از ساخت شیروانی غیر مسلح و ریختن لایه‌ی نازک دوغاب روی سطح شکل (۷)، شیروانی از نظر پایداری بدون مشکل بوده است و این موضوع نشان می‌دهد که در حالت خشک ضریب اطمینان مدل ساخته شده بیش از عدد ۱ است. سپس مدل تحت بارش مصنوعی قرار داده شد که این شیروانی پس از گذشت حدود ۴۰ دقیقه از فرآیند اشباع، دچار ترک‌هایی در وسط شیروانی شد و پس از گذشت دقایقی گسیختگی کامل در آن رخ داد. شکل‌های (۸) و (۹) گسیختگی در وسط شیروانی و شکست کامل را نشان می‌دهند. این موضوع نشان می‌دهد ضریب اطمینان شیروانی پس از عملیات اشباع کاهش پیدا می‌کند و به مقداری کمتر از عدد ۱ می‌رسد.

شکل (۶) هندسه شیروانی غیر مسلح

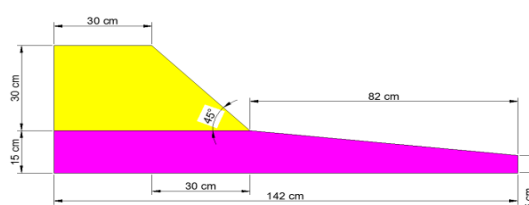


Fig. 6. Geometry of unreinforced slope

شیروانی به صورت تدریجی بارگذاری شد و مقاومت بسیار خوبی از خود نشان داد تا در نهایت در بار ۱۶۰ کیلوگرم (معادل ۵۲ کیلوپاسکال) دچار گسیختگی شد. پس از گسیختگی مدل، این سوال مطرح شد که علت مقاومت فوق العاده شیروانی چیست؟ در ابتدا میزان وزن مخصوص لایه‌ها بررسی شد که مشخص شده لایه‌ی زیرین که در ابتدا دارای وزن مخصوص ۲۰ کیلونیوتن بر متر مکعب بوده است، پس از اشباع و بارگذاری دارای وزن مخصوص ۲۶ کیلونیوتن بر متر مکعب شده است و لایه‌ی بالایی که در ابتدا وزن مخصوص ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب داشته است، اکنون دارای مقدار ۲۲ کیلونیوتن بر متر مکعب است. سپس دانه‌بندی خاک ماسه‌ای انجام شد. مهمترین نکته در این زمینه مقدار ریزدانه (عبوری از الک شماره ۲۰۰) است. ریزدانه‌ی موجود در خاک ماسه‌ای در حدود ۵ درصد است (به نظر می‌رسد این مقدار صحیح است زیرا بخشی از ریزدانه به هنگام الک کردن و وزن کردن از بین می‌رود از طرفی بخش دیگری از ریزدانه ممکن است به ماسه‌ها چسبیده باشد و در برآوردها لحاظ نشده باشد). به منظور تأثیر مقدار ریز دانه بر افزایش پایداری شیروانی، ماسه‌ی شسته شده‌ای که مقدار ریزدانه‌ی آن در حدود صفر درصد است، دوباره تحت آزمایش و تحلیل عددی با نرم افزار فلک سه بعدی قرار گرفت. شرایط ساخت مدل و مسلح کردن شیب، دقیقاً مانند قبل بوده است. این شیروانی نیز دوباره تحت بارگذاری قرار گرفت و تحت بار ۷۴ کیلوگرم گسیخته شد. این تفاوت مقدار بارگذاری (۸۶ کیلوگرم) ناشی از تأثیر مقدار ریزدانه در شیب ماسه‌ای است. برای اثبات درستی تأثیر چشمگیر مقدار ۵ درصد ریزدانه به کمک نرم افزار فلک سه بعدی تحلیل‌های دیگری نیز انجام شد که در بخش‌های بعد به آن‌ها اشاره می‌شود.

۴- مقایسه‌ی نتایج مدل سازی‌های آزمایشگاهی با نتایج تحلیل‌های عددی

به منظور مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌های انجام شده با تحلیل‌های عددی، از نرم افزار PLAXIS^{2D} نسخه ۸ و نرم افزار FLAC^{3D} نسخه ۵ استفاده شد. نتایج تحلیل‌های عددی

در بیرون کشیدن غلاف پس از اتمام ساخت انجام می‌شود) و پیش از آغاز کار، آن را در محل مورد نظر (روی لایه‌ی ۵ سانتی‌متری اول) قرار داده و همراه هر لایه خاکریزی و تراکم، مصالح ستون را درون غلاف ریخته و متراکم می‌شود. پس از اتمام ساخت مدل به آرامی و با احتیاط کامل غلاف بیرون کشیده می‌شود. در انتهای کار، روی سطح شیروانی (دامنه شیب) لایه‌ی دوغاب نازکی ریخته تا از آب شستگی شیب ممانعت شود. شکل (۱۰) هندسه و شکل (۱۱) مدل ساخته شده‌ی شیروانی مسلح را نشان می‌دهد.

شکل (۱۰) هندسه شیروانی مسلح با ستون سنگی

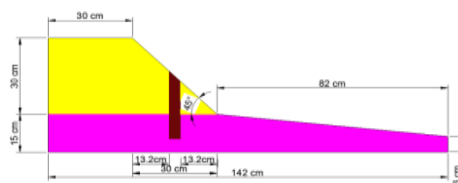


Fig. 10. Geometry of reinforced slope using stone column

شکل (۱۱) ساخت شیروانی مسلح با ستون سنگی

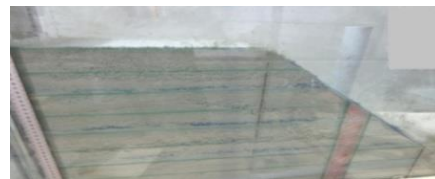


Fig. 11. Constructing reinforced slope using stone column

پس از تکمیل ساخت مدل، شیروانی را تحت بارش مصنوعی قرار داده و پس از اشباع کامل بیش از ۹۰ دقیقه هیچ گونه ترک‌ی در شیروانی روی نداد پس می‌توان نتیجه گرفت پس از تسلیح با ستون سنگی ضریب اطمینان شیروانی افزایش یافته و به بیش از عدد ۱ رسیده است. برای ایجاد گسیختگی در شیروانی قسمت تاج آن تحت بارگذاری به صورت تدریجی قرار داده می‌شود. شکل (۱۲) بارگذاری را روی تاج شیروانی نشان می‌دهد.

شکل (۱۲) بارگذاری تدریجی اعمالی به شیروانی مسلح



Fig. 12. Gradual loading on slope crest

شکل (۱۶) تغییر شکل‌های ایجاد شده در شیب غیر مسلح

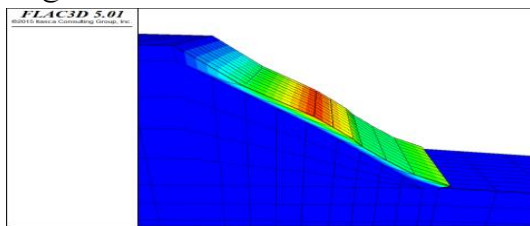


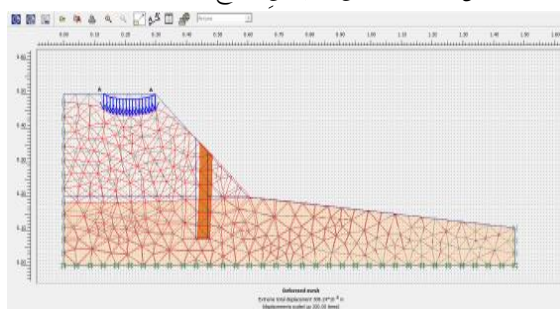
Fig. 16. Deflections created in unreinforced slope

در مرحله بعد با نرم‌افزار PLAXIS^{2D} شیروانی مسلح با قرار دادن ستون سنگی در وسط شیروانی مدل شد. در این نرم افزار از حالت کرنش مسطح با المان ۱۵ گرهی و شرایط زهکشی شده استفاده شد. با انجام تحلیل پس از اشباع، شیروانی پایدار بود؛ سپس اقدام به اعمال بارگذاری در مدل شد، مقدار بار بحرانی برای گسیختگی این شیب ۵۱ کیلو پاسکال به دست آمد که هماهنگی خوبی با مقدار ۵۲ کیلو پاسکال در آزمایشگاه دارد. در جدول (۳) مشخصات مدل نشان داده شده است؛ شکل (۱۷) تحلیل این شیروانی را نشان می‌دهد.

جدول (۳) مشخصات مصالح در نرم افزار PLAXIS^{2D}

Element Type	γ KN/m ³	$\text{sat}\gamma$ KN/m ³	E KN/m ²	ν	C KN/m ²	ϕ	Model
First Layer	20	26	3e4	0.3	5	49	M-C
Second Layer	18	22	3e4	0.3	5	47	M-C
Stone column	17	20	1e5	0.2	-	-	Linear Elastic

Table3. Properties of model in PLAXIS software

شکل (۱۷) گسیختگی شیروانی مسلح در PLAXIS^{2D}Fig. 17. Rupture of reinforced slope in PLAXIS^{2D}

در گام بعدی به کمک نرم‌افزار FLAC^{3D} همین شیروانی مسلح تحلیل شد. بار بحرانی برای گسیختگی شیروانی ۵۰/۸ کیلو پاسکال به دست آمد. مشخصات مدل در جدول (۴)

به خوبی تصدیق کننده‌ی نتایج مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی است.

در ابتدا با نرم‌افزار FLAC^{3D} با همان مشخصاتی که در بخش ۳ اشاره شد، شیروانی غیر مسلح را در حالت خشک مدل‌سازی کرده و مقدار ضریب اطمینان ۱/۱۷ به دست آمد و شیروانی در این حالت پایدار بود. سپس شیروانی در حالت اشباع مدل‌سازی شد، در حالت اشباع شیروانی دچار حالت گسیختگی شد و مقدار ضریب اطمینان آن ۰/۹۶ به دست آمد. این دو مورد مانند آنچه بود که در آزمایشگاه مشاهده شد. شکل‌های (۱۳ تا ۱۶) تحلیل شیروانی غیر مسلح را نشان می‌دهند.

شکل (۱۳) هندسه‌ی شیروانی غیر مسلح

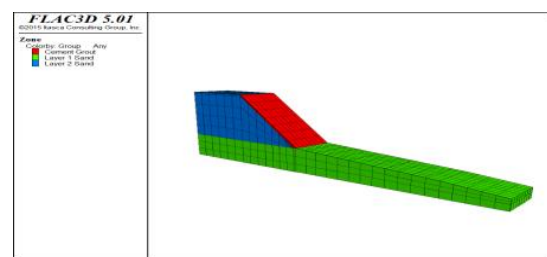


Fig. 13. Geometry of unreinforced slope

شکل (۱۴) ضریب اطمینان شیروانی غیر مسلح در حالت خشک

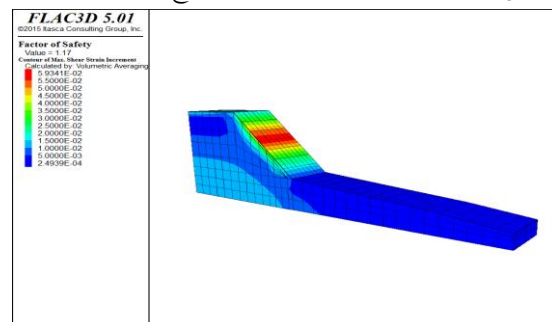


Fig. 14. Unreinforced slope factor of safety in dry condition

شکل (۱۵) ضریب اطمینان شیروانی غیر مسلح در حالت اشباع

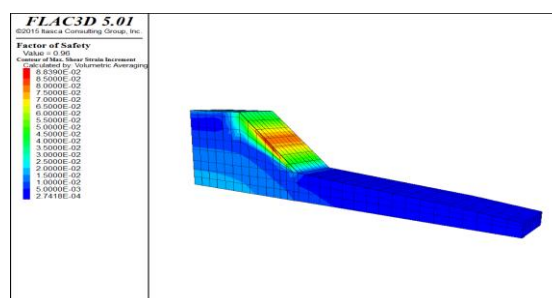


Fig. 15. Unreinforced slope factor of safety in saturated condition

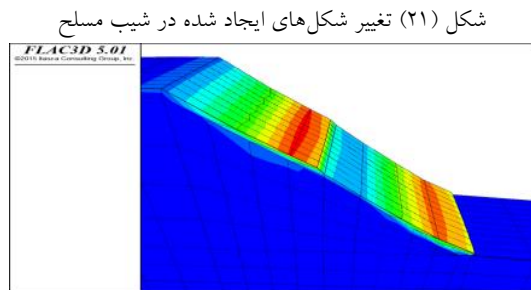


Fig. 21. Deflections created in reinforced slope

نتایج هر دوتحلیل هماهنگی خوب و قابل قبولی با شرایط آزمایشگاهی داشته‌اند چرا که مدل‌سازی آزمایشگاهی دارای برخی خطاهای غیر قابل کنترل از جمله تأثیر جداره‌های کناره (حتی در حالت آغشته شده به روغن) و عملکرد زهکشی ستون سنگی (به طوریکه مانع اشباع ماندن صد در صدی مدل خواهد شد، و این عملکرد در هر دو نرم‌افزار دیده نمی‌شود) است که این عوامل با هم سبب می‌شود تا مقدار بار گسیختگی در آزمایشگاه بیش از مقادیر تحلیل‌های عددی به دست آید.

۵- تحلیل ابعادی

از آنجایی که مقیاس‌های آزمایشگاهی با شرایط طبیعی متفاوت است، به کمک تبدیل‌هایی می‌توان هر مدل آزمایشگاهی را به مدل واقعی تبدیل کرد و برعکس. جدول (۵) این نسبت‌ها را برای تحلیل ابعادی ارائه می‌دهد. به کمک نسبت‌های این جدول و ضریب مقیاس S این کار انجام می‌شود [7]. باید به این نکته توجه داشت که پارامترهای مقاومتی خاک مانند چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و وزن مخصوص در هر دو مدل ثابت است و تغییر نمی‌کنند. واضح است که به دلیل اثر مقیاس، خاک‌ها ممکن است همان نقشی را که در مدل‌های آزمایشگاهی ایفا می‌کنند در نمونه‌ی اصلی نداشته باشند. این تفاوت‌ها ابتدا به علت تفاوت در تراز تنش بین آزمایش‌های مدل و آزمایش‌های صحرایی اتفاق می‌افتد [21]. با توجه به این موضوع سواف [22] پیشنهاد می‌کند که استفاده از مدل‌های $1-g$ می‌تواند فقط در پیش‌بینی رفتارهای کلی و عمومی نمونه‌های اصلی به کار رود. در همین راستا هجد و سیت هارام [23] توضیح داده‌اند که آزمایش‌های کوچک مقیاس در شرایط $1-g$ به دستیابی

آورده شده است. شکل‌های (۱۸ تا ۲۱) به ترتیب ضریب اطمینان، بار بحرانی، مقادیر تنش نرمال بیشینه، و تغییر شکل‌های سطح شیب را نشان می‌دهند.

جدول (۴) مشخصات مصالح در نرم افزار $FLAC^{3D}$

Element Type	γ_{Sat} KN/m ³	Bulk modulus N/m ²	Shear modulus N/m ²	C Sat KN/m ²	ϕ_{Sat}°	Model
First Layer	26	3.3e7	1.5e7	5	45	M-C
Second Layer	22	3.3e7	1.5e7	5	43	M-C
Stone column	20	5.6e7	4.2e7	*	37	Linear Elastic

Table 4. Characteristics of materials in $FLAC^{3D}$ software

شکل (۱۸) گسیختگی شیروانی مسلح با ستون سنگی ($F.S.=0.98$)

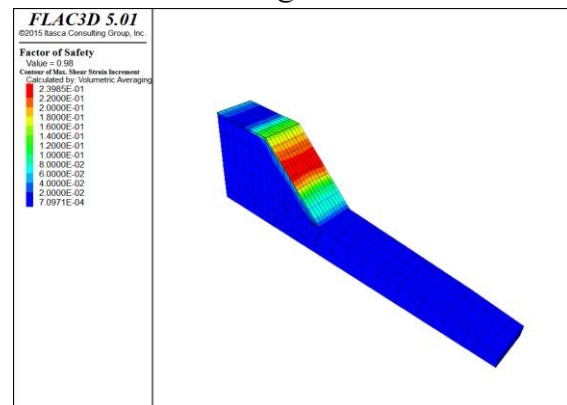


Fig. 18. Rupture of reinforced slope using stone column ($F.S.=0.98$)

شکل (۱۹) بار بحرانی گسیختگی شیروانی (بر حسب پاسکال)

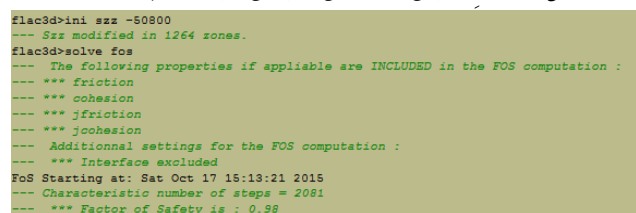


Fig 19. Critical load in slope failure (in Kilo Pascal)

شکل (۲۰) مقادیر تغییرات تنش نرمال بیشینه در شیب مسلح

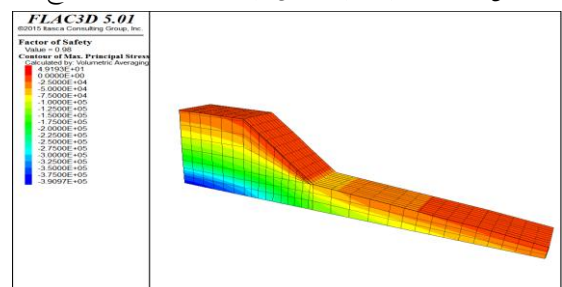


Fig. 20. Variation of maximum normal stress in reinforced slope

که حاوی ۵ درصد ریزدانه و مقدار ۵ کیلوپاسکال چسبندگی است و به صورت دو لایه اجرا شده است، درحالت اشباع ناپایدار بوده و دچار گسیختگی می‌شود. اگر در چنین شیبی از یک ستون سنگی در وسط شیب استفاده شود؛ پایداری این شیب خاکی به طور فوق‌العاده‌ای افزایش پیدا خواهد کرد، به طوری که ستون سنگی، شیروانی را به خوبی پایدار کرده و سبب می‌شود که ظرفیت باربری آن تا مقدار ۵۲ کیلوپاسکال افزایش یابد. همین موضوع نشان می‌دهد که استفاده از ستون سنگی در چنین شرایطی کمک شایانی به پایدار سازی شیب‌های خاکی خواهد کرد. جدول (۶) نتایج به دست آمده را به صورت کلی با هم مقایسه می‌کند. وجود ۵ درصد ریزدانه‌ی چسبنده در خاک ماسه‌ای تأثیر چشمگیری بر افزایش پایداری شیب داشته است. به نظر می‌رسد که ریزدانه‌ی چسبنده نقش کلیدی در ایجاد شبکه‌ی باند چسبندگی بین ذرات ماسه‌ای بازی کرده است به طوری که پس از اشباع شدن تبدیل به یک مجموعه‌ی یکپارچه شده است که همه‌ی ذرات ماسه در مقابل بارگذاری و ایجاد ناپایداری، به صورت یکپارچه مقاومت می‌نمایند.

جدول (۶) مقایسه‌ی کلی نتایج

Bearing Capacity of reinforced slope	Reinforced slope in saturated condition	Bearing capacity of unreinforced slope	Unreinforced slope in saturated condition	
52 Kilo Pascal	Stable	Zero	Unstable	Experimental Modeling Analysis
51 Kilo Pascal	Stable	Zero	Unstable	PLAXIS ^{2D} Analysis
50.8 Kilo Pascal	Stable	Zero	Unstable	FLAC ^{3D} Analysis

Table 6. Total comparison of results

نکته مهم و قابل توجه در این پژوهش که از آن به عنوان یک نوآوری می‌توان یاد کرد این است که مقدار خاک ریزدانه‌ای که سبب بهبود چشمگیر خاکریز می‌شود بررسی شده و تعیین شده است. همانطور که اشاره شد، با پژوهش‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی مقدار ریزدانه‌ای که سبب بهبود پایداری خاکریز دانه‌ای مسلح با ستون سنگی می‌شود مقدار ۵ درصد به دست آمده است. در پژوهشی دیگر از پژوهشگران این اثر، خاکریزی کاملاً اصطکاکی و فاقد ریزدانه

تقریب مناسب اطلاعات در مورد رفتار کلی نمونه‌های اصلی سریع‌تر و ساده‌تر از آزمایش‌های بزرگ مقیاس کمک می‌کنند، هرچند که آزمایش‌های بزرگ مقیاس کنترل بهتری در مورد پارامترهای کلیدی نمونه‌ی مورد نظر دارند. نکته مهم در این زمینه آن است که نتایج آزمایش‌های کوچک مقیاس متأثر از آثار مقیاس هستند و نتایج به دست آمده در شرایط آزمایش‌های $g-1$ مستقیماً برای حالت نمونه‌ی اصلی قابل کاربرد نیستند. فاخر و جونز [24] پیشنهاد کرده‌اند که نتایج آزمایش‌های کوچک مقیاس را می‌توان با استفاده‌ی دقیق از قوانین مقیاس برای نمونه‌های اصلی هم به کار برد. آنان در این مورد هم هشدار می‌دهند که به دلیل دخالت عوامل پیچیده و متعدد در این زمینه ایجاد شرایط کاملاً مشابه بین مدل آزمایشگاهی و نمونه اصلی امکان پذیر نیست و باید تصمیم‌گیری در مورد عوامل موثر در آثار مقیاس به قضاوت پژوهشگران در این زمینه واگذار شود. با توجه به مواردی که گفته شد و نیز توصیه‌ی سواف [22]، پیشنهاد می‌شود که پژوهش‌های بیشتر را با استفاده از آزمایش‌های مقیاس بزرگ یا آزمایش‌های سانتریفوژ انجام داد تا نتایج به دست آمده از آن پژوهش‌ها را با این پژوهش مقایسه کرد. به منظور درک بیشتر می‌توان به مقاله قضاوی و نظری افشار [25] اشاره کرد، آنان سختی مسلح کننده در مدل آزمایشگاهی خود را یک صدم سختی مسلح کننده در مدل‌های واقعی در نظر گرفته‌اند. در این پژوهش هم با توجه به مطالب گفته شده از مقیاس یک صدم برای در نظر گرفتن اثر مقیاس استفاده شده است.

جدول (۵) مقیاس S برای تبدیل مدل آزمایشگاهی به واقعی [7]

Time	Length	Area	Force	mass	Tension	
T	L	A	F	M	σ	Scaled Model
$\sqrt{S} T$	SL	$S^2 A$	$S^2 F$	$S^3 M$	σ	Real Model

Table 5. S scale in order to convert experimental model to real model

۶- بحث و بررسی

نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که شیروانی غیر مسلحی

۶-۲ خاک دانه‌ای و با چسبندگی بیش از ۵ درصد

نکته اساسی و مهم در این پژوهش مقدار ۵ درصد چسبندگی است که سبب چنین افزایش چشمگیر پایداری شیب می‌شود. اگر مقدار چسبندگی خاکریز خیلی زیاد باشد، مشکلات جدی به وجود خواهد آمد که مهمترین آن ظهور تغییر شکل‌های بزرگ در شیب و ایجاد ناپایداری است که در این حالت نه تنها وجود چسبندگی مفید نخواهد بود، بلکه ممکن است اشکالات جدی را نیز سبب شود. در مرحله‌ی بعد، همان خاکریز مسلح با ستون سنگی اشاره شده با دو برابر چسبندگی (یعنی با مقدار چسبندگی ۱۰ کیلوپاسکال) مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت، مقدار تنش اعمال شده همان ۵۰/۸ کیلوپاسکال وارد شد تا تفاوت بین ضرایب اطمینان در دو حالت مشاهده شود. همان‌گونه که در شکل (۲۳) دیده می‌شود، در خاکریز با چسبندگی ۱۰ کیلوپاسکال در حالت مسلح با ستون سنگی، در اثر اعمال تنش ۵۰/۸ کیلوپاسکال مقدار ضریب اطمینان ۰/۸۳ به دست آمد، در حالی که اگر خاکریز مقدار ۵ کیلوپاسکال چسبندگی داشته باشد ضریب اطمینان شیب مسلح مورد نظر ۰/۹۸ خواهد بود. این مطلب مبین آن است که اگر مقدار چسبندگی در خاکریز ۱۰ درصد باشد، مقدار تنش بحرانی برای ایجاد شرایط گسیختگی در شیب کمتر از شيروانی با ۵ درصد چسبندگی است. در مجموع این موضوع نشان می‌دهد که هر مقدار چسبندگی برای بهبود خاکریز مناسب نیست و مقدار ارائه شده به عنوان دست آورد این پژوهش است که بیشترین تأثیر و کارایی را دارد.

شکل (۲۳) تحلیل شيروانی با خاک ماسه‌ای با ۱۰ کیلوپاسکال

چسبندگی در حالت مسلح با ستون سنگی (در اثر اعمال تنش ۵۰/۸

کیلوپاسکال؛ مقدار ضریب اطمینان ۰/۸۳ محاسبه شد)

```
flac3d>ini szz -50800
--- Szz modified in 1680 zones.
flac3d>solve fos
--- The following properties if applicable are INCLUDED in the FOS computation :
--- *** friction
--- *** cohesion
--- *** jfriction
--- *** jcohesion
--- Additional settings for the FOS computation :
--- *** Interface excluded
FoS Starting at: Tue May 24 19:39:51 2016
--- Characteristic number of steps = 1858
--- *** Factor of Safety is : 0.83
```

Fig. 23. Numerical analysis of slope with granular soil and cohesion of 10 Kilo Pascal, reinforced using stone column (In condition of 50.8 Kilo Pascal pressure, the factor of safety obtained 0.83)

با منبع قرضه‌ی متفاوت (ماسه‌ی کاملاً شسته) مطابق شرایطی مشابه، بررسی و تحلیل آزمایشگاهی و عددی با نرم افزار فلک سه بعدی شد که نتیجه‌ی آن پژوهش هم موضوع این مقاله را تأیید می‌کند، در آن نوع خاکریز به دلیل فقط اصطکاکی بودن ماسه، بیشینه تنش قابل اعمال به شیبی در شرایط هندسی مشابه با این پژوهش، ۲۷ کیلوپاسکال بوده است. برای تأیید درستی مطالب موجود در پژوهش پیش‌رو، مدل‌سازی‌های عددی دیگری با استفاده از نرم افزار فلک سه بعدی انجام شد که در زیر به آن‌ها اشاره می‌شود.

۶-۱ خاک فقط دانه‌ای و بدون چسبندگی

در این مرحله خاک استفاده شده در این پژوهش اما بدون هیچ‌گونه چسبندگی مدل‌سازی شد (تمامی شرایط مرزی، مشخصات هندسی، خصوصیات مصالح و سایر موارد یکسان بوده است). نتایج پژوهش به این صورت بوده است که برای شیب غیر مسلح با خاک ماسه‌ای و بدون چسبندگی، در اثر فرآیند اشباع مقدار ضریب اطمینان ۰/۹۴ است و این شیب در اثر شرایط اشباع دچار گسیختگی می‌شود. در شیب ماسه‌ای بدون چسبندگی که با ستون سنگی مسلح شده است، مقدار بار بحرانی بسیار کمتر از حالت خاکریز با ۵ درصد چسبندگی به دست آمده است، به طوری که مقدار تنش ایجاد کننده‌ی گسیختگی در این شیب ۱۸/۳ کیلوپاسکال به دست آمد. شکل (۲۲) این موضوع را تصدیق می‌کند که وجود ۵ درصد چسبندگی در یک شیب ماسه‌ای ظرفیت باربری شیب را تا چه اندازه بهبود می‌بخشد (۳۲/۵ کیلو پاسکال یا تقریباً ۳۶ درصد افزایش ظرفیت باربری).

شکل (۲۲) تحلیل شيروانی با خاکریز فقط دانه‌ای در حالت مسلح با ستون

سنگی (بار بحرانی ۱۸/۳ کیلوپاسکال)

```
flac3d>ini szz -18300
--- Szz modified in 1680 zones.
flac3d>solve fos
--- The following properties if applicable are INCLUDED in the FOS computation :
--- *** friction
--- *** cohesion
--- *** jfriction
--- *** jcohesion
--- Additional settings for the FOS computation :
--- *** Interface excluded
FoS Starting at: Mon May 23 02:55:59 2016
--- Characteristic number of steps = 1998
--- *** Factor of Safety is : 0.96
```

Fig. 22. Numerical analysis of reinforced slope with granular soil using stone column (Critical load: 18.3 Kilo Pascal)

۷- نتیجه گیری

پایدار سازی شیروانی‌های خاکی به کمک ستون‌های سنگی یکی از روش‌های مفید و اقتصادی است که به خوبی سبب تثبیت شیب‌ها می‌شوند. طبق آزمایش‌های انجام شده و تصدیق آن‌ها به وسیله‌ی تحلیل‌های عددی می‌توان نتیجه گرفت که وجود مقداری چسبندگی در خاک (در این پژوهش مقدار چسبندگی ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع بوده است) به همراه ستون سنگی که به اندازه‌ی ۳ برابر قطر ستون در خاک متراکم‌تر قرار گرفته باشد، به صورت چشمگیری پایداری و ضریب اطمینان شیروانی را افزایش می‌دهد. به طوری که شیروانی غیر مسلحی را که بدون هیچ گونه سربار و فقط تحت اثر اشباع دچار گسیختگی می‌شود را می‌توان به شیئی تبدیل کرد که پایداری آن به حدی می‌رسد که حتی تا بارگذاری ۱۶۰ کیلوگرم را هم به راحتی جواب می‌دهد و دچار مشکل نمی‌شود. گفتنی است که نتایج پژوهش‌ها نشان داده است بهینه‌ترین موقعیت قرارگیری ستون سنگی در وسط شیروانی است. عدم وجود ریزدانه در خاکریز ماسه‌ای نشان داد که مقاومت برشی شیروانی مسلح با ستون سنگی در حالت اشباع خیلی کمتر از نتایج حاصل از خاکریز ماسه‌ای است که در حدود ۵ درصد ریزدانه دارد و چسبندگی آن در حدود ۵ کیلو پاسکال است.

REFERENCES

مراجع

- [5] Vekli M., Aytekin M., Ikizler S. B. & Calik U. 2012 Experimental and numerical investigation of slope stabilization by stone columns. *Nat Hazards*, **64**, 797-820.
- [6] Taekoh W. & Vanpalli S. 2010 Influence of rain infiltration on the stability of compacted soil slopes. *Computer and Geotechnics*, **37**(5), 649-657.
- [7] Abusharar S. W. & Han J. 2011 Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column improvement soft clay. *Engineering Geology*, **120**(1-4), 103-110.
- [8] Hajiazizi M. & Bavali M. 2014 Optimal location of pile in stabilizing earth slopes. *Modares Civil Engineering Journal*. **14**(3), 61-69. (In Persian)
- [9] Shivashankar R., Dheerendra M. R., Nayak S. & Rajathkumar V. 2011 Experimental studies on behaviour of stone columns in layered soils. *Geotech Geol Eng*, **29**, 749-757.
- [10] Ambily A. P. & Gandhi. S. R. 2007 Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **133**(4), 405.
- [11] Dheerendra M. R. & Shivashankar. R. 2013 A critical review of construction, analysis and behaviour of stone columns. *Geotech Geol Eng*, **31**(1), 1-22.
- [12] Choobbasti A. J., Zahmatkesh A. & Noorzad R. 2011 Performance of stone columns in soft clay: Numerical Evaluation. *Geotech Geol Eng*, **29**, 675-684.
- [13] Soroush A. & Tabarsaz S. 2010 Numerical analysis of behavior of reinforced earth using group of stone columns. *Modares Civil Engineering Journal*. **10**(2). (In Persian)
- [14] Mohanty P. & Samanta M. 2015 Experimental and numerical studies on response of stone column in layered soil. *Geosynth. and Ground Eng*, **27**, 1-14.
- [15] NazariAfshar J. & Ghazavi M. 2014 Experimental studies on bearing capacity of geosynthetic reinforced stone columns. *Geotech Geol Eng*, **39**(3), 1599-1571.
- [16] Yoo W., Kim B. & Cho W. 2015 Model test study on behavior of geotextile-encased sand pile in soft clay ground. *KSCE Journal of civil engineers*, **19**(3), 592-601.
- [17] Khabbazian M., Meehan C. L. & Kaliakin V.
- [1] Abramson L. W., Lee T., Sharma S. & Boyce G. 2002 *Slope stability and stabilization methods*. New York, John Wiley & Sons.
- [2] Fattah M. Y., & Majeed Q. J. 2012 Finite element analysis of Geogrid encased stone columns. *Geotech Geol Eng*, **30**, 713-726.
- [3] Aboshi H., Ichimato M. & Enoki H. K. 1979 A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. International conference on soil reinforcement, pp. 211-216.
- [4] Xanthakos P. P., Amberson L. W. & Bruce D. 1994 *Ground control and improvement*. New York, John Wiley & Sons.

- [21] Vesic A. S. 1973 Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Soil Mechanics and Foundation*, **99**(1), 45–73.
- [22] Sawwaf M. 2005 Strip footing behavior on pile and sheet pile-stabilized sand slope. *ASCE*. **131**(6), 705-715.
- [23] Hegde A. M. & Sitharam T. G. 2015 Experimental and numerical studies on protection of buried pipeline sand underground utilities using geocells. *Geotextiles and Geomembranes*, Article in press. 1-10.
- [24] Fakher A. & Jones C. J. F. P. 1996 Discussion on bearing capacity of rectangular footings on geogrid reinforced sand. by Yetimoglu T., Wu, J.T.H., Saglamer, A., 1994. *Journal of Geotech. Eng.* **122**, 326-327.
- [25] Gazavi M. & NazariAfshar J. 2013 Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, **38**, 26-36.
- N. 2014 Column supported embankments with Geosynthetic encased columns: Parametric study. *Transp. Infrastruct. Geotech*, **1**(3), 301-325.
- [18] Cai F. & Ugai K. 2000 Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. *Soils and Foundations*, **40**(1), 73–84.
- [19] Wei W. B. & Cheng Y. M. 2009 Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles. *Computers and Geotechnics* **36**(7), 1176–1185.
- [20] Won J., You K., Jeong S & Kim S. 2005 Coupled effects instability analysis of pile-slope systems. *Computers and Geotechnics*, **32**(4), 304–315

Experimental Studies of Cohesion Effect on Stability of Soil Slopes Reinforced with stone column

M. Hajiazizi^{1*}, M. Nasiri²

1- Associate. Prof., Geotechnical Eng. Dept., Faculty of Civil Eng., Razi University

2- Ph.D Student, Geotechnical Eng., Razi University

*mhazizi@razi.ac.ir

Abstract:

The increasing demand for engineered cut and fill slopes on construction goals has increased the need of understanding the analytical methods, investigation tools and the most important stabilization methods to solve slope stability problems. The first step to maintain the stability of soil slope is performing excavation in the slope crest or/and filling the slope toe. This is the cheapest method for stabilization of soil slopes. If the method cannot provide the required factor of safety, it is necessary to use other stabilization methods. Numerical and laboratory approaches are useful for modeling soil slopes stabilization. Modeling the stability of earth slopes using numerical methods is a common practice in geotechnical engineering. Moreover, stabilization of soil slopes using piles has been practiced by many researchers in numerical and analytical approaches. Although numerical and analytical methods have special capabilities, laboratory modeling is more reliable. Stability slope analysis has attracted lots of researchers around the world and it shows the significance of this matter. When suspicious about stability of soil slopes, immediate actions and preventative steps should be used for suppression of instability occurrence. Many projects intersect with valleys and rides, which can be prone to slope stability problems. Natural slopes that have been stable for many years may suddenly fail because of many reasons; therefore, finding useful techniques for stabilizing them is a great concern for geotechnical engineers. In all soil slopes, the primary way for stabilization is the excavation in slope crest and/or filling slope toes. If this would not increase safety factor, other procedures should be applied. Three common styles of stabilization methods are; vertical reinforcement (such as stone columns and piles), horizontal reinforcement (like Geo-grids), oblique reinforcement (such as nailing). One of the common methods that is used to increase the safety factor of slopes is stone columns. All of the experimental tests were modeled and compared using the limit equilibrium (LE) and finite element (FE) methods, which are compliant with each other. Understanding soil properties is crucial for analysis of soil slopes. In this study, the effect of cohesion in embankment is investigated. This is carried out by performing laboratory tests and using finite element method software (PLAXIS^{2D}) and finite difference method software (FLAC^{3D}). A sand slope is reinforced with a stone column at the middle of slope. It is then saturated by precipitation and loaded up to the failure. Experimental studies in this article have the potential to give valuable information about the effects of embankment cohesion and penetration depth of stone column into the stiffer layer, in stability of stone column reinforced soil slopes.

Keywords: Earth slopes, Stone Column, Cohesion, Stability

یادداشت تحقیقاتی

بررسی آزمایشگاهی تاثیر مشخصات هیدرولیکی و هندسی سرریز جانبی بر تغییرات عرضی ابعاد فرم بستر در کانال اصلی

مهدی حسن زاده^۱، سیدعلی ایوب زاده^{۲*}، مجتبی صانعی^۳، محمد فرامرزی^۴

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد رشته مهندسی سازه‌های آبی، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد گروه مهندسی سازه‌های آبی، دانشگاه تربیت مدرس

۳- عضو هیات علمی پژوهشکده حفاظت خاک و آبخیزداری جهاد کشاورزی

۴- دانش آموخته دکترای رشته مهندسی سازه‌های آبی، دانشگاه تربیت مدرس

*ayyoub@modares.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۱/۲۸]

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۲/۲۰]

چکیده - سرریز جانبی از جمله مهمترین سازه‌های استفاده شده در پروژه‌های کنترل سیلاب است که طراحی آن‌ها با فرض بستر صلب برای کانال اصلی صورت می‌گیرد. در صورتی که کانال اصلی دارای بستر متحرک باشد تغییرات ایجاد شده در بستر، موجب افزایش مقاومت جریان شده و در نتیجه سرریز عملکرد متفاوتی نسبت به شرایط طراحی با بستر صلب خواهد داشت، پس ضروری است تغییرات ایجاد شده ناشی از عملکرد هیدرولیکی سرریز جانبی در ابعاد فرم بستر و تاثیر آن بر مقاومت جریان شناسایی شوند. هدف از این پژوهش، بررسی تغییرات به وجود آمده در ابعاد هندسی فرم بستر با توجه به اثر عدد فرود و نسبت انحراف جریان در حضور سرریز جانبی است. به همین منظور با استفاده از یک مدل فیزیکی روی فلومی به عرض ۶۰ سانتی‌متر، ارتفاع ۴۰ سانتی‌متر و طول ۱۰ متر تعداد ۱۲ آزمایش انجام شد که در طی آن از ۳ طول تاج سرریز بمنظور بررسی سه نسبت انحراف، سه دبی جریان، شدت جریان مختلف در کانال اصلی استفاده شد. نتایج به دست آمده نشان‌دهنده اثر افزایشی عدد فرود و نسبت انحراف جریان بر ابعاد هندسی فرم بستر است. همچنین نتایج نشان داد که حضور سرریز جانبی، اثر قابل ملاحظه‌ای بر تغییرات عرضی ابعاد هندسی فرم بستر داشته به گونه‌ای که در حالت بدون سرریز، فرم بستر در مجاورت سازه شکل نگرفته درحالی‌که با وجود سرریز، فرم بستر تشکیل شده و دارای طول و ارتفاعی به ترتیب برابر ۷۰ و ۲ درصد عرض کانال اصلی خواهد شد.

واژگان کلیدی: سرریز جانبی، ابعاد هندسی فرم بستر، تاثیر عدد فرود، نسبت انحراف جریان

۱- مقدمه

است. مطالعات کمی نیز روی اثر متقابل هیدرولیک جریان عبوری از روی سرریز جانبی و هیدرولیک انتقال رسوب صورت گرفته که از آن جمله می‌توان به مطالعات ویتاکر در [1] کرسنس و ون‌اورک در [2]، نیری و اودگارد در [3]، آتکینسون در [4]، ونگ و همکاران در [5]، ناکاتو و اوگدن در [6] و نیری و همکاران [7] و ... اشاره کرد که در آنها نیز هیچگونه

سرریزهای جانبی از جمله مهمترین سازه‌های استفاده شده در پروژه‌های مهندسی رودخانه است که مطالعه آن‌ها بیشتر برای پروژه‌های مهندسی شبکه‌های آبیاری و زهکشی صورت گرفته است. در این پروژه‌ها، رفتار هیدرولیکی این سازه‌ها در شرایط با بستر صلب در کانال اصلی مورد توجه قرار گرفته

توزیع طولی شیب محاسبه شده نیز تا حدودی برای تمامی آزمایش‌ها یکنواخت است بیش‌تر داده‌ها در بازه‌ای مابین ۰/۰۲ و ۰/۰۶ قرار دارند در حالی که تعدادی از این داده‌ها به بیش‌تر از ۰/۱۱ یا ۰/۱۴ رسیده بودند.

- نتایج به دست آمده برای زاویه وجه بالادست و پایین‌دست نشان داد که توزیع طولی آنها نیز تا حدودی یکنواخت است که پراکندگی آنها در پایین دست سرریز افزایش می‌یابد.

همانگونه که ملاحظه می‌شود روزیر و همکاران [9] به مطالعه اثر سرریز جانبی روی توزیع ابعاد فرم بستر در طول کانال پرداخته‌اند و در رابطه با توزیع ابعاد هندسی فرم بستر در عرض کانال و اثر سرریز جانبی روی این توزیع مطالعه‌ای صورت نگرفته است بنابراین هدف از این مقاله ارائه نتایج مربوط به مطالعه اثر سرریز جانبی روی تغییرات جانبی ابعاد هندسی فرم بستر در آبراهه اصلی است که پس از توضیح مختصر در رابطه با مواد و روش آزمایش به ارائه آن نتایج پرداخته شده است.

۲- روش پژوهش

در این پژوهش از یک مدل فیزیکی آبراهه به صورت فلومی با مقطع مستطیلی واقع در پژوهشکده حفاظت خاک و آبخیزداری جهاد کشاورزی، استفاده شده است (شکل ۱). عرض فلوم ۸۵ سانتی‌متر و عمق آن ۴۰ سانتی‌متر و طول آن ۱۰ متر بوده است. یک سرریز در فاصله ۸ متری از ورودی جریان از مخزن به داخل فلوم، در ساحل چپ مدل آبراهه تعبیه شد. جداره سمت چپ این فلوم از جنس پلاگسی گلاس و بخش‌هایی از جداره سمت راست فلوم از جنس بتنی و بخش‌هایی از جنس پلاگسی گلاس ساخته شده است.

برای تامین آب لازم برای آزمایش از دو پمپ با ظرفیت ۵۰ لیتر در ثانیه استفاده شده است که برای آزمایش‌های با دبی بالا از هر دو پمپ استفاده شده است. قبل از اینکه جریان آب وارد فلوم شود به داخل مخزن آرام کننده با عرض ۲/۵ متر و طول ۲ متر و عمق ۱/۶۵ متر هدایت می‌شود که برای اینکه آشفتگی جریان کاملاً از بین برود از لوله‌های مشبک نیز

مطالعه‌ای روی اثر ناشی از تشکیل فرم بستر با وجود سرریز جانبی صورت نگرفته است و عمده تمرکز این پژوهشگران بر کنترل رسوب ورودی به آبگیر بوده است. از پژوهش‌های مهم در این زمینه، می‌توان به بررسی نسبتاً همه جانبه اثر متقابل سرریز جانبی و شکل بستر روزیر و همکاران [8] اشاره کرد که در این مطالعات به بررسی تغییرات ویژگی‌های و ابعاد فرم‌های بستر شکل گرفته در کانال اصلی و تاثیر پذیری آنها با وجود سرریز پرداخته نشده است. روزیر و همکاران در سال ۲۰۱۱ نتیجه مطالعات خود را با عنوان اثر سرریز جانبی روی هندسه فرم بستر ارائه دادند [9] که در این مطالعه نتایج زیر حاصل شده است:

- در جریان این آزمایش‌ها فرم بستر دون به عنوان فرم بستر غالب مشاهده شده است و ریبیل در مقطع سرریز بر روی دون مشاهده شده که از مطالعه آنها چشم‌پوشی شده است.

۳. بازه متمایز از یکدیگر از لحاظ مشخصات فرم بستر مشاهده شده که موقعیت این ۳ ناحیه به صورت زیر است:

بازه اول: بخش بالادست کانال تا نقطه ابتدایی سرریز جانبی

بازه دوم: بازه مربوط به خود سرریز

بازه سوم: پایین دست نقطه پایانی سرریز تا انتهای کانال

- دون مشاهده شده در طول کانال کاملاً سه بعدی است و تاج فرم بستر در بازه اول تقریباً عمود بر محور کانال است اما در نواحی دوم و سوم دارای زاویه هستند که این زوایا بین ۲۵ تا ۶۰ درجه متغیر است. البته این مسئله در مورد آزمایش‌های شاهد نیز مشاهده شده است با این تفاوت که زاویه آنها کمتر بوده است.

- با نزدیک شدن به سرریز جانبی از بالادست، توزیع طول دون در راستای کانال در بازه اول تا حدودی یکنواخت است و با حرکت به سمت انتهای کانال طول دون افزایش می‌یابد و پراکنده‌تر می‌شود که طویل شدن دون از فاصله حدود ۲ متری گوشه بالادست سرریز جانبی شروع می‌شود. برای تغییرات ارتفاع دون نیز در طول کانال نتایج یکسانی مشاهده شده است.

جدول (۱) خلاصه مشخصات کلی برپایی تجهیزات آزمایشگاهی در این پژوهش

Variation Range	Variable Unit	Variable	Different Parts of Experiment
0.1	%	Cannel Bed Slope	Hydraulic Section
0.031-0.068	m ³ /s	Entrance Discharge	
0.11-0.15	m	Flow Depth	
0.23	mm	D ₅₀	Sediment
2670	kg/m ³	ρ_s	
42.5	%	Porosity	
0-0.6	m	Crest Width	Side Weir
8	cm	Weir Height	

Table (1) Summary of the present laboratory set-up

آزمایش‌هایی که در این پژوهش صورت گرفته‌اند براساس تغییر دو پارامتر طول تاج فرم بستر و شدت جریان عبوری از کانال اصلی استوار است به این صورت که از ۳ طول مختلف تاج سرریز به اندازه‌های ۶۰، ۴۰، ۲۰ سانتی‌متر استفاده شده است و برای هر کدام از طول‌های مختلف تاج سرریز ۳ شدت جریان متفاوت عبور داده شده است. همچنین در انتها ۳ آزمایش با شدت جریان‌های مختلف برای حالتی که سرریز جانبی مسدود شده است، به عنوان آزمایش‌های شاهد، صورت گرفت. بنابراین به صورت کلی ۱۲ آزمایش روی بستر متحرک صورت گرفته است که مشخصات مربوط به هر کدام از آن‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول (۲) مشخصات هیدرولیکی مربوط به هریک از آزمایش‌ها

Test No.	Entrance Discharge in Main Canal (L/s)	Diversion Ratio	Flow Depth in Weir Upstream (m)	Froude Number in Upstream
L01F01	31.53	0.210	0.119	0.28
L01F02	48.57	0.207	0.135	0.36
L01F03	68.84	0.209	0.147	0.45
L02F01	38.28	0.125	0.119	0.35
L02F02	48.33	0.128	0.129	0.39
L02F03	72.01	0.137	0.147	0.48
L03F01	33.38	0.068	0.117	0.31
L03F02	47.68	0.069	0.141	0.33
L03F03	66.68	0.073	0.152	0.41
A01	32.53	0	0.124	0.28
A02	48.06	0	0.132	0.37
A03	52.06	0	0.137	0.38

Table (2) Hydraulic Characteristics of Each Test

استفاده شده است. همچنین برای جلوگیری از شسته شدن بستر در زمان معرفی جریان، به دلیل خشک و بسیار ریز بودن مصالح بستر از مصالح درشت دانه در ابتدای ورودی کانال استفاده شد.

شکل (۱) پلان شماتیک فلوم آزمایشگاهی و تجهیزات استفاده شده

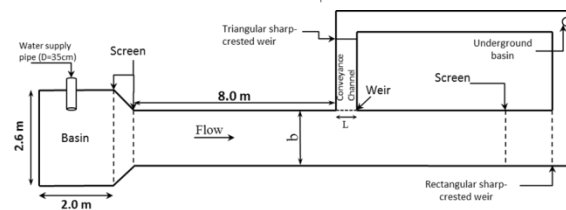


Fig. 1. Schematic plan of laboratory flume and equipment used

در تمام آزمایش‌ها، مواد رسوبی با دانه‌بندی معین شکل (۲) به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر در کف فلوم ریخته شده و شیبی معادل ۰/۰۰۱ روی رسوبات ایجاد شد.

شکل (۲) منحنی دانه‌بندی مصالح رسوبی استفاده شده در این پژوهش

($d_{50}=0.23 \text{ mm}$)

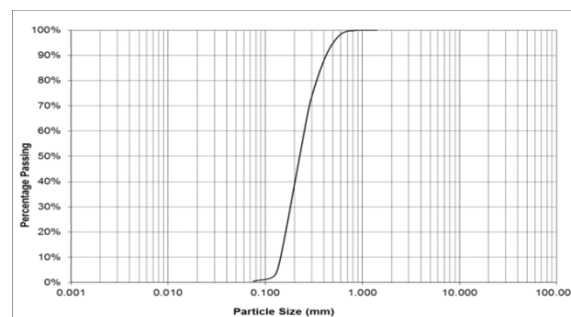


Fig. 2. Particle Size distribution curve of sediment material used ($d_{50} = 0.23 \text{ mm}$)

سرریز جانبی که در فاصله ۸ متری از ابتدای فلوم قرار گرفته است به صورت سرریز لبه تیز مستطیلی است و تراز تاج آن برای تمام آزمایش‌ها، در تراز ۸ سانتی‌متری از مواد رسوبی تنظیم شده است. برای اندازه‌گیری دبی در انتهای کانال اصلی از سرریز مستطیلی لبه تیز با فشردگی جانبی استفاده شده است و برای اندازه‌گیری میزان دبی انحرافی نیز از سرریز مثلثی در انتهای کانال آبگیر استفاده شده است. همچنین برای اندازه‌گیری تراز جریان از دستگاه ترازسنج و برای اندازه‌گیری تراز سطح رسوبات در انتهای هر آزمایش از دستگاه پروفایلر استفاده شده است. مشخصات مربوط به برپایی آزمایش در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول (۳) دامنه تغییرات پارامترهای بدون بعد موثر بر ابعاد فرم بستر

Effective Dimensionless Parameters	$\frac{Q_D}{Q_C}$	$\frac{y}{B}$	Fr	$\frac{d_{50}}{B} \times 10^3$	$\frac{\rho_s}{\rho}$	$\theta - \theta_C$	Re_*	$\frac{h}{B}$
Variation Range	0.06-0.21	0-1	0.2-0.5	0.27	2.67	0.2-0.25	6.4-7.4	0.13-0.18

Table (3) Dimensionless parameters range affecting the bedform dimensions

بالادست سرریز جانبی، $\frac{Q_D}{Q_C}$ نسبت انحراف جریان، B عرض آبراهه اصلی، y فاصله پروفیل برداشت شده از دیواره سمت چپ آبراهه (که سرریز جانبی روی آن نصب شده است)، h عمق جریان در بالادست سرریز جانبی و S_0 شیب بستر آبراهه، g شتاب ثقل، ρ دانسیته آب، μ لزجت دینامیکی، d_{50} اندازه میانه مصالح رسوبی مورد استفاده و ρ_s دانسیته مصالح رسوبی است.

آنالیز ابعادی پارامترهای گفته شده در رابطه ۱ نشان داد که پارامتر بدون بعد ابعاد هندسی بستر $\left(\frac{\varphi}{B}\right)$ تابعی از عوامل نشان داده شده در رابطه زیر است:

$$\varphi = f\left(\frac{Q_D}{Q_C}, \frac{y}{B}, Fr, \frac{h}{B}, \frac{d_{50}}{B}, \frac{\rho_s}{\rho}, \theta - \theta_C, Re_*\right) \quad (2)$$

که در این رابطه Fr عدد فرود در بالادست سرریز جانبی، θ عدد شیلدز و θ_C عدد شیلدز بحرانی و Re_* عدد رینولدز ذره است که دامنه تغییرات هر کدام از پارامترهای موجود در رابطه ۲ در جدول (۳) نشان داده شده است.

۳- ارائه فرم روابط پیشنهادی

مطابق جدول (۳) و رابطه ۲ می‌توان متغیرهای مستقلی که طول و ارتفاع فرم بستر به آن‌ها وابسته‌اند را نسبت انحراف جریان، نسبت فاصله از سرریز به عرض کانال، عدد فرود، نسبت اندازه ذرات به عرض کانال، دانسیته ذرات رسوبی، تفاوت عدد شیلدز از عدد شیلدز بحرانی، عدد رینولدز مرزی و نسبت عمق جریان به عرض کانال معرفی نمود. همان‌گونه که در جدول (۳) مشاهده می‌شود مقادیر ثابتی هستند و پارامترهای اندازه ذرات به عرض کانال مقادیر ثابتی هستند و پارامترهای مربوط به عدد رینولدز مرزی و عدد شیلدز نیز نوسان بسیار

لازم به گفتن است قبل از هر آزمایش، بستر با استفاده از دوربین نقشه‌برداری با شیب $0/001$ صاف می‌شود و قبل از اینکه جریانی وارد کانال اصلی شود، دستگاه‌های مربوط به اندازه‌گیری تراز جریان و بستر روی فلوم پیاده می‌شوند و درستی عملکرد آن‌ها کنترل می‌شود. سپس ولت‌متر دستگاه پروفایلر در فاصله ۳ متری از انتهای کانال اصلی و در نقطه‌ای چسبیده به دیواره سمت چپ (دیواره‌ای که سرریز جانبی روی آن قرار دارد) روی بستر صاف شده، روی صفر تنظیم می‌شود.

۲-۱ آنالیز ابعادی تغییرات جانبی طول و ارتفاع فرم بستر

همان‌گونه که پیشتر گفته شد، سرریز جانبی دو اثر ویژه روی شکل بستر دارد که اولین مورد مربوط به اثر آن روی ابعاد هندسی فرم‌های بستر شکل گرفته نسبت به شرایطی که انحراف جریانی وجود ندارد، است و دومین اثر تشکیل پشته-ای از رسوبات ته‌نشین شده در مقابل سرریز جانبی است که در اثر کاهش ناگهانی توان جریان به وجود می‌آید که همین اثر را نیز می‌توان به شکل بزرگ‌تر شدن ابعاد هندسی فرم بستر در مقابل سرریز جانبی مشاهده نمود. بنابراین برای اینکه اثر سرریز جانبی روی فرم بستر به صورت کلی نمایش داده شود به آنالیز ابعادی تغییرات ابعاد هندسی فرم بستر در عرض کانال در شرایط استفاده از سرریز جانبی و همچنین در شرایط آزمایش شاهد که از سرریز جانبی استفاده نشده است، پرداخته خواهد شد. ابعاد هندسی فرم بستر (φ) تابعی از مجموعه‌ای از متغیرهای مستقل نشان داده شده در رابطه ۱ است:

$$\varphi = f(v, \frac{Q_D}{Q_C}, B, y, h, S_0, g, \rho, \mu, d_{50}, \rho_s) \quad (1)$$

در رابطه بالا φ طول یا ارتفاع فرم بستر، v سرعت جریان در

۳- نتایج و بحث

در این بخش ابتدا نمونه‌هایی از پروفیل‌های واقعی به دست آمده در طول آزمایش‌ها به صورت شکل‌های (۳ تا ۵) نشان داده شده است و اثر طول تاج سرریز، عدد فرود و فاصله از سرریز جانبی را می‌توان مشاهده نمود.

شکل (۳) پروفیل‌های مربوط به فواصل مختلف از سرریز جانب در آزمایش L02F02

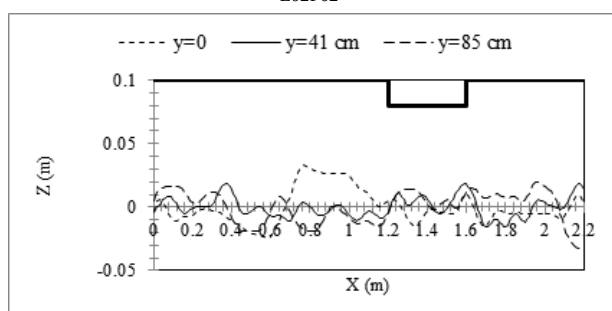


Fig. 3. Profiles for different lateral distances from the weir, Test No. L02F02

شکل (۴) اثر عدد فرود بر پروفیل بستر محور مرکزی کانال برای آزمایش‌های با عرض تاج ۴۰ سانتی‌متر

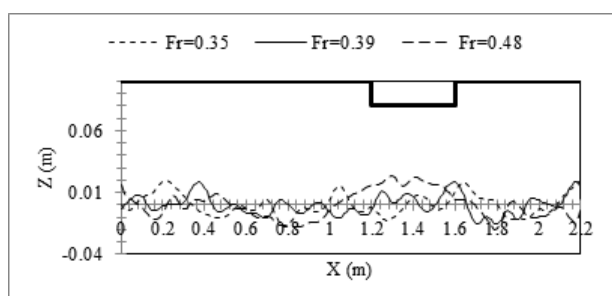


Fig. 4 Effect of Different Froude numbers on the profiles along the channel centre line for the tests with the weir crest of 40 cm

شکل (۵) اثر تغییرات طول تاج سرریز روی پروفیل‌های برداشت شده از محور کانال برای اعداد فرود تقریباً برابر با ۰/۴

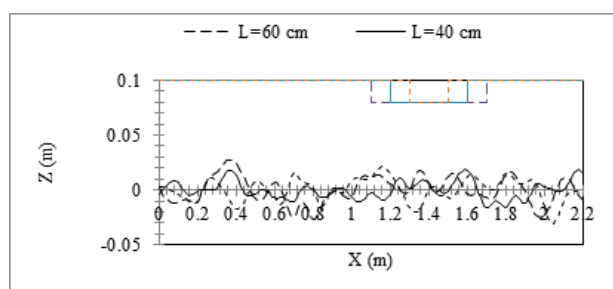


Fig. 5. Effect of side weir crest length on the profiles along the channel centre line in flows with Fr= 0.4

همان‌گونه که در شکل (۳) مشاهده می‌شود پروفیلی که

کمی دارند که با وجود اینکه این پارامترها موثر هستند ولی در آنالیز حال حاضر نقش چندانی ندارند و به همین دلیل از کاربرد آن‌ها در این آنالیز ابعادی چشم‌پوشی شده است. بنابراین می‌توان رابطه مربوط به تغییرات ابعاد هندسی فرم بستر در عرض کانال را به صورت رابطه ۳ متصور شد که در آن در حالتی که از سرریز جانبی استفاده نشده باشد، عامل نسبت انحراف جریان حذف خواهد شد البته طبیعی است که ضرایب مربوط به عوامل موثر نیز در حالتی که از سرریز استفاده نشده باشد تغییر خواهد کرد.

$$\frac{\varphi}{B} = \alpha_1 \left(\frac{y}{B} \right)^{\beta_1} + \alpha_2 \left(\frac{Q_D}{Q_C} \right)^{\beta_2} + \alpha_3 \left(\frac{h}{B} \right)^{\beta_3} + \alpha_4 Fr^{\beta_4} \quad (3)$$

برای تعیین ضرایب مربوط به رابطه ۳ پروفیل‌هایی که به فواصل ۳ سانتی‌متری از یکدیگر برداشت شده‌اند، مورد آنالیز قرار گرفته‌اند و ابعاد فرم بستر که برای هر عرض از کانال و برای هر کدام از آزمایش‌ها به دست آمده‌اند، به وسیله افزونه سالور در محیط اکسل تجزیه و تحلیل شد که البته لازم به گفتن است که تنها از ۸۰ درصد تعداد داده‌ها برای تعیین ضرایب (مرحله واسنجی) استفاده شده است و از ۲۰ درصد باقیمانده داده‌ها برای ارزیابی رابطه ۳ استفاده شده است. پارامتر ε_φ به عنوان خطای هر یک از داده‌های ابعاد فرم بستر مطابق رابطه زیر تعریف شد:

$$\varepsilon_\varphi = \frac{|\varphi_o - \varphi_c|}{\varphi_o} \times 100 \quad (4)$$

در رابطه فوق اندیس ۰ نشان دهنده مقادیر مشاهده شده مربوط به پارامتر ابعاد فرم بستر و اندیس C نشان دهنده مقادیر تخمینی بدست آمده از روابط می‌باشند. در این پژوهش از فراوانی تجمعی خطای مشاهده شده پارامترها به عنوان شاخصی در ارزیابی روابط پیشنهادی استفاده شد. همچنین از شاخص η_φ به عنوان انحراف مقادیر محاسبه شده از مقادیر واقعی استفاده شده است که رابطه مربوط به آن به صورت زیر است:

$$\eta_\varphi = \frac{\varphi_c}{\varphi_o} \quad (5)$$

همان‌گونه که در شکل (۶) نشان داده شده است بیشینه خطای رابطه ۳ برای حالتی که از سرریز جانبی استفاده نشده است خطای محاسبه ابعاد فرم بستر کمتر از ۳۰ درصد است. در حالی که برای حالتی که از سرریز جانبی استفاده شده باشد با اطمینان ۸۵ درصد خطا محاسباتی ابعاد فرم بستر کمتر از ۳۰ درصد خواهد بود. اشکال (۷ تا ۱۲) تغییرات خطای رابطه ۳ در مقابل تغییر متغیرهای مستقل و وابسته موجود در این رابطه به وسیله‌ی شاخص η_p ارزیابی شده است.

شکل (۶) مقایسه خطای پارامترهای هندسی فرم بستر در رابطه (۳) با مقادیر ضرایب جدول (۴) در شرایط حضور و عدم حضور سرریز جانبی

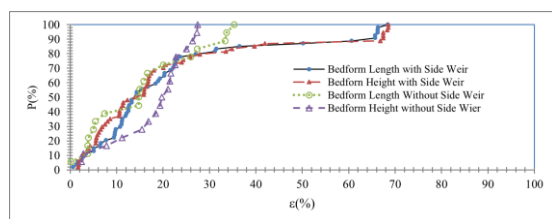


Fig. 6. Comparison of accuracy of the bedform geometric parameters in equation (3) using coefficients shown in table (4) With or without side weir conditions

شکل (۷) اثر نسبت انحراف جریان بر خطای رابطه (۳) برای محاسبه ابعاد هندسی فرم بستر

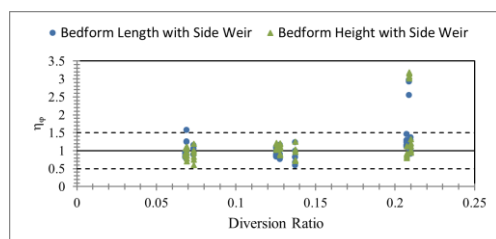


Fig (7) Effect of Diversion Ratio on the Error of Equation (3) for Calculating Bedform Dimensions

چسبیده به دیواره سمت چپ است دارای موج‌هایی با ابعاد بزرگتر هستند در حالی که در پروفیل‌های مربوط به محور مرکزی و دیواره مقابل سرریز تغییرات زیادی مشاهده نمی‌شود و در واقع این اثر انباشته شدن مواد رسوبی در مقابل سرریز جانبی است که باعث افزایش طول و ارتفاع هندسی فرم بستر می‌شود. همچنین همان‌گونه که در شکل (۴) نشان داده شده است در یک سرریز با طول تاج معین با افزایش عدد فرود ابعاد هندسی فرم بستر به وجود آمده در پروفیل برداشت شده از محور مرکزی کانال افزایش می‌یابند. همچنین برای یک عدد فرود نیز اثر طول‌های مختلف تاج سرریز در شکل (۵) نشان داده شده است که با افزایش طول سرریز جانبی، امواج بستر نیز ابعاد بزرگتری پیدا نموده‌اند. در ادامه به بررسی ضرایب به دست آمده برای رابطه ۳ ارائه خواهد شد و دقت آن در شرایط مختلف ارزیابی خواهد شد.

همان‌گونه که در بخش روش پژوهش گفته شد با استفاده از ۸۰ درصد از داده‌ها که به طور تصادفی انتخاب شده بودند ضرایب مربوط به رابطه ۳ برای هرکدام از پارامترهای ارتفاع و طول فرم بستر و برای حالت‌های حضور یا عدم حضور سرریز جانبی تعیین شدند که این ضرایب به صورت جدول (۴) نشان داده شده است

برای ارزیابی دقت رابطه ۳ برای شرایط مندرج در جدول (۴) همان‌گونه که در بخش روش پژوهش اشاره شد از منحنی‌های فراوانی تجمعی خطاها در مقابل مقادیر خطاها استفاده شده است که مجموعه این منحنی‌ها به صورت شکل (۶) نشان داده شده است.

جدول (۴) ضرایب بدست آمده برای رابطه (۳) در شرایط حضور و عدم حضور سرریز جانبی برای پارامترهای طول و ارتفاع فرم بستر

Conditions		Coefficient				Powers			
Side Weir	Parameters	1	2	3	4	1	2	3	4
Present		0.0036	15.68	1.34	2033	-1.14	3.7	0.75	10.98
		0.000675	8.67	1.91	1502	-0.74	27.47	23.09	36.83
Absent		0.0312	0	0.01	0.763	1.22	0	-0.28	0.79
		0.0014	0	0.0044	0.1077	1.22	0	-0.2	1.7

Table (4) Calculated Coefficients in Equation (3) for Bedform Length and Height With or Without Side Weir

شکل (۱۲) تغییرات خطای رابطه (۳) نسبت به تغییرات ارتفاع فرم بستر

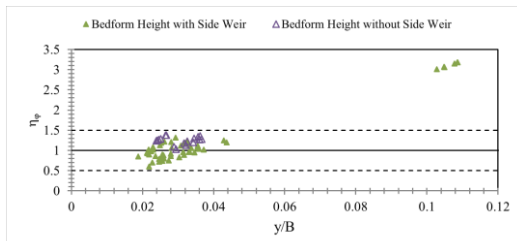


Fig. 12. Variation of the error of equation (3) with bedform height

همانطور که در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) مشاهده می‌شود رابطه ۳ در تخمین ابعاد هندسی بزرگ دارای خطایی بیشتر از ۵۰ درصد است بنابراین با توجه به اینکه ابعاد هندسی فرم بستر با افزایش مشخصات جریان (عدد فرود و عمق) افزایش می‌یابند بنابراین انتظار می‌رود در جریان‌های با مقادیر بزرگ عدد فرود و عمق جریان، خطای بیش‌تری داشته باشیم که شکل‌های (۸ و ۹) بیان‌گر همین واقعیت است. همچنین با توجه به اثر افزایشی نسبت انحراف جریان (برای مواردی که از سرریز جانبی استفاده شده است) بر ابعاد هندسی فرم بستر، مطابق شکل (۷) مشاهده می‌شود که بیش‌ترین مقادیر خطا در آزمایش با بالاترین نسبت انحراف رخ داده است. همچنین همان‌گونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود این بیشینه خطا در نزدیکی دیواره مقابل سرریز جانبی قرار دارد.

با مقایسه ضرایب مربوط به جدول (۴) برای رابطه ۳ می‌توان اثر سرریز جانبی را به وضوح مشاهده نمود. به این ترتیب که اگر در رابطه گفته شده تمام عوامل عدد فرود، عمق و نسبت انحراف جریان (در صورت حضور سرریز جانبی) را صفر در نظر بگیریم به شکلی که تغییرات ابعاد هندسی فرم بستر فقط تابعی از فاصله پروفیل فرم بستر از سرریز جانبی باشد در این صورت می‌توان مشاهده نمود که در مقادیر نزدیک به صفر (در پروفیل‌های نزدیک سرریز جانبی) روابط مربوط به حالتی که در آنها از سرریز جانبی استفاده شده است، نشان دهنده افزایش ابعاد هندسی فرم بستر به صورت ۰/۷ و ۰/۲ برابر عرض بستر کانال اصلی به ترتیب برای طول و ارتفاع فرم بستر است در حالی که روابط مربوط به آزمایش‌های بدون سرریز جانبی دارای مقادیر صفر است.

شکل (۸) اثر عدد فرود بر خطای تخمین رابطه (۳) برای ابعاد هندسی فرم بستر

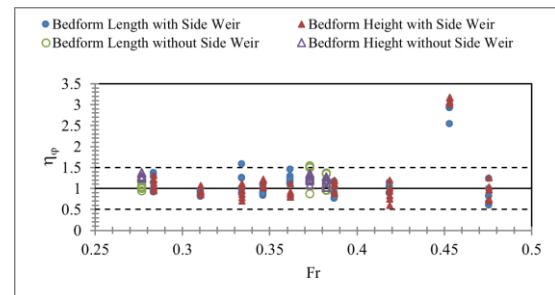


Fig. 8. froude number effect on the error of equation (3) for calculating bedform dimensions

شکل (۹) اثر عمق جریان بر خطای تخمین رابطه (۳) برای ابعاد هندسی فرم بستر

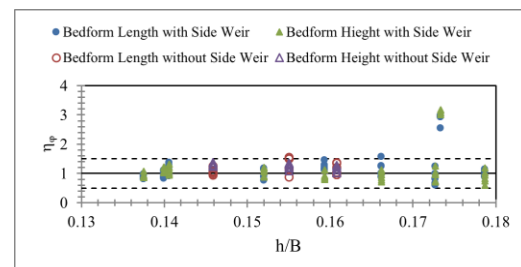


Fig. 9. Effect of flow depth on the error of equation (3) for calculating the bedform dimensions

شکل (۱۰) اثر فاصله از سرریز جانبی روی خطای تخمین رابطه (۳) برای ابعاد هندسی فرم بستر

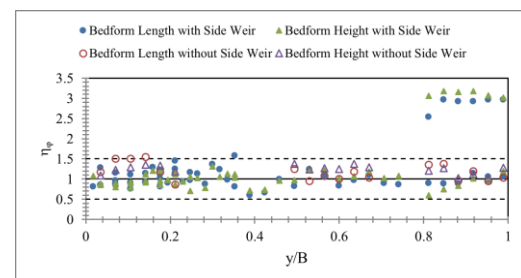


Fig. 10. Effect of lateral distance from side weir on the error of equation (3) for calculating the bedform dimensions

شکل (۱۱) تغییرات خطای رابطه (۳) نسبت به تغییرات طول فرم بستر

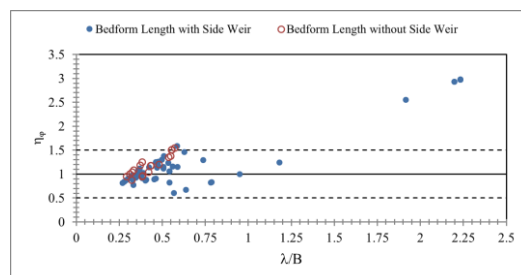


Fig. 11. Variation of the error of equation (3) with bedform length

۴- نتیجه گیری

۱. ابعاد فرم بستر به چهار عامل نسبت فاصله از سرریز جانبی به عرض کانال، نسبت انحراف، نسبت عمق جریان به عرض کانال و عدد فرود وابسته است

۲. نتایج ارزیابی رابطه به دست آمده در حالت وجود سرریز، برای توزیع طول فرم بستر در عرض کانال نشان داد که این رابطه با اطمینان ۹۰ درصد خطایی کمتر از ۶۰ درصد با احتمال ۷۵ درصد خطایی کمتر از ۳۰ درصد در برآورد طول فرم بستر خواهند داشت که با توجه به طبیعت کاملاً تصادفی تشکیل فرم بستر این دقت قابل قبول است. ضمناً ارزیابی رابطه به دست آمده برای تغییرات عرضی ارتفاع فرم بستر در حالت استفاده از سرریز جانبی نشان داد که با اطمینان ۹۰ درصد خطای مقادیر محاسبه شده از رابطه پیشنهادی کمتر از ۵۰ درصد بوده و با احتمال ۷۵ درصد نیز رابطه گفته شده خطایی کمتر از ۳۰ درصد خواهد داشت.

۳. ارزیابی روابط پیشنهادی مربوط به تغییر عرضی طول فرم بستر برای آزمایش‌های بدون سرریز، نشان دهنده این امر است که بیشینه خطای محاسباتی کمتر از ۳۰ درصد بوده و بیشینه خطای رابطه مربوط به محاسبه ارتفاع فرم بستر کمتر از ۳۰ درصد است.

۴. بیش‌ترین خطای رابطه ۳ برای مقادیر اعداد فرود، عمق و نسبت انحراف جریان بالا مشاهده شده است که این مسئله ضعف رابطه گفته شده را برای تخمین مقادیر بزرگ ابعاد هندسی فرم بستر نشان می‌دهد.

۵. شاخص‌ترین اثر سرریز جانبی روی فرم بستر در توان فاصله از سرریز جانبی نمایان است به گونه‌ای که در رابطه مربوط به آزمایش‌هایی که در آن‌ها از سرریز جانبی استفاده شده است توان این عامل منفی و در رابطه مربوط به آزمایش‌های شاهد توان این عامل مثبت می‌باشد، که توان منفی نشان دهنده افزایش ابعاد فرم بستر با نزدیک شدن به سرریز جانبی است که در واقع اثر بالقوه افزایشی سرریز جانبی روی تغییرات ابعاد فرم، یعنی بدون توجه به اینکه چه جریانی در کانال اصلی وجود دارد ابعاد فرم بستر در اثر استفاده از سرریز جانبی افزایش می‌یابد که تخمین زده می‌شود این افزایش بالقوه طول

فرم بستر در حدود ۰/۷ برابر عرض کانال اصلی در مجاورت سرریز جانبی باشد و افزایش بالقوه مربوط به ارتفاع فرم بستر نیز در حدود ۰/۲ عرض کانال باشد.

References

۵-مراجع

- 1- Wittaker, J. G. 1984 A solution for sediment control at intakes, channel and channel control process. *Springer Publication, Berlin/West, Edited by Smith, K. V. H., 2*, 29-41.
- 2- Kressens, P. J. M. and Van Urk, A. 1986 Experimental studies on sedimentation due to water withdrawal. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 112*(7), 641-656.
- 3- Neary, V. S. and Odgaard, A. J. 1993 Three-dimensional flow structure at open channel diversions. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 119*(11), 1223-1230.
- 4- Atkinson, E. 1995 *A numerical model for predicting sediment exclusion at intakes*. Project Report, HR Wallingford Ltd.
- 5- Wang, Y., Odgaard, A. J., Melville, B. W. and Jain, S. C. 1996 Sediment control at water intakes. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 122*(6), 353-356.
- 6- Nakato, T. and Ogden, F. L. 1998 Sediment control at water intakes along sand bed rivers. *Journal of Hydraulic Engineering, 124*(6), 589-596.
- 7- Neary, V. S., Sotiropoulos, F., and Odgaard, A. J. 1999 Three-dimensional numerical model of lateral-intake inflows. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 125*(2), 126-140
- 8- Rosier, B. 2007 *Interaction of a side weir overflow with bed-load transport and bed morphology in a channel*. Ph.D. thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland. Also in Schliess, A. J. (ed). Communication No. 34, Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland, ISSN, 1661-1179.
- 9- Rosier, B., Boillat, J.-L. and Schliess, A. J. 2011 Influence of lateral water withdrawal bed form geometry in channel. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 137*(12), 1668-1675.
- 10- Hassanzadeh M. 2013 *Experimental Study of the Influence of Side Weirs on Bed Form Dimensions in Vicinity of Side weir*. MSc thesis, Water Structures Engineering Group, University of Tarbiat Modares, Tehran, Islamic Republic of Iran. (In Persian)

Experimental Study of Effect of Hydraulic and Geometric Properties of Side Weir on Lateral Variation of Bed Form Dimensions of Main Channel

M. Hassanzadeh¹, S.A. Ayyoubzadeh^{2*}, M. Saneie³, M. Faramarz⁴

1- M.Sc., Water Structures Engineering Department, Tarbiat Modares University

2- Prof., Water Structures Engineering Department, Tarbiat Modares University

3- Assoc. Prof., Water Structures Engineering, Soil Conservation and Watershed Management Research Institute

4- Ph.D., Water Structures Engineering Department, Tarbiat Modares University

*ayyoub@modares.ac.ir

Abstract:

Side weir is one of the most important structures in flood control projects. The structure can be designed based on classic design procedure, provided the main channel bed is rigid. However, in the most practical cases, the main channel bed is movable; Consequently the changes in bed can produce wavelike patterns as bed forms. Additional effects of side weir on bed forms may also be produced due to an aggradation of sediment deposits in front of the weir. This causes additional bed resistance and increase in flow depth in comparison with the situation with no structure. Thus, the present research studies the effect of side weir hydraulic and geometric properties -including Froude Numbers, diversion discharge ratios and flow depths- on bed forms and its effect on design conditions. A set of experimental program -with 9 individual tests- was conducted in a flume with dimensions of 0.85 m width, 0.40 m height and 10 m length. The flume is located on a mobile bed, having median sediment particle size of 0.23 mm, running with side weirs with crest lengths of 20, 40 and 60 cm. Furthermore, 3 experiments were conducted without using any weir, as bench mark runs. The sediment bed level at the end of each run was recorded using the automatic bed profiler in a distance of 220 cm of main channel, so that the weir is located in the middle of the reach. These measurements were carried out in a net of points with incremental distance of 5 and 3 cm in longitudinal and transverse directions, respectively. The dimensions of bed forms including wave length and height were then determined using the well-known crest-through method. Dimensional analysis is undertaken for dependent and independent variables involved in the process of the phenomenon including properties of fluid, sediment particles, channel and weir geometry. Non-dimensional parameters are also introduced. Results indicate that the effect of flow depth, discharge, and diversion ratio on bed form dimensions are significant, and increase in these parameters will cause increase in both length and depth of bed forms. In addition, a number of four equations are suggested for the prediction of bed form dimensions in terms of characteristic parameters for both cases with and without using the weir. The parameters of the equations were calibrated using randomly selected 80% of all experimental data and the equations are then verified using the remaining 20%. Verification results revealed that the relation may predict bed form dimensions within the error values of 50 and 30 percent for the cases of using weir or not, respectively. Analyzing these relations showed an important influence of applying side weirs on lateral variation of bed form dimensions in the main channel. Thus, in comparison with the case with no side weir, an increase of up to 70% and 2% of channel width may occur in bed form length and height, respectively, near the side weir.

Keywords: side weir, bed form dimensions, Froude Number effect, diversion ratio

ارتعاش آزاد محیط‌های تیر گونه در حالت سه‌بعدی

متکی بر بستر ارتجاعی پاسترناک

محمدزمان روشن بخش^۱، بهرام نوائی‌نیا^{۲*}

۱- فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

*navayi@nit.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۱۲/۲۰]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۴/۳۰]

چکیده- در این نوشتار، حل دقیق ارتعاش آزاد تیر مستطیلی همگن و ایزوتروپ بر بستر ارتجاعی دو پارامتری در صفحه تحتانی ارائه شده است. مدل دو پارامتری پاسترناک به منظور مدل‌سازی اندرکنش تیر با بستر در سطح تماس انتخاب شده است. معادلات بر اساس تئوری دوبعدی ارتجاعی فرمول‌بندی شده و با استفاده از تابع پتانسیل تغییر مکان معادلات حاکم به یک معادله مرتبه چهار کاهش و به وسیله روش جداسازی متغیرها و اعمال دقیق شرایط مرزی حل شده است. روش ارائه شده در این پژوهش بدون فرضیات ساده‌کننده و برخلاف تئوری‌های متداول تیر، محدودیتی در انتخاب ضخامت نداشته و برای نسبت‌های مختلف ضخامت به طول تیر دارای اعتبار است. به منظور اعتبارسنجی، نتایج به دست آمده از این پژوهش با سایر کارهای تحلیلی مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش ضرایب بستر با افزایش بسامد طبیعی تیر همراه است که شدت آن با افزایش نسبت ضخامت به طول و در مقادیر بزرگتر از $0/2$ و در موده‌های بالای ارتعاشی دارای کاهش قابل ملاحظه‌ای است.

واژگان کلیدی: بسامد طبیعی، ارتعاش آزاد، تیر عمیق، بستر ارتجاعی، توابع پتانسیل.

۱- مقدمه

پیوسته‌ی نیمه بی‌نهایت در روند تحلیل ارتجاعی امکان‌پذیر و مرجع [1] به مجموعه‌ای از پاسخ‌ها در حالات مختلف می‌پردازد. با این حال، با توجه به پیچیدگی‌های محاسباتی در روش یادشده و نیز از آنجایی که هدف از تحلیل در بیشتر موارد تعیین پاسخ المان سازه‌ای در قیاس با بستر ارتجاعی است، محل تماس به وسیله‌ی یک مدل ساده مانند المان‌های فنر جایگزین می‌شود. روش‌های متعددی برای تعیین پارامترسختی فنر و کاهش مسائل سه‌بعدی به یک یا دو بعد ارائه شده است که در شیوه‌های متداول واکنش ارتجاعی بستر با مدل‌های یک، دو و سه پارامتری، مدل پیوسته و یا ترکیبی جایگزین می‌شود [2,3]. در پژوهش‌هایی مطالعات نسبتاً جامعی در زمینه رفتار ارتعاشی و کماتشی تیر بر بستر ارتجاعی با مدل یک پارامتری

تعیین مدل محاسباتی تیر متکی بر بستر ارتجاعی در توصیف بسیاری از مسائل در حوزه مهندسی مانند ژئوتکنیک، راه، راه‌آهن، دریا امری متداول است. تحلیل این نوع سازه‌ها با ضخامت کم، حتی در حالت استاتیکی به دلیل اندرکنش موجود بین تیر و بستر ارتجاعی در قیاس با حالت بدون بستر بسیار پیچیده‌تر است. این پیچیدگی با افزایش ضخامت سازه و نیز اضافه شدن پارامتر زمان در تحلیل دینامیکی و یا بررسی رفتار ارتعاش آزاد آنها به مراتب بیشتر می‌شود. موضوع اصلی در تحلیل چنین مسائلی مدل‌سازی اندرکنش بین تیر و یک بستر ارتجاعی مانند خاک در محل تماس آنها است. تحلیل کامل این مسائل با وارد کردن بستر به عنوان یک محیط

وینکلر^۱ انجام شده است [4-14]. با این حال، ناپیوستگی میدان تغییر مکان به عنوان نقص عمده در مدل وینکلر به علت محدودیت تغییر مکان تنها در محدوده اعمال بار به ویژه در تیرهای با شرایط مرزی آزاد، پژوهشگران را به استفاده از مدل‌های دیگر برای تامین پیوستگی یاد شده ترغیب کرد. مدل دوپارامتری فیلوننکو-بورودیچ [15]، هیتینای [16] و پاسترناک [17] فقدان پیوستگی یاد شده را با اضافه کردن فنرهای دوم که در اندرکنش با مجموعه اول فنرها است، تامین می‌کنند. در مدل پاسترناک سختی فنرهای دوم مربوط به یک لایه برشی با حجم ثابت است.

مطالعات گسترده‌ای در زمینه ارتعاشات المان سازه‌ای تیر بر بستر ارتجاعی پاسترناک با فرض رفتار یک بعدی و با استفاده از تئوری مقدماتی تیر با شکل‌های مختلف، شرایط تکیه‌گاهی، و نیز بارگذاری متفاوت انجام شده است که بیشتر آنها در کارهای ارزشمند برای تیرهای لاغر معمول [8-21] و مرکب و تابعی [22-26] مرور و مقایسه شده‌اند. با این وجود، کاهش معنی‌دار دقت نتایج با افزایش ضخامت و به ویژه در مطالعه رفتار دینامیکی تیرهای کوتاه و در موده‌های بالای ارتعاشی به دلیل نادیده گرفتن آثار تغییر شکل برشی و لختی دورانی در این تئوری‌ها، گستره کاربرد آن را به تیرهای لاغر و باریک محدود کرده است [27]. تئوری تیر ارائه شده به وسیله تیموشنکو با در نظر گرفتن این آثار، برای تیرهای لاغر و ضخیم نسبی با نسبت ضخامت (d) به طول دهانه (l) کمتر از ۰/۲ نتایجی با دقت مناسب به دست می‌دهد [28-29]. با این وجود، در مطالعه رفتار ارتعاشی تیر در موده‌های بالا، به دلیل امکان تفاوت معنی‌دار توزیع کرنش برشی در تحلیل دینامیکی با شکل سهمی توزیع کرنش برشی حالت استاتیکی، ضریب تصحیح برش مورد نیاز در تئوری تیموشنکو باید اصلاح شود [27]. ونگ و استفن [30] آثار بستر پاسترناک بر بسامدهای طبیعی تیر تیموشنکو را بررسی کردند. در پژوهش دیگری، ارتعاش خمشی آزاد تیر تیموشنکو بر بستر پاسترناک بررسی شد [31]. از آنجا که در تئوری تیر تیموشنکو تابع تغییر شکل نسبت به مختصه ارتفاع از درجه یک است این تئوری به تئوری مرتبه یک معروف است. محدودیت‌های موجود در تئوری مقدماتی و نیاز به یک ضریب تصحیح برش در تئوری

تیموشنکو زمینه‌ساز توسعه تئوری‌های تغییر شکل برشی مرتبه بالا و مستقل از ضریب تصحیح برش شده است [32]. ماستوناگا^۲ با استفاده از بسط سری توانی مختصه ضخامت یک تئوری برشی مرتبه بالا یک بعدی را برای مسئله ارتعاش و کماتش تیر بر بستر پاسترناک به کار گرفت [27, 33-34]. در پژوهش‌هایی دیگر تاثیر تنش اولیه یکنواخت بر مشخصات ارتعاشی تیر متکی بر بستر پاسترناک بررسی شد [35, 36]. با مرور تئوری‌های یک بعدی تیر ملاحظه می‌شود که با افزایش ضخامت و نزدیک شدن آن به یک صفحه قائم با ضخامت کم، ناگزیر نیاز به استفاده از میدان‌های تغییر مکانی است که بیش از پیش به روابط تئوری ارتجاعی نزدیک بوده و به نوعی سعی بر کاهش تقریبات است که این امر با توجه به طبیعت رفتار دوبعدی این اعضا کاملاً مورد انتظار است [37]. مطالعات محدودی در ارتباط با تیرهای عمیق بر بستر ارتجاعی دوپارامتری مبتنی بر حل‌های سه بعدی ارتجاعی در منابع موجود است که بیشتر آنها در مراجع [37, 38] مرور و مقایسه شده‌اند. هو و چن^۳ [39] با استفاده از روش تبدیل دیفرانسیل و چن و همکاران [40] با استفاده از روش فضای حالت، پاسخ‌هایی برای ارتعاش آزاد تیر بر بستر دوپارامتری ارائه دادند. روش توابع پتانسیل نقش اساسی در حل مسائل مقدار مرزی به ویژه مسائل سه بعدی تئوری ارتجاعی دارا است. توابع پتانسیل تغییر مکان شامل توابع بوسینسک، گالرکین، لائو، پاکوویچ-نوبر و دیگر توابع شناخته شده تغییر مکان بوده که به هم مرتبط و از یکدیگر قابل حصول هستند [41]. در پژوهشی با استفاده از توابع پتانسیل و استفاده از سری فوریه روشی برای حل سه بعدی تیر ارائه شده است [42]. در مرجع [43] با استفاده از تابع پتانسیل گالرکین یک حل سه بعدی و در مرجع [44] حل مبتنی بر تئوری تنش مسطح برای خمش و ارتعاش تیر طره عمیق آمده است. چنگ در سال ۱۹۷۹ [45] تئوری اصلاح شده‌ای از حل ارتجاعی بوسینسک-گالرکین و همچنین لور و گرگوری در سال ۱۹۹۲ [46] تئوری تجزیه را برای حل مسائل تیر به کار گرفتند. در پژوهش دیگر معادل بودن این تئوری‌ها اثبات شده است [47]. همچنین در پژوهشی دیگر با استفاده از حل بوسینسک مسئله تیر به صورت تنش مسطح بررسی شده است [48]. توابع پتانسیل

2 Matsunaga
3 Ho & Chen

1 Winkler

تغییر مکان یک محیط دلخواه همسان گرد بر حسب تابع پتانسیل $\tilde{F}(x, y, z, t)$ در غیاب نیروهای جسمی در حالت صفحه‌ای تنش مسطح از رابطه ۱ تبعیت می‌کند [49].

$$\begin{aligned}\tilde{u}(x, y, z, t) &= -\frac{(B_{12} + B_{33})}{B_{33}} \frac{\partial^2 \tilde{F}}{\partial x \partial z} \\ \tilde{v}(x, y, z, t) &= v(x, y) \\ \tilde{w}(x, y, z, t) &= \frac{B_{11}}{B_{33}} \frac{\partial^2 \tilde{F}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \tilde{F}}{\partial z^2} - \frac{\rho}{B_{33}} \frac{\partial^2 \tilde{F}}{\partial t^2}\end{aligned}\quad (1)$$

که در این رابطه $\tilde{u}$ ، $\tilde{v}$ و $\tilde{w}$ تغییر مکان‌ها به ترتیب در جهت محوره‌های x ، y و z ، t متغییر زمان، ρ جرم حجمی و B_{ij} ثابت‌های ارتجاعی برای مصالح همسانگرد که از رابطه ۲ به دست می‌آیند:

$$\begin{aligned}B_{11} &= B_{22} = -\frac{E}{(-1 + \nu^2)} \\ B_{12} &= -\frac{\nu E}{(-1 + \nu^2)} \\ B_{33} &= \frac{E}{2(1 + \nu)}\end{aligned}\quad (2)$$

که در آنها E مدول ارتجاعی و ν ضریب پواسون هستند.

معادلات دیفرانسیل حاکم در این حالت از رابطه‌ی (۳) به دست می‌آید [۴۹]:

$$\nabla_1^2 \nabla_2^2 \tilde{F} = 0 \quad (3)$$

که اپراتورها در آن از روابط ۴ و ۵ به دست می‌آیند:

$$\nabla_1^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} - \frac{1}{c_1^2} \frac{\partial^2}{\partial t^2} \quad (4)$$

$$\nabla_2^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} - \frac{1}{c_2^2} \frac{\partial^2}{\partial t^2} \quad (5)$$

در این روابط c_1^2 و c_2^2 سرعت امواج حجمی و برشی هستند، که مطابق روابط ۶ و ۷ قابل بیان است:

$$c_1^2 = \frac{B_{11}}{\rho} \quad (6)$$

$$c_2^2 = \frac{B_{33}}{\rho} \quad (7)$$

با فرض هارمونیک بودن حرکت، تابع پتانسیل و تغییر مکان‌ها را می‌توان به صورت روابط ۸ و ۹ بیان کرد:

$$[\tilde{F}(x, y, z, t)] = [F(x, y, z)]e^{i\omega t} \quad (8)$$

$$[\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}(x, y, z, t)] = [u, v, w(x, y, z)]e^{i\omega t} \quad (9)$$

اسکندری قادی که با تعمیم توابع پتانسیل حاکم بر محیط‌های همسان گرد جانبی از حالت استاتیکی به دینامیکی معرفی شده [49]، در تحلیل محیط‌های بی‌نهایت و نیمه بی‌نهایت به شکل وسیعی به کار گرفته شده است [50-52]. این توابع در تحلیل خمشی صفحات مستطیلی همسان گرد عرضی برای اولین بار در سال ۲۰۱۱ با موفقیت به کار برده شد [53]. همچنین در پژوهشی دیگر با استفاده از این توابع حل دقیق برای ارتعاش آزاد صفحات مستطیلی ضخیم ارائه شد [54].

در این پژوهش با استفاده از توابع پتانسیل اسکندری قادی، حل تحلیلی مسئله ارتعاش آزاد تیر عمیق مستطیلی با ضخامت ثابت و تکیه‌گاه‌های ساده در دو انتها متکی بر بستر ارتجاعی دوپارامتری پاسترناک ارائه شده است. ویژگی عمده روش ارائه شده در آن است که بدون فرض ساده کننده خاصی مانند توزیع فرضی تنش یا تغییر مکان در ضخامت تیر و یا اعمال ضریب تصحیح برش می‌توان بسامد ارتعاش آزاد تیر را بدون محدودیت در ضخامت تعیین کرد.

۲- تئوری

تیر مستطیلی همسان گرد با رفتار خطی در حال ارتعاش آزاد بر تکیه‌گاه‌های ساده در دو انتها و بستر ارتجاعی تحتانی در مختصات کارتزین مطابق شکل (۱) که در آن محوره‌های x و y و z به ترتیب در امتداد طول و عرض و ضخامت تیر بوده و دارای ابعاد l و b و d است، را در نظر می‌گیریم.

شکل (۱) تیر مستطیلی متکی بر بستر ارتجاعی پاسترناک.

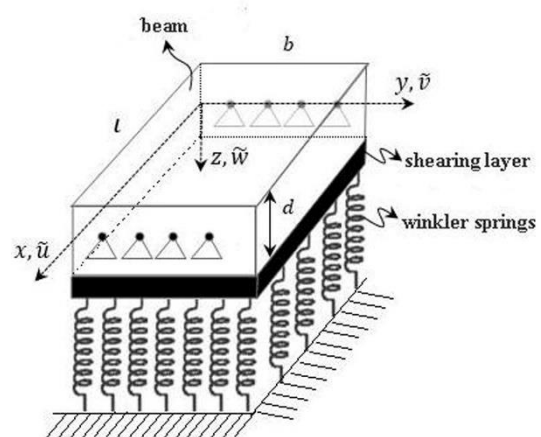


Fig. 1. Rectangular beam resting on Pasternak elastic foundation.

مطابق شکل (۱) برای تیر مستطیلی با تکیه‌گاه ساده شرایط هندسی خاصی باید اقلان شود (رابطه‌ی ۱۶):

$$x = 0, l \rightarrow w = 0 \quad (16)$$

با استفاده از معادله ۱۰ و اقلان شرایط مرزی هندسی، می‌توان نتیجه گرفت که ضریب A_1 برابر صفر و رابطه ۱۷ باید برقرار باشد:

$$\alpha_m = m\pi / l \quad (17)$$

که در آن m عدد صحیح بزرگتر از صفر است. همچنین با اقلان شرایط مرزی رابطه ۱۶، شرط مرزی لنگر صفر در تکیه‌گاه‌ها نیز برآورده می‌شود. به این ترتیب حل را می‌توان به فرم سری و به صورت رابطه‌ی ۱۸ بیان کرد:

$$F = \sum_{m=1}^{\infty} \sin(\alpha x) \cdot h^*(z) \quad (18)$$

در این رابطه، h^* به فرم رابطه ۱۹ است:

$$h^*(z) = A'_1 \cdot \cosh\left(\gamma_1 \frac{z}{d}\right) + A'_2 \cdot \sinh\left(\gamma_1 \frac{z}{d}\right) + A'_3 \cdot \cosh\left(\gamma_2 \frac{z}{d}\right) + A'_4 \cdot \sinh\left(\gamma_2 \frac{z}{d}\right) \quad (19)$$

که در آن، ضرایب جدید A'_1 الی A'_4 به منظور جلوگیری از طولانی شدن روابط تعریف شده‌اند و با اعمال سایر شرایط مرزی باید تعیین شوند. به منظور تعیین بقیه‌ی ثابت‌ها، از شرایط مرزی باقیمانده شامل شرایط مرزی تنش در سطوح فوقانی و تحتانی تیر استفاده می‌شود. روابط تغییر مکان بر حسب توابع f و h به شکل رابطه ۲۰ است:

$$u(x, y, z) = -\frac{(B_{12} + B_{33})}{B_{33}} f' h' \quad (20)$$

$$v(x, y, z) = v(x, y)$$

$$w = \frac{B_{11}}{B_{33}} f'' h + f h'' + \frac{\rho}{B_{33}} \omega^2 f h$$

همچنین روابط تنش بر حسب توابع f و h به شکل رابطه ۲۱ است:

$$\sigma_x = \left[-B_{11} \frac{(B_{12} + B_{33})}{B_{33}} f''' h' + B_{12} \left(\frac{B_{11}}{B_{33}} \right) f'' h' + f'' h' + f h''' + \frac{\rho}{B_{33}} \omega^2 f h' \right]$$

$$\sigma_z = \left[-B_{11} \frac{(B_{12} + B_{33})}{B_{33}} f'' h' + (B_{22} \frac{B_{11}}{B_{33}}) f'' h' + f''' h' + B_{22} f h''' + B_{22} \frac{\rho}{B_{33}} \omega^2 f h' \right] \quad (21)$$

که در آنها ω بسامد زاویه‌ای حرکت و $i = \sqrt{-1}$ است. با جایگذاری روابط ۸ و ۹ در رابطه ۱، رابطه ۱۰ به دست می‌آید:

$$u(x, y, z) = -\frac{(B_{12} + B_{33})}{B_{33}} \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial z}$$

$$v(x, y, z) = v(x, y) \quad (10)$$

$$w(x, y, z) = \frac{B_{11}}{B_{33}} \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} + \frac{\rho \omega^2 F}{B_{33}}$$

همچنین با جایگذاری روابط ۸ و ۹ در معادله ۳، رابطه ۱۱ حاصل می‌شود:

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial z^2} + \left(\frac{c_1^2 + c_2^2}{c_1^2 c_2^2} \right) \omega^2 \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) F + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial z^2} + \frac{\omega^4}{c_1^2 c_2^2} F = 0 \quad (11)$$

با استفاده از روش جداسازی متغیرها، تابع پتانسیل F را می‌توان به صورت ضرب دو تابع مطابق با رابطه‌ی ۱۲ نوشت:

$$F(x, z) = f(x) h(z) \quad (12)$$

با جایگذاری رابطه‌ی ۱۲ در معادله ۱۱ و تقسیم دو طرف معادله بر $f \cdot h$ ، دو معادله‌ی دیفرانسیل کامل به دست می‌آید که از بین جواب‌های قابل قبول که معادله دیفرانسیل حاکم بر تابع پتانسیل معادله ۱۱ و شرایط مرزی را اقلان کنند، تابع نمائی در جهت z و مثلثاتی در جهت x مطابق رابطه‌ی ۱۳ است، که به منظور راحتی در اعمال شرایط مرزی تابع نمائی به فرم تابع هیپربولیک نوشته شدند. ضرایب A_1 الی A_6 و نیز $\gamma_2, \gamma_1, \alpha$ به کمک شرایط مرزی باید تعیین شوند.

$$F = f \cdot h = (A_1 \cdot \cos(\alpha x) + A_2 \cdot \sin(\alpha x)) \cdot (A_3 \cdot \cosh(\gamma_1 z) + A_4 \cdot \sinh(\gamma_1 z) + A_5 \cdot \cosh(\gamma_2 z) + A_6 \cdot \sinh(\gamma_2 z)) = 0 \quad (13)$$

اقلان معادله‌ی دیفرانسیل حاکم ایجاب می‌کند که روابط ۱۴ و ۱۵ برقرار باشند:

$$\gamma_1^2 = \alpha_m^2 - \left(\frac{\omega^2}{c_1^2} \right)^2 \quad (14)$$

$$\gamma_2^2 = \alpha_m^2 - \left(\frac{\omega^2}{c_2^2} \right)^2 \quad (15)$$

می‌شود:

$$k_t = k_w + \alpha_m^2 k_s \quad (29)$$

بر اساس رابطه ۲۹، پارامتر سختی بستر علاوه بر k_s و k_w به طول تیر و شکل‌های مود ارتعاش نیز وابسته است.

چهار معادله همگن ۲۴ الی ۲۶ و ۲۸، یک دستگاه معادلات همزمان را تشکیل می‌دهند. به منظور رسیدن به جواب غیر صفر لازم است که دترمینان ضرایب این دستگاه برابر صفر باشد که این منجر به تنظیم یک مسئله مقدار ویژه می‌شود. با حل مسئله مقدار ویژه به دست آمده برای هر m ، بسامد زاویه‌ای متناظر تیر ω_m به دست می‌آید که در آن m معرف تعداد نیم‌موج‌های تیر در حال ارتعاش است. به منظور حل معادله مقدار ویژه و تعیین فرکانس ارتعاشی تیر در این تحقیق از نرم‌افزار MATLAB نسخه ۸/۱ استفاده شده است.

۳- نتایج عددی

به منظور بررسی درستی روابط به دست آمده و نیز کنترل محاسبات، نتایج به دست آمده از روش مورد استفاده در این پژوهش با نتایج موجود در مرجع [20] که مبتنی بر تئوری اویلر-برنولی بوده و مستقل از ضخامت است و همچنین با نتایج سایر کارهای تحلیلی و عددی مقایسه شده است.

در جدول (۱)، نتایج بسامد ارتعاش طبیعی بدون بعد شده‌ی مود اول تیر $\bar{\omega}_1$ برای مقادیر مختلف نسبت ضخامت به طول $\delta = d/l$ به ازای ضریب پواسون $\nu = 0.3$ به دست آمده از روش استفاده شده در این پژوهش با سایر مراجع مقایسه شده است. به منظور بی‌بعد کردن بسامد ارتعاشی تیر و پارامترهای سختی بستر از رابطه‌های ۳۰ و ۳۱ استفاده شده است.

$$\bar{\omega} = \omega l \sqrt{\frac{\rho}{B_{33}}} \quad (27)$$

$$\bar{K}_w = \frac{k_w L^4}{EI}, \quad \bar{K}_s = \frac{k_s L^2}{\pi^2 EI} \quad (27)$$

همان‌گونه که در جدول (۱) ملاحظه می‌شود مقادیر بسامد زاویه‌ای بی‌بعد شده‌ی مربوط به مرجع [20] که مبتنی بر تئوری مقدماتی تیر است بزرگ‌تر از نتایج مربوط به مرجع [40] و این

$$\tau_{xz} = B_{33} \left[-\frac{(B_{12} + B_{33})}{B_{33}} f' h'' + \frac{B_{11}}{B_{33}} f''' h + f' h'' + \frac{\rho}{B_{33}} \omega^2 f' h \right]$$

در این روابط، بالانویس معرف مرتبه مشتق است. شرایط مرزی تنش شامل تنش نرمال صفر در سطح فوقانی تیر و تنش برشی صفر در سطوح بالایی و پایینی تیر به صورت روابط ۲۲ و ۲۳ است:

$$\sigma_z \left(x, -\frac{d}{2} \right) = 0 \quad (22)$$

$$\tau_{xz} \left(x, \pm \frac{d}{2} \right) = 0 \quad (23)$$

با اکتان این شرایط مرزی، سه معادله همگن به صورت روابط ۲۴ تا ۲۶ به دست می‌آید:

$$\left(\frac{B_{11} B_{12} - B_{11} B_{22} + B_{11} B_{33}}{B_{33}} \cdot \alpha_m^2 + B_{22} \cdot \frac{\rho}{B_{33}} \cdot \omega^2 \right) \times h^* \left(-\frac{d}{2} \right) + B_{22} \times h^{*'''} \left(-\frac{d}{2} \right) = 0 \quad (24)$$

$$\left(\frac{\rho}{B_{33}} \omega^2 - \frac{B_{11}}{B_{33}} \cdot \alpha_m^2 \right) \times h^* \left(\frac{d}{2} \right) + \left(1 - \frac{B_{12} + B_{33}}{B_{33}} \right) \times h^{*''} \left(\frac{d}{2} \right) = 0 \quad (25)$$

$$\left(\frac{\rho}{B_{33}} \omega^2 - \frac{B_{11}}{B_{33}} \cdot \alpha_m^2 \right) \times h^* \left(-\frac{d}{2} \right) + \left(1 - \frac{B_{12} + B_{33}}{B_{33}} \right) \times h^{*''} \left(-\frac{d}{2} \right) = 0 \quad (26)$$

شرط مرزی تنش نرمال در صفحه‌ی تحتانی تیر به دلیل وجود بستر ارتجاعی دوپارامتری پاسترناک، مطابق با رابطه ۲۷ است:

$$\sigma_z \left(x, \pm \frac{d}{2} \right) = -k_w w + k_s \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad (27)$$

در این رابطه، k_s و k_w به ترتیب معرف سختی فنرهای وینکلر و سختی برشی بستر ارتجاعی هستند. در بیان این شرایط مرزی از اصطکاک بین صفحه تحتانی تیر و لایه برشی چشم‌پوشی می‌شود [17] اکتان شرط مرزی رابطه‌ی ۲۷، معادله ۲۸ را به دست می‌دهد:

$$\begin{aligned} & \left((1 + \alpha_m^2) \cdot \frac{\rho}{B_{33}} \cdot \omega^2 - \alpha_m^2 \cdot \frac{B_{11}}{B_{33}} \cdot k_t \right) \times h^* \left(\frac{d}{2} \right) \\ & + \left(\alpha_m^2 \cdot B_{11} \cdot \frac{B_{12} - B_{22} + B_{33}}{B_{33}} + B_{22} \cdot \frac{\rho}{B_{33}} \cdot \omega^2 \right) \times \\ & h^{*'} \left(\frac{d}{2} \right) + k_t \times h^{*''} \left(\frac{d}{2} \right) + B_{22} \times h^{*'''} \left(\frac{d}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (28)$$

که در آن پارامتر سختی بستر k_t به صورت رابطه ۲۹ بیان

پژوهش است که دلیل آن ناشی از در نظر نگرفتن اثر کرنش‌های برشی و نیز لختی دورانی در تیرهای لاغر است. علاوه بر این، اختلاف نتایج مرجع [20] و این پژوهش با افزایش نسبت δ و سختی بستر $\bar{k}_w$ و $\bar{k}_s$ افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که برای $\delta = 0.2$ و $\bar{k}_w = 10^6$ این اختلاف بسیار قابل توجه است. مقایسه‌ی نتایج حاصل از این پژوهش با نتایج مرجع [40] در جدول (۱) نشان می‌دهد که بیشترین اختلاف نتایج کمتر از ۱ درصد است.

در جدول (۲) بسامد زاویه‌ای بی‌بعد شده‌ی سه مود اول ارتعاش تیر برای نسبت‌های مختلف δ برحسب پارامترهای سختی بستر ارائه شده است. از این جدول ملاحظه می‌شود که

با افزایش ضخامت نسبی بسامد بی‌بعد تیر کاهش می‌یابد؛ که مقدار این کاهش با بالارفتن مودها با شدت بیشتری همراه است. همچنین با افزایش پارامترهای سختی بستر وینکلر $\bar{k}_w$ و سختی بستر برشی پاسترناک $\bar{k}_s$ بسامد بی‌بعد تیر افزایش می‌یابد؛ که مقدار این افزایش با عمیق شدن تیر و بالارفتن مودهای ارتعاشی با شدت کمتری همراه است، به گونه‌ای که افزایش بسامد بی‌بعد مود اول برای سختی وینکلر $\bar{k}_w = 10^6$ در نسبت $\delta = 0.1$ برابر ۲۰ درصد و در نسبت $\delta = 0.5$ برابر ۲۲ درصد است، این مقادیر برای مود سوم ارتعاش و $\bar{k}_w = 10^6$ به ترتیب برابر با ۲۵ و ۵/۳ درصد است.

به منظور بررسی تاثیر ضخامت تیر بر بسامد طبیعی، در

جدول (۱) بسامد بدون بعد اول تیر ساده بر بستر ارتجاعی پاسترناک.

$\delta = 1/5$			$\delta = 1/15$			$\delta = 1/120$			$\bar{k}_s$	$\bar{k}_w$
Present work	[40]	[20]	Present work	[40]	[20]	Present work	[40]	[20]		
3.0577	3.0479	3.1415	3.1322	3.1302	3.1415	3.1414	3.1414	3.1415	0	0
3.4072	3.3945	3.4767	3.4694	3.4667	3.4767	3.4765	3.4765	3.4767	0.5	
3.6618	3.6580	3.7360	3.7311	3.7265	3.7360	3.7355	3.7355	3.7360	1	
4.2359	4.2183	4.2970	4.2919	4.2880	4.2970	4.2965	4.2964	4.2970	2.5	
3.6858	3.6705	3.7483	3.7394	3.7389	3.7483	3.7482	3.7482	3.7483	0	10^2
3.8986	3.8839	3.9608	3.9545	3.9516	3.9608	3.9606	3.9606	3.9608	0.5	
4.0858	4.0663	4.1437	4.1398	4.1347	4.1437	4.1335	4.1435	4.1437	1	
4.5159	4.4991	4.5824	4.5789	4.5734	4.5824	4.5822	4.5822	4.5824	2.5	
7.3548	7.3408	10.0247	9.9986	9.9958	10.0247	10.0242	10.0242	10.0247	0	10^4
7.3605	7.3408	10.0365	10.0154	10.0077	10.0365	10.0362	10.0361	10.0365	0.5	
7.3659	7.3409	10.0489	10.0286	10.0196	10.0489	10.0483	10.0481	10.0489	1	
7.3748	7.3411	10.0847	10.0758	10.0551	10.0847	10.0843	10.0839	10.0847	2.5	
7.4067	7.3508	31.6237	12.7949	12.7722	31.6237	31.6221	31.6217	31.6237	0	10^6
7.4067	7.3508	31.6238	12.7949	12.7722	31.6238	31.6226	31.6221	31.6238	0.5	
7.4067	7.3508	31.6245	12.7951	12.7722	31.6245	31.6230	31.6224	31.6245	1	
7.4071	7.3508	31.6257	12.7977	12.7722	31.6257	31.6467	31.6236	31.6257	2.5	

Table. 1. The first non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak elastic foundation.

جدول (۲) سه بسامد بدون بعد اول تیر ساده بر بستر ارتجاعی پاسترناک.

$\bar{k}_w = 10^4$			$\bar{k}_w = 10^2$			$\bar{k}_w = 0$			$\bar{k}_s$	δ
Mode3	Mode2	Mode1	Mode3	Mode2	Mode1	Mode3	Mode2	Mode1		
11.0810	10.1646	9.9050	8.8881	6.1983	3.7269	8.8555	6.0959	3.1164	0	0.1
11.2178	10.2469	9.9272	9.1613	6.5566	4.1231	9.1318	6.4707	3.7148	1	
9.8168	9.0631	7.3403	7.9170	5.8025	3.6701	7.8746	5.6859	3.0479	0	0.2
9.8918	9.1060	7.3408	8.2468	6.1903	4.0657	8.2121	6.0991	3.6578	1	
6.1461	5.1802	4.3525	5.9028	4.6945	3.3596	5.8311	4.5276	2.7379	0	0.5
6.1474	5.1912	4.3528	6.0882	4.9607	3.6419	6.0824	4.9211	3.3487	1	

Table. 2. The first three non-dimensional frequencies of simply supported beams resting on Pasternak elastic foundation.

پارامترهای سختی وینکلر و برشی، بسامد بی بعد به سمت بسامد تیر بدون بستر با $\bar{k}_w, \bar{k}_s = 0$ نزدیک می شود. به منظور بررسی تاثیر پارامتر سختی بستر وینکلر $\bar{k}_w$ بر بسامد طبیعی در شکل های (۴ و ۵) به ترتیب تغییرات بسامد بی بعد شده مود اول و سوم برحسب سختی وینکلر برای سه نسبت مختلف δ ارائه شده است.

شکل (۴) بسامد بی بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک ($\bar{k}_s = 0$).

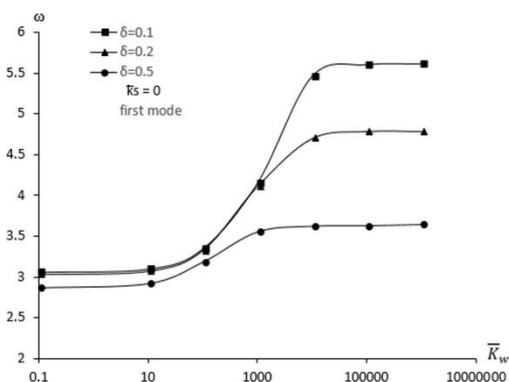


Fig. 4. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation ($\bar{k}_s = 0$).

شکل (۵) بسامد بی بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک ($\bar{k}_s = 0$).

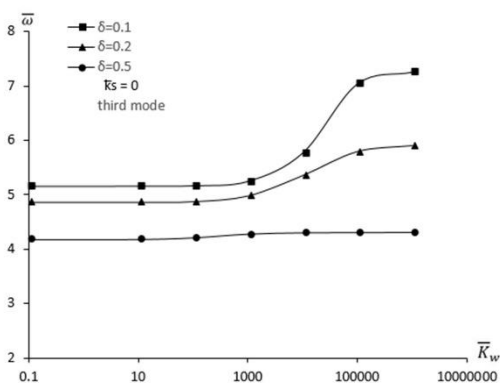


Fig. 5. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation ($\bar{k}_s = 0$).

با توجه به شکل (۴) دیده می شود که با افزایش پارامتر سختی وینکلر بسامد بدون بعد افزایش می یابد که شدت آن با افزایش ضخامت به شکل قابل ملاحظه ای کاهش می یابد. مطابق شکل های (۴ و ۵) شدت افزایش بسامد طبیعی به دلیل افزایش پارامتر سختی وینکلر در مودهای بالای ارتعاشی با کاهش همراه است. در شکل های (۶ و ۷) نتایج بسامد بی بعد برحسب $\bar{k}_w$ به ازای مقادیر مختلف δ در نظر گرفتن سختی برشی پاسترناک

شکل های (۲ و ۳) تغییرات بسامد بی بعد شده مود اول برحسب δ برای مقادیر مختلف پارامترهای سختی به ترتیب برای $\bar{k}_s$ برابر با صفر و یک ارائه شده است. از آنجائی که در این پژوهش، برخلاف سایر کارها، هیچ گونه محدودیتی در انتخاب δ وجود ندارد، از این رو منحنی های ارائه شده برای δ تا 0.8 ، مقادیر بیشتر از تیرهای عمیق نسبی ارائه شده است.

شکل (۲) بسامد بی بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک ($\bar{k}_s = 0$).

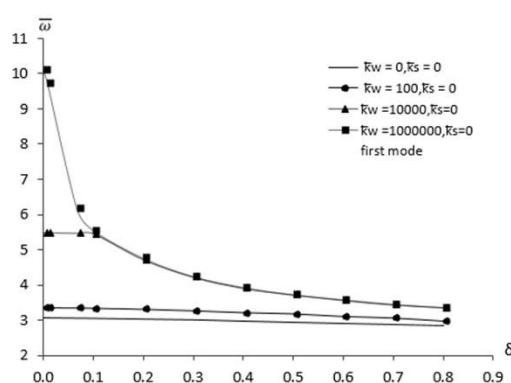


Fig. 2. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation ($\bar{k}_s = 0$).

شکل (۳) بسامد بی بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک ($\bar{k}_s = 1$).

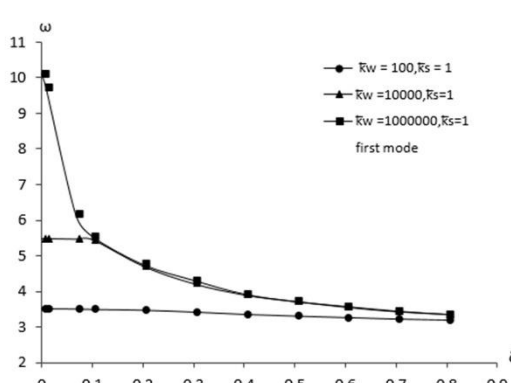


Fig. 3. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation ($\bar{k}_s = 1$).

همان گونه که از شکل (۲) مشخص است، با افزایش ضخامت بسامد بی بعد تیر کاهش می یابد، که مقدار این کاهش با افزایش پارامتر سختی $\bar{k}_w$ با شدت بیشتری همراه است. با توجه به شکل (۳) دیده می شود که افزایش پارامتر سختی برشی پاسترناک $\bar{k}_s$ با افزایش بسامد طبیعی تیر همراه است، هرچند تاثیر پارامتر وینکلر در قیاس با پارامتر سختی برشی به مراتب بیشتر است. با مقایسه نتایج شکل های (۲ و ۳) مشاهده می شود که با افزایش ضخامت و

$\bar{k}_w \bar{k}_s = 0$ ارائه شده است.

شکل (۸) بسامد بی بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک ($\delta = 0.67$).

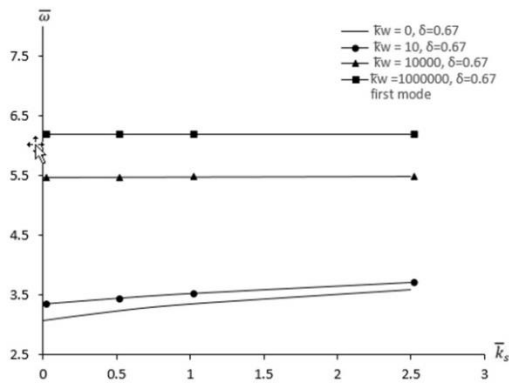


Fig. 8. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation ($\delta = 0.67$).

شکل (۹) بسامد بی بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک ($\delta = 0.2$).

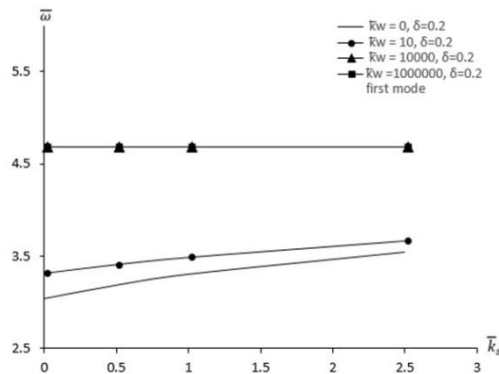


Fig. 9. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation ($\delta = 0.2$).

با توجه به شکل‌های (۸ و ۹) دیده می‌شود که با افزایش پارامتر $\bar{k}_s$ بسامد بی بعد افزایش می‌یابد که شدت آن با افزایش ضخامت و بالارفتن مود ارتعاشی با کاهش همراه است.

به منظور بررسی تاثیر ضریب پواسون بر بسامد بی بعد شده تیر، در جدول (۳) نتایج بسامد ارتعاش طبیعی برای مقادیر مختلف نسبت ضخامت به طول و ضریب پواسون ۰/۱ تا ۰/۵ به ازای $\bar{k}_w$ و $\bar{k}_s$ به ترتیب برابر با ۱۰۰۰ و ۱ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش نسبت پواسون بسامد بی بعد کاهش می‌یابد که شدت آن با افزایش ضخامت و بالا رفتن مود ارتعاش با کاهش همراه است. کاهش بسامد به دلیل افزایش نسبت پواسون را می‌توان به افزایش انعطاف‌پذیری یا نرمی تیر نسبت داد. در شکل (۱۰) تغییرات بسامد بی بعد شده‌ی مود اول برحسب ضریب پواسون ۷ ارائه شده است.

شکل (۶) بسامد بی بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک ($\bar{k}_s = 1$).

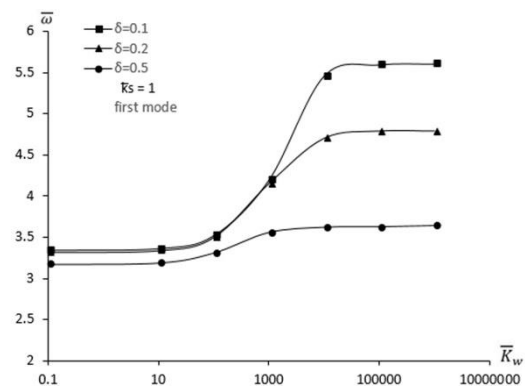


Fig. 6. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation ($\bar{k}_s = 1$).

شکل (۷) بسامد بی بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک ($\bar{k}_s = 1$).

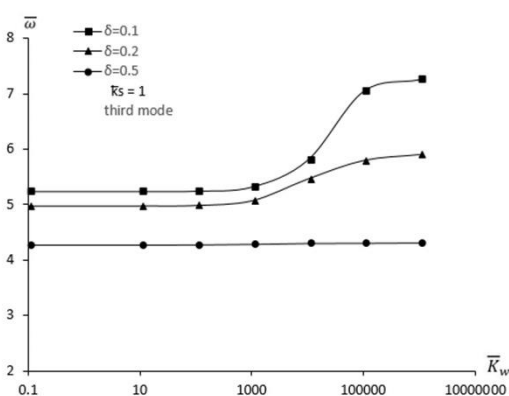


Fig. 7. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation ($\bar{k}_s = 1$).

با توجه به شکل‌های (۶ و ۷) مشاهده می‌شود، هرچند با افزایش سختی برشی پاسترناک بسامد طبیعی کمی افزایش یافته است؛ با این وجود، تغییرات منحنی بسامد بی بعد برحسب سختی وینکلر دارای وضعیت مشابهی با حالت بدون بستر برشی است. به منظور بررسی اثر پارامتر سختی بستر برشی پاسترناک $\bar{k}_s$ بر بسامد طبیعی در شکل‌های (۸ و ۹) تغییرات بسامد بی بعد شده‌ی مود اول ارتعاش برحسب $\bar{k}_s$ به ازای مقادیر مختلف پارامتر سختی وینکلر به ترتیب برای δ برابر با ۰/۶۷ و ۰/۲ ارائه شده است.

جدول (۳) سه بسامد بدون بعد اول تیر ساده بر بستر ارتجاعی پاسترناک.

Poisson' ratio					mode	δ
0.5	0.4	0.3	0.2	0.1		
5.672921	5.766591	5.854408	5.937775	6.059338	1	0.1
6.995206	7.103379	7.211553	7.319227	7.456745	2	
9.135036	9.276299	9.417563	9.558826	9.864701	3	
4.093465	4.143898	4.202737	4.253169	4.328819	1	0.5
4.970970	5.032151	5.098431	5.159612	5.251383	2	
5.982306	6.037358	6.116878	6.190280	6.300384	3	

Table. 3. The first three non-dimensional frequencies of simply supported beam on Pasternak elastic foundation.

- افزایش پارامترهای سختی بستر با افزایش بسامد بی‌بعد تیر همراه است که شدت آن با افزایش ضخامت و بالارفتن مودهای ارتعاشی کاهش می‌یابد.

- افزایش ضریب پواسون منجر به کاهش بسامد ارتعاشی بی‌بعد تیر می‌شود، که شدت آن با افزایش ضخامت و بالا رفتن مود ارتعاش با کاهش همراه است.

References

۶- مراجع

- [1] Gorbunov-pasadov M. I. 1949 *Beams and plates on an elastic base*. Stroizdat, Moscow, USSR.
- [2] Kerr A. D. 1964 Elastic and viscoelastic foundation models. *Journal of Applied Mechanics*, **31**(3), 491-498.
- [3] Kerr A. D. 1984 On the formal development of elastic foundation models. *Ingenieur-Archiv, Springer-Verlag*, **54**(6), 455-464.
- [4] Winkler E. 1867 *Die Lehre von Elastizitat und Festigkeit* (The theory of elasticity and stiffness). H. Domenicus. Prague. (in German).
- [5] Biot M. A. 1922 Bending of an infinite beam on an elastic foundation. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*, **2** (3), 165-184.
- [6] Balkaya M., Kaya M. O. & Saglamer A. 2009 Analysis of the vibration of an eastic beam supported on elastic soil using the differential transform method. *Archive of Applied Mechanics*, **79**(2), 135-146.
- [7] Ozturk B. & Coskun S. B. 2011 The homotopy perturbation method for free vibration analysis of beam on elastic foundation. *Structural Engineering and Mechanics*, **37**(4), 415-425.
- [8] Lee S. Y., Kuo Y. H. & Lin F. Y. 1992 Stability of a timoshenko beam resting on a winkler elastic foundation. *Journal of Sound and Vibration*, **153**(2), 193-202.
- [9] Thambiratnam D. & Zhuge Y. 1996 Free vibration analysis of beams on elastic foundation. *Computers and Structures*, **60**(6), 971-980.

شکل (۱۰) بسامد بی‌بعد تیر ساده بر بستر پاسترناک.

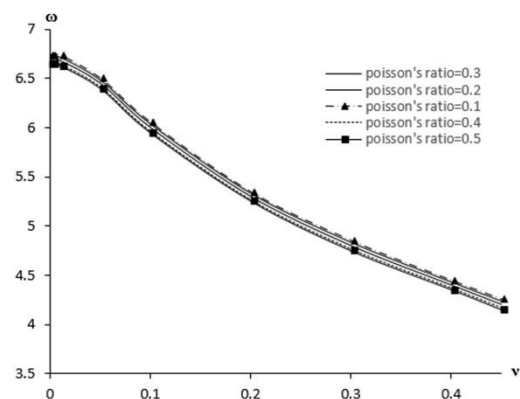


Fig. 10. The non-dimensional frequency of simply supported beam on Pasternak foundation.

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش بسامدهای ارتعاش آزاد تیرهای ایزوتروپ مستطیلی با تکیه گاه ساده متکی بر بستر ارتجاعی دوپارامتری پاسترناک با استفاده از توابع پتانسیل اسکندری قادی به صورت تحلیلی ارائه شده است. ویژگی عمده‌ی روش ارائه شده، حذف فرضیات ساده مانند توزیع فرضی تنش برشی در ضخامت و استفاده از ضریب تصحیح برش است. بر این اساس این نتایج حاصل شدند:

- روش استفاده شده را می‌توان در تعیین مقدار دقیق بسامدهای ارتعاش آزاد تیرهای مستطیلی بر بستر دوپارامتری پاسترناک بدون هرگونه فرض ساده‌کننده‌ای و برای هر نسبت ضخامت به طول تیر به کار گرفت.

- با افزایش ضخامت تیر، بسامد بدون بعد تیر کاهش می‌یابد. شدت این کاهش در مودهای بالاتر ارتعاش بیشتر است.

- [24] Matsunaga H. 1999 Vibration and buckling of deep beam-columns on two-parameter elastic foundations. *Journal of Sound and Vibration*, **228**(2), 359-376.
- [25] Davies R. M. 1948 A critical study of the hopkinson pressure bar. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, **240**(821), 375-457.
- [26] Wang T. M. & Stephens J. 1977 Natural frequencies of timoshenko beams on pasternak foundation. *Journal of Sound and Vibration*, **51**(2), 149-155.
- [27] Wang C. M., Lam k. y. & He X. Q. 1998 Exact solutions for timoshenko beams on elastic foundations using green's functions. *Journal of Structural Mechanics*, **26**, 101-113.
- [28] Heyliger P. R. & Reddy J.N. 1988 A higher order beam finite element for bending and vibration problems. *Journal Sound and vibration*, **126**(2), 309-326.
- [29] Matsunaga H. 1996 Free vibration and stabilities of thick elastic beams subjected to axial stresses. *Journal Sound and vibration*. **191**(5), 917-993.
- [30] Matsunaga H. 1996 Buckling instabilities of thick elastic beams subjected to axial stresses. *Computer and Structure*, **59**(5), 859-868.
- [31] Naidu N. R. & Rao G. V. 1995 Vibrations of initially stressed uniform beams on a two-parameter elastic foundation, *Computer and Structure*, **57**(5), 941-943.
- [32] Franciosi C. & Masi A. 1993 Free vibrations of foundation beams on two-parameter elastic soil. *Computer and Structure*. **47**(3), 419-426.
- [33] Malekzadeh P. & Karami G. 2008 A mixed differential quadrature and finite element free vibration and buckling analysis of thick beams on two-parameter elastic foundations. *Applied Mathematical Modelling*, **32**(7), 1381-1394.
- [34] Dobromir D. 2012 Analytical solution of beam on elastic foundation by singularity functions. *Engineering Mechanics*, **19**(6), 381-392.
- [35] Ho S. H. & Chen C. K. 1998 Analysis of general elastically and restrained non-uniform beams using differential transform. *Applied Mathematic Model*, **22**(4), 219-234.
- [36] Chen W. Q., Lu C. F. & Bian Z.G. 2004 A mixed method for bending and free vibration of beams resting on a pasternak elastic foundation. *Applied Mathematic Model*, **28**(10), 877-890.
- [37] Tran-Cong T. 1994 On the completeness and uniqueness of the papkovich-neuber and the non-axisymmetric boussinesq and love and burgatti solutions in general cylindrical coordinates. *Journal of elasticity*, **36**(3), 227-255.
- [38] Herrmann L. R. 1964 Three-dimensional elasticity solution for continuous beams. *Journal of Franklin Institute*, **278**(2), 75-83.
- [10] Eisenberger M., Yankelevsky D. Z. & Adin M. A. 1985 Vibration of beams fully or partially supported on elastic foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **13**(5), 651-660.
- [11] Eisenberger M., Yankelevsky D. Z. & Clastornik J. 1986 Stability of beams on elastic foundations. *Computer and Structure*, **24**(1), 135-140.
- [12] Eisenberger M. & Clastornik J. 1987 Vibration and buckling of a beam on variable winkler elastic foundations. *Journal of Sound and Vibration*, **115**(2), 233-241.
- Filonenko-Borodich, M.M. (1940) Some Approximate Theories of the Elastic Foundation. Uch. Zap. Mosk. Gos. Univ. Mekh. No. 46, 3-18
- [13] Filonenko-Borodich M. M. 1940 Some approximate theories of the elastic foundation. *Uchenye Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennogo Universiteta. Mekhanika*, **46**, 3-18.
- [14] Hetenyi M. 1946 *Beams on Elastic Foundation*. , Ann Arbor, Michigan, The University of Michigan Press.
- [15] Pasternak P. L. 1954 *On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants*. Gosudarstvenrwe Izdatelslvo Literaturi po Stroictlstvu i Arkhitekture Moscow, USSR.
- [16] Valsangkar A. J. & Pradhanag R. 1988 Vibrations of beam-column on two-parameter elastic foundations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**(2), 217-225.
- [17] Valsangkar A. J. 1986 *Vibrations of beam on two-parameter elastic foundations*. Proceedings of the Eleventh Canadian Congress of Applied Mechanics. University of Alberta.
- [18] De Rosa M. A. & Maurizi M. J. 1998 The influence of concentrated masses and pasternak soil on the free vibrations of euler beams-exact solution. *Journal of Sound and Vibration*, **212**(4), 573-581.
- [19] Saito, H. & Terasawa. T. 1980 Steady-state vibrations of a beam on a pasternak foundation for moving loads. *Journal of Applied Mechanics*, **47**(4), 879-883.
- [20] Jafari-Talookolaei R. A. & Ahmadian M. T. 2007 Free vibration analysis of a cross-ply laminated composite beam on pasternak foundation", *Journal of Computer Science*, **3**(1), 51-56.
- [21] Alshorbagy A. E., Eltaher M. A. & Mahmoud F. F. 2011 Free vibration characteristics of a functionally graded beam by finite element method. *Applied Mathematical Modelling*, **35**(1), 215-225.
- [22] Civalek O. O. B. 2010 Free vibration analysis of tapered beam-column with pinned ends embedded in winkler-pasternak elastic foundation. *Geomechanics and Engineering*, **2**(1), 45-56.
- [23] Cetin D. & Simsek M. 2011 Free vibration of an axially functionally graded pile with pinned ends embedded in winkler-pasternak elastic medium. *Structural Engineering and Mechanics*, **40**(4), 583-594.

- [44] Gao Y. & Shang L. 2010 The exact theory of deep beam without ad hoc assumption. *Journal of Mechanics Research Communications*, **37**(6), 559-564.
- [45] Eskandari-Ghadi M. 2005 A complete solution of the wave equations for transversely isotropic media. *Journal of Elasticity*, **81**(1), 1-19.
- [46] Rahimian, M., Eskandari-Ghadi, M., Pak, R. Y., & Khojasteh, A. 2007 Elastodynamic potential method for transversely isotropic solid. *Journal of Engineering Mechanics*, **133**(10), 1134-1145.
- [47] Nematzadeh M., Eskandari-Ghadi M. & Navayi Neya B. 2011 An analytical solution for transversely isotropic simply supported thick rectangular plates using displacement potential function. *J. Strain Analysis for Engineering Design*, **46**(2), 121-142.
- [48] Navayi Neya B. 2014 Exact solution of free vibration for rectangular isotropic thick plates by use displacement potential functions. *Journal of Civil Engineering Sharif*, **30**(2), 33-41.
- [39] Sundara Raja Ingar K. T. & Prabhakara M. K. 1968 Analysis of continuous beams- a three dimensional elasticity solution", *Int. J. Engng Sci*, **6**(4), 193-208.
- [40] Ahmed S. R., Khan M. R., Islam K. M. S. & Uddin M. d. W. 1998 Investigation of stresses at the fixed end of deep cantilever beams. *Journal of Computer and Structure*, **69**(3), 329-338.
- [41] Cheng S. 1979 Elasticity theory of plates and a refined theory. *ASME J. Appl. Mech*, **46**(3), 644-650.
- [42] Gregory R. D. 1992 The general form of the three-dimensional elastic field inside an isotropic plate with free faces. *Journal Elast*, **28**(1), 1-28.
- [43] Gao Y. & Wang M. Z. 2007 The equivalence of The refined theory and the decomposition theorem of rectangular beams. *Journal of Applied Mathematic*, **31**(3), 551-563.

Free Vibration of Beam-Like Media in Three-Dimensional Mode Resting on a Pasternak Elastic Foundation

M. Z. RoshanBakhsh¹, B. Navayi Neya^{2*}

1- M.Sc., Faculty of Civil, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

2- Assoc. Prof., Faculty of Civil, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

*navayi@nit.ac.ir

Abstract:

Beam theory is used in the analysis and design of a wide range of structures, from buildings to bridges to the load-bearing bones of the human body. Beams resting on elastic foundation is vastly applied in many branches of engineering problems namely geo-technics, road, railroad, marine engineering and bio-mechanics. Foundation is often a rather complex medium, e.g. a rubberlike fuel binder, snow, or granular soil. The key issue in the analysis is modelling the contact between the structural elements and the elastic bed. Herein, the response of the foundation at the contact area is of interest, and not the stresses or displacements inside the foundation material. In most cases, the contact is presented by replacing elastic foundation with simple models, usually spring elements. The most frequently used foundation model in the analysis of beam on elastic foundation problems is the Winkler foundation model. In the Winkler model, the elastic bed is modeled as uniformly distributed, mutually independent, and linear elastic vertical springs, which produce distributed reactions in the direction of the deflection of the beam. However, since the model does not take either continuity or cohesion of the bed into account, it may be considered as a rather crude representation of the elastic foundation. In order to find a physically close and mathematically simple foundation model, Pasternak proposed a so-called two-parameter foundation model with shear interactions. The first foundation parameter is the same as the Winkler foundation model and the second one is the stiffness of the shearing layer in the Pasternak foundation model. Dynamic analysis is an important part of structural investigation and the results of free vibration analysis are useful in this context. Vibration problems of beams on elastic foundation occupy an important place in many fields of structural and foundation engineering. With increase in thickness, the existence of simplifying hypotheses in beam theories such as the ignorance of rotational inertial and transverse shear deformation in classic theory, the application of determination coefficient in first-order shear theory and the expression of one or few unknown functions based on other functions in higher-order shear theories are accompanied by reduction in the accuracy of these theories. This represents the necessity of precise and analytical solutions for beam problems with the least number of simplifying hypotheses and for different thicknesses.

In the present study, the analytical solution for free vibration of homogeneous prismatic simply supported beam with rectangular solid sections and desired thickness resting on Pasternak elastic foundation is provided for completely isotropic behaviors under two-dimensional theory of elasticity and functions of displacement potentials. Characteristic equations of natural vibration are defined by solving partial differential equations of fourth order through the separation of variables and the application of boundary conditions. The major characteristics of present study include lack of limitations for thickness and its validity for beams of low, medium and large thicknesses is quite reliable. To verify, the results of present study were compared with those of other studies. Results show that increases in foundation parameters are associated with increases in natural frequency. The intensity is reduced considerably by increase in the ratio of thickness to length, for the values larger than 0.2 and in the higher modes of vibration.

Keywords: Natural Frequency, Free Vibration, Deep Beam, Elastic Foundation, Potential Functions

کاربرد رویه بتن آرمه در بهسازی لرزه‌ای سقف‌های شیب‌دار طاق ضربی ساختمان‌های بنایی

مرتضی رئیسی دهکردی^{۱*}، سجاد ویس مرادی^۲، شیدالله یوسفی^۳، مهدی اقبالی^۴

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۲،۳- کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۴- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

* mraissi@iust.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۴/۲۸]

چکیده- یکی از مشکلات اصلی سازه‌های بنایی، عملکرد نامطلوب و عدم صلبیت سقف طاق ضربی آن در اثر زلزله است. این نقطه ضعف، در سقف‌های طاق ضربی شیب‌دار خود را بیشتر نشان می‌دهد. پس برای بررسی عملکرد سقف طاق ضربی و همچنین تاثیر شیب بر آن، در این مقاله تعداد ۸ نمونه سازه بنایی یک طبقه با سقف طاق ضربی با شیب‌های صفر، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درجه در حالت‌های بهسازی نشده و بهسازی شده با رویه بتن آرمه در نرم افزار اجزای محدود ANSYS مدل‌سازی شده و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است. برای مقایسه میزان کارایی رویه بتن آرمه، پارامتر ضریب رفتار سازه در هر دو حالت با و بدون رویه محاسبه شد. نتایج نشان می‌دهد که بهسازی با رویه بتن آرمه باعث افزایش صلبیت سقف‌ها می‌شود. افزایش شیب سقف سبب کاهش مقاومت و سختی الاستیک و نیز ضریب رفتار سازه می‌شود که به کمک روش بهسازی با رویه بتن آرمه می‌توان این پارامترها را بهبود بخشید. همچنین نتایج تحلیل اقتصادی نیز نشان‌دهنده آن است که روش بهسازی با رویه بتن آرمه نسبت به شیوه‌های دیگر بهسازی با توجه به عملکرد مناسب‌تر از نظر اقتصادی مقرون به صرفه است.

واژگان کلیدی: سازه بنایی، سقف طاق ضربی، سقف شیب‌دار، رویه بتن آرمه، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل اقتصادی

۱- مقدمه

مصلح آجر و ملات گچ و خاک در آن استفاده می‌شود (شکل ۱). اجرای قوسی این نوع سقف‌ها به منظور انتقال بار وارد شده از سقف به تیرهای فرعی است. دال طاق ضربی به صورت یک طرفه بوده و تحت اثر بارهای ثقیل استاتیکی رفتار مناسبی دارد ولی تحت بارهای کششی ناشی از زلزله‌ها ناپایدار و دارای ضعف اساسی بوده است. عدم انسجام و یکپارچگی دال، ناتوانی در انتقال نیروهای درون صفحه و خارج از صفحه ناشی از زلزله، اندرکنش دینامیکی بین عناصر ناهمگون تیر آهن و طاق‌های آجری و وزن زیاد، از جمله ضعف‌های این نوع دال در برابر بارهای جانبی است. با این حال همچنان اینگونه سقف‌ها در مناطق روستایی اجرا می‌شوند [1].

دال طاق ضربی یکی از سیستم‌های رایج برای مسقف نمودن ساختمان است که به دلیل سادگی اجرا، در خاورمیانه به ویژه ایران، بیشتر از کشورهای دیگر مورد توجه بوده است، به گونه‌ای که بسیاری از ساختمان‌ها با این روش مسقف شدند [1]. بیش از نیمی از دال‌های اجرا شده در ایران در نیم قرن اخیر از نوع طاق ضربی و به صورت سنتی، تجربی و غیر مهندسی اجرا شده‌اند [2]. سقف طاق ضربی از دو تیر موازی (پل) و تیرهای فرعی موازی با فاصله ۱ متر و عمود بر پل‌ها تشکیل می‌شود. طول دهانه‌های قابل اجرا تا حدود ۵ متر است و از

۲- مروری بر عملکرد لرزه‌ای دال‌های طاق ضربی

سقف‌های طاق ضربی غیرمهندسی در گزارش‌های رازنی (۱۹۷۳) و امبرسیز (۱۹۷۳) مربوط به زلزله قیر استان فارس (۱۳۵۱) باعث عملکرد لرزه‌ای ضعیف ساختمان‌های اسکلت‌دار

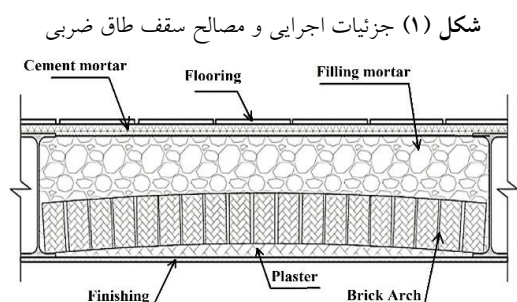


Fig.1 – Jack arch roof details

شده‌اند [3,4]. پس از زلزله قیر، وقوع زلزله‌های طبس (سال ۱۳۵۷) در خراسان و گلباف و سیرج (سال‌های ۱۳۶۱ و ۱۳۶۲) در کرمان، ضعف سقف‌های طاق ضربی بیش از گذشته را نمایان نموده است [5,6]. پس از وقوع زلزله‌های منجیل (۱۳۶۹) و بم (۱۳۸۲) و مشاهدات حاصل از آن عملکرد سقف‌های طاق ضربی در برابر ارتعاش‌های ناشی از زمین‌لرزه تحت بررسی کامل‌تری قرار گرفت.

تعداد محدودی از ساختمان‌های طاق ضربی مسلح به کلاف بتنی به دلیل ایجاد انسجام و پایداری سقف از طریق کلاف بتنی رفتار لرزه‌ای مطلوبی داشته‌اند. با این حال ضعف مصالح کلاف بتنی و نبود اتصال مناسب بین تیرهای آهن و کلاف بتنی دلایل سقوط این سقف در زلزله‌های گذشته بوده است [4]. مشاهدات فوق بیانگر ضعف دال‌های طاق ضربی مهارشده (نیمه مهندسی) پیشنهادی به وسیله‌ی ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ [7]، تحت اثر ارتعاشات و نیروهای وارده بوده است. پس ارائه روش‌های طراحی و اجرای مهندسی این نوع سقف‌ها ضروری است. ماهری مدل لرزه‌ای مناسب سقف‌های طاق ضربی را با استفاده از تیرچه‌های فولادی عرضی ارائه و بر اساس نتایج مدل‌های المان محدود بر کارایی مناسب استفاده از دال مهندسی دوطرفه طاق ضربی در مناطق زلزله‌خیز تأکید نموده است [8]. ماهری و رحمانی به بیان نقاط ضعف

سقف‌های طاق ضربی یک‌طرفه پرداخته‌اند و روشی برای طراحی دال‌های طاق ضربی دو طرفه ارائه دادند [9]. میرجلیلی و همکاران به بررسی آزمایشگاهی سقف طاق ضربی سستی پرداختند و نتیجه گرفتند که با تسمه کشی قطری می‌توان علاوه بر افزایش مقاومت سقف، سختی درون صفحه‌ای آن را نیز افزایش داد [10]. سلاجقه و همکاران نشان دادند عدم توجه به رفتار واقعی دیافراگم منجر به پیدایش خطاهای جدی در نحوه‌ی توزیع نیروهای ناشی از زلزله می‌شود و همچنین تأثیر روش‌های مختلف مقاوم‌سازی سقف در توزیع نیروی زلزله را با یکدیگر مقایسه نمودند [11].

از آن جا که رفتار سقف‌های طاق ضربی شیبدار، به دلیل افزایش نیروهای خارج از صفحه نسبت به سقف‌های افقی بحرانی تر می باشد، بررسی راهکارهای موثر برای بهبود عملکرد این گونه سقف ها امری ضروری است. بهسازی لرزه‌ای سقف‌های طاق ضربی به کمک رویه بتن‌آرمه می‌تواند بهبود قابل ملاحظه‌ای در عملکرد این سقف‌ها ایجاد نماید. برای بررسی میزان کارایی رویه بتن آرمه، می‌توان از پارامتر ضریب رفتار سازه بهره گرفت. برای انجام این کار، تعداد ۸ ساختمان بنایی در دو حالت سقف شیبدار با و بدون رویه بتن آرمه با چهار مقدار شیب مختلف مدلسازی و نتایج با یکدیگر مقایسه شده و میزان تأثیر رویه بتن بر روی ضریب رفتار سقف‌های شیبدار بررسی شده است.

۳- روش‌های مقاوم سازی سقف طاق ضربی

بطور کلی سه روش برای بهبود عملکرد سقف‌های طاق ضربی موجود است:

- ۱- استفاده از تسمه یا میلگرد به‌صورت ضربدری (مطابق ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰)
 - ۲- ایجاد شبکه فولادی با استفاده از تیرهای فرعی عمود بر تیرهای اصلی [12] مطابق شکل (۲)
 - ۳- استفاده از رویه بتن آرمه [12] مطابق شکل (۳)
- ایراد اساسی روش دوم، هزینه زیاد و همچنین از بین رفتن نازک کاری سقف است، زیرا سقف بایستی تراشیده شده تا فضای کافی برای تیرهای فرعی ایجاد شود.

لرزه‌ای سازه‌ها از نرم‌افزار تحلیل غیرخطی ANSYS [13] استفاده شده است. مدلسازی شامل چهار سازه بنایی با سقف طاق ضربی با مقادیر زاویه شیب سقف متفاوت تخت، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درجه بوده است. مدل‌های مورد مطالعه با رویه بتن آرمه به ضخامت ۵ cm و شبکه میلگرد با قطر ۱۴ mm به فاصله‌ی ۳۰ cm در دو جهت عمود برهم مدلسازی شده‌اند. پلان سازه‌ها مستطیلی به ابعاد ۷×۵ متر بوده و دارای دیوارهای آجری با ضخامت ۳۰ سانتیمتر و ارتفاع ۳ متر است. دو نمونه از مدل‌های مورد مطالعه و یک نمونه از مدل سقف طاق ضربی شیب‌دار با رویه بتن آرمه در شکل‌های (۴ تا ۶) ارائه شده است.

شکل (۴) نمای رو برو هندسه مدل همراه با شبکه‌بندی



Fig.4. Front view of the modelled structure

شکل (۵) نمای پشت هندسه مدل همراه با شبکه‌بندی

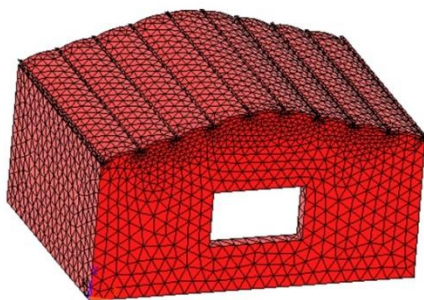


Fig.5. Back view of the modelled structure

شکل (۶) مدل سقف طاق ضربی شیب‌دار با رویه بتن آرمه

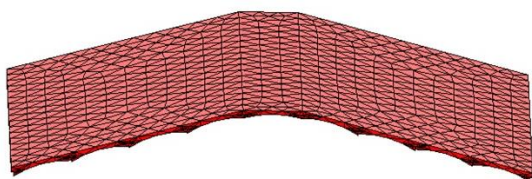


Fig.6. The modelled jack arch slab with concrete layer

شکل (۲) جزئیات روش شبکه تیرهای متقاطع [۱۰]

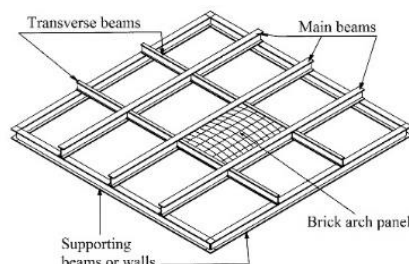


Fig.2. Details of jack arch roof with steel grid[10]

شکل (۳) بهسازی سقف طاق ضربی با رویه بتن آرمه [۱۲]

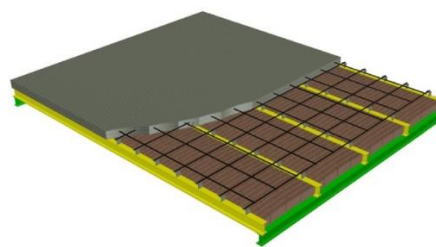


Fig.3. Retrofitting of jack arch roof with concrete layer[12]

در روش سوم (روش مورد استفاده در این پژوهش) پس از برداشتن خاک، سنگ و نخاله موجود روی آجرها، یک شبکه میلگرد ایجاد شده و به تیرهای سقف متصل می‌شود. سپس سقف به ضخامت کمینه ۵ سانتی‌متر بتن‌ریزی می‌شود. نتایج نشان داده استفاده از بتن رویه با ضخامت‌های ۷ و ۹ سانتی‌متر باعث افزایش مقاومت ۱۵٪ تا ۲۰٪ نسبت به ضخامت ۵ سانتی‌متر می‌شود، درحالی که این افزایش ضخامت، برای لایه‌های ۷ و ۹ سانتی‌متری به ترتیب باعث افزایش وزن سقف به مقدار ۲۰٪ و ۴۰٪ خواهد شد [12]. لذا ضخامت ۵ سانتی‌متر به عنوان «ضخامت بهینه» محسوب می‌شود.

۴- مدل‌سازی

در این پژوهش از چهار مدل ساختمان بنایی با و بدون در نظر گرفتن رویه بتنی سقف طاق ضربی (در مجموع ۸ مدل) استفاده شده است. میزان شیب سقف مدل‌های مطالعه شده دارای مقادیر متفاوتی است.

۴-۱- مشخصات مدل‌ها

کلیه ساختمان‌های بنایی مطالعه شده روی خاک نوع ۲ با زلزله‌خیزی زیاد قرار دارند. برای مدلسازی و بررسی رفتار

۲-۴- مدل سازی مصالح و سقف ها

برای مدلسازی مصالح بنایی از رویکرد ماکرو استفاده شده است. بدین صورت که در مدل مورد نظر ترکیب آجر و ملات به صورت یک ماده در نظر گرفته شده است و برای مشخصات مکانیکی این ماده مانند مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته این ترکیب، از اعداد مربوط به نتایج آزمایشگاهی ماهر و همکاران [12] استفاده شده است. آجرها و ملات ها به صورت یک ماده همگن معادل فرض می شود. این رویکرد برای تحلیل ساختار مصالح بزرگتر استفاده می شود [14]. خواص مربوط به سقف طاق ضربی از نتایج آزمایش های ماهر و پورفلاح [12] گرفته شده است. مقاومت فشاری دیوار آجری معادل با کران پایین مقاومت فشاری برای مصالح با شرایط متوسط در نظر گرفته شده است و مدول الاستیسیته آن برابر با ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری آن منظور شده است (جدول ۱).

جدول (۱) مشخصات مصالح (برحسب MPa)

	Parameter	Value (MPa)
Jack Arch roof	Compressive strength of brick units	13.8
	Compressive strength of clay-gypsum mortar	6
	Tensile (flexural) strength of brickwork	0.25
	Tensile strength of clay-gypsum mortar	0.8
	Compressive strength of brickwork	8.4
	Young's modulus of brickwork	2500
	Poisson's ratio for brickwork	0.2
	Tensile strength of steel beams (IPE120)	240
	Young's modulus of steel beams (IPE120)	20000
		0
Concrete layer	Compressive strength of concrete	25
	Young's modulus of concrete	23500
	Poisson's ratio of concrete	0.15
	Yield strength of steel reinforcement	400
	Young's modulus of steel reinforcements	21000
		0
Brick Wall	Compressive strength of brick wall	4
	Tensile strength of brick wall	0.07
	Young's modulus of brick wall	2200
	Poisson's ratio of brick wall	0.15

Table 1 – Material properties

منحنی تنش کرنش فولاد به صورت دوطبقی تعریف شده است و شیب ناحیه غیرخطی بر اساس ضوابط FEMA-356 [15] برابر با ۰/۰۳ شیب ناحیه خطی لحاظ شده است. مطابق رابطه ۱ مدول گسیختگی بتن (f_r) و مقاومت خردشدگی بتن نیز بر طبق ACI-318 برابر است با [14]:

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

برای مدل سازی پروفیل های فولادی از المان Solid 45 و برای طاق ضربی، رویه بتن آرمه و دیوارهای پیرامونی از المان Solid 65 استفاده شده است. لازم به گفتن است که ANSYS از مدل رفتاری Hognestad برای رفتار منحنی تنش-کرنش فشاری بتن (Solid 65) استفاده می نماید [13].

با توجه به چسبندگی خوب بین رویه بتن آرمه و طاق آجری و وجود سطح چسبندگی زیاد امکان جدا شدگی بتن رویه از طاق ضربی و ایجاد لغزش بین رویه بتن آرمه و طاق آجری در بارگذاری اعمال شده بسیار نامحتمل بوده و بنابراین رویه بتنی و طاق ضربی تحت تاثیر بارگذاری جانبی عملکرد یکپارچه ای از خود نشان می دهد. دلیل این امر می تواند به خاطر شباهت یافتن سیستم سقف بهسازی شده با رویه بتن به یک سقف کامپوزیتی فولادی بتنی باشد.

این موضوع در وقوع زلزله های گذشته و پژوهش های آزمایشگاهی نیز اثبات شده است [17]. بنابراین با توجه به تجربه پژوهش های قبلی و زلزله های اخیر و برای افزایش سرعت در تحلیل مدل ها، در مدل سازی در محل اتصال گره های المان های این دو قسمت به صورت مشترک در نظر گرفته شده است.

۳-۴- دیوارهای مصالح بنایی

برای بررسی دقیق رفتار لرزه ای سازه های بنایی، نیاز است که علاوه بر بررسی رفتار سقف طاق ضربی، عملکرد دیوارهای بنایی و موده های شکست آن نیز مطالعه شود. انواع ترک ها در دیوارهای بنایی شامل ترک فشاری، کششی مستقیم، ترک های

شکل (۸) معیار گسیختگی مورد استفاده برای دیوار

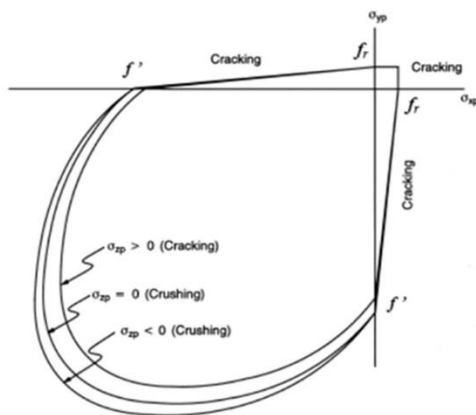


Fig. 8. The utilized failure criteria for masonry walls

شکل (۹) ترک‌های قطری در دوطرف مدل در اثر بار بار پوش‌اور

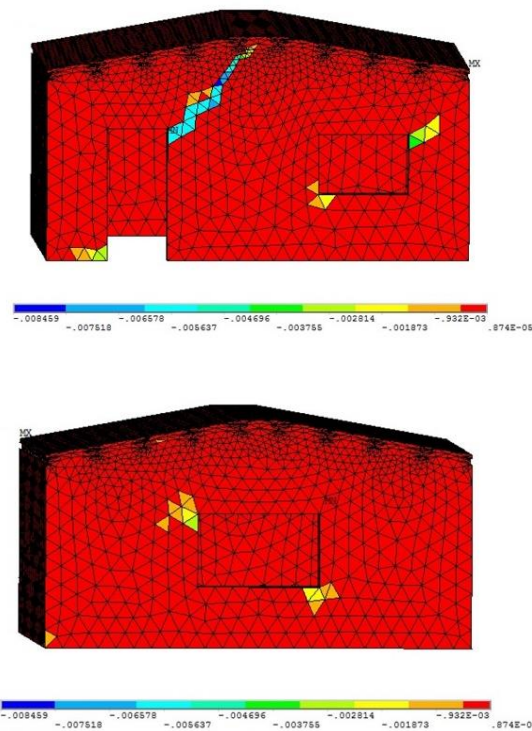


Fig. 9. The diagonal cracks on the back and front view of the model during pushover analysis

۴-۴- درستی آزمایشی مدل‌ها

به منظور درستی آزمایشی، نمونه آزمایشگاهی سقف طاق ضربی [12] (شکل ۱۰) و شرایط بارگذاری اعمال شده بر سقف به وسیله نرم افزار مدل شده (شکل ۱۱) و نتایج مقایسه شده‌اند (شکل ۱۲).

قطری پله‌ای و مستقیم و ترک افقی درز ملات است که در شکل (۷) قابل مشاهده است [18].

شکل (۷) انواع مدهای شکست غالب در دیوارهای بنایی [18]

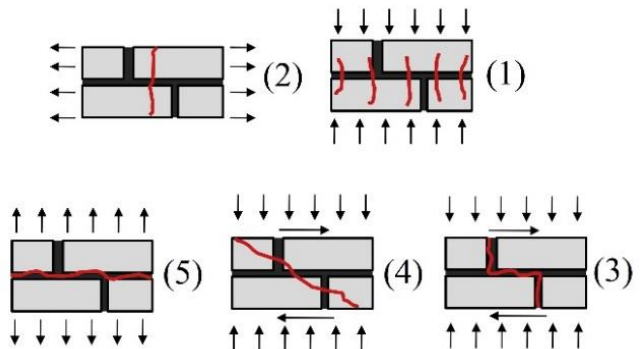


Fig.7. The failure modes associated with masonry walls [18]

مدل ماکروی استفاده شده برای دیوار باید بتواند تمام الگوهای شکست را در نظر بگیرد ضمن آن که الگوی رفتاری آن مانند الگوی رفتاری مصالح ترد باشد. در این پژوهش برای تعریف رابطه تنش و کرنش از مدل اصلاح شده هگنستاد استفاده شده که برای مصالح ترد مناسب است. برای تعیین منحنی ایزوتروپ تنش و کرنش از رابطه ۲ استفاده شده است:

$$E = \frac{f}{\varepsilon} \quad , \quad \varepsilon_0 = \frac{2f'}{E} \quad (2)$$

در این رابطه f میزان تنش در هر کرنش ε و ε_0 معادل کرنش در تنش نهایی f' است که از منحنی اصلاح شده تنش کرنش هگنستاد قابل استخراج است که توانایی پیش بینی گسیختگی بر اساس ترک^۱ و خردشدگی^۲ را دارد. معیار گسیختگی به وسیله دو پارامتر مقاومتی (مقاومت کششی و فشاری تک محوری) از نمودار (۸) به دست می‌آید. با توجه به نوع بارگذاری دیوار که شامل بار مرده سقف در جهت قائم و بار اعمالی در جهت افقی است، بنابراین گسیختگی از نوع ترک قطری محتمل تر بوده که در سازه‌های مدل شده نیز شاهد ترک‌های قطری در اطراف بازشوها هستیم (شکل ۹).

- 1 Cracking
- 2 Crushing

است.

شکل (۱۳) مشاهده ترک‌های قطری در دیوار مدل شده بنایی (بر اساس پژوهش‌های مهرابی و همکاران [19])

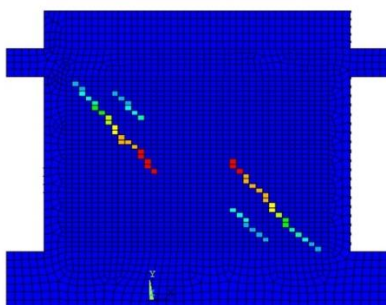


Fig. 13. Diagonal cracks in the modelled masonry wall (Mehrabi et al.[19])

شکل (۱۴) درستی آزمایی دیوار با نتایج مهرابی و همکاران [۲۳]

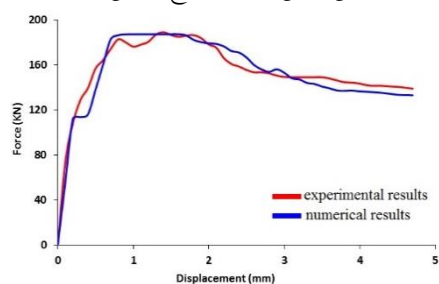


Fig. 14. Comparison of experimental results [23] and analytical results from calibrated model of masonry wall

۵- تحلیل مدل‌های مطالعه شده

برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سقف‌های طاق ضربی از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون^۱ (NSP) استفاده شده است. در این پژوهش، بار جانبی در جهت عمود بر محور تیرهای سقف بوده، الگوی بار جانبی به صورت مثلی است و جهت تعیین تغییر مکان هدف از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود و نشریه ۳۶۰ [20] استفاده می‌شود. تغییر مکان هدف سازه نیمه صلب و انعطاف‌پذیر معادل حاصل ضرب تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب و نسبت حداکثر تغییر مکان هر نقطه‌ای از بام به تغییر مکان مرکز جرم بام خواهد بود [20]. در این مقاله برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها، می‌توان از تئوری ضریب رفتار یوانگ استفاده نمود که شامل تعیین منحنی

شکل (۱۰) نمونه آزمایشگاهی ماهری و همکاران [۱۲]



Fig. 10. The experimental test by Maheri et al. [12]

شکل (۱۱) نمونه مدل‌سازی شده سقف طاق ضربی



Fig. 11. The modelled jack arch roof for calibration

شکل (۱۲) صحت سنجی سقف با نتایج آزمایشگاهی ماهری و همکاران [۱۲]

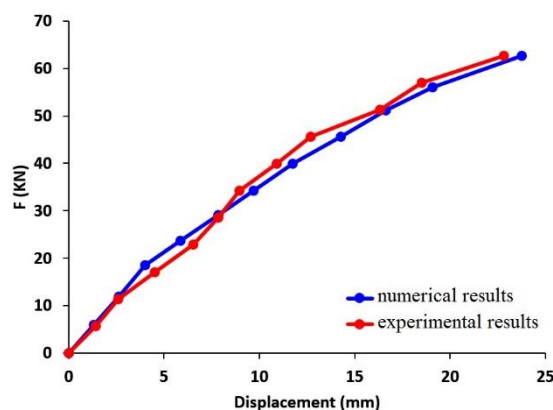


Fig. 12. Comparison of experimental results and analytical results from calibrated model of roof (Maheri et al. [12])

برای بررسی این که مدل اصلاح شده هگنستاد توانایی شبیه سازی رفتار دیوار بنایی را دارد، از نتایج آزمایشگاهی مهرابی و همکاران [19] بهره گرفته شده شکل‌های (۱۳ و ۱۴) که نشان از میزان خطای قابل چشم‌پوشی مدل در شبیه‌سازی رفتار دیوار

۶- نتایج

۶-۱- بررسی صلبیت سقف‌ها

صلبیت سقف‌ها از معیارهای مهم در طراحی سازه‌ها است. ضوابط مربوط به سقف‌های صلب و نیمه‌صلب در استاندارد ۲۸۰۰ [7] ارائه شده است. توزیع نیروهای جانبی در ساختمان‌های با سقف‌های صلب بر اساس نسبت سختی بین اعضای برابر انجام می‌گیرد و در سقف‌های نیمه صلب و انعطاف‌پذیر توزیع نیروی جانبی به نسبت سطح بارگیر اعضای برابر انجام می‌گردد. در جدول (۲) وضعیت تغییر شکل دیافراگم‌ها و میزان صلبیت هر یک از سقف‌ها در دو حالت مسلح و ساده ارائه شده است. مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [7]، متوسط تغییر مکان جانبی نسبی دیوارها با بیشینه تغییر مکان افقی سقف مقایسه شده و میزان افزایش صلبیت پس از بهسازی برای نمونه‌ها ارائه شده است. استفاده از رویه بتنی باعث تغییر رفتار سقف‌ها از حالت نیمه صلب به حالت صلب شده است.

جدول (۲) تغییر شکل‌ها و صلبیت دیافراگم‌های مطالعه شده

slope	ordinary roof (semi-rigid)			retrofitted roof (rigid)		
	Δ_d	Δ_w	Δ_d/Δ_w	Δ_d	Δ_w	Δ_d/Δ_w
0"	1.08	1.33	0.81	0.16	1.58	0.1
10"	1.22	1.55	0.79	0.19	1.53	0.12
15"	1.21	1.48	0.81	0.2	1.7	0.12
20"	1.25	1.56	0.8	0.2	1.51	0.13

Table 2 – Rigidity and deflection values for the diaphragms

در این جدول Δ_w و Δ_d به ترتیب بیشینه جابه‌جایی سقف و جابه‌جایی متوسط دیوار پیرامونی است. تغییرات جابه‌جایی افقی بام نیز با افزایش صلبیت سقف در شکل‌های (۱۷ و ۱۸) نشان داده شده است. برای سقف طاق ضربی ساده جابه‌جایی افقی سقف به صورت متقارن می‌باشد و تغییرات جابه‌جایی با حرکت به سمت مرکز سقف افزایش یافته است. میزان متفاوت بازشوهای دیوارهای شمالی و جنوبی باعث ایجاد سختی‌های جانبی با مقادیر مختلف در این دیوارها شده است. در سقف‌های طاق ضربی ساده سختی دیوارها به علت انعطاف‌پذیری سقف تأثیری بر مقادیر جابه‌جایی نقاط مختلف سقف نداشته است. در سقف‌های بهسازی شده با رویه بتنی به

بارافزون سازه و دوخطی سازی آن جهت محاسبه مقاومت افزون و شکل‌پذیری است (شکل ۱۵). برای تعیین ضریب شکل‌پذیری از ضوابط پیشنهادی ناسار-کراوینکلر استفاده می‌شود. برای توضیحات تکمیلی در خصوص این پارامترها، میتوان به مراجع [21,22,23] مراجعه نمود.

شکل (۱۵) منحنی پاسخ پوش آور و منحنی دوخطی شده جهت محاسبه ضریب رفتار R [21]

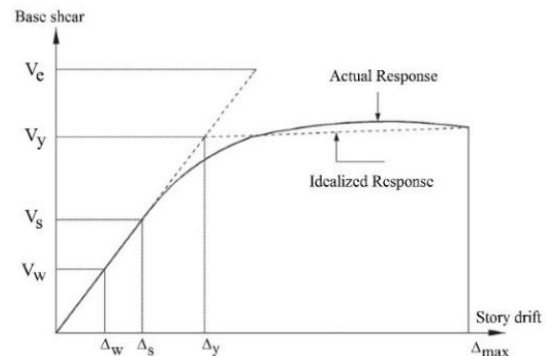


Fig. 15. General pushover curve for obtaining R-factor[21]

شکل (۱۶) پخش بار جانبی بر روی سقف سازه

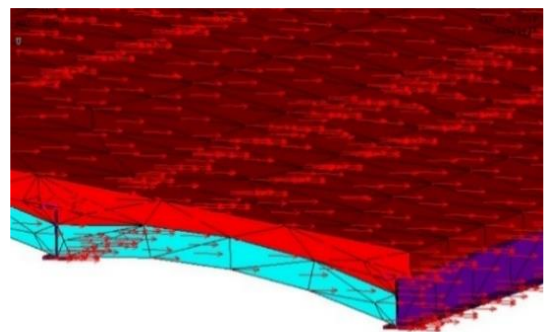


Fig. 16. Distribution of lateral loads on the roof

نکته‌ای که باید به آن توجه نمود، چگونگی اعمال بار جانبی بر سقف انعطاف‌پذیر است. از آنجا که سقف طاق ضربی از نوع انعطاف‌پذیر است اعمال بار به صورت متمرکز و به مرکز جرم سقف باعث افزایش تنش در نقطه اعمال بار شده و خرابی موضعی در آن نقطه می‌شود. پس برای جلوگیری از تمرکز تنش، بار جانبی مورد نظر به صورت گسترده در حجم سقف پراکنده شد. برای این کار بار به تک تک گره‌های سقف اعمال شده است. در شکل (۱۶) چگونگی اعمال بارگذاری به سقف طاق ضربی در نرم افزار Ansys ارائه شده است.

ضربی، افزایش شیب سقف‌ها باعث کاهش سختی اولیه و مقاومت سازه شده، به گونه‌ای که سازه بنایی با سقف تخت بیشترین سختی اولیه و مقاومت را دارد و سازه با شیب سقف ۲۰ درجه کمترین مقدار سختی و مقاومت را داشته است. کلیه مدل‌ها پس از بهسازی افزایش سختی و مقاومت داشته‌اند. با توجه به بارگذاری جانبی در منحنی‌های بارافزون در سازه‌ها، افزایش شیب سقف باعث افزایش نیروهای خارج از صفحه به عناصر بنایی سقف می‌شود، این عناصر در تحمل نیروهای خارج از صفحه ضعیف‌اند، بنابراین جابه‌جایی بیشتری را متحمل می‌شوند که باعث افت سختی و مقاومت سازه شده است. رفتار کلیه مدل‌ها پس از بهسازی تقریباً یکسان بوده و منحنی نیرو- تغییر مکان مدل‌ها پس از اضافه شدن رویه بتن آرمه به سقف به طور تقریبی بر روی یکدیگر منطبق شده‌اند. قبل از بهسازی سقف‌های طاق ضربی سازه دارای جابه‌جایی‌های زیاد است و خرابی در سقف سازه به وقوع می‌پیوندد. بهسازی سقف باعث می‌شود که از مودهای خرابی سقف جلوگیری شده و سازه از ظرفیت دیوارهای اطراف آن بیشتر بهره برد. در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای دیوارها در مدلسازی به گونه ای لحاظ شده است که امکان انتقال خرابی از سقف به دیوار فراهم شود. پس بهتر است بهسازی سقف- های طاق ضربی همراه با بهسازی دیوارهای باربر پیرامونی انجام گیرد تا بتوان از بیشینه ظرفیت اجزای سازه تحت اثر بارهای جانبی استفاده نمود.

شکل (۱۹) منحنی نیرو- جابه‌جایی مدل‌های با سقف‌های طاق ضربی ساده

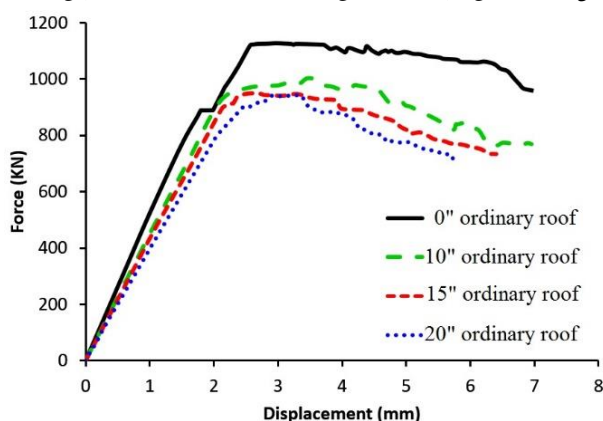


Fig. 19. Force-displacement curves for the ordinary jack arch roofs

علت رفتار صلب و توزیع نیروی جانبی به نسبت سختی بین دیوارها نمودار تغییرات جابه‌جایی سقف متقارن نبوده، در نتیجه استفاده از ضوابط صلبیت برای سقف شیب‌دار طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتن آرمه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ برقرار است.

شکل (۱۷) تغییرات جابه‌جایی افقی سقف طاق ضربی ساده

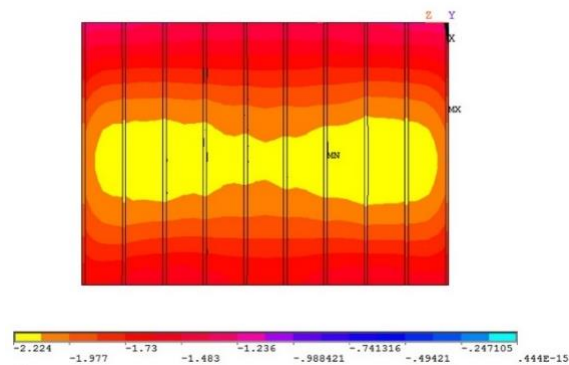


Fig. 17. Lateral displacement of ordinary jack arch roof

شکل (۱۸) تغییرات جابه‌جایی افقی سقف طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتن آرمه

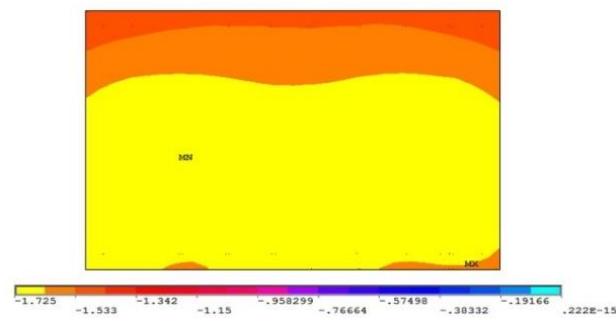


Fig. 18. Lateral displacement of retrofitted jack arch roof

۶-۲- منحنی‌های نیرو-تغییر مکان

بر اساس منحنی‌های نیرو-تغییر شکل سازه می‌توان اطلاعاتی در مورد مشخصات رفتاری سازه شامل سطوح عملکرد، شکل‌پذیری، مقاومت و سختی سازه بدست آورد. برای این منظور، مقادیر مربوط به نیرو- جابه‌جایی هر یک از مدل‌ها در هر گام بارگذاری برای تهیه منحنی نیرو- تغییر مکان مرکز جرم بام سازه ارائه شده است شکل‌های (۱۹ و ۲۰). مدل‌های مطالعه شده تا سطح عملکرد آستانه فروریزش بارگذاری شده‌اند. بر اساس نتایج بدست آمده، قبل از بهسازی سقف‌های طاق

شکل (۲۲) مقاومت مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

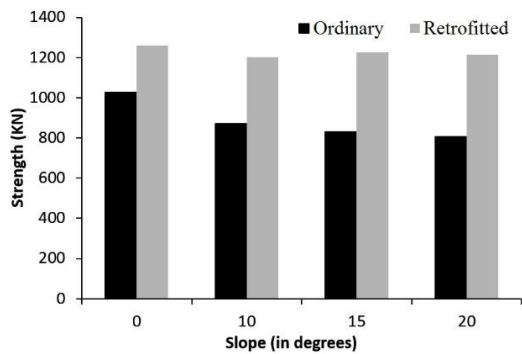


Fig. 22. Comparison of strength for ordinary and retrofitted models

شکل (۲۳) میزان افزایش سختی و مقاومت پس از بهسازی با رویه

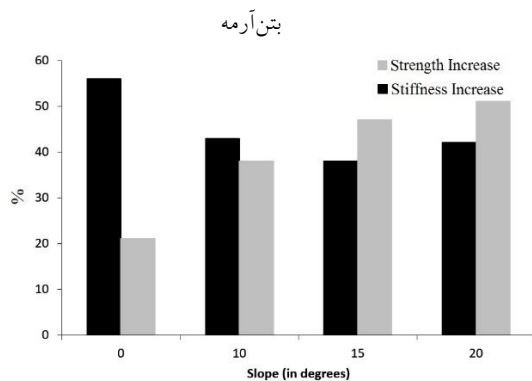


Fig. 23. Comparison of the stiffness and strength for ordinary and retrofitted models

۴-۶- ضریب رفتار

نتایج حاصل از محاسبات ضریب رفتار در جدول (۳) ارائه شده است. شکل‌پذیری یکی از پارامترهای مهم در تعیین مقدار ضریب شکل‌پذیری است که در شکل (۲۴) تغییرات آن ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، شکل‌پذیری در ساختمان‌های بهسازی نشده به طور تقریبی در تمامی مدل‌ها یکسان بوده و مقدار متوسط آن برابر ۳/۳۷ است. در ساختمان‌های بهسازی شده شکل‌پذیری نسبت به ساختمان‌های بهسازی نشده افزایش داشته و مقدار متوسط آن برابر با ۵/۱۳ است که افزایش ۵۰ درصدی از خود نشان می‌دهد. این مقدار کمتر از نتایج پژوهش‌های مرجع [12] است که بیش از ۶۴٪ افزایش در نتایج آزمایشگاهی و همچنین مدل‌سازی کامپیوتری از خود نشان داده است. دلیل این امر می‌تواند به سبب زاویه مایل سقف‌ها و تاثیر نیروهای خارج از صفحه روی سقف باشد. مشاهده حاصل از نتایج آزمایشگاهی و همچنین

شکل (۲۰) منحنی نیرو-جابجایی مدل‌های با سقف‌های طاق ضربی

بهسازی شده با رویه بتنی

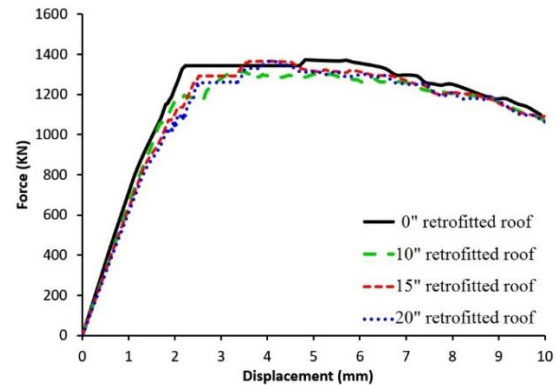


Fig. 20. Force-displacement curves for the retrofitted jack arch roofs

۶-۳- سختی و مقاومت

در این بخش به مقایسه سختی الاستیک اولیه و مقاومت سازه های بنایی قبل و بعد از بهسازی با رویه بتن آرمه پرداخته شده است. شکل‌های (۲۱ و ۲۲) بیانگر مقاومت و سختی الاستیک اولیه برای هر دو دسته سازه‌های اولیه و بهسازی شده است. همچنین میزان افزایش سختی و مقاومت نیز به ازای افزودن رویه بتن آرمه بر سقف بر حسب درصد برای این سازه‌ها در شکل (۲۳) ارائه شده است. سختی سازه‌ها با افزایش شیب در هر دو حالت سقف‌های ساده و بهسازی شده کاهش یافته است. مقاومت سازه در سازه‌های با سقف‌های طاق ضربی ساده با افزایش شیب سقف کاهش یافته است. اما در سازه‌های با سقف‌های طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتن آرمه میزان مقاومت به طور تقریبی برای شیب‌های مختلف دارای مقادیر یکسانی بوده است. بنابراین با افزایش شیب سقف میزان افزایش مقاومت بیشتر شده است.

شکل (۲۱) سختی مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

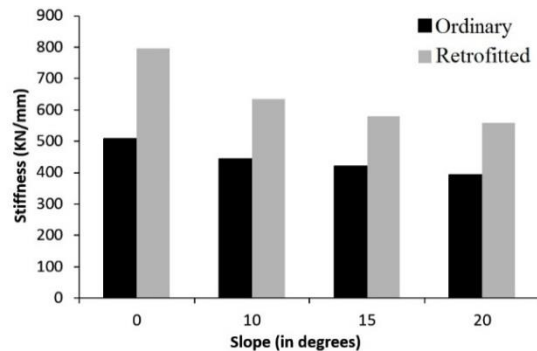


Fig. 21. Comparison of stiffness for ordinary and retrofitted models

شده است. در ساختمان‌های بهسازی نشده، ضریب اضافه مقاومت با افزایش شیب سقف، کاهش می‌یابد. عملکرد سقف در سازه‌های بهسازی نشده، به صورت صلب نیست و در نتیجه با افزایش شیب، وضعیت بحرانی‌تری حاصل می‌گردد و طبیعی است که اضافه مقاومت سقف با بحرانی‌تر شدن شرایط، سیر نزولی داشته باشد. در ساختمان‌های با سقف بهسازی شده با افزایش شیب سقف ساختمان‌ها، ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد. با افزایش شیب سقف در ساختمان‌های بهسازی شده با رویه بتن آرمه، نیروهای وارد شده به سقف از حالت درون صفحه به نیروهای خارج صفحه تمایل پیدا می‌نمایند، در نتیجه سقف تحت تنش‌های خمشی قرار می‌گیرد و فولادهای رویه بتن آرمه تحت کشش قرار گرفته و امکان جاری شوندگی فراهم می‌شود. بنابراین افزایش مقاومت افزون در سقف‌های با شیب بیشتر می‌تواند به دلیل سخت‌شدگی میلگردهای رویه بتنی بدست آید. در ساختمان‌های با سقف تخت، وزن رویه بتن باعث کاهش اضافه مقاومت ساختمان بهسازی شده است. هرچه میزان شیب سقف‌های طاق ضربی بیشتر باشد، رویه بتن آرمه بیشتر در معرض نیروی‌های جانبی ناشی از تحلیل بارافزون قرار می‌گیرد و عملکرد ساختمان در برابر نیروهای جانبی بهبود می‌یابد. در غیر این صورت نه تنها رویه بتنی در باربری جانبی، سهم کمتری به خود اختصاص می‌دهد، بلکه آثار افزایش وزن ناشی از آن بر دیوارهای نگهدارنده اطراف سقف، موجب کاهش اضافه مقاومت ساختمان می‌شود. بیشترین میزان افزایش اضافه مقاومت در ساختمان‌های با سقف شیبدار ۲۰ درجه بوده است.

شکل ۲۶- ضریب اضافه مقاومت R_s مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

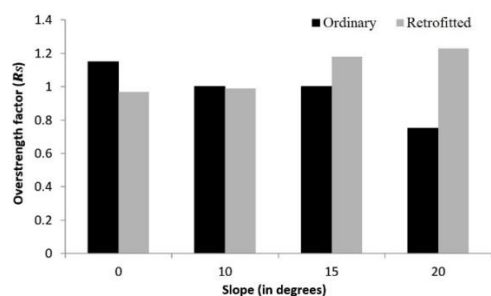


Fig. 26. Overstrength factor R_s for ordinary and retrofitted structures

زلزله‌های گذشته [24] نشان می‌دهد که ایجاد پیوستگی بین تیرچه‌ها و طاق ضربی می‌تواند از ایجاد دو مود شکستگی غالب در سقف‌های طاقی ضربی که شامل حرکت آزاد تیرچه‌ها و همچنین جدایی بخشی از طاق نزدیک به دیوار اطراف است، جلوگیری نماید که این نیز موجب بهبود عملکرد سقف و افزایش شکل پذیری آن می‌شود. همچنین نتایج نشان می‌دهد با افزایش شیب سقف در ساختمان‌های بهسازی شده این پارامتر کاهش یافته است (شکل ۲۴).

شکل (۲۴) شکل پذیری μ مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

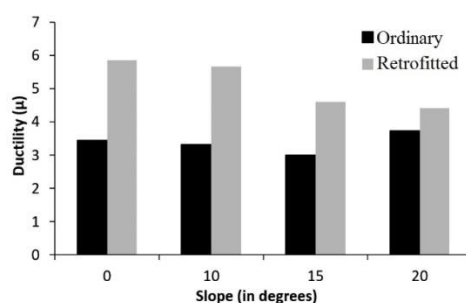


Fig. 24. Ductility parameter μ for ordinary and retrofitted structures

شکل (۲۵) ضریب شکل پذیری R_μ مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

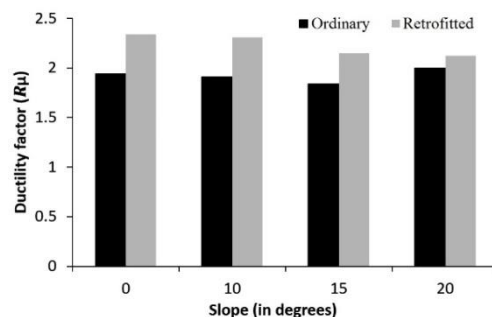


Fig. 25. Ductility reduction parameter R_μ for ordinary and retrofitted structures

در مورد ضریب شکل پذیری، از آن جا که علاوه بر پارامتر شکل پذیری، به پارامترهای دیگری مانند میرایی سازه، نوع خاک و هندسه سازه بستگی دارد، مشاهده می‌شود که با بهسازی ساختمان‌ها این ضریب افزایش می‌یابد، همچنین این ضریب در ساختمان‌های بهسازی نشده با تغییر شیب سقف، به طور تقریبی ثابت است، ولی در ساختمان‌های بهسازی شده دارای نرخ تغییرات نزولی است (شکل ۲۵).

در شکل (۲۶) نرخ تغییرات ضریب اضافه مقاومت بر اساس شیب سقف در مدل اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده ارائه

جدول (۳) پارامترهای ضریب رفتار ساختمان های بنایی

Ordinary Jack Arch roof	F_y (KN)	Δ_{max} (mm)	F_u (KN)	Δ_{max} (mm)	μ	R_μ	R_s	R
0"	1027086	2.013	960011	6.95	3.45	1.94	1.15	2.23
10"	872341	2.09	768518	6.95	3.32	1.91	1	1.91
15"	733525	2.13	832125	6.4	3	1.84	1	1.84
20"	706277	1.54	767170	5.77	3.74	2	0.75	1.5
Retrofitted Jack Arch roof	F_y (KN)	Δ_{max} (mm)	F_u (KN)	Δ_{max} (mm)	μ	R_μ	R_s	R
0"	1096921	1.69	1243557	9.91	5.86	2.34	0.97	2.27
10"	1069984	1.77	1202592	10	5.66	2.31	0.99	2.29
15"	1091998	2.17	1228357	10.01	4.6	2.15	1.18	2.54
20"	1063326	2.27	1213620	10.03	4.41	2.12	1.23	2.61

Table 3 – Response modification factor parameters for the masonry buildings

شکل (۲۸) منحنی بارافزون آزمایش های ماهری [۱۲]

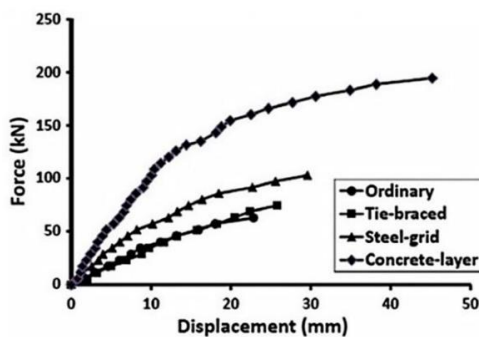


Fig. 28. Pushover results of Maheri's experiments [12]

۵-۶- ارزیابی اقتصادی روش بهسازی با رویه بتن آرمه

برای تحلیل اقتصادی سازه های بررسی شده از فهرست بهای ابنیه ۱۳۹۲ استفاده شده است [25]. محاسبات انجام شده برای برآورد هزینه برای سقف تخت با ابعاد ۷×۵ متر با مساحت ۳۵ مترمربع صورت گرفته است و هزینه بهسازی با سه روش رویه بتن آرمه، شبکه تیرهای فولادی متقاطع و استفاده از میلگرد ضربدری برآورد شده است (شکل ۲۷). همان گونه که ملاحظه می شود، استفاده از رویه بتن آرمه هزینه کمتری در مقایسه با روش ایجاد شبکه فولادی دارد.

۷- نتیجه گیری

۱- بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ سقف های طاق ضربی ساده (بهسازی نشده) تخت و شیبدار به عنوان سقف های نیمه صلب و سقف های طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتنی صلب است.

۲- با افزایش شیب در سقف های طاق ضربی ساده (بهسازی نشده) کاهش سختی اولیه (الاستیک) و مقاومت ایجاد شده است. بنابراین سقف های طاق ضربی شیبدار بیش از سقف های تخت در معرض آسیب پذیری قرار داشته و در اولویت بهسازی هستند. در مدل های سقف های طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتنی سختی و مقاومت افزایش یافته است. در این مدل ها با تغییر شیب، میزان مقاومت تقریباً ثابت بوده اما سختی سازه با افزایش شیب کاهش می یابد.

۳- بهسازی سقف طاق ضربی با رویه بتن آرمه باعث افزایش میزان شکل پذیری سازه های بنایی با سقف طاق ضربی می شود اما با افزایش شیب سقف از میزان افزایش شکل پذیری

شکل (۲۷) مقایسه هزینه مربوط به اجرای شیوه های مختلف

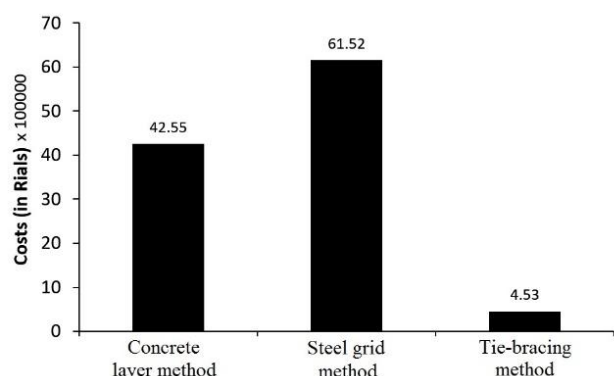


Fig. 27. Retrofitting cost comparison of different methods

بر اساس پژوهش های ماهری [12] شکل (۲۸)، استفاده از روش میلگرد ضربدری کمترین تاثیر را روی منحنی بارافزون سازه داشته است و روش رویه بتن آرمه بیشترین تاثیر را روی منحنی بارافزون سازه دارد. بنابراین نتیجه می گیریم که این روش از نظر اقتصادی مقرون به صرفه است.

- [9] Maheri M. R. & Rahmani H. 2003 Static and seismic design of one-way and two-way jack arch masonry slabs. *Engineering Structures*, **25**(13), 1639-1654.
- [10] Mirjalili A., Shakib H. & Mazroei A. 2009 Studying the Standard 2800 criteria regarding the flexible Jack-arch diaphragms based on experimental models. *In 4th conference on an overview of the Seismic resistant design regulation of buildings (Standard no. 2800)*, Tehran, Iran (in Persian).
- [11] Salajegheh E., Seyfour S. & Mohamadi A. 2010 Evaluation of different retrofitting methods for Jack-arch roofs in masonry buildings. *In International conference on structural lightening and earthquakes*, Tehran, Iran (in Persian).
- [12] Maheri M. R., Pourfallah S., & Azarm R. 2012 Seismic retrofitting methods for the jack arch masonry slabs. *Engineering Structures*, **36**, 49-60.
- [13] ANSYS Manual. Canonsburg, PA 15317, USA: ANSYS INC.; 2007
- [14] Dhanasekar M., Kleeman P. W., & Page A. W. 1985 Biaxial stress-strain relations for brick masonry. *Journal of Structural Engineering*, **111**(5), 1085-1100.
- [15] FEMA-356 2000 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency.
- [16] ACI Committee, American Concrete Institute & International Organization for Standardization 2008 Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary, American Concrete Institute.
- [17] Maheri M. 2007 Retrofitting of Jack arch masonry floors. *In International Symposium on Seismic Risk Reduction*, Bucharest, Romania.
- [18] Ghiassi B., Soltani M., & Tasnimi A. A. 2012 A simplified model for analysis of unreinforced masonry shear walls under combined axial, shear and flexural loading. *Engineering Structures*, **42**, 396-409.
- [19] Mehrabi A. B., Benson Shing P., Schuller M. P. & Noland J. L. 1996 Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural engineering*, **122**(3), 228-237.
- [20] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings no. 360 2014 First Revision, Department of Technical Affairs, Iran (in Persian).
- [21] Uang C. M. 1991 Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, **117**(1), 19-28.
- [22] Maheri M. R., & Akbari R. 2003 Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings. *Engineering structures*, **25**(12), 1505-1513.
- [23] Nassar A. A. & Krawinkler H. 1991 Seismic demands for SDOF and MDOF systems (No. 95). John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, USA.
- [24] Maheri M. R. 2005 Performance of building roofs in the 2003 Bam, Iran, earthquake. *Earthquake Spectra*, **21**(S1), 411-424.
- [25] Manufacturer's suggested retail price (Building category) 2014, Department of Technical Affairs, Iran (in Persian).

سازه های بهسازی شده نسبت به حالت بهسازی نشده آن کاسته می شود. همچنین متوسط ضریب شکل پذیری در ساختمان های بهسازی شده برابر با ۲/۲۳ است که در مقایسه با ساختمان های بهسازی نشده، ۱۶٪ بیشتر است.

۴- ضریب رفتار R در سازه های بهسازی نشده با افزایش شیب روندی نزولی داشته ولی در سازه های بهسازی شده با افزایش شیب سقف، افزایش می یابد. به طوری که در ضریب رفتار سازه بهسازی شده و بهسازی نشده با شیب سقف صفر درجه به طور تقریبی برابر بوده اما در سازه های با سقف ۲۰ درجه بهسازی شده مقدار ضریب رفتار تقریباً دو برابر این مقدار در حالت بهسازی نشده می باشد.

۵- بهسازی با رویه بتن آرمه نسبت به بهسازی با شبکه فولادی هزینه ای کمتر و نسبت به بهسازی با تسمه یا میلگرد به صورت ضریب هزینه بیشتری را شامل می شود. اما از نظر میزان بهبود عملکرد لرزه ای سیستم، نسبت به دو روش دیگر عملکرد بهتری داشته است.

References

۸- مراجع

- [1] Maheri M. R. 2004 *Seismic design and implementation of Jack-arch roof*. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran (in Persian).
- [2] Maheri M. R. 2001 *Principles of Jack-arch ceiling design against static and dynamic forces*. National-Plan Report no. 497, National Scientific Research Council, Tehran, Iran (in Persian).
- [3] Ambraseys N.N. 1963 The Buyin-Zara (Iran) earthquake of September, 1962 a field report. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **53**(4), 705-740.
- [4] Razani R. & Lee K. L. 1973 The Engineering Aspects of the Qir, Iran Earthquake of April 10, 1972 in southern Iran, A Report to the National Science Foundation. National Academies.
- [5] Adeli, H. 1982 The sirth (Kerman, Iran) earthquake of 28 July 1981—A field investigation. *bulletin of the seismological society of America*, **72**(3), 841-861.
- [6] Mohajer- Ashjai A. & Nowroozi A. A. 1979 The Tabas Earthquake of September 161978 in east- central IranA preliminary field report, *Geophysical Research Letters*, **6**(9), 689-692.
- [7] Standard No. 2800 2005 Third Edition, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Building and Housing Research Center, Iran (in Persian).
- [8] Maheri M. R. 2004 Seismic evaluation and design of jack arch slabs. *In 13th world conference on earthquake engineering*, Vancouver, B.C., Canada.

Application of Reinforcement Concrete Layer Method for Retrofit of Slant Jack Arch Roofs in Masonry Buildings

M. Raissi Dehkordi^{1*}, S. Veismoradi², SH. Yousefi³, M. Eghbali⁴

1- Assist. Prof., School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

2, 3- Graduate Student, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

4- Assist. Prof., Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan

mraissi@iust.ac.ir*

Abstract:

Jack arch masonry slab, developed in the 19th century in Britain has been used widely in floors and roofs of industrial and residential masonry buildings in many parts of the world. It is still in use in parts of Europe, the Middle East and Indian subcontinent. Taking into account the widespread use of the jack arch flooring and its ease of constructing as compared to the more modern concrete-based slabs, it should be pointed out that such slabs are built in traditional ways and little control is applied to their method of construction.

Collapse of a large number of these composite slabs during past earthquakes pointed out the weakness of this type of flooring to seismic loads. It has also highlighted the need for developing appropriate retrofitting schemes, since a large number of buildings in Iran are roofed with masonry slabs. As an illustration, the statistics have shown that around half of the slabs used in traditional buildings of Iran are jack arch roofs. Due to their poor construction style and lack of appropriate retrofitting, these slabs cannot tolerate high seismic demands and fail to meet the seismic performance required in areas with high seismic activities (especially the slant types which have been widely used in the buildings of northern areas of Iran). Therefore, rehabilitation of these roofs must be considered. One of the effective methods is to add a thin layer of reinforced concrete over the slab. The retrofitting procedure includes three main steps: (1) Removing the top flooring finish, (2) Installing a mesh of reinforcement bars over the slab and (3) Covering the bars with a layer of concrete. To further investigate the seismic behavior of these roofs, response modification factor can be utilized as a well-known seismic parameter.

This study investigates the seismic performance of masonry buildings with slant jack arch slabs retrofitted by the method of adding a layer of reinforced concrete. Two groups of one story masonry buildings with jack arch masonry slabs are designed including roofs with slopes of 0, 10, 15 and 20 degrees with and without concrete layer for roof retrofitting. Static nonlinear (pushover) analysis is carried out. Nonlinear analysis program "ANSYS" is employed for the analyses. The load-displacement curves for both types of models are obtained and variations of strength, ductility factor, stiffness and rigidity of roofs on both types of models are investigated. Response modification factors of two groups are calculated and results are compared. Results show that according to standard No. 2800 criterion, slant jack arch masonry slabs are classified as semi-rigid roofs and by retrofitting them, their rigidity can be enhanced. Also increasing the Slope of roofs inversely affects the Response modification factor (R), strength and elastic stiffness of structure. Finally For the consideration of economic factors, a cost analysis based on the tariffs of the Iranian Management and Programming Organization is carried out on three conventional methods of roof retrofitting (method of adding a concrete layer on the roof, steel grid method and tie-bracing method recommended by standard No. 2800). The obtained results indicate that method of adding a concrete layer is the most cost-effective method for jack arch retrofitting.

Keywords: Masonry Buildings, Jack Arch Roof, Slant Roof, Concrete Layer, Seismic Evaluation

یادداشت تحقیقاتی:

تأثیر زلزله نزدیک و دور از گسل بر ضریب کاهش مقاومت و نسبت تغییر شکل غیر ارتجاعی به ارتجاعی با رویکرد تقاضای شکل پذیری

نوید سیاه پلو^{۱*}، محسن گرامی^۲، رضا وهدانی^۳

۱- استادیار، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

۲- دانشیار، گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳- استادیار، گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

n_siahpolo@yahoo.com

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۶/۲۴]

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۲/۲۰]

چکیده - مطالعه خسارت‌های زلزله‌های قبل مؤید ورود پاسخ سازه به ناحیه غیرخطی است. در این حالت نیروی برش پایه و تغییر مکان سازه نسبت به حالت الاستیک تفاوت دارد. چنانچه زلزله نزدیک گسل باشد، این تفاوت‌ها می‌تواند چشمگیرتر باشد. به همین دلیل در این پژوهش دو ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل‌پذیری (R_H) و نسبت تغییر شکل غیر الاستیک به الاستیک (C_R) برای مؤلفه‌های موازی و عمود بر گسل زلزله نزدیک و دور از گسل محاسبه شده‌اند. همچنین حساسیت این دو پارامتر به ضریب کرنش سخت شدگی (α) و میرایی بررسی شد. C_R به‌دست‌آمده با C_1 پیشنهادی در فیما ۴۴۰-مقایسه شد. در پایان ضریب بزرگنمایی تغییر مکان به ضریب رفتار برای سطوح مختلف شکل‌پذیری محاسبه شده است. برای محاسبه نتایج در مجموع ۱۰۶۴۰۰ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام گرفت. نتایج به دست آمده نشان داد که R_H زلزله نزدیک می‌تواند با مقدار متناظر حاصل از زلزله دور تفاوت داشته باشد. همچنین C_R چندان به نوع رکورد وابسته نبوده و با افزایش پریود به یک همگرا می‌شود. حساسیت R_H و C_R در برابر α قابل توجه نیست. به علاوه با افزایش ضریب میرایی، نمودارهای R_H و C_R از حالت مضرخارج شده و هموارتر می‌شود. در پایان استفاده از C_1 متناسب با نوع رکورد و دوره تناوب سازه می‌تواند محافظه‌کارانه یا غیر محافظه‌کارانه باشد.

کلمات کلیدی: ضریب کاهش مقاومت، تغییر شکل غیر ارتجاعی، زلزله نزدیک گسل، فیما ۴۴۰، مؤلفه موازی و عمود بر گسل.

۱- مقدمه

بررسی‌های مختلف نشان می‌دهد که ضریب مذکور وابسته است به درجه غیرخطی شدن اعضا، میرایی، رفتار چرخه‌ای و اضافه مقاومت سازه. اشکال مهم وارد بر این ضریب این است که برای سازه با ترازهای عملکردی مختلف ثابت فرض شده و نمی‌تواند تصویر مناسبی از سطوح غیرخطی شدگی سازه و اجزای آن ارائه نماید. به‌طور نمونه اگر ضریب رفتار سازه کمتر از مقدار ضریب رفتار واقعی آن در نظر گرفته شود، تراز نیروهای وارد بر سازه بیشتر در نظر گرفته‌شده و می‌تواند به غیراقتصادی شدن طرح بیانجامد. در مقابل اگر ضریب رفتار انتخابی بیشتر از مقدار واقعی آن انتخاب شود، تراز نیروی برش پایه کمتر از مقدار واقعی محاسبه می‌شود. در این حالت

تجربه زمین‌لرزه‌های پیشین نشان می‌دهد که بسته به شدت و محتوای زلزله، پاسخ سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. بررسی پاسخ‌های غیرخطی سازه نشان می‌دهد که نیازهای نیروی برش پایه در این حالت کاهش می‌یابد. کاهش در نیروی ارتجاعی و تبدیل آن به نیروی برش پایه غیر ارتجاعی، در بسیاری از کدهای لرزه‌ای با ضریب رفتار (ضریب کاهش مقاومت) تعریف شده است. این ضرایب بیشتر بر اساس مطالعات تجربی به دست‌آمده‌اند. وظیفه این ضرایب در گرفتن تمام آثار غیرخطی سازه است. یکی از شاخص‌ترین آثار غیرخطی، تغییر مکان غیرخطی در سازه است.

پریودهای متوسط بیشتر است. از طرفی هم پایه سازی پریود با پریود پالس غالب از پراکندگی نتایج کم می‌کند. به علاوه تأثیر استفاده از MIV به جای PGV بر محاسبه C_R بیشتر بوده و به کارگیری مدل رفتاری با قابلیت زوال سختی و مقاومت بحرانی‌ترین نتایج را برای زلزله‌های نزدیک نسبت به دور از گسل به همراه دارد [15].

با این مقدمه از آنجاکه نتایج ضریب رفتار نیاز به شدت وابسته است به محتوا و نوع زلزله انتخابی، به نظر می‌رسد برای رکوردهای مختلف می‌تواند به نتایج مختلفی بیانجامد. در این حالت استفاده از میانگین‌گیری میسر است. به همین دلیل به نظر می‌رسد که ضریب رفتار نیاز در سازه‌های تک درجه (SDOF) و برای زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور متفاوت باشند. این موضوع کمتر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. برای زلزله‌های نزدیک گسل آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده از اهمیت بیشتری برخوردار است. همچنین مؤلفه عمود بر گسل نسبت به مؤلفه موازی از اثرات تخریبی بیشتری برخوردار است؛ بنابراین در این مقاله ضریب کاهش مقاومت به دلیل آثار شکل‌پذیری در سیستم SDOF محاسبه می‌شود. این ضریب در بیشتر ادبیات فنی با R_{II} معرفی شده است. از آنجاکه این ضریب به نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی و به دنبال آن به نوع زلزله انتخابی وابسته است، برای محاسبه R_{II} از رکوردهای دور و نزدیک گسل استفاده شده است. بدین ترتیب می‌توان مقایسه‌ای بین R_{II} زلزله دور و نزدیک گسل (دو مؤلفه موازی و عمود بر گسل) انجام داد و این سؤال اساسی پاسخ داده می‌شود که نوع محتوای رکورد زلزله تا چه اندازه بر ضریب R_{II} تأثیرگذار است. در ادامه با انجام تحلیل حساسیت بر R_{II} اثر عوامل مختلفی همچون شیب ناحیه کرنش-سخت‌شدگی و میرایی بررسی خواهد شد. بدین منظور طیف گسترده‌ای از سازه‌های تک درجه آزاد (از پریود ۰/۲ تا ۴ ثانیه) برای چهار سطح شکل‌پذیری (۲، ۳، ۴ و ۵) در نظر گرفته شده‌اند. سپس C_R برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل (مؤلفه عمود و موازی گسل) محاسبه شده و نسبت به هم مقایسه شده‌اند. در انتها برای مؤلفه عمود بر گسل زلزله نزدیک، حساسیت C_R به اثر عواملی شیب ناحیه کرنش-سخت‌شدگی و میرایی بررسی شده است. برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است [16]. شیب ناحیه سخت‌شدگی کرنشی ۳٪ و ضریب میرایی ۵٪ انتخاب شده است. مدل رفتاری سازه نیز از نوع دوخطی فرض شده است. با تغییر در مقاومت تسلیم، F_y ، سیستم‌های SDOF، شکل‌پذیری هدف تأمین شده است.

به نظر می‌رسد با ورود سازه به ناحیه غیرخطی، نیازهای تغییر کلی بیشتر از ظرفیت اعضا شود و به دنبال آن خرابی در سازه شکل گیرد. با وجود اینکه در تمامی کدهای لرزه‌ای، ضریب رفتار پیشنهادی بر مبنای مطالعات تجربی محاسبه شده است، اما تلاش‌های گسترده-ای نیز برای محاسبه ضریب رفتار به کمک روابط تئوری صورت گرفته است. در این بین محاسبه ضریب کاهش مقاومت یا R_{II} بعنوان اصلی‌ترین عامل تأثیرگذار بر ضریب رفتار بیشتر مورد توجه قرار گرفته است. آثار عواملی همچون درجه غیرخطی شدن اعضا، میرایی، نوع مدل غیرخطی، شرایط ساختگاه، دوره تناوب و پارامترهای جنبش نیرومند زمین مانند زمان تداوم، فاصله کانونی، بزرگی بر این ضریب از اهمیت بیشتری در مطالعات قبل برخورداری است [1-7]. در بحث تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل نیز مطالعات محدودی صورت گرفته است. برای نمونه Jalali و Trifunac (۲۰۰۸) نشان دادند که R_{II} به شدت به بزرگی زلزله وابسته است. همچنین استفاده از منحنی‌های طراحی کلاسیک موجود برای R_{II} برای حرکت‌های پالسی شکل عمود بر گسل مقادیر محافظه‌کارانه‌ای را نتیجه می‌دهد درحالی‌که برای مؤلفه به موازات گسل، قوانین طراحی رایج غیر محافظه‌کارانه است. ایشان همچنین پیشنهاد نمودند که برای تمامی مؤلفه‌های حرکت زمین در حالت نزدیک گسل، R_{II} باید ثابت و برابر μ در نظر گرفته شود [7].

یکی دیگر از ضرایبی که در تحلیل سیستم SDOF مدنظر قرار گرفته است، نسبت پیشینه تغییر مکان غیر الاستیک به الاستیک سیستم SDOF است که در این پژوهش با C_R نمایش داده می‌شود. این ضریب در دستورالعمل FEMA440 با C_1 معرفی شده است. مطالعات مختلف نشان می‌دهد که این ضریب به عواملی همچون بسامد، شرایط ساختگاه، فاصله تا گسل، طول گسلش، بزرگای گشتاوری، مدل رفتاری و شاخص خرابی وابسته است [8-15]. برای نمونه Ruiz-Garcia (۲۰۱۱) نسبت C_R را برای دو دسته مدل رفتاری با و بدون زوال سختی محاسبه نمود. این نسبت برای زلزله‌های نزدیک گسل با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده به شکل طیف C_R در برابر دوره تناوب هم‌پایه شده با پریود غالب پالس ارائه شد تا بدین ترتیب پراکندگی نتایج بین هر رکورد کاهش یابد. ایشان در نهایت رابطه‌ای برای تعیین C_R ویژه زلزله دارای آثار جهت‌پذیری پیشنهاد نمود [10]. همچنین Wen و همکاران (۲۰۱۴) اثر زلزله نزدیک گسل پالس گونه، دوره تناوب هم‌پایه شده، سرعت پیشینه فزاینده (MIV)، PGV و مدل‌های رفتاری را بر C_R بررسی نمودند. مطالعات نشان داد اثر زلزله‌های نزدیک پالس گونه بر C_R در

۲- شتاب‌نگاشت‌های پژوهش

یکی از موضوعاتی که در چند سال اخیر به آن توجه ویژه شده است، نوع رکورد زلزله از نظر فاصله مرکز تا ساختگاه است. در این حالت دو دسته زلزله نزدیک و دور از گسل قابل تفکیک و طبقه‌بندی است. بیشتر مطالعات پیشین بر زلزله‌های دور از گسل تمرکز داشته‌اند. در این زلزله‌ها به دلیل محتوای فرکانسی قابل توجه، انرژی زلزله در زمان طولانی‌تری به صورت تجمعی به سازه وارد می‌شود. پس موضوع خستگی سیکل کم و خسارت‌های تجمعی از اهمیت بیشتری برخوردار است. در مقابل چنانچه زلزله نزدیک گسل باشد، مقادیر قابل توجهی انرژی زلزله در یک زمان کوتاه بر سازه وارد می‌شود. بنابراین سازه فرصت کافی برای عکس‌العمل به چنین ارتعاشی را ندارد. همین مسئله باعث می‌شود تقاضای نیرو و تغییر مکان به مراتب بیشتر از زلزله‌های دور باشد. یک مفهوم جدی در زلزله نزدیک گسل، ناحیه دارای آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده است. منظور منطقه‌ای است که در آن راستای حرکت گسل به سمت ساختگاه بوده و سرعت انتشار گسلش در آن ناحیه نزدیک به سرعت موج‌برشی است. در چنین وضعیتی نگاشت سرعت و برخی موارد شتاب‌نگاشت دارای یک پالس مشهود با پرید طولانی و دامنه بزرگ است. در این بین مطالعات مختلف نشان می‌دهد که مؤلفه عمود بر گسل نسبت به مؤلفه به موازات گسل از قابلیت تخریب بیشتری برخوردار است. از آنجاکه در مطالعات پیشین ضرایب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری و نسبت تغییر شکل غیر الاستیک به الاستیک یا برای زلزله‌های دور و یا نزدیک گسل به تفکیک محاسبه شده‌اند، در این مطالعه تلاش شده است تا آثار این نوع زلزله هم‌زمان در نظر گرفته شوند. از طرفی برای نخستین موضوع درجه اهمیت مؤلفه عمود (SN) و موازی (SP) گسل برای این ضرایب بررسی شده است. بدین منظور تعداد ۲۱ شتاب‌نگاشت در سه دسته ۷ تایی که معرف زلزله‌های دور از گسل با شناسه OR، زلزله نزدیک گسل-مؤلفه عمود با شناسه NF-SN و زلزله نزدیک گسل-مؤلفه موازی با شناسه NF-SP انتخاب شده‌اند. شایان گفتن است هر زوج مؤلفه موازی و عمود بر گسل زلزله نزدیک مربوط به یک رخداد مشابه است. زلزله‌های نزدیک گسل بر اساس طبقه‌بندی ارائه شده در مطالعه Baker و همکاران (۲۰۰۷) انتخاب شده است [17]. دلیل انتخاب ۳ دسته ۷ تایی شتاب این است که بتوان میانگین آماری را برای پارامترهای R_{μ} و C_R ارائه نمود. مشخصات زلزله‌های انتخابی در جدول (۱) نمایش داده شده‌اند. به جز رکورد شماره ۱ زلزله نزدیک گسل، محدوده PGV انتخابی با خاک نوع III استاندارد

۲۸۰۰ ایران همخوانی دارد. در پایان لازم به گفتن است از آنجاکه دو فاکتور R_{μ} و C_R وابسته به نسبت نیاز غیر الاستیک به الاستیک است، پس کلیه شتاب‌نگاشت‌ها با همان PGA واقعی خود در نظر گرفته شده و تنظیم F_y برای تأمین شکل‌پذیری هدف در حقیقت معادل مقیاس سازی PGA رکودها برای تأمین همان شکل‌پذیری است.

۳- روش تحقیق

از آنجاکه در این مطالعه، هدف اولیه بررسی تاثیر نوع رکورد (اعم از دور و نزدیک) بر دو پارامتر R_{μ} و C_R است، بنابراین لازم است کالبد اصلی این پژوهش بر محاسبه این دو فاکتور پایه‌ریزی شود. به همین خاطر در این قسمت از مقاله، مراحل اصلی این پژوهش تعریف و ارائه شده است. دو ضریب R_{μ} و C_R وابسته هستند به نوع زلزله، میرایی، شیب ناحیه کرنش سخت شدگی، دوره تناوب و سطح غیرخطی شدن مصالح. در مدل‌های این پژوهش، دوره تناوب الاستیک از ۰/۲ ثانیه تا ۴ ثانیه (با گام زمانی ۰/۰۲ ثانیه) انتخاب شده است. دلیل انتخاب این محدوده قرارگیری بیشتر سازه‌های متعارف در این ناحیه است. از طرفی ضریب شکل‌پذیری نیز مقادیر ۱، ۲، ۳، ۴ و ۵ در نظر گرفته شده است. از طرفی کلیه مدل‌ها به صورت یک سازه تک درجه آزادی (SDOF) مدل‌سازی شده‌اند. در این سازه جرم واحد انتخاب شده و سختی المان به گونه‌ای تنظیم شده است تا دوره تناوب موردنظر تأمین شود. برای مدل‌سازی المان سازه SDOF از المان با طول صفر استفاده شده است. این المان در نرم‌افزار OpenSees تعریف شده است برای تعریف سختی پسا تسلیم از شیب ۳٪ برای ناحیه کرنش-سخت‌شدگی ($\alpha=3\%$) استفاده شده است. البته در بخش تحلیل حساسیت برای α علاوه بر ۳٪، مقادیر ۰٪، ۵٪ و ۱۰٪ نیز انتخاب شده است. برای کلیه مدل‌ها ضریب میرایی ذاتی سازه ۵٪ فرض شده است. این ضریب در بخش تحلیل حساسیت به مقادیر ۲، ۱۰ و ۲۰٪ علاوه بر مقدار اولیه ۵٪ نیز تغییر یافته‌اند. برای حل معادله تاریخیچه زمانی غیرخطی از روش بتای-نیومارک استفاده شده است. در مجموع برای محاسبه دو فاکتور R_{μ} و C_R در اثر زلزله‌های دور و نزدیک به‌طور متوسط ۸۴۰۰۰ تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی انجام شده است. برای مطالعه تحلیل حساسیت فاکتورهای R_{μ} و C_R در اثر زلزله نزدیک گسل-مؤلفه عمود بر گسل نیز به‌طور متوسط ۲۲۴۰۰ تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی انجام گرفته است. برای آشنایی با روند کلی پژوهش، فلوچارت شکل (۱) نمایش داده شده است.

جدول (۱) - مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل (NF) برای دو مؤلفه موازی (SP) و عمود (SN) به همراه زلزله‌های دور از گسل (OR)

Record No.	Earthquake Name	Year	Station Name	PGV (cm/s)	Mw	R	T _p	Preferred Vs30 (m/s)
(a) Ordinary Recordings (OR)								
1	Chi Chi	1999	CHY065	13.8	7.62	83.43	0.56	272.6
2	Chi Chi	1999	TAP095	26.6	7.62	109.01	0.98	215
3	Loma Prieta	1989	CDMG58224	35.5	6.93	72.20	0.32	306.5
4	Kobe	1995	HIK	15.2	6.10	95.72	0.60	256
5	Manjil	1990	Qazvin	11.5	7.37	49.97	0.16	274.5
6	Northridge	1994	CDMG13122	6.9	6.70	72.32	0.38	308.6
7	Tabas	1978	Ferdows	7.9	7.35	91.14	0.24	274.5
(b) Near Fault Recordings (Strike-Normal, SN and Parallel, SP)								
1	Loma Prieta	1989	LGPC	92.5	6.93	9.96	4.39	477.7
2	Northridge-01	1994	Newhall - Fire Sta	120.26	6.69	5.92	1.03	269.1
3	Northridge-01	1994	Newhall - W Pico Canyon Rd.	82.88	6.69	5.48	2.40	285.9
4	Northridge-01	1994	Rinaldi Receiving Sta	167.2	6.69	6.50	1.23	282.3
5	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta East	113.57	6.69	5.19	3.52	370.5
6	Kobe, Japan	1995	KJMA	89.1	6.90	0.96	0.95	312
7	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	72.64	6.90	0.27	1.42	312

Table 1. Characteristics of near-field earthquakes (NF) for parallel (SP) and perpendicular (SN) components with far-field earthquakes (OR)

شکل (۱) - فرآیند تحلیل در محاسبه ضرایب (R_{μ}) و (C_R)

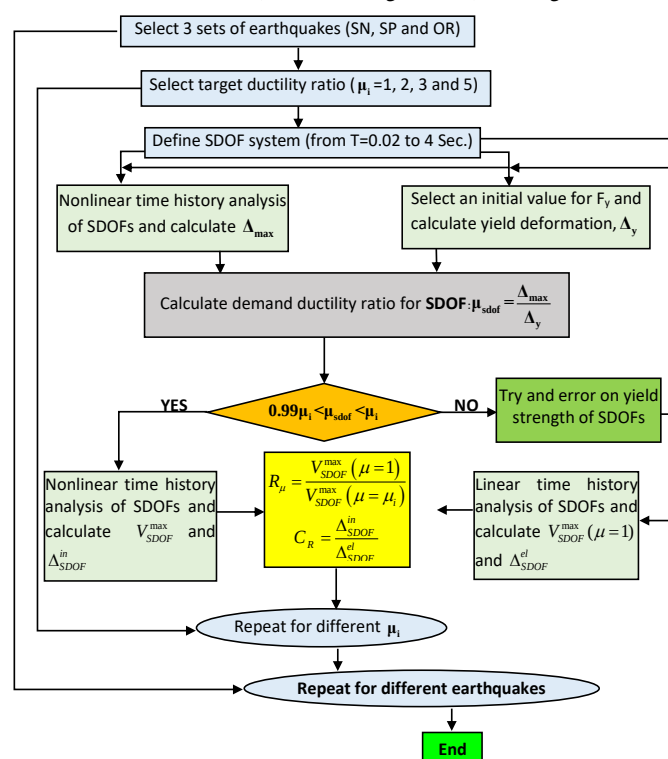


Fig. 1. The analysis process in calculating factors (R_{μ}) and (C_R).

ضریب رفتار محاسبه شود؛ بنابراین محاسبه ضریب R_{μ} از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این قسمت از مقاله R_{μ} ، برای سه نوع شتاب‌نگاشت NF-SP، NF-SN، OR و برای چهار تقاضای شکل‌پذیری (۲، ۳، ۴ و ۵) محاسبه شده است. نتایج حاصل از R_{μ} برای سه دسته ۷ تایی رکورد در شکل (۲) نمایش داده شده‌اند.

۴- بحث و بررسی نتایج

۴-۱- ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_{μ})

برای محاسبه ضریب رفتار قاب‌های MDOF طبق روش یوآنگ [18] می‌توان ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_{μ}) سیستم SDOF معادل را محاسبه نموده و با اعمال ضرایب اضافه مقاومت و طراحی،

بر اساس شکل (۲) برای هر سه نوع شتاب‌نگاشت، با افزایش دوره تناوب، R_{μ} ابتدا با شیب تند افزایش یافته و سپس ثابت باقی می‌ماند. از طرفی مادامی‌که پریود سازه کوتاه باشد، R_{μ} برای سطوح مختلف شکل‌پذیری نزدیک به هم است. به عبارتی، در این محدوده تغییرات R_{μ} در برابر T کم است. همچنین در محدوده پریود بلند، برای پریود ثابت، با افزایش ضریب شکل‌پذیری، R_{μ} افزایش می‌یابد. از طرفی برای شکل‌پذیری ۲، برای هر سه حالت رکورد، با افزایش دوره تناوب R_{μ} به ضریب شکل‌پذیری (μ) همگرا می‌شود. این موضوع برای زلزله‌های معمولی پیشتر به وسیله پژوهشگران مختلف اثبات شده است. نتایج حاصل در حوزه مدل‌ها و فرضیه‌های این پژوهش نشان داد که روند تغییرات R_{μ} در برابر T برای زلزله‌های حوزه نزدیک نیز از همین رویه تبعیت می‌کند. به علاوه، با افزایش هم‌زمان T و μ مقادیر بزرگ‌تری از R_{μ} در مقایسه با μ به دست می‌آید. در پایان بررسی (شکل ۲) نشان داد که ناحیه انتقالی (مرز بین ناحیه افزایش R_{μ} و قسمت ثابت آن) برای زلزله‌های معمولی نزدیک ۰/۵

ثانیه است. این مرز برای رکورد‌های حوزه نزدیک موازی و عمود بر گسل (SN و SP) به ترتیب ۰/۲۵ و ۱ ثانیه محاسبه شد. برای درک بهتر از روند تغییرات R_{μ} در برابر T برای سطوح مختلف شکل‌پذیری، میانگین نتایج حاصل به تفکیک برای هر سه رکورد در شکل (۴) نمایش داده شده است. به استناد شکل (۳)، چنانچه ضریب شکل‌پذیری یا μ کوچک باشد (۲ و ۳)، نمودار R_{μ} - T مضرس است. با افزایش μ نمودار هموارتر می‌شود. به عبارت دیگر برای شکل‌پذیری کم، حساسیت R_{μ} در برابر تغییرات دوره تناوب قابل‌توجه‌تر است. همچنین تا دوره تناوب ۰/۵ ثانیه، R_{μ} زلزله‌های مختلف نزدیک به هم برآورد شده است. با افزایش دوره تناوب تا ۱/۲ ثانیه، R_{μ} زلزله دور (OR) بیشتر از دو مؤلفه نزدیک گسل است. در این محدوده کمترین R_{μ} مربوط به مؤلفه موازی گسل زلزله حوزه نزدیک است. برای سازه با پریود بزرگ‌تر از ۱/۵ ثانیه، بیشترین R_{μ} مربوط به NF-SP است. در این محدوده، R_{μ} زلزله‌های NF- و NF-SP نزدیک به هم برآورد شده است.

شکل (۲) - ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_{μ}) برای زلزله‌های نزدیک گسل (مؤلفه عمود و موازی) و زلزله دور برای چهار سطح شکل‌پذیری

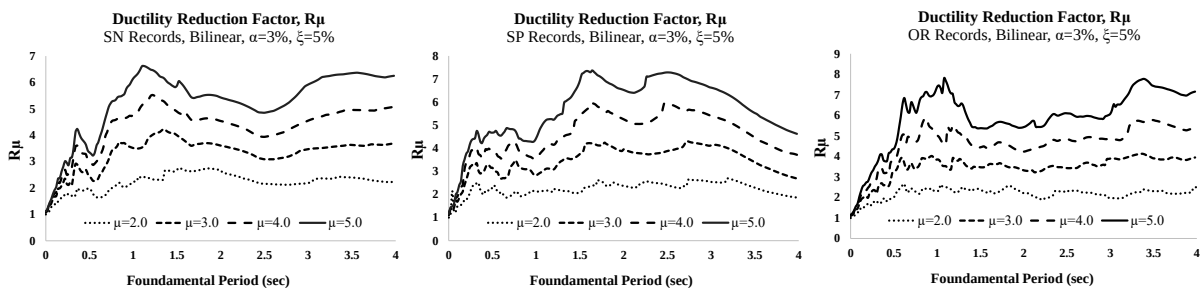


Fig. 2. Ductility reduction factor (R_{μ}) for near-field earthquakes (parallel and normal components) and far-field earthquake for four levels of ductility

شکل (۳) - ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_{μ}) به تفکیک سطوح مختلف شکل‌پذیری

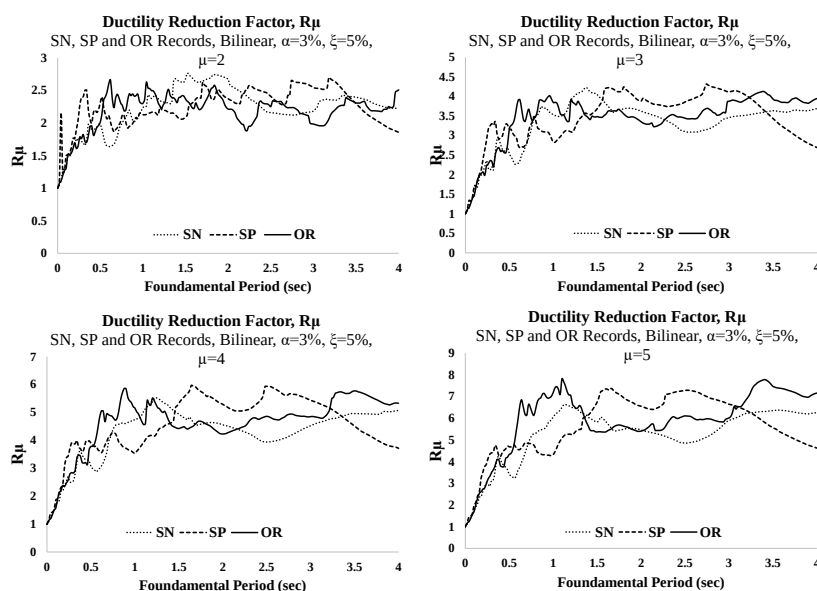


Fig. 3. Ductility reduction factor (R_{μ}) for different levels of ductility

شکل (۴) - نسبت میانگین R_{μ} حاصل از SN و SP به مقدار متناظر حاصل از OR، $\alpha=3\%$ ، $\xi=5\%$

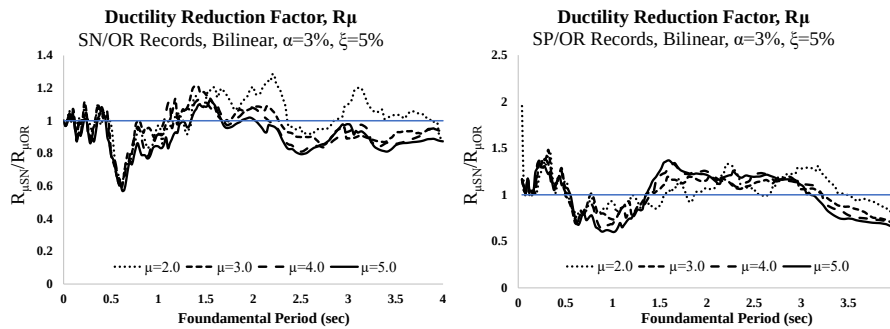


Fig. 4. The ratio of mean R_{μ} obtained from SN and SP to corresponding value obtained from OR, $\alpha=3\%$, $\xi=5\%$

شکل (۵) - تأثیر ضریب میرایی ξ بر R_{μ} میانگین حاصل از رکوردهای SN، $\alpha=3\%$

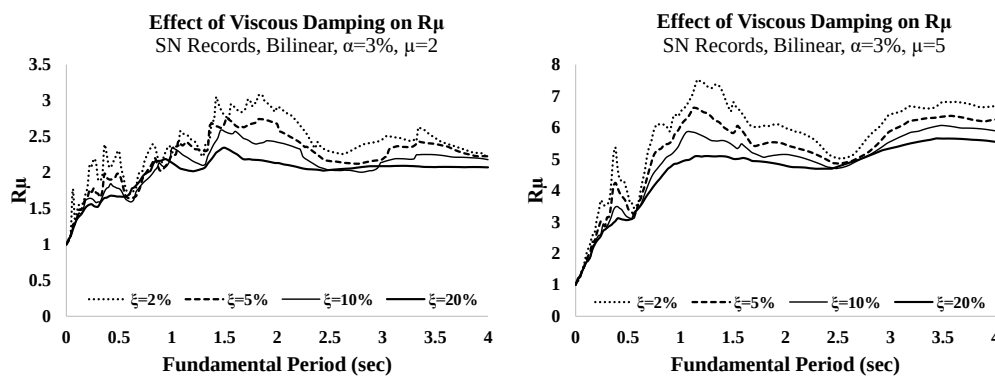


Fig. 5. The effect of damping ratio on R_{μ} , mean values of NF-SN, $\alpha=3\%$

حساسیت این بخش و سایر قسمت‌های مقاله، تنها از میانگین نتایج زلزله حوزه نزدیک، مؤلفه عمود بر گسل یا SN، استفاده شده است. ارزیابی شکل (۵) نشان داد که افزایش ξ باعث کاهش R_{μ} می‌شود. همچنین در پریودهای کوتاه، کمتر از 0.6 ثانیه، تغییرات R_{μ} برای سطوح مختلف شکل‌پذیری بسیار مضر بوده و نسبت به تغییرات T بسیار حساس است. همچنین با افزایش شکل‌پذیری (μ)، تغییرات $R_{\mu}-T$ هموارتر می‌شود. به علاوه با افزایش T (بیشتر از $2/7$ ثانیه) از اثر ξ بر کاهش R_{μ} در مقایسه با پریود کمتر از $2/7$ ثانیه کم می‌شود. به عبارت دیگر $T=2/7$ ، نقطه همگرایی مقادیر مختلف R_{μ} برای ξ های مختلف است.

در بخش‌های قبل، ضریب کرنش سخت شدگی، α ، نمودار دو-خطی مصالح، ۳ درصد فرض شد. این مقدار برای مصالح فولادی رایج است. از آنجاکه ممکن است تغییرات α بر R_{μ} تأثیر داشته باشد، در این بخش تأثیر این ضریب بر R_{μ} برای چهار مقدار ۰، ۳، ۵ و ۱۰٪ ارزیابی شده است. نتایج حاصل برای دو سطح شکل‌پذیری ۲ و ۵ در (شکل ۶) نمایش داده شده‌اند. بررسی شکل (۶) نشان می‌دهد که برای سطوح شکل‌پذیری کم ($\mu=2$)، افزایش α تأثیری بر R_{μ}

برای درک بهتر از اختلاف R_{μ} رکوردهای مختلف، نسبت مقادیر حاصل از مؤلفه‌های SN و SP به مقدار متناظر حاصل از زلزله OR محاسبه و در شکل (۴) نمایش داده شده است. با نگاه به شکل (۴) مشخص می‌شود که برای زلزله SN، افزایش شکل‌پذیری باعث کاهش نسبت موردنظر می‌شود. از طرفی در بیشتر محدوده پریود سازه نسبت $R_{\mu SN}/R_{\mu OR}$ کمتر از یک است؛ بنابراین استفاده از $R_{\mu OR}$ برای مؤلفه عمود بر گسل زلزله‌های حوزه نزدیک می‌تواند غیر محافظه‌کارانه باشد. درحالی‌که اولاً برای زلزله SP، چنانچه $T < 1.20$ باشد، افزایش شکل‌پذیری باعث کاهش $R_{\mu SP}/R_{\mu OR}$ موردنظر می‌شود. در مقابل، برای $T > 1.20$ این رویه برعکس است. از طرفی برای $1.20 < T < 3.0$ ، همواره میانگین ضریب $R_{\mu SP}$ بیشتر از $R_{\mu OR}$ است. پس در این محدوده استفاده از $R_{\mu OR}$ برای مؤلفه موازی گسل زلزله‌های حوزه نزدیک می‌تواند محافظه‌کارانه باشد.

از آنجاکه نیروی برش پایه الاستیک و غیرالاستیک به ضریب میرایی وابسته است در این بخش از مقاله حساسیت R_{μ} به مقادیر مختلف ضریب میرایی (۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد) بررسی و در شکل (۵) نمایش داده شده است. لازم به گفتن است که در تحلیل

تساوی تغییر مکان معروف است. به منظور بررسی C_R مربوط به مؤلفه‌های SN و SP زلزله‌های نزدیک گسل، تغییرات C_R در برابر T در شکل (۷) نمایش داده شده است. بررسی کیفی این شکل نشان می‌دهد که تغییرات C_R مؤلفه‌های SN و SP نیز شبیه زلزله دور یا OR است با این تفاوت که برای SP، چنانچه $T > 1/5$ ، مقادیر کوچک‌تری برای C_R نسبت به SN و OR محاسبه شد. اگرچه در این محدوده پیرو، C_R به یک همگرا می‌شود. پس به نظر می‌رسد استفاده از CR زلزله‌های OR برای SN و SP محافظه‌کارانه باشد. از طرفی برای $T < 1/5$ ، C_R به دست آمده از SN بیشتر از دو حالت دیگر است. همچنین در این محدوده، افزایش تراز شکل‌پذیری باعث می‌شود C_R به شکل قابل ملاحظه‌ای برای هر سه حالت زلزله افزایش یابد. از طرفی، افزایش μ باعث شد نمودار C_R -T هموارتر شود.

ندارد. با افزایش α ، R_{μ} نیز افزایش می‌یابد. به علاوه نتایج این بخش نشان داد که برای $T < 0.6$ و $T > 3$ ، تغییر α تأثیری بر R_{μ} نخواهد داشت.

۲-۴- نسبت تغییر شکل غیر الاستیک به الاستیک یا (C_R)

یکی از ضرایب کاربردی که در طراحی بر اساس عملکرد و در محاسبه تغییر مکان هدف (نقطه توقف تحلیل) استفاده می‌شود، نسبت تغییر مکان غیر الاستیک به الاستیک است که در این مقاله با C_R نام‌گذاری شده است. مطالعات گذشته نشان داد که C_R در اثر زلزله‌های دور از گسل در برابر تغییرات پیرو، به دو شکل قابل تعریف است. برای پیوندهای کوتاه، C_R به مراتب بزرگ‌تر از یک است. در حالی که با افزایش دوره تناوب، این نسبت به یک همگرا می‌شود؛ بنابراین برای سازه‌های نرم، بیشینه تغییر مکان غیر الاستیک مساوی با تغییر مکان الاستیک است. این موضوع به قضیه

شکل (۶) - تأثیر ضریب کرنش سخت شدگی (α) بر R_{μ} میانگین حاصل از رکوردهای SN، $\alpha=3\%$

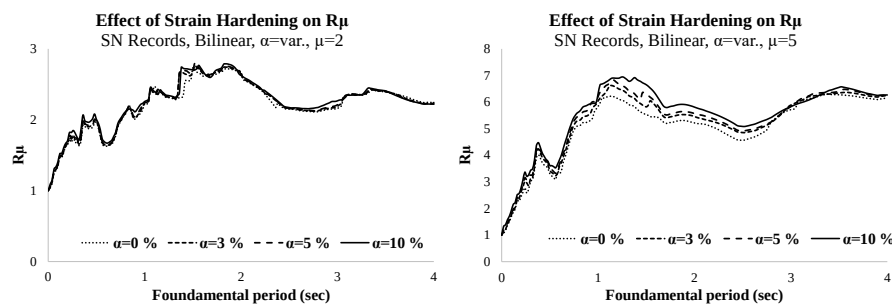


Fig. 6. The effect of strain hardening ratio on R_{μ} , mean values of NF-SN, $\xi=5\%$

شکل (۷) - نسبت تغییر شکل غیر الاستیک به الاستیک (C_R) به تفکیک سطوح مختلف شکل‌پذیری

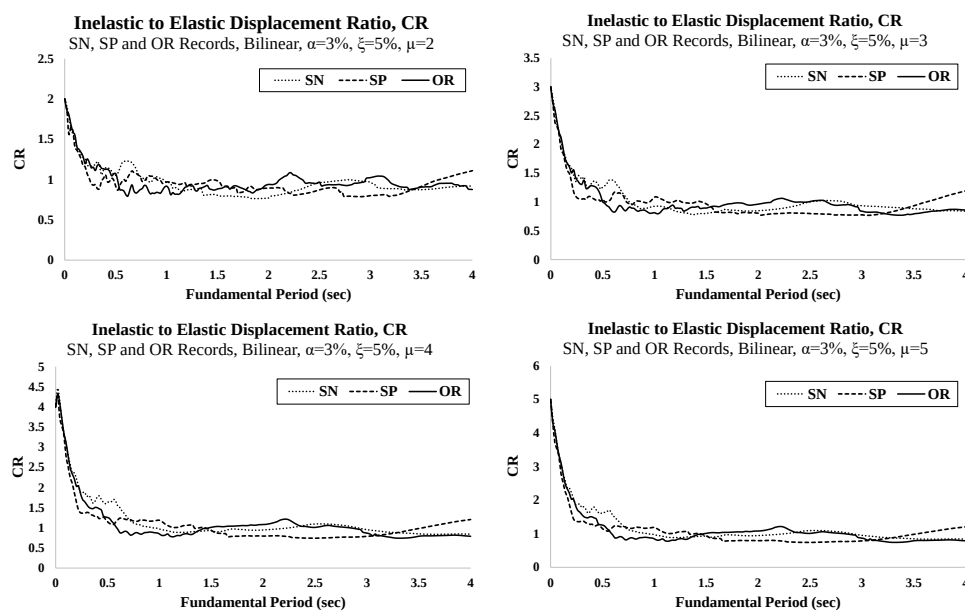


Fig. 7. Inelastic to elastic deformation ratio (C_R) for four levels of ductility

شکل (۸) - نسبت میانگین C_R حاصل از SN و SP به مقدار متناظر حاصل از OR، $\alpha=3\%$ ، $\xi=5\%$

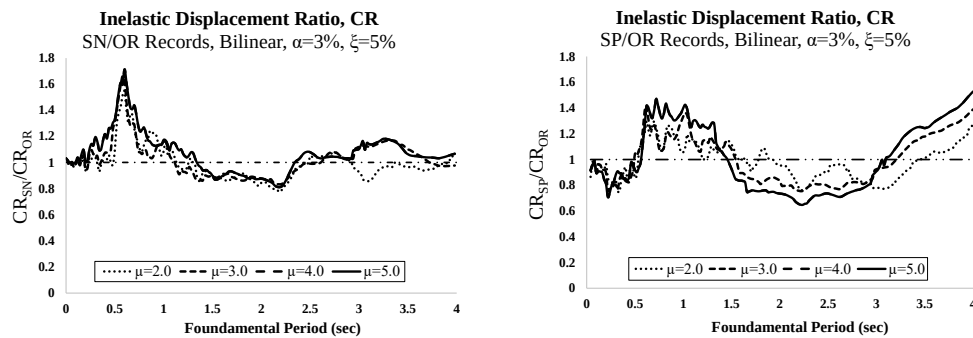


Fig. 8. The mean ratio of CR obtained from SN and SP to the corresponding value of OR, $\alpha=3\%$, $\xi=5\%$

شکل (۹) - تأثیر ضریب میرایی ξ بر C_R میانگین حاصل از رکوردهای SN، $\alpha=3\%$ ، $\xi=5\%$

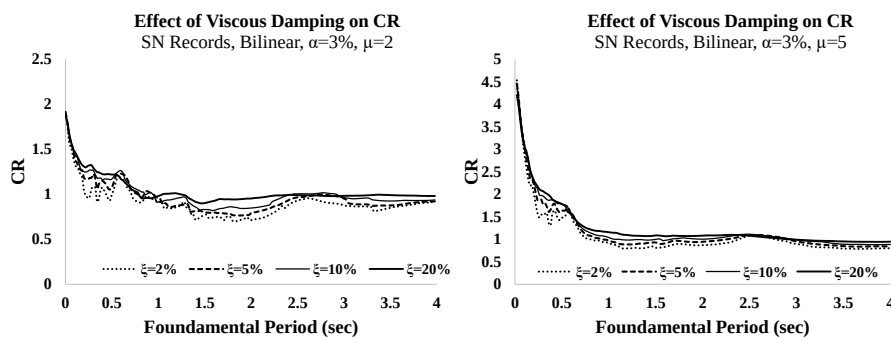


Fig. 9. Effect of damping ratio ξ on CR, mean values resulted from SN records, $\alpha=3\%$, $\xi=5\%$

میرایی و کرنش سخت شدگی (ξ و α)، مشابه مقادیری است که برای تحلیل حساسیت R_μ استفاده شد. در این قسمت نیز تنها حساسیت C_R برای زلزله SN محاسبه شده است. بررسی شکل (۹) نشان می‌دهد که تأثیر میرایی در پریودهای کوتاه ($T < 0.6$) محسوس‌تر است. از طرفی هر چه تراز شکل‌پذیری سازه کوچک‌تر باشد، میرایی تأثیر بیشتری بر C_R خواهد داشت. به گونه‌ای که با افزایش ضریب میرایی، C_R متناظر با دوره تناوب ثابت، افزایش می‌یابد. نکته دیگر اینکه هرچه تراز شکل‌پذیری افزایش یابد، ناحیه انتقالی C_R (مرز بین C_R های بزرگ و نزدیک به یک) به سمت پریود کوچک‌تری حرکت می‌کند. به عبارت دیگر، نمودار در بازه بزرگ‌تری از T به سمت یک همگرا شده است. افزایش میرایی سبب شد از درجه مضرس بودن نمودار C_R کم شود. در ادامه برای بررسی آثار α بر تغییرات C_R از شکل (۱۰) استفاده شده است. در این بخش تأثیر این ضریب بر C_R برای چهار مقدار ۰، ۳، ۵ و ۱۰٪ ارزیابی شده است. ارزیابی شکل (۱۰) نشان می‌دهد که به طور کیفی تغییرات α تأثیر ناچیزی بر C_R خواهد داشت اگرچه با افزایش μ و پریودهای کوتاه، افزایش α باعث کاهش C_R شده است.

در شکل (۸) نسبت C_R حاصل از رکوردهای SN و SP نسبت به OR ترسیم شده است. ارزیابی شکل حاصل نشان می‌دهد با افزایش μ نسبت $C_{R_{SN}}/C_{R_{OR}}$ افزایش می‌یابد. همچنین برای $T < 1/5$ ، این نسبت بزرگ‌تر از یک است؛ بنابراین به نظر می‌رسد استفاده از $C_{R_{OR}}$ به جای استفاده از $C_{R_{SN}}$ به مقادیر غیر محافظه‌کارانه‌ای بیانجامد. از طرفی برای $1/5 < T < 3$ ، این نسبت کمتر از یک برآورد شد. به علاوه برای $T > 3$ ، متناظر با سطوح مختلف شکل‌پذیری، نسبت $C_{R_{SN}}/C_{R_{OR}}$ به یک همگرا می‌شود. در مقابل بررسی $C_{R_{SP}}/C_{R_{OR}}$ نشان داد که برای $T < 1/5$ ، نسبت مذکور عموماً بزرگ‌تر از یک است. با افزایش شکل‌پذیری برای $T < 1/5$ ، نسبت موردنظر کاهش یافته به گونه‌ای که برای شکل‌پذیری ۵، به ۰/۷ نزدیک می‌شود. نکته دیگر اینکه نسبت $C_{R_{SP}}/C_{R_{OR}}$ برای $T > 3$ ، رشد قابل‌توجهی داشته در نتیجه در این محدوده از پریود، استفاده از C_R زلزله دور نمی‌تواند محافظه‌کارانه باشد.

برای بررسی حساسیت C_R به ضریب میرایی و کرنش سخت‌شدگی، تغییرات C_R برای دو سطح شکل‌پذیری ۲ و ۵ در شکل (۹ و ۱۰) ترسیم شده است. لازم به گفتن است که مقادیر

مطالعات تکمیلی در FEMA440 نشان داد که برای C_1 می توان از رابطه زیر به جای رابطه ۱ الی ۳ استفاده نمود [20].

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{\alpha T^2} \quad (5)$$

در این رابطه ضریب α برای خاک نوع B، C و D به ترتیب برابر است با ۱۳۰، ۹۰ و ۶۰. از طرفی برای سازه با زمان تناوب کمتر از ۰/۲ ثانیه این ضریب ۰/۲ و برای سازه با زمان تناوب بزرگتر از ۱ ثانیه، برابر یک است. در ادامه نسبت C_R حاصل از رکوردهای نزدیک گسل (SN و SP) به C_1 پیشنهادی در FEMA440 محاسبه و در شکل (۱۱) نمایش داده شده است. با توجه به شکل مذکور مشخص است که برای سطوح شکل پذیری کم (۲ و ۳)، نسبت گفته شده کوچکتر از یک است؛ یعنی استفاده از C_1 برای زلزله های نزدیک برای اطمینان است. این در حالی است که برای زلزله های SN چنانچه $T < 0.7$ ، برای شکل پذیری ۴ و ۵ ضریب CR_{SN} به طور متوسط ۴۰ درصد بیشتر از C_1 فیما برآورد شده است. همچنین برای $T > 0.7$ در SN و $T > 1.5$ در SP، نسبت گفته شده نزدیک به ۰/۸ محاسبه شد. در این محدوده حساسیت این نسبت به شکل پذیری برای حالت SN بیشتر از SP است؛ بنابراین به نظر می رسد استفاده از C_1 در این ناحیه برای زلزله های نزدیک گسل محافظه کارانه باشد.

۳-۴- مقایسه (C_R) با C_1 پیشنهادی FEMA440

در روش ضرایب مندرج در FEMA35 و FEMA440، برای محاسبه تغییر مکان هدف از ضرایب اصلاحی استفاده می شود که اثر عوامل مختلفی را در پاسخ SDOF در نظر گرفته و آن را به بیشینه تغییر مکان غیر ارتجاعی بام سازه MDOF تبدیل می کند. این ضریب در فیما، با C_1 معرفی شده است. مطالعات مختلف نشان می دهد که C_1 به دوره تناوب سازه و تقاضای شکل پذیری (ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری) وابسته است. این ضریب برای زلزله های دور از گسل به شکل زیر پیشنهاد شده است [19]:

$$\begin{aligned} T_e > T_0; \quad C_1 &= 1.0 \\ T_e \leq T_0; \quad C_1 &= \frac{1.0 + (R-1)T_0/T_e}{R} \quad (1) \text{ الی (۳)} \\ T_e < 0.1; \quad C_1 &= 1.50 \end{aligned}$$

جایی که T_0 پریود بین ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت طیف و T_e پریود مؤثر سازه است. این نقطه در استاندارد ۲۸۰۰ با T_s نمایش داده شده است. از طرفی ضریب کاهش مقاومت R عبارت است از:

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \times \frac{1}{C_1} \quad (4)$$

شکل (۱۰) - تأثیر ضریب کرنش سخت شدگی (α) بر C_R ، میانگین حاصل از رکوردهای SN، $\alpha=3\%$ ، $\xi=5\%$

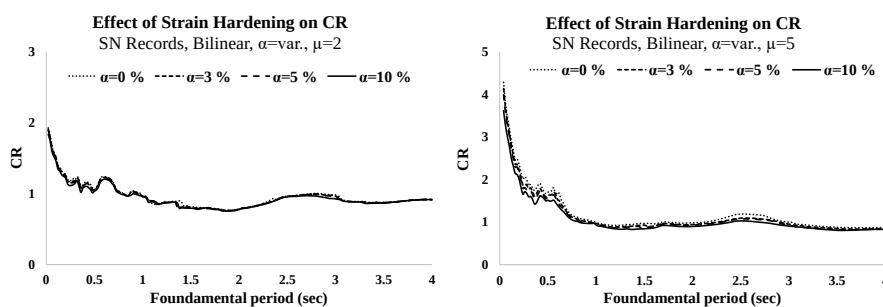


Fig. 10. Effect of strain-hardening factor (α) on C_R , mean values resulted from SN records, $\alpha=3\%$, $\xi=5\%$

شکل (۱۱) - مقایسه میانگین C_R با C_1 پیشنهادی FEMA440، حاصل از رکوردهای SN و SP، $\alpha=3\%$ ، $\xi=5\%$

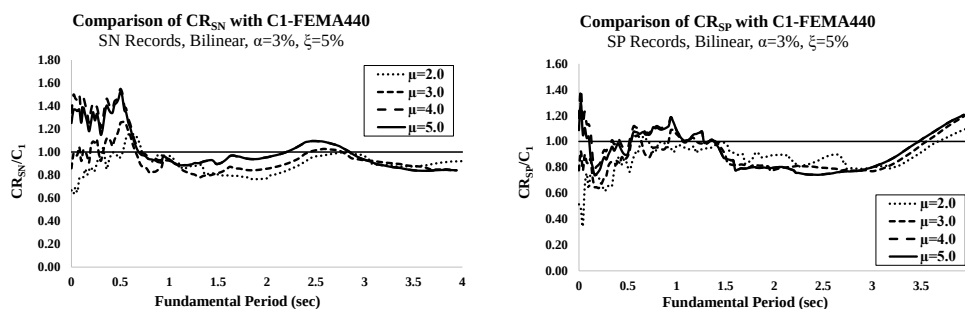


Fig. 11. Comparison of C_R with C_1 suggested by FEMA440, obtained from SN and SP-records, $\alpha=3\%$, $\xi=5\%$

شکل (۱۲) - تغییرات میانگین نسبت C_d/R_u حاصل از رکوردهای مختلف، $\alpha=3\%$ ، $\xi=5\%$

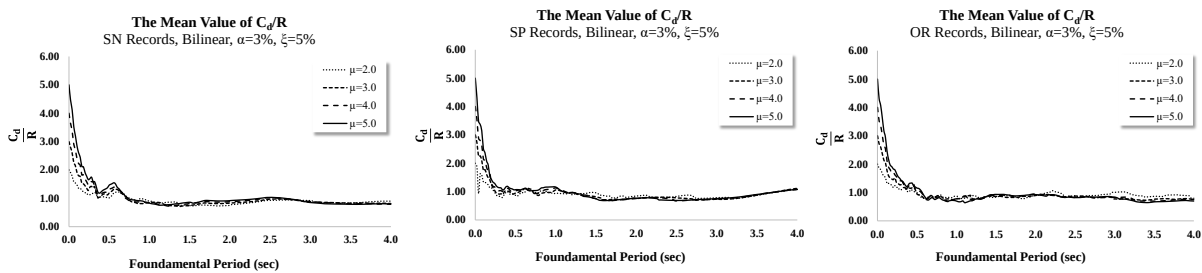


Fig. 12. The ratio of C_d/R_u obtained from different records, $\alpha=3\%$, $\xi=5\%$

شکل پذیری وابسته است به گونه‌ای که با افزایش شکل پذیری، این نسبت برای یک پریود ثابت، افزایش می‌یابد. به علاوه با کاهش پریود در هر سه شکل، C_d/R_u به شدت افزایش می‌یابد. از طرفی برای $T > 1$ ، در هر سه حالت نسبت C_d/R_u به یک همگرا شده است. نقطه متناظر با همگرایی C_d/R_u به یک در رکوردهای SP کمتر از SN و OR است.

۵- نتیجه گیری

بررسی تأثیر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور بر ضرایب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری (R_μ) و نسبت تغییر مکان غیر الاستیک به الاستیک (GR) برای محاسبه ضریب رفتار سازه چند درجه آزادی و تخمین دقیق‌تر از تغییر مکان هدف مورد نیاز در فرآیند طراحی بر اساس عملکرد ضروری است. به همین دلیل در این مقاله، دو ضریب R_μ و C_R ، برای ۳ دسته رکورد نزدیک گسل-مؤلفه عمود (NF-SN)، نزدیک گسل-مؤلفه موازی (NF-SP) و دور از گسل (OR) ارزیابی شده است. تأثیر عواملی همچون تقاضای شکل پذیری، دوره تناوب، میرایی و ضریب کرنش سخت شدگی نیز بر این دو ضریب تعیین شد. همچنین C_R به دست آمده با مقدار پیشنهادی فیما ۴۴۰ (C1) مقایسه شد. بررسی نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که در هر سه دسته زلزله، با افزایش دوره تناوب (T)، R_μ ابتدا افزایش یافته و سپس ثابت می‌ماند. برای شکل پذیری (μ) کوچک، افزایش T باعث می‌شود که R_μ به μ همگرا شود. در حوزه نزدیک گسل، مادامی که T و μ افزایش یابد، R_μ بزرگ‌تر از μ برآورد می‌شود. از طرفی مرز ناحیه‌ای که تغییرات R_μ - T ثابت می‌شود برای زلزله نزدیک نسبت به زلزله دور تفاوت دارد. اگر پریود سازه خیلی کوچک باشد، R_μ چندان به تقاضای شکل پذیری وابسته نیست. از طرفی برای پریود بزرگ، بیشترین R_μ مربوط به مؤلفه SP زلزله نزدیک است. همچنین مطالعات نشان داد استفاده از R_μ زلزله دور

۴-۴- تأثیر شکل پذیری بر ضریب بزرگ‌نمایی تغییر شکل (C_d)

در بسیاری از کدهای لرزه‌ای مانند استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، نیروی طراحی از تقسیم نیروی برش الاستیک بر ضریب رفتار سازه، R ، به دست آمده می‌آید. از آنجاکه در روش‌های خطی، تغییر مکان محاسبه شده با مقدار واقعی آن تفاوت دارد، لازم است ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان برای محاسبه بیشینه تغییر مکان غیرخطی قابل انتظار از سازه تعریف شود. در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰، رابطه زیر برای تعیین بیشینه تغییر مکان جانبی واقعی طرح، Δ_u ، پیشنهاد شده است:

$$\Delta_u = C_d \Delta_e \quad (6)$$

در رابطه بالا، C_d ضریب بزرگ‌نمایی تغییر شکل است که وابسته به نوع سیستم مقاوم جانبی تعریف می‌شود. از طرفی Δ_e تغییر شکل الاستیک سازه است. لازم به گفتن است با استفاده از نمودار پاسخ برش پایه-تغییر مکان سازه می‌توان بین ضریب R_μ ، μ و C_d رابطه زیر را تعریف نمود:

$$\frac{C_d}{R_u} = \frac{\mu}{R_\mu} \quad (7)$$

در رابطه بالا، R_u ضریب رفتار نهایی سازه MDOF است که برابر است با:

$$R_u = R_\mu \times R_s \quad (8)$$

در رابطه بالا R_s ضریب اضافه مقاومت است و طبق تعریف اختلاف تراز نهایی نیرو نسبت به تراز تشکیل اولین مفصل پلاستیک است. برای تعیین وابستگی C_d/R_u به نوع رکورد، سطح شکل پذیری و دوره تناوب، در (شکل ۱۲) تغییرات C_d/R_u برای سه نوع زلزله پژوهش ارائه شده است. بررسی کیفی شکل (۱۲) نشان می‌دهد که نسبت C_d/R_u در پریودهای کوتاه به سطوح

- [4]. Miranda E., 1993 Site-dependent strength reduction factors. *Journal of Structure Engineering*, ASCE, **119**(12), 3503-3519.
- [5]. Tiwari A. K., Gupta V. K., 2000 Scaling of ductility and damage-based strength reduction factors for horizontal motions. *Earthquake Engineering Structure Dynamics*, **29**(7), 969-987.
- [6]. Chakraborti A., Gupta V. K., 2005 Scaling of strength reduction factors for degrading elasto-plastic oscillators. *Earthquake Engineering Structure Dynamics*, **34**(2), 189-206.
- [7]. Jalali R., Trifunac M.D., 2007 Strength-Reduction factors for structures subjected to near-source differential strong ground motions. *ISER Journal of Earthquake Technology*, **44**(1), 285-304.
- [8]. Miranda E., 1999 Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of Structure Engineering*, **125**(4), 417-425.
- [9]. Baez, J.I., Miranda E., 2000 Amplification factors to estimate inelastic displacement demands for the design of structures in the near field. In: *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- [10]. Ruiz-Garcia J., Miranda, E., 2003 Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **32**(8), 1237-1258.
- [11]. Chopra A.K., Chintanapakdee C., 2004 Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **130**(9), 1309-1319.
- [12]. Parsaeian M., Hoseini Hashemi, B., & Sarvghadmoghadam A. R., 2012 Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Soil Sites Subjected to Iran Earthquakes Records. *Moddaress Civil Engineering*, **12**(4), 11-25 (In Persian).
- [13]. Ruiz-Garcia J., 2011 Inelastic displacement ratios for seismic assessment of structures subjected to forward-directivity near-fault ground motions. *Journal of Earthquake Engineering*, **15**(3), 449-468.
- [14]. Zhai C.H., Wen W.P., Zhu T.T., Li S., & Xie L.L., 2013 Inelastic displacement ratios for design of structures with constant damage performance. *Engineering Structures*, **52**, 53-63.
- [15]. Wen W. P., Zhai C.H., Li S., Chang Z., & Xie L. L. 2014 Constant damage inelastic displacement ratios for the near-fault pulse-like ground motions. *Engineering Structures*, **59**, 599-607.
- [16]. McKenna F. Fenves G., *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. University of California, Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu>, 2000.
- [17]. Baker J., 2007 Quantitative classification of near-field ground motion using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **97**(5), 1486-1501.
- [18]. Uang C. M., Maarouf A., 1993 Safety and economy consideration of UBC seismic force reduction factors. In: *Proceedings of the 1993 National Conference*, Central United States Earthquake Consortium, 121-130.
- [19]. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356* 2000. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, USA.
- [20]. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure FEMA 440* 2005. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.

به جای حوزه نزدیک می تواند به نتایج غیر محافظه کارانه ای بیانجامد. بررسی تأثیر میرایی بر R_{μ} نشان داد با افزایش میرایی، R_{μ} کاهش می یابد و تغییرات R_{μ} نسبت به دوره تناوب هموارتر می شود. مطالعه اثر ضریب کرنش سخت شدگی نشان داد که این ضریب تأثیر زیادی بر R_{μ} نخواهد داشت. برای ضریب C_R ، نتایج نشان داد که برای پریود بزرگتر از ۱ ثانیه، C_R مؤلفه SP کمتر از دو حالت دیگر است. از طرفی با افزایش پریود، C_R به یک همگرا می شود. در پریودهای کم، C_R به شدت به μ و T وابسته است. استفاده از C_R رکورد معمولی به جای SN و SP در پریود کمتر از ۱/۵ غیر محافظه کارانه است. از طرفی برای پریود بزرگتر از ۳ ثانیه، C_R مؤلفه SP به مراتب بزرگتر از OR است. از نظر تأثیر میرایی بر C_R مطالعات نشان داد که در پریودهای کوچک، با کاهش تقاضای شکل پذیری، تأثیر میرایی محسوس تر است. برای پریود و شکل پذیری ثابت، با افزایش میرایی، C_R افزایش یافته و حساسیت آن به دوره تناوب کاهش می یابد. به علاوه ضریب کرنش سخت شدگی نیز بر C_R بی تأثیر است. مقایسه C_R با C_1 پیشنهادی فیما ۴۴۰ نشان داد استفاده از C_1 برای زلزله های نزدیک گسل در سطوح پایین شکل پذیری برای اطمینان است. از طرفی در پریودهای کوتاه و تقاضای شکل پذیری بزرگ (۴ و ۵ در این پژوهش)، C_R متناظر با مؤلفه SN به طور متوسط ۴۰٪ بیشتر از C_1 به دست آمده آمد. در نتیجه استفاده از C_1 فیما ۴۴۰ در این حالت خلاف اطمینان است. ارزیابی نسبت ضریب افزایش تغییر مکان به ضریب رفتار، C_d/R_{μ} نشان داد برای پریود بزرگتر از ۱ ثانیه، این ضریب به یک همگرا می شود. در پریودهای کوتاه، C_d/R_{μ} به شدت به T وابسته است. از طرفی در این محدوده، به کارگیری C_d/R_{μ} حاصل از زلزله دور از گسل به جای حوزه نزدیک به نتایج غیر محافظه کارانه ای می انجامد. به طور نمونه، با افزایش دوره تناوب، C_d/R_{μ} مربوط به مؤلفه SN بیشتر می شود.

References

۷- مراجع

- [1]. Riddell R., Newmark N. M., 1979 *Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes*. Structural Research Series No. 468, Dept. of Civil Eng. Univ. of Illinois, Urbana, IL, USA.
- [2]. Peng M. H., Elghadamsi F., & Mohraz B. 1988 *A stochastic procedure for nonlinear response spectra*. Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.
- [3]. Krawinkler H., Nassar A., 1990 *Strength and ductility demands for SDOF and MDOF systems subjected to Whittier narrow earthquake ground motions*. CSMIP-1990, California Dept. of Conservation, Sacramento, CA, USA

Effect of Near and Far Field Earthquakes on Strength Reduction Factor and Inelastic to Elastic Displacement Ratio: Demand Ductility Concept

Navid Siahpolo^{1*}, Mohsen Gerami², Reza Vahdani³

1. Assist. Prof., Civil Engineering Department, ACECR Institute for Higher Education, Khuzestan, Iran

2. Assoc. Prof., Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Iran

3. Assist. Prof., Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Iran

n_siahpolo@yahoo.com

Abstract

The experience of previous earthquakes shows that the inelastic response of structure is related to the intensity and content of ground motion. In this case, the evaluation of nonlinear response of structure demonstrates the reduction in the base shear force. This reduction which leads to inelastic base shear is defined by Behavior Factor (strength reduction factor) in seismic codes. One of the important parts in R factor is ductility reduction factor R_μ . While R_μ is related to the type of earthquake, it seems that for near fault motions there would be a different value in comparison to ordinary earthquakes. For the near fault earthquakes, due to the direction of fault rupture from the site, the directivity effect becomes an important parameter. Previous researches show that for forward directivity effect, there would be two components for earthquakes. One is normal strike and the other is parallel strike. In this paper, these components are regarded as SN and SP. Also, in the concept of performance-based design, the ratio between inelastic and elastic response of structure is an important index in calculating the target displacement. This ratio is called C_R , hereafter. It is good to mention that C_R factor is defined as C_1 coefficient in FEMA440. In previous researches, the evaluation of C_R for near and far fault motions has less been considered.

To evaluate R_μ and C_R , the extended number of SDOF systems (from 0.2 to 4 Sec.) are considered for four levels of target ductility (2, 3, 4 and 5). Accordingly, R_μ and C_R are calculated for near field (normal and parallel component) and far fault earthquakes. The normal strike component is traced by a sensitivity analysis, changing the strain hardening ratio and inherent damping. To perform the analysis, the nonlinear time history analysis was selected in Opensees. The steel material was also defined to be bilinear. To set the required ductility with the prescribed target ductility -during trial and error procedure- the yield strength of SDOF was changed, since the target ductility was achieved. To solve the inelastic equation of motion, the Newmark-Beta method was selected. The inelasticity in Opensees was modeled with distributed plasticity using the fiber element. Finally, to calculate R_μ and C_R for near and far field motions, approximately 84000 nonlinear time history analyses were carried out. In addition, to study the sensitivity of R_μ and C_R to damping and strain hardening ratio for the normal strike earthquake, approximately 22400 nonlinear time history analyses were carried out.

The results show that for all three sets of earthquake, the R_μ increases up to a specific value and after that, becomes constant while the fundamental period (T) increases. For small values of ductility (μ), increase in T may lead to convergence of R_μ to target ductility. In the near field, when the values of T and μ are increased, R_μ becomes almost greater than μ . However, for small values of T, R_μ is not dependent on demand μ . The study shows that: using far field value of R_μ for near field motions may lead to a non-conservative value. Furthermore, while T increases, the C_R value converges to the unit. In the short period, C_R depends on μ and T, severely. Using C_R of far field against SN component leads to Non-conservative result. For a constant value of μ and T, increase in damping may increase C_R . Using C_1 for near field motions is non-conservative for near field motions. Also, for short periods and high ductility demand, C_R , corresponding to SN component is about 40% greater than C_1 . Evaluation of the ratio of displacement modification factor to behavior factor shows that the C_d/R ratio for T -greater than 1 Sec.- converged to the unit. For small period values, this ratio is significantly dependent on the duration. Also, using C_d/R of far field for near field motions may lead to inaccurate results.

Keywords: Near field motions, ductility, nonlinear time history analysis, behavior factor, FEMA440.

بررسی تاثیر نوع چرخ و وزن محور بر ترک خوردگی روسازی های آسفالتی به روش المان محدود

حسن طاهرخانی^{۱*}، مسعود جلالی جیرندهی^۲

۱- استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

۲- کارشناس ارشد عمران گرایش راه و ترابری، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

*taherkhani.hasan@znu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۵]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۹/۱۵]

چکیده- ترک های بالا به پایین از مهمترین خرابی های روسازی های آسفالتی محسوب می شوند که سبب کاهش قابل ملاحظه کیفیت روسازی ها خواهند شد. برهم کنش بین چرخ و روسازی نقشی تعیین کننده در پیدایش این نوع از خرابی ها ایفا می کند. در این مقاله سعی شده تا با تحلیل ویسکوالاستیک و به روش المان محدود تاثیر تغییرات وزن محور و همچنین تغییرات نوع چرخ بر ترک های بالا به پایین و پایین به بالا بررسی شود. برای این منظور تاثیر سه وزن محور ۵، ۸/۲ و ۱۵ تن و دو ترکیب چرخ مختلف (چرخ های زوج و عریض) بر ترک های بالا به پایین و پایین به بالا در روسازی مسلح شده با ژئوگرید و غیرمسلح مقایسه شد. نتایج حاصل از این پژوهش نشان می دهد که در وزن محور ۵ و ۸/۲ تن ترک های بالا به پایین ابتدا در لبه های داخلی مسیر حرکت چرخ ظاهر می شوند در حالی که، در وزن محور ۱۵ تن این ترک ها در فضای بین دو چرخ زودتر از سایر نواحی ایجاد خواهند شد. همچنین مشخص شد که استفاده از چرخ عریض به جای چرخ های زوج بر ترک های پایین به بالا بیش از ترک های بالا به پایین تاثیرگذار خواهد بود. براساس نتایج به دست آمده می توان گفت، استفاده از ژئوگرید در زیر لایه آسفالتی بیشتر در کاهش ترک های پایین به بالا موثر خواهد بود و تاثیر چندانی در کاهش ترک های بالا به پایین نخواهد داشت. علاوه بر این، مقایسه نسبت خرابی به دست آمده نشان می دهد که هم در روسازی مسلح و هم در روسازی غیرمسلح خسارت ترک های بالا به پایین ناشی از چرخ عریض بیش از چرخ های زوج خواهد بود.

واژگان کلیدی: روسازی آسفالتی، ترک بالا به پایین، وزن محور، نوع چرخ، ژئوگرید.

۱- مقدمه

سمت پایین لایه آسفالتی گسترش می یابد. این ترک ها بیشتر به صورت طولی بوده و در مسیر حرکت چرخ پدید می آیند [2, 3, 4, 5]. بسیاری از پژوهشگران علت به وجود آمدن TDC را به بار وارد شده به روسازی نسبت می دهند زیرا، این ترک ها بیشتر در زیر یا در نزدیکی مسیر حرکت چرخ ظاهر می شوند [6].

ترک بالا به پایین^۱ (TDC) به عنوان یکی از مخرب ترین انواع ترک ها، سبب کاهش قابل ملاحظه کیفیت و عمر روسازی های آسفالتی خواهد شد [1]. TDC، برخلاف ترک های پایین به بالا^۲ (BUC)، از سطح روسازی شروع شده و به

1 Top-Down Cracking
2 Bottom-Up Cracking

محور و نوع چرخ) و همچنین تاثیر استفاده از ژئوگرید بر این کرنش (کرنش کششی قائم سطح لایه آسفالتی) به عنوان پاسخ بحرانی TDC مورد مطالعه قرار گیرد.

۲- روش تحقیق

در این پژوهش، تاثیر سه وزن محور ۵، ۸/۲ و ۱۵ تن و دو ترکیب چرخ مختلف (چرخ‌های زوج و عریض) بر TDC و BUC در روسازی‌های مسلح و غیرمسلح مقایسه شده است. به این منظور، با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS مدلی سه بعدی از روسازی‌های آسفالتی رایج در ایران ساخته شد و در آن، رفتار لایه آسفالتی به صورت ویسکوالاستیک و سایر لایه‌های روسازی (اساس، زیراساس و بستر) به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته شد. همچنین، برای تقویت روسازی از یک ژئوگرید از جنس الیاف شیشه (گلاس‌گرید)^۶ در زیر لایه آسفالتی استفاده شد. ژئوگرید استفاده شده، به صورت پوسته‌ای مسطح، تغییرشکل پذیر و با فرض رفتار الاستیک خطی در نظر گرفته شده است.

به جای استفاده از مدل‌های رشد ترک از دو کرنش کششی، یکی در زیر لایه آسفالتی در راستای افقی (ϵ_{th}) و دیگری در سطح روسازی در راستای قائم (ϵ_{tv})، به ترتیب به عنوان پاسخ‌های بحرانی BUC و TDC استفاده شد و مقدار آنها تحت متغیر وزن محور و نوع چرخ در حالت مسلح و غیرمسلح مورد محاسبه و مقایسه قرار گرفت. برای تشریح ویژگی‌های ویسکوالاستیک مصالح آسفالتی در نرم‌افزار ABAQUS از سری پرونی^۷ استفاده شده است. برای این منظور لازم است تا ثابت‌های پرونی، مدول الاستیسیته لحظه‌ای^۸ و نسبت پواسون مخلوط آسفالتی مشخص شود. در جدول (۱) مشخصات لایه‌های مختلف روسازی (لایه آسفالتی، اساس، زیراساس و بستر) و ژئوگرید استفاده شده در این پژوهش ارائه شده است.

مطالعه‌ای به وسیله‌ی ژائو و همکارانش^۱ انجام شده است که نشان می‌دهد، در بین خرابی‌های روسازی (شیارشستگی، BUC و TDC) ترک‌های بالا به پایین بیشترین حساسیت را به تغییرات ضریب توزیع بار^۲ (LDF) در کامیون‌ها نشان می‌دهند [7]. همچنین، با توجه به بار کامیون‌ها، محل ایجاد ترک‌های بالا به پایین نیز ممکن است تغییر یابد [8]. علاوه بر این، پژوهش‌های مبتنی بر اندازه‌گیری‌های حقیقی نشان دهنده آن است که چرخ‌های کامیون یکی از علل اصلی به وجود آمدن TDC در روسازی‌های آسفالتی محسوب می‌شوند [9]. مطالعاتی به وسیله‌ی وانگ^۳ و روکی^۴ در زمینه تاثیر نوع چرخ بر پاسخ‌های سطحی روسازی انجام شد که نشان می‌دهد که نسل اول چرخ‌های عریض نسبت به سایر چرخ‌ها، خرابی TDC شدیدتری در روسازی ایجاد می‌کند [10].

تاکنون بررسی‌های متعددی درباره تعیین پاسخ‌های بحرانی مربوط به TDC صورت گرفته است. برخی از آنها، تنش‌های (یا کرنش‌های) برشی زیر چرخ را به عنوان معیار کلیدی برای سنجش TDC معرفی کرده‌اند [11,13,12]. از سوی دیگر، مطالعاتی نیز انجام شده است که در آنها تنش‌های (یا کرنش‌های) کششی افقی سطح لایه آسفالتی به عنوان پارامتر اصلی در بررسی TDC پیشنهاد شده است [14]. در بعضی از پژوهش‌ها نیز ترکیبی از تنش‌های کششی افقی و برشی سطح لایه آسفالتی به عنوان عوامل بالقوه ایجاد TDC در نظر گرفته شده‌اند [15]. علاوه بر این، در برخی از منابع از کرنش کششی قائم سطح لایه آسفالتی به عنوان پاسخ بحرانی TDC استفاده شده است. علت ایجاد این کرنش‌ها آن است که تنش‌های فشاری سطح روسازی در راستای افقی نسبت به راستای قائم، بیشتر خواهد بود. کیم^۵ و همکاران در سال ۲۰۰۹ نشان دادند که کرنش کششی قائم سطح لایه آسفالتی یکی از فاکتورهای اصلی و موثر بر TDC محسوب می‌شود [16]. پس، در این پژوهش تلاش شده است تا تاثیر متغیرهای گوناگون (وزن

1 Zhao et al.

2 Load Distribution Factor

3 Guangming Wang

4 Reynaldo Roque

5 Jaeseung Kim

6 Glass Grid

7 Prony Series

8 Instantaneous Modulus

شکل (۱) مدل المان محدود ساخته شده (ابعاد به سانتی متر است)

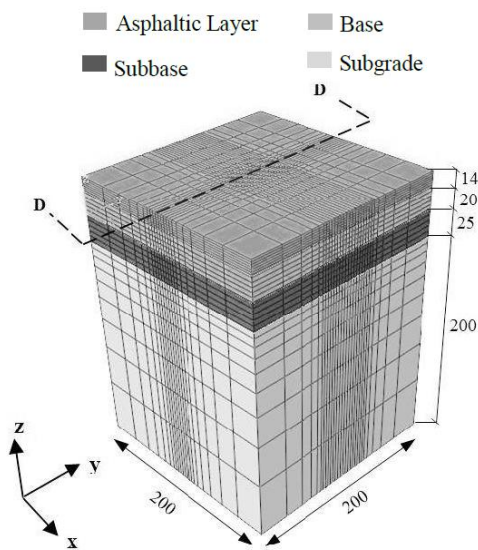


Fig. 1. Finite element model geometry (unit: cm)

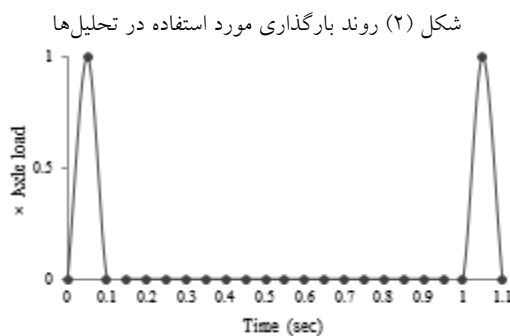


Fig 2. Schematic representation of loading pattern

به منظور افزایش کارایی مدل و کاهش زمان تحلیل، سطح تماس بین چرخ معمولی (مورد استفاده در ترکیب چرخ‌های زوج) و روسازی به صورت مستطیلی معادل و سطح تماس بین چرخ عریض و روسازی براساس رابطه ارائه شده برای چرخ 425/65R22.5، به صورت مستطیلی و با نسبت ابعاد ۸۵/۰:۱ در نظر گرفته شد [18]. همچنین، ابعاد سطح تماس بین چرخ و روسازی در فشار باد ۶۰۰ کیلوپاسکال محاسبه شد.

حرکت لایه‌های روسازی به‌گونه‌ای محدود شده است که لایه‌های روسازی نتوانند در راستای افقی حرکتی داشته باشند. همچنین، فرض می‌شود که در زیر مدل ساخته شده، هیچ حرکت افقی یا قائم وجود ندارد. از این رو، شرایط مرزی زیر بستر به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. برهم‌کنش بین لایه‌ها به‌گونه‌ای تعریف شد که تحت بارگذاری و باربرداری، هیچ‌گونه جداشدگی در راستای قائم بین لایه‌های روسازی

۳- مدلسازی در نرم‌افزار

در این پژوهش از یک مدل سه بعدی چهار لایه‌ای استفاده شده است. ضخامت لایه‌ها و ابعاد مدل ساخته شده در شکل (۱) قابل مشاهده است. در این مطالعه تاثیر نصف یک محور منفرد با وزن‌های مختلف و همچنین تاثیر چرخ‌های زوج و عریض بر کرنش‌های بحرانی روسازی مسلح و غیرمسلح مورد تحلیل قرار گرفت. برای انجام تحلیل‌ها، از روش بارگذاری دوره‌ای^۱ استفاده شد به شکلی که، هر سیکل بارگذاری ۰/۱ ثانیه بارگذاری و ۰/۹ ثانیه استراحت را شامل می‌شد. این نوع بارگذاری متناظر با عبور یک کامیون با سرعت ۶۴ کیلومتر بر ساعت است [17]. مدل ساخته شده تحت ۲۵ سیکل بارگذاری قرار گرفت و در هر سیکل بارگذاری، تحلیل‌ها در ۲۰ گام زمانی انجام شد (به ازای هر ۰/۰۵ ثانیه). شکل (۲) روند بارگذاری در این پژوهش را نشان می‌دهد.

جدول (۱) مشخصات مصالح لایه‌های روسازی و ژئوگرید [۱۷]

Layer	Elastic Properties		Viscoelastic Properties	
	Elastic Modulus (MPa)	Poisson's Ratio	Prony Constants	
			τ_i	g_i
Asphalt	10693*	0.35	0.000606	0.449043
			0.001514	0.244553
			0.076795	0.123922
			1.334061	0.095569
			36.37552	0.045907
			98.04792	0.006257
Base	276	0.35	-	-
Sub-Base	104	0.35	-	-
Sub-Grade	34.5	0.45	-	-
Geogrid	76000	0.22	-	-

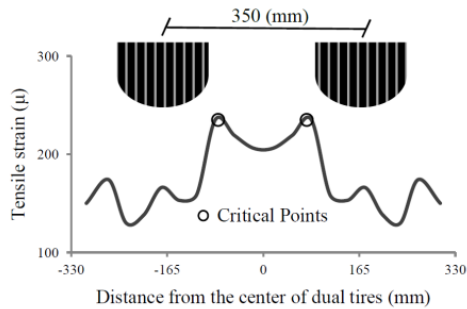
*Instantaneous Modulus

Table 1. Properties of the pavement layers and geogrid [17]

1 Cyclic Loading

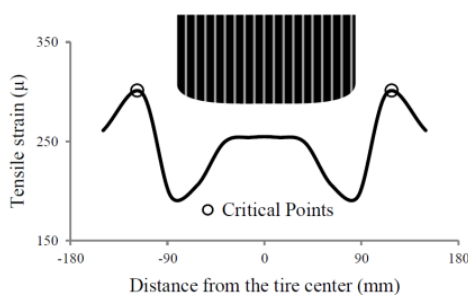
شکل (۳) توزیع کرنش کششی سطحی لایه آسفالتی در مقطع D-D تحت

بار (الف) چرخ‌های زوج (ب) چرخ عریض



(الف) چرخ‌های زوج

a) Dual tires



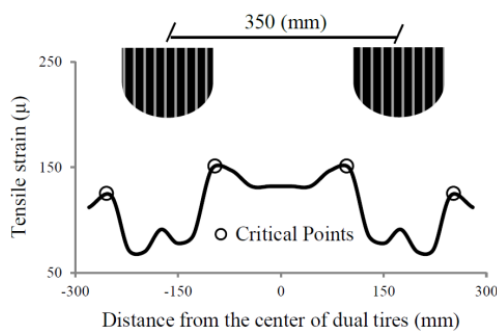
(ب) چرخ عریض

b) Wide-base Tire

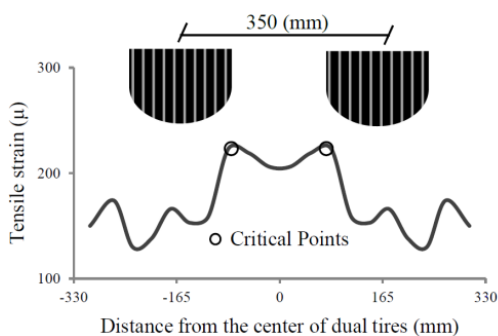
Fig. 3. Distribution of tensile strain at top of asphalt layer for D-D section due to a) Dual tires; and b) Wide-base tire

شکل (۴) توزیع کرنش کششی سطحی لایه آسفالتی در مقطع D-D تحت

وزن محور (الف) ۵ (ب) ۸/۲ (پ) ۱۵ تن



a) 5 (ton)



b) 8.2 (ton)

ایجاد نشود. علاوه بر این، از لغزش بین ژئوستتیک و لایه‌های روسازی چشم‌پوشی شده و ژئوستتیک‌ها به صورت مدفون در این لایه‌ها مدل شدند.

به منظور اعتبارسنجی از آزمایش انجام شده در دانشگاه پارما^۱ استفاده شد. در این آزمایش، یک نمونه روسازی آسفالتی سه لایه‌ای شامل لایه‌های رویه، بیندر و اساس ساخته شد و روی یک لایه از جنس نئوپرن (که رفتار لایه زیراساس را شبیه‌سازی می‌کند) قرار گرفت. همچنین، از یک لایه ژئوستتیک در زیر لایه بیندر، برای تقویت روسازی استفاده شد. نمونه مورد آزمایش تحت یک بار دایره‌ای به شعاع ۵ سانتی‌متر و به بزرگی ۵/۵ کیلو نیوتون قرار گرفت. بار وارد شده به صورت تجمعی و به مدت ۲۰۰۰ ثانیه (شامل ۱۰۰۰ ثانیه بارگذاری و ۱۰۰۰ ثانیه استراحت) به نمونه اعمال شد. پس از ساخت مدل و تحلیل آن، پاسخ‌های مورد نظر، با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. نتایج حاصل از این بررسی نشان داد که اختلاف کرنش کششی سطحی آسفالت حاصل از آزمایش و مدل‌سازی در حالت مسلح و غیرمسلح به ترتیب برابر با ۸ و ۱۷ درصد است که مقادیری قابل قبول محسوب می‌شوند.

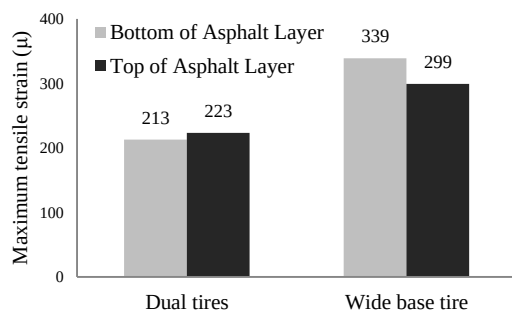
۵- تحلیل نتایج و تفسیر آن‌ها

براساس پاسخ‌های پیش‌بینی شده به وسیله مدل المان محدود، نمودارهای توزیع کرنش‌های بحرانی ترسیم شد که در شکل (۳) ارائه شده‌اند. مشاهده می‌شود که در چرخ‌های زوج دو ناحیه بحرانی در لبه‌های داخلی هر چرخ وجود دارد که بیشینه کرنش کششی سطحی در این نواحی رخ می‌دهد (شکل ۳.الف).

در چرخ عریض هم دو ناحیه بحرانی در لبه‌های چرخ مشاهده می‌شود شکل (۳.ب). بنابراین، می‌توان گفت در چرخ‌های زوج TDC در لبه‌های داخلی مسیر حرکت چرخ و در چرخ‌های عریض TDC در کناره‌های سطح تماس چرخ و روسازی ایجاد خواهد شد. علاوه بر این، با مقایسه نمودارهای (شکل ۳.الف) و (شکل ۳.ب) مشخص می‌شود که کرنش‌های بحرانی ناشی از چرخ عریض بزرگتر از چرخ‌های زوج است.

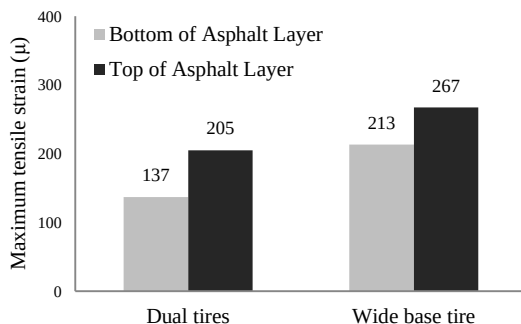
در مطالعات پیشین نیز دیده شده است [19]. مشاهده می‌شود که در چرخ‌های زوج مقدار بیشینه کرنش کششی سطحی بیشتر از کرنش کششی زیر لایه آسفالتی خواهد بود در حالی که، در چرخ عریض این طور نیست (شکل ۵.الف). این پدیده نشان دهنده این واقعیت است که تاثیر نوع چرخ بر تغییرات BUC بیش از TDC خواهد بود. همان گونه که انتظار می‌رود، مقدار کرنش‌ها در روسازی مسلح شده کمتر از روسازی غیرمسلح است. البته، واضح است که تاثیر ژئوگرید در کاهش کرنش‌های کششی زیر لایه آسفالتی بیش از کرنش‌های سطحی است. نتایج همچنین نشان می‌دهند که تاثیر ژئوگرید در کاهش کرنش‌های ناشی از چرخ عریض کمی بیشتر از چرخ‌های زوج است. همچنین، برخلاف روسازی غیرمسلح، در روسازی مسلح، در هر دو نوع چرخ بررسی شده، کرنش کششی سطحی بیش از کرنش کششی زیر لایه آسفالتی به دست آمده است.

شکل (۵) تاثیر نوع چرخ بر حداکثر کرنش کششی لایه آسفالتی در حالت (الف) غیرمسلح و (ب) مسلح به ژئوگرید



الف) روسازی غیرمسلح

a) Un-reinforced pavement



ب) روسازی مسلح به ژئوگرید

b) Reinforced Pavement

Fig. 5. The effect of tire type on the maximum type on the top and bottom of the asphalt layer for a) Un-reinforced pavement; and b) Reinforced pavement

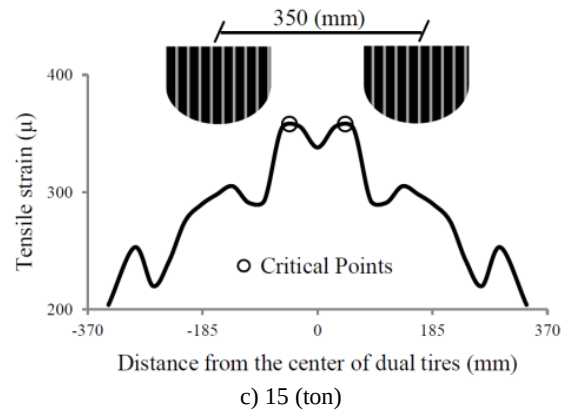


Fig. 4. Distribution of tensile strain at top of asphalt layer for D-D section under a) 5; b) 8.2; and c) 15 ton

در نمودارهای شکل (۴) تاثیر تغییرات وزن محور بر توزیع کرنش کششی سطح لایه آسفالتی در مقطع D-D نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که تغییرات وزن محور بر توزیع کرنش‌ها و تعداد نواحی بحرانی تاثیرگذار خواهد بود. در وزن محور ۵ تن دو ناحیه بحرانی در لبه‌های داخلی سطح تماس چرخ و روسازی و دو ناحیه دیگر در لبه‌های بیرونی مسیر حرکت چرخ مشاهده می‌شود که البته، بزرگی کرنش‌ها در لبه‌های داخلی بیشتر است. در وزن محورهای ۸/۲ و ۱۵ تن تنها دو ناحیه بحرانی دیده می‌شود به شکلی که در وزن محور ۸/۲ تن نقاط بحرانی در لبه‌های داخلی سطح تماس چرخ و روسازی و در وزن محور ۱۵ تن، نواحی بحرانی در فضای بین دو چرخ ایجاد می‌شوند.

به طور کلی، روند تغییر موقعیت مکانی نقاط بحرانی به گونه‌ای است که با افزایش وزن محور، این نقاط به بخش‌های مرکزی بین دو چرخ انتقال می‌یابند. بنابراین، می‌توان گفت در وزن محور ۵ و ۸/۲ تن TDC در لبه‌های داخلی مسیر حرکت چرخ و در وزن محور ۱۵ تن TDC در فضای بین دو چرخ زودتر از سایر نواحی ایجاد می‌شود.

در شکل (۵) تاثیر چرخ‌های زوج و عریض بر بیشینه کرنش کششی زیر و سطح لایه آسفالتی در روسازی‌های مسلح و غیرمسلح مورد مقایسه قرار گرفته است. همان طور که انتظار می‌رود، مقدار کرنش‌های ناشی از چرخ عریض بیش از چرخ‌های زوج است. بنابراین می‌توان گفت TDC و BUC در مسیر حرکت چرخ عریض سریع‌تر ایجاد خواهند شد. این موضوع

با مقایسه نتایج حاصل از نمودارهای شکل (۶) و براساس فرضیه در نظر گرفته شده می‌توان گفت، به طور کلی استفاده از ژئوگرید در زیر لایه آسفالتی بیشتر در کاهش BUC موثر خواهد بود و تاثیر چندانی در کاهش TDC نخواهد داشت. در این مقاله برای محاسبه نسبت خرابی TDC از قانون توانی با مرتبه ۴^۱ مطابق با رابطه ۱ استفاده شد که در زیر آورده شده است.

$$DR = \left(\frac{\epsilon_w}{\epsilon_d} \right)^4 \quad (1)$$

در رابطه ۱، DR نسبت خرابی TDC بین چرخ عریض و چرخ‌های زوج است. ϵ_w بیشینه کرنش کششی سطحی ناشی از چرخ عریض و ϵ_d حداکثر کرنش کششی سطحی ناشی از چرخ‌های زوج است.

نتایج حاصل از محاسبه نسبت خرابی TDC بین چرخ‌های زوج و عریض در روسازی‌های مسلح و غیرمسلح در جدول (۲) ارائه شده است. مشاهده می‌شود که به طور کلی خسارت ناشی از چرخ عریض بیش از چرخ‌های زوج است. این موضوع با نتایج حاصل از مطالعات پیشین نیز هماهنگی دارد [۶]. البته، مقایسه نسبت خرابی در روسازی‌های مسلح و غیرمسلح نشان می‌دهد که خرابی ناشی از چرخ عریض در روسازی مسلح کمتر از حالت غیرمسلح خواهد بود.

جدول (۲) مقایسه نسبت خرابی ترک‌های بالا به پایین ناشی از چرخ‌های زوج و عریض در روسازی‌های مسلح و غیرمسلح

Tire Type	Damage Ratio (DR)	
	Reinforced Pavement	Un-Reinforced Pavement
Dual Tires	1.00	1.00
Wide Base Tire	2.88	3.23

Table 2. Top-Down Cracking damage ratio due to different tire types at reinforced and un-reinforced pavements

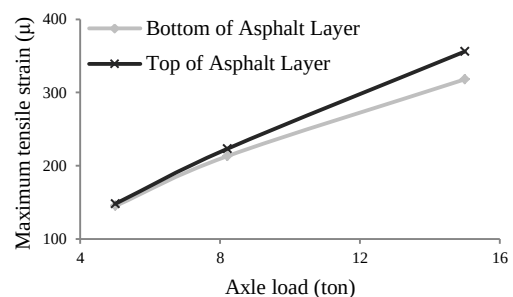
۵- نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این پژوهش را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

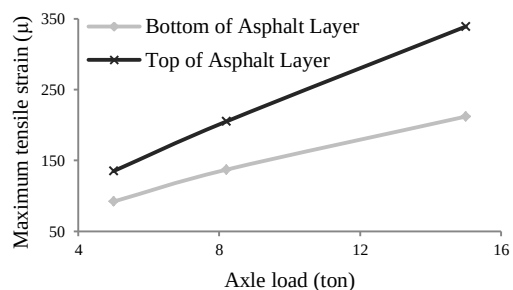
- براساس نتایج حاصل، روند تغییر موقعیت نقاط بحرانی به

در (شکل ۶) تاثیر تغییرات وزن محور بر بیشینه کرنش کششی زیر و سطح لایه آسفالتی در روسازی‌های مسلح و غیرمسلح نشان داده شده است. طبق انتظار، در هر دو روسازی مسلح و غیرمسلح، افزایش وزن محور سبب افزایش مقدار کرنش‌ها می‌شود. همچنین، ملاحظه می‌شود که نرخ رشد کرنش سطحی آسفالت بیش از کرنش زیر لایه آسفالتی است. در روسازی غیرمسلح (شکل ۶الف) مشاهده می‌شود که در وزن محور ۵ تن مقدار کرنش‌های زیر و سطح لایه آسفالتی با هم برابر است. اما با افزایش وزن، اختلاف بین کرنش‌ها افزایش می‌یابد. برخلاف روسازی غیرمسلح، در روسازی مسلح شده در هر سه وزن محور بررسی شده، مقدار کرنش سطحی بیش از کرنش زیر آسفالت است. علت آن است که استفاده از ژئوگرید در زیر لایه آسفالتی بیشتر بر کرنش‌های این ناحیه تاثیر خواهد گذاشت و در نتیجه، مقدار کرنش‌های زیر آسفالت بیش از کرنش‌های سطحی کاهش می‌یابد.

شکل (۶) تاثیر تغییرات وزن محور بر حداکثر کرنش کششی لایه آسفالتی در حالت الف) غیرمسلح و ب) مسلح به ژئوگرید



الف) روسازی غیرمسلح
a) Un-reinforced Pavement



ب) روسازی مسلح به ژئوگرید
b) Reinforced pavement

Fig. 6. The effect of axle load on the maximum tensile strains at the top and bottom of the asphalt layer for a) Un-reinforced pavement; and b) Reinforced pavement

- [5] Uhlmeier, J.S., Willoughby, K., Pierce, L.M. & Mahoney, J.P. 2000 Top-Down Cracking in Washington State Asphalt Concrete Wearing Courses, *Journal of the Transportation Research Board*, 1730, 110-116.
- [6] Wang, G. 2009 *Effects of Truck Tire Type and Tire-Pavement Interaction on Top-Down Cracking and Instability Rutting*. Ph.D. Thesis, University of Florida, USA.
- [7] Zhao, Y., Tan, Y. & Zhou, C. 2012 Determination of axle load spectra based on percentage of overloaded trucks for mechanistic empirical pavement design., *Road Materials and Pavement Design*, 13(4), 850-863.
- [8] Sun, L. & Duan, Y. 2013 Dynamic response of top-down cracked asphalt concrete pavement under a half-sinusoidal impact load., *Acta Mechanica*, 224 (8), 1865-1877.
- [9] Hu, X. & Walubita, L. F. 2009 Modelling Tensile Strain Response in Asphalt Pavements., *Road Materials and Pavement Design*, 10 (1), 125-154.
- [10] Wang, G. & Roque, R. 2011 Impact of Wide-Based Tires on the Near- Surface Pavement Stress States Based on Three Dimensional Tire Pavement Interaction Model., *Road Materials and Pavement Design*, 12 (3), 639-662.
- [11] Chunhua, H. 2009 Three Dimensional Finite Element Analysis of Top-Down Cracking for Asphalt Pavements., *Second International Conference on Transportation Engineering*, Southwest Jiaotong University, Chengdu, China.
- [12] Yongjie, L., Shaopu, Y. & Jianxi, W. 2014 Research on pavement longitudinal crack propagation under non-uniform vehicle loading., *Engineering Failure Analysis*, 42, 22-31.
- [13] Al-Qadi, I. L. & Wang, H. 2009 Full-depth Pavement Responses under Various Tire Configurations: Accelerated Pavement Testing and Finite Element Modeling., *Association of Asphalt Paving Technologists*, 78, 721-760.
- [14] Zhao, Y., Zhou, C., Zeng, W. & Ni, Y. 2015 Accurate determination of near-surface responses of asphalt pavements., *Road Materials and Pavement Design*, 16 (1), 186-199.
- [15] Greene, J., Toros, U., Kim, S., Byron, T. & Choubane, B. 2010 Impact of Wide-Base Single Tires on Pavement Damage. *Journal of the Transportation Research Board*, 2155, 82-90.
- [16] Kim, J., Roque, R. & Byron, T. 2009 Viscoelastic Analysis of Flexible Pavements and Its Effects on Top-Down Cracking., *Journal of Materials in Civil Engineering*, 21 (7), 324-332.
- [17] Taherkhani, H., Moradloo, A. J. & Jalali Jirandehi, M. 2015 Investigating the effects of type and position of geosynthetic on the responses of asphaltic pavements using viscoelastic analysis by finite elements method., *Proceedings of 10th International Conference on Civil Engineering*, University of Tabriz, Iran (In Persian).
- [18] Kim, D. 2008 Super-single tire loadings and their impacts on pavement design., *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35 (2), 119-128.
- [19] Al-Qadi, I.L., Elseifi, M. & Yoo, P. J. 2004 *Pavement Damage Due to Different Tires and Vehicle Configuration*., Final Report Submitted to Michelin Americas Research and Development Corporation.

گونه‌ای است که با افزایش وزن محور، نقاط بحرانی به بخش‌های مرکزی بین دو چرخ انتقال می‌یابند. بر این اساس، در وزن محور ۵ و ۸/۲ تن، TDC در لبه‌های داخلی مسیر حرکت چرخ و در وزن محور ۱۵ تن، TDC در فضای بین دو چرخ زودتر از سایر نواحی ایجاد خواهد شد.

- استفاده از چرخ عریض به جای چرخ‌های زوج سبب رشد کرنش‌های کششی سطح و زیر لایه آسفالتی می‌شود با این تفاوت که نرخ رشد کرنش زیر لایه آسفالتی بیش از کرنش سطحی خواهد بود.
- مقایسه نرخ رشد کرنش‌ها به ازای افزایش وزن محور نشان می‌دهد که نرخ رشد کرنش سطحی آسفالت بیش از کرنش زیر لایه آسفالتی است. این موضوع در روسازی‌های مسلح و غیرمسلح قابل مشاهده است.
- به طور کلی می‌توان گفت، استفاده از ژئوگرید در زیر لایه آسفالتی بیشتر در کاهش BUC موثر خواهد بود و تاثیر چندانی در کاهش TDC نخواهد داشت.
- مقایسه نسبت خرابی TDC نشان می‌دهد که در روسازی مسلح و غیرمسلح، خسارت ناشی از چرخ عریض بیش از چرخ‌های زوج است با این تفاوت که، در روسازی مسلح خرابی ناشی از چرخ عریض کاهش می‌یابد.

References

۶- مراجع

- [1] Miao, Y., He, T.G., Yang, Q. & Zheng, J.J., 2010. Multi-domain hybrid boundary node method for evaluating top-down crack in Asphalt pavements, *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 34 (9), 755-760.
- [2] Zou, J., Roque, R., Chun, S. & Lopp, G., 2013. Long-term field evaluation and analysis of top-down cracking for Superpave projects, *Road Materials and Pavement Design*, 14 (4), 831-846.
- [3] Svasdisant, T., Schorsch, M., Baladi, G.Y. & Pinyosunun, S. 2002. Mechanistic Analysis of Top-Down Cracks in Asphalt Pavements, *Journal of the Transportation Research Board*, 1809, 126-136.
- [4] Dinegdae, Y.H., Onifade, I., Jelagin, D. & Birgisson, B. 2015 Mechanics-based top-down fatigue cracking initiation prediction framework for asphalt pavements, *Road Materials and Pavement Design*, DOI: 10.1080/14680629.2015.1055335, 1-21.

Investigating the Effects of Tire Type and Axle Load on Cracking of Asphaltic Pavements Using Finite Element Method

Hasan Taherkhani^{1*}, Masoud Jalali²

1- Assist. Prof., Civil Engineering Department, University of Zanjan

2- Graduate, Highway and Transportation Engineering, University of Zanjan

*taherkhani.hasan@znu.ac.ir

Abstract:

Cracking is one of the major modes of failure in asphaltic pavements. Structural cracks occur in two forms of top-down and bottom-up cracking. Bottom-up cracking occurs due to the fatigue of asphaltic materials under repetition of tensile strain at the bottom of asphaltic layer. Top-down cracking (TDC) is among the major forms of asphaltic pavement distresses that significantly affects the serviceability and development of structural failure. Interaction of tire and pavement plays a key role in the initiation of TDC. This study utilizes viscoelastic analysis -using finite element modeling- to evaluate the influence of axle loads and tire configuration on the top-down and bottom-up cracking (BUC) in typical unreinforced and reinforced asphaltic pavement structures. Reinforcing by glass-grid geogrid is selected for the reinforced structure.

The highest vertical tensile strain at the surface and the highest horizontal tensile stress at the bottom of asphaltic layer are related to the TDC and BUC, respectively. Viscoelastic behavior is assumed for the asphaltic layer and linear elastic behavior is assumed for the base, sub-base and sub-grade. Prony series is used for characterizing the viscoelastic behavior of asphaltic layer. Using the tire pressure of 600kPa, effects of three axle load levels of 5, 8.2 and 15 ton and two tire configurations (conventional dual tire assembly and super single tire) on TDC and BUC have been investigated. Results show that the highest tensile strain at the surface occurs at the edge of super single tire and dual tires, with a higher values for the single tire. However, the location of the highest tensile strain shifts to the central region of dual tire with increasing axle load level. The results also show that under axle load of 5 and 8.2 ton, top-down cracking initially occurs at the inner edges of the tires, while under axle load of 15 ton its occurrence between the tires is more probable than in the other zones. For the pavement without reinforcement, the highest tensile strain at the surface is higher than that at the bottom under dual tires; however, under super single tire, the critical tensile strain at the surface is lower than that at the bottom of asphaltic layer. The results show that geogrid reinforcement is more effective in reducing the critical tensile strain at the bottom of asphaltic layer than that at the surface. This indicates that the reinforcement of pavement using geogrid at the bottom of asphalt layer is more effective on the bottom up cracking than on the top down cracking. In addition, geogrid reinforcement is more effective in reducing the critical strains under single tire than under dual tires. The rate of increase in the critical tensile strain at the surface with increasing axle load is more than that of the critical tensile strain at the bottom of asphaltic layer. Among bottom-up cracking (BUC) and TDC, BUC is more sensitive to the variations of tire type. By comparison, the super single tire created more TDC damage ratio than the dual tires assembly, in both reinforced and unreinforced pavements. However, the damage ratio due to the super single tire in unreinforced pavement is more than in reinforced pavement.

Keywords: Asphalt Pavement, Top-Down Cracking, Axle Weight, Tire Type, Geogrid.

ارزیابی عریان‌شدگی مصالح سنگی در رویه‌های بتن آسفالتی با روش‌های آزمایشگاهی

علی عبدی^{۱*}، امیر کاووسی^۲

۱- استادیار راه و ترابری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام‌خمينی، قزوین

۲- دانشیار راه و ترابری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

aliabdi@eng.ikiu.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۳۲/۱۲/۰۶]

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۲/۲۳]

چکیده- عریان‌شدگی مصالح سنگی یکی از خرابی‌های رویه‌های آسفالتی است که دقیقاً به چسبندگی بین قیر و مصالح سنگی بستگی داشته و عامل اصلی پایداری و دوام آسفالت است. این خرابی می‌تواند زمینه را برای بروز سایر خرابی‌ها فراهم نماید. هدف از انجام این پژوهش بررسی خرابی عریان‌شدگی در مخلوط‌های آسفالتی، با تکیه بر عامل مصالح سنگی و انتخاب روشی مناسب برای کنترل و بررسی این معضل در شرایط آزمایشگاهی است. مطالعه موردی روی آزادراه زنجان قزوین که این پدیده در برخی از قطعات آن دیده شده است نشان داد که، از معدن مصالح سنگی قطعاتی که عریان‌شدگی در آنها شدیدتر از سایر قسمت‌ها بود، مصالح برای ساخت آسفالت انتخاب شد. با آزمایش‌های XRD و XRF استعداد عریان‌شدگی مصالح آزادراه به دلیل فزونی کانی سیلیس در آنها مشخص شد. با استفاده از روش طرح اختلاط مارشال نمونه‌های استوانه‌ای بتن آسفالتی تهیه شدند. همچنین طبق استاندارد AASHTO T283-85 دوام آنها در برابر عریان‌شدگی بررسی شد. در این روش نمونه‌ها تحت آزمایش کشش غیرمستقیم قرار گرفتند؛ درصد عریان‌شدگی نمونه‌ها نیز به وسیله‌ی آزمایش آب جوشان تخمین زده شد. برای پیشگیری از بروز این خرابی آهک هیدراته به عنوان بیشترین افزودنی ضدعریان‌شدگی شناسایی شده و چگونگی ارزیابی از راه آزمایش‌های بصری مانند آزمایش استاندارد آب جوشان و آزمایش‌های کمی از جمله آزمایش لاتمن اصلاح شده صورت گرفت. از این پژوهش نتیجه گرفتیم که چنانچه آهک هیدراته به عنوان مصالح فیلر در مخلوط به کار رود ۱- موجب تقلیل عریان‌شدگی شده و ۲- باعث افزایش انسجام، استحکام و دوام روسازی آسفالتی می‌شود. رویکرد ارائه‌شده به بهبود و اصلاح مخلوط‌های بتن آسفالتی در برابر عریان‌شدگی منجر شد.

واژگان کلیدی: عریان‌شدگی، برهنگی مصالح، آسیب‌دیدگی رطوبتی، افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی، آهک هیدراته.

۱- مقدمه

جداشدن مصالح سنگی از سطح رویه آسفالتی را عریان‌شدگی مصالح سنگی می‌نامند که در این عمل پیوند بین مصالح سنگی و قیر به وسیله‌ی آب شکسته می‌شود [1]. انسجام مخلوط‌های آسفالتی در اثر چسبندگی مصالح سنگی و قیر معنی پیدا می‌کند پس یکی از مهمترین عملکردهای قیر در راهسازی چسبندگی آن است که به عنوان ماده چسبنده بین مصالح سنگی و یا بین قشر آسفالت و جسم راه عمل می‌کند.

در مواردی که نکات فنی در مورد استفاده از قیر، مصالح سنگی یا مخلوط آسفالتی رعایت نشود، چسبندگی قیر و مصالح سنگی از بین رفته، دوام آسفالت تهیه شده کاهش یافته و به از بین رفتن راه منجر می‌شود. این امر بدان معنی است که سرمایه هنگفت به جای سود و بهره‌برداری به سمت نابودی پیش می‌رود [2]. البته باید توجه نمود که دو نوع گسیختگی^۱ در این حالت بوجود می‌آید که یک نوع آن

ریزدانه‌های مصالح، پیرشدگی قیر و افزایش ویسکوزیته آن در مدت بهره‌برداری و بروود هوا در زمان ساخت از عمده‌ترین دلایل ایجاد برهنگی است ولی تاثیر انرژی سطحی مصالح سنگی در جذب آب یا قیر بسیار زیاد است.

در این پژوهش تاثیر نوع سنگدانه‌ها بررسی شد چرا که گاهی سنگدانه‌ها ممکن است به طور ذاتی استعداد برهنگی داشته باشند و حتی بدون حضور رطوبت نیز این پدیده رخ دهد که مشاهده این پدیده در برخی از مناطق با آب و هوای بسیار گرم و خشک مانند عربستان دال بر این موضوع است [9].

البته تصور عموم بر این است که سازوکار اصلی مسبب جدایی جانشینی لایه نازک قیر در سطح مصالح سنگی با آب است، اما نقش واقعی آب در جدائی هنوز به درستی روشن نیست. همچنین مرتبط ساختن استعداد جدایی از لحاظ کمی با انتخاب مصالح و پارامترهای طرح مخلوط، کاری پیچیده و مشکل است [10].

۳- خواص شیمیایی و نوع مصالح سنگی

استفاده از انواع مصالح سنگی در روسازی‌ها نشان داده است که سنگ‌هایی مانند بازالت، دولومیت و سنگ‌های آهکی به خوبی قیر را جذب کرده و سطح قیراندود شده در مجاورت آب نیز کمی پایدار است. این گونه سنگدانه‌ها که در طبیعت از نوع آهکی^۴ هستند، دارای بار الکتریکی سطحی مثبت (الکتروپوزیتیو) بوده و به سنگ‌های آب‌گریز^۵ موسوم‌اند. سنگ‌های اسیدی مانند سنگ‌های سیلیسی^۶، کوارتز و گرانیت اندود قیری را به خوبی در سطح خود نگه‌نداشته و این اندود به ویژه در مجاورت آب از سطح مصالح سنگی جدا می‌شود [11]. این نوع سنگدانه‌ها دارای بار الکتریکی سطحی منفی (الکترونگاتیو) بوده که به سنگ‌های آب دوست^۷ موسوم است و در صورت تهیه آسفالت با آنها خطر عریان‌شدگی مصالح سنگی وجود خواهد داشت [12].

گسیختگی بین قیر و مصالح^۱ و نوع دوم گسیختگی بین ذرات قیر یا بین ذرات قیر و فیلر^۲ که عریان‌شدگی از نوع اول است [3].

این خرابی نه تنها خود به عنوان یک خرابی مستقل محسوب می‌شود بلکه می‌تواند مقدمه ایجاد خرابی‌های زود هنگام دیگر از جمله ترک خوردگی، شیارشدگی مسیر چرخ-ها، بیرون پریدگی مصالح سنگی، چاله‌ها و ترک‌های پوست سوسماری باشد. برهنگی معمولاً به دلیل اینکه یا مستقیماً به علت تاثیر رطوبت ناشی می‌شود یا به وسیله رطوبت تشدید می‌شود، آسیب دیدگی رطوبتی^۳ نیز نامیده می‌شود، که می‌تواند باعث تضعیف یا از بین رفتن کلی چسبندگی بین سطح مصالح سنگی و قیر شود [4].

۲- عوامل عمده عریان‌شدگی

در مورد دلایل عریان‌شدگی نمی‌توان تنها به اثر رطوبت و آب اکتفا نمود زیرا گاهی اوقات حتی بدون حضور آب نیز پدیده عریان‌شدگی در اثر عواملی چون مصالح سنگی نامرغوب، نوع قیر، وجود گرد و غبار روی سنگدانه‌ها، اثر تراکم نامناسب، درصد فضای خالی، نوع ترافیک، شرایط اقلیمی و... مشاهده شده است پس می‌توان از اثر آب به عنوان یک دلیل عمده عریان‌شدگی یاد نمود [5,6]. به عنوان یک نظریه به منظور ساخت روسازی‌هایی با عمر جاودان، مهندسین باید بر کمتر نمودن ضررهای ناشی از آسیب‌دیدگی رطوبتی تمرکز نمایند [7]. برهنگی مصالح سنگی یک موضوع پیچیده‌ای است که به متغیرهای زیادی بستگی دارد که از آن جمله می‌توان به نوع و کاربرد مخلوط، مشخصات قیر، مشخصات مصالح سنگی، ترافیک، روش اجرا، استفاده یا عدم استفاده از افزودنیهای ضد عریان‌شدگی و حضور مداوم آب یاد نمود [8].

اگر چه خواص شیمیایی مصالح سنگی، اثر نفوذ آب و رطوبت باقیمانده در لایه‌های آسفالتی، گرد و غبار و

4 - Calcareous
5 - Hydrophobic
6- Siliceous
7- Hydrophilic

1 - Adhesive Fracture
2 - Cohesive Fracture
3 - Moisture Damage

حسب درصد و برای عناصر فرعی به صورت عنصری و برحسب ppm گزارش می‌شود. نتایج آنالیز XRF برای نمونه‌های مصالح مصرفی در آزادراه قزوین-زنجان در جدول (۱) نمایش داده شده‌اند، این نتایج حاکی از مقادیر بالای سیلیس این مصالح (تا حد ۵۰٪) است.

جدول ۱- نتیجه آنالیز XRF روی مصالح سنگی آزادراه قزوین- زنجان

Na ₂ O	1.850	P ₂ O ₅	0.233
MgO	2.406	TiO ₂	0.961
Al ₂ O ₃	13.656	MnO	0.287
SiO ₂	49.109	Fe ₂ O ₃	7.893

Table 1- XRF analysis result of Zanjan-Qazvin freeway on aggregate

۴-۲- آزمایش XRD

آنالیز XRD مصالح سنگی یک آنالیز فازی^۳ است که در آن ترکیب مواد تشکیل دهنده نمونه‌ها اندازه‌گیری می‌شود.

شکل ۲- دستگاه Xpert برای آنالیز XRD

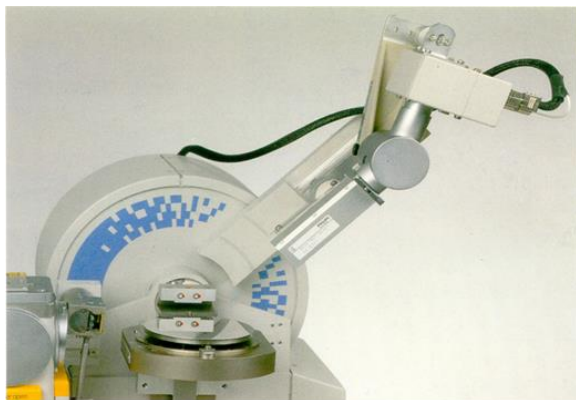


Fig. 2. XRD experimental equipment analysis (Xpert)

در این روش نیز نمونه‌های پودر شده به صورت قرص‌های پرس شده در محفظه دستگاه Xpert مطابق شکل ۲ قرار گرفته و اشعه X تحت زوایای $0 \leq 2\theta \leq 80$ مطابق قانون Bragg ($n\lambda = 2d \sin \theta$) به نمونه‌ها می‌تابد و بر حسب اندازه‌گیری طول موج بازتابیده شده اشکال گوناگون بلورین فازها تعیین می‌شود. نتایج آنالیز XRD برای نمونه‌های مصالح مصرفی در آزادراه قزوین- زنجان در شکل ۳ نمایش داده شده‌اند. از این نتایج چنین نتیجه‌گیری می‌شود که مقادیر زیادی از ترکیب سیلیسی (SiO_2) در آن مصالح وجود دارد که در برخی از زوایا تا ۱۰۰٪ نیز می‌رسد.

تشخیص نوع بار سطحی سنگدانه‌ها بسیار مهم است. برای نمونه در صورت تهیه مخلوط‌های حاوی امولسیونهای قیری می‌توان از قیرهای کاتیونیک (+) یا آنیونیک (-) استفاده نمود. انتخاب بر حسب نوع سنگدانه‌ها باید به گونه‌ای باشد که بیشترین سازگاری با مصالح سنگی حاصل شود. بنابراین قیرهای آنیونیک برای سنگدانه‌های الکتروپوزوتیو (+) و قیرهای کاتیونیک برای سنگدانه‌های الکترونگاتیو (-) انتخاب می‌شوند [13].

۴-۱- آزمایش XRF و XRD

۴-۱-۱- آزمایش XRF

آنالیز XRF مصالح سنگی روشی برای تشخیص و اندازه‌گیری میزان تمرکز عناصر موجود در نمونه‌ها (تعیین درصد عناصر) از فلورور تا اورانیم از ۱ ppm تا ۱۰۰٪ است [14]. در این روش ابتدا نمونه‌سازی با پودر کردن نمونه مصالح به گونه‌ای که از الک نمره ۲۰۰ عبور کند، انجام گرفته و نمونه صفحه‌ای شکل از سنگدانه مورد نظر در محفظه دستگاه pw2404 مطابق شکل ۱ قرار می‌گیرد.

شکل ۱- تصویر دستگاه pw2404 برای آنالیز XRF



Fig. 1. XRF experimental equipment (pw2404)

سپس با تابش اشعه X در فرایند خاصی به نمونه‌ها، تغییرات انجام شده به عنوان نتیجه آزمایش XRF ثبت می‌شود. نتیجه آنالیز برای عناصر اصلی به صورت اکسید و بر

1- X-Ray Fluorescence spectrometry

۲- X-RAY Diffraction

- آزمایش استاندارد Lottman اصلاح شده (AASHTO T283)
- آزمایش استاندارد تراکم- غوطه وری^۴ (AASHTO T165)
- آزمایش ECS^۵، و
- آزمایش مسیر چرخ هامبورگ^۶.

۶- چگونگی انتخاب روش‌های مناسب آزمایشگاهی برای اندازه‌گیری عریان‌شدگی مصالح سنگی

پژوهشی درباره روش‌های مختلف آزمایش و آثار آن در تعیین حساسیت رطوبتی به وسیله‌ی Hicks در سال ۱۹۸۹ در ایالات متحده انجام شد که ارتباط بین تأثیر روش‌های مختلف به وسیله اعداد صفر تا ۹ در نمودار مشخص شده است (صفر یعنی غیرمؤثر و ۹ یعنی ۱۰۰ درصد مؤثر). نتایج این پژوهش در جدول (۲) نیز آورده شده است که از هر دوی این نمودارها و جدول مشخص است که روش لاتمن اصلاح شده مناسب و قابل استناد است.

جدول ۲- نتایج ارزیابی روشهای آزمایشگاهی [۵]

روش آزمایش	تعداد موسسه		نرخ میانگین
	انجام دهنده	تعداد	کیفیت اثر
آزمایش‌های آب جوشان	۹	۵	کم تا متوسط
کیفی غوطه وری - استاتیکی	۳	۴	کم
Lottman (NCHRP 246)	۳	۷.۵	زیاد
آزمایش‌های مقاومتی (ASTM D4867)	۹	۵	کم تا متوسط
(AASHTO T283)	۹	۷.۵	بالا
(AASHTO T165)	۱۱	۵	کم تا متوسط

Table 2- Evaluation result of experimental methods

- 4 - Immersion-Compression
- 5 - Environmental Conditioning System
- 6 - Hamburg Wheel Tracking Test

شکل ۳- نتیجه آنالیز XRD روی مصالح سنگی آزادراه قزوین- زنجان

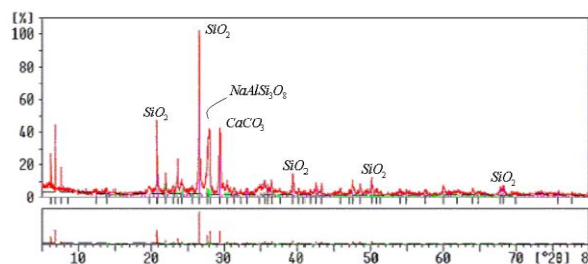


Fig. 3. XRD analysis result of Zanjan-Qazvin freeway on aggregate

۵- انواع آزمایش‌های تعیین برهنگی مصالح سنگی

۵-۱- آزمایش‌های کیفی و بصری

در تمام این آزمایش‌ها هیچ بررسی مقاومتی صورت نمی‌گیرد و فقط یک ارزیابی عمومی برای برهنگی است. در آزمایش‌های کیفی، نمونه‌ای از مصالح (با دانه‌بندی منظم و یک اندازه) را پیشتر با قیر مخلوط نموده و سپس در آب تحت شرایط معین غوطه ور می‌سازند و پس از مدتی مشخص، میزان یا درصد سطح عریان شده مصالح تخمین زده می‌شود. این آزمایش‌ها به شرح ذیل است:

-آزمایش آب جوشان^۱ (ASTM D3625)،

-آزمایش غوطه‌وری استاتیک^۲ (AASHTO T182)،

-آزمایش غوطه‌وری دینامیک،

-آزمایش غوطه‌وری شیمیایی،

-آزمایش غوطه‌وری ترافیکی،

-روش قیراندود نمودن مصالح در حضور آب، و

-آزمایش یخبندان- ذوب.

۵-۲-آزمایش‌های مقاومتی

این آزمایش‌ها پس از اعمال شرایط مختلف آزمایشگاهی روی نمونه‌ها (مانند آزمایش‌های کششی یا فشاری) انجام می‌گیرند [15]:

-آزمایش استاندارد Lottman (NCHRP 246)،

-آزمایش استاندارد (NCHRP Tunnicliff and Root (274)

- 1 - Boiling water test
- 2 - Static-Immersion test
- 3 - National Cooperative Highway Research Program

۷- آزمایش‌های منتخب در این پژوهش

با توجه به تجربه سازمان‌های گفته شده، برای بررسی عریان شدگی مصالح سنگی از آزمایش کیفی آب جوشان و آزمایش کمی AASHTO T283 که بسیار مورد استفاده سازمان‌ها است، در این پژوهش استفاده شده که خلاصه روش‌های انجام آزمایش به شرح زیر ارائه می‌شود.

۷-۱- آزمایش آب جوشان (ASTM D3625)

در این آزمایش مصالح سنگی و قیر با هم در دمای ۱۶۳ درجه سانتیگراد مخلوط شده و وقتی همه مصالح سنگی پوشیده از قیر شدند در دمای اتاق قرار داده می‌شوند. سپس مخلوط حاصل در آب جوش به مدت ۱۰ دقیقه قرار گرفته و بعد از این مرحله مخلوط را خشک کرده و به صورت چشمی درصدی از کل سطوحی از مصالح سنگی که پوشش قیری روی آنها باقیمانده است تخمین زده می‌شود. مبنای محک نمونه‌ها در عمل ۹۵٪ است. این روش فقط یک ارزیابی مقدماتی برای برهنگی بوده و هیچ بررسی مقاومتی صورت نمی‌گیرد. لازم به گفتن است که تعیین میزان عریان‌شدگی مصالح ریزدانه با این روش مشکل است [5, 16, 17].

۷-۲- آزمایش Lottman اصلاح شده (AASHTO T283)

این روش که به وسیله‌ی Kandhal ارائه شد، در سال ۱۹۸۵ مورد قبول آشتو قرار گرفت [5]. این روش در حقیقت یک ترکیب مناسبی از دو آزمایش Lottman (1982) و Tunncliffe and Root (1984) است. روش آزمایش بدین ترتیب است که ۶ نمونه به قطر ۴ اینچ و ارتفاع ۲/۵ اینچ با مقدار فضای خالی ۶ تا ۸ درصد متراکم می‌شوند. دو گروه نمونه به شرح زیر تهیه می‌شود:

گروه ۱: شامل سه نمونه کنترلی (بدون هیچ گونه اعمال شرایط آزمایشگاهی) است.

گروه ۲: نمونه‌هایی که بین ۵۵ تا ۸۰ درصد اشباع شده‌اند و سپس تحت یک چرخه یخبندان - ذوب مشابه آنچه که در آزمایش لاتمن ارائه شده قرار می‌گیرند [18, 19]. البته مطالعات اخیر [20] نشان‌دهنده وقتی که ۱، ۳ یا ۵ چرخه

یخبندان ذوب به کار می‌رود، تفاوت محسوسی در مقاومت کششی نمونه‌های تحت شرایط اعمال شده دیده نمی‌شود پس اعمال یک چرخه یخبندان-ذوب کافی است. در این چرخه همه نمونه‌ها به مدت ۱۶ ساعت در دمای ۱۸- درجه سانتیگراد و ۲۴ ساعت در دمای ۶۰ درجه سانتیگراد قرار می‌گیرند؛ سپس در دمای ۲۵ درجه سانتیگراد و تحت یک نرخ بار ۵۱ mm/min، روی نمونه‌ها آزمایش کشش غیرمستقیم انجام می‌گیرد. نمونه‌های گروه ۲ نشان‌دهنده شرایط واقعی اجرا بعد از ۴ تا ۱۲ سال ماست و کمینه مقدار TSR، ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود. این آزمایش مورد تأیید سازمانها و پژوهشگران زیادی قرار گرفته است و تنها روشی است که در پژوهش‌ها بهترین جواب را داشته است [5, 16].

۸- استفاده از آهک هیدراته برای جلوگیری از عریان‌شدگی

در صورتی که لازم باشد به ناچار از مصالحی استفاده می‌شود که امکان عریان‌شدگی در آسفالت تهیه شده با آن وجود داشته باشد، باید از مواد ضدعریان‌شدگی در آسفالت استفاده کرد تا احتمال بروز این خرابی کاهش یابد. یکی از رایج‌ترین ماده افزودنی ضد عریان‌شدگی آهک شکفته است که به طور بسیار مؤثری، استعداد عریان‌شدگی در مخلوط‌های آسفالتی را تعدیل می‌کند. آهک‌هیدراته می‌تواند ویژگی‌های شیمیایی سطحی مصالح سنگی را اصلاح کند. توجه شود که این ماده به صورت یک ماده چند منظوره به کار می‌رود، یعنی با وجود کنترل حساسیت رطوبتی و توانایی آن در مهار عریان‌شدگی به عنوان یک افزودنی، طبق مطالعات اخیر، دارای مزایای دیگری است که در زیر به چند نمونه از آنها اشاره می‌شود:

الف- آهک هیدراته به عنوان یک فیلر فعال عمل کرده و سختی مخلوط را افزایش و شیار افتادگی را کاهش می‌دهد.

ب- مقاومت در برابر ترک‌خوردگی را در دمای پایین بهبود می‌بخشد.

پ- اکسیداسیون و پیرشدگی آسفالت و آثار مضر آن را به طور مطلوبی اصلاح می‌کند.

نیستند پس اظهارنظر تنها بر اساس ITS صحیح به نظر نمی‌رسد و استفاده از درصد مقاومت کششی غیر مستقیم می‌تواند در بررسی و تحلیل انجام شده کمک بیشتری نماید. با توجه به نتایج مندرج در نمودارها ملاحظه می‌شود که با به کارگیری ماده مضاف آهک هیدراته یک سیر صعودی در افزایش مقاومت کششی غیرمستقیم چه در نمونه‌های خشک و چه در نمونه‌های عمل‌آوری مرطوب وجود دارد.

شکل ۵- نتایج میانگین مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های آسفالتی متراکم

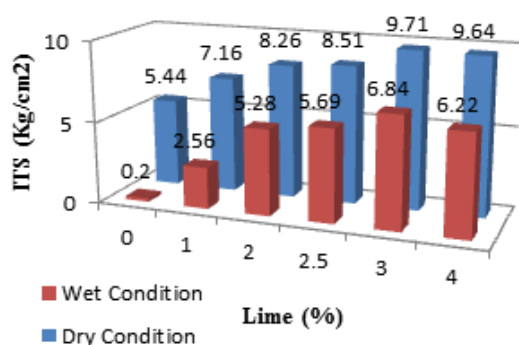


Fig. 5. Average results of indirect tensile test of compacted specimen

این روند در نمونه‌های مرطوب خیلی محسوس‌تر است و این مورد به دلیل افزایش مقاومت آهک هیدراته در مجاورت رطوبت و آب است و البته دلیل کاهش مقاومت نمونه‌های مرطوب به علت سیکل یخبندان-ذوب اعمال شده در مراحل قبلی است.

شکل ۶- نتایج متوسط نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های آسفالتی متراکم

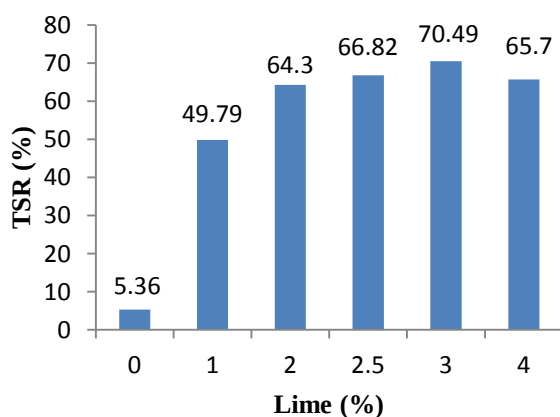


Fig. 6. Average results of Indirect Tensile Test of compacted specimen

ت- با ایجاد واکنش بین ذرات رس، باعث تعدیل پایداری در برابر رطوبت و دوام می‌شود [4, 21].

با این توصیف با توجه به تاثیر سازنده و سهولت دسترسی این ماده در این پژوهش از آهک هیدراته برای ترفیع برهنگی استفاده شده است که نتایج آن در ذیل آمده است.

۹- نتایج آزمایش‌ها

۹-۱- نتایج آزمایش آب جوش

در این آزمایش از مصالح بزرگتر از ۲/۳۶ میلی‌متر استفاده شده و سه نمونه به ترتیب فاقد افزودنی آهک هیدراته، ۱، ۲، ۳ و ۵٪ آهک هیدراته آزمایش شدند. میزان قیر مصرفی نیز تا حدی به کار رفته که غشاء نازکی از قیر سطح مصالح را بپوشاند. نتایج استخراجی به شرح نمودار (۴) است. ملاحظه می‌شود که استعداد عریان‌شدگی با به کارگیری مقدار جزئی آهک هیدراته تا چه حد کاهش می‌یابد.

شکل ۴- نتایج آزمایش آب جوشان

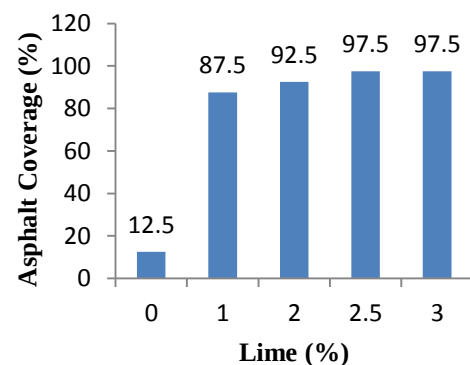


Fig. 4. Boiling test results

۹-۲- نتایج آزمایش مقاومت کشش غیرمستقیم و نسبت مقاومت-کششی

معیار اندازه‌گیری مقاومت کششی غیرمستقیم از مقبولیت بیشتری نسبت به روش‌های کیفی برخوردار است پس در اینجا نیز برای تائید نتایج آزمایش آب جوشان از این آزمایش استفاده شد. به دلیل اینکه از آهک هیدراته به عنوان افزودنی ضدعریان‌شدگی استفاده می‌شود، بنابراین بهبود مقاومت کششی غیرمستقیم انتظار می‌رود.

از آنجائی که ارتفاع نمونه‌ها یک پارامتر مؤثر در مقاومت کششی غیرمستقیم است و تمامی نمونه‌ها دارای ابعاد یکسانی

شکل ۸- رابطه بین متوسط مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های مرطوب و متوسط نتایج آزمایش آب جوش

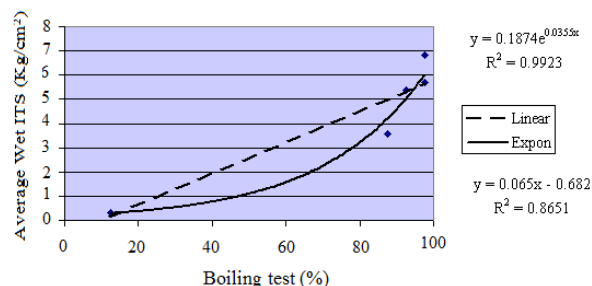


Fig. 8. Relationship of average wet ITS and boiling test

شکل ۹- رابطه بین متوسط نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم و متوسط نتایج آزمایش آب جوش

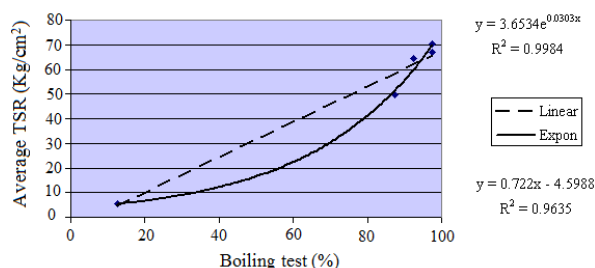


Fig. 9. Relationship of average TSR and boiling test

با توجه به شکل‌های ۷ تا ۹ ملاحظه می‌شود که روند رشد مقاومت مکانیکی در برابر نتایج آب جوش با افزایش آهک هیدراته بسیار تند و به صورت نمایی با پایه نپرن است. البته نتایج ITS نمونه‌های خشک شکل (۷) با نتایج آزمایش آب جوشان چندان متناسب نیستند و نوع برازش خطی و نپرن آن تقریباً یکسان است؛ ولی در مورد نتایج ITS نمونه‌های مرطوب شکل (۸) و TSR شکل (۹) یک همبستگی تقریباً ۱۰۰٪ بین نتایج دو آزمایش کمی کشش غیر مستقیم و آزمایش کیفی آب جوشان با برازش تابع نپرن وجود دارد که حاکی از رشد بسیار بالای مقادیر ITS نمونه‌های خشک و TSR در برابر درصد پوشش قیری روی مصالح است. برخلاف نتایج نمونه‌های خشک، در نتایج ITS نمونه‌های مرطوب و نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم تفاوت زیادی در ضرایب همبستگی توابع خطی و نپرن وجود دارد و تغییرات نتایج آزمایش آب جوش و دو پارامتر گفته شده با ضریب اطمینان ۱۰۰٪ به صورت نپرن است.

نمونه‌های بدون ماده مضاف آهک هیدراته در مقایسه با نمونه‌های دارای ماده مضاف از مقاومت بسیار کمتری برخوردار است؛ اما برای ارزیابی مناسبتر افزایش مقاومت نمونه با افزایش آهک هیدراته، بهتر است از نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم (TSR) استفاده شود که در اینجا روند صعودی درصد مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های حاوی ۱٪ آهک هیدراته نسبت به نمونه‌های بدون افزودنی آهک هیدراته، بسیار چشمگیرتر است.

در مجموع ملاحظه می‌شود که با انتخاب نوع ماده افزودنی و مقدار مناسب آن می‌توان خواص مکانیکی و ویژگی‌های فنی مخلوط‌های آسفالتی را در برابر عریان‌شدگی و در شرایط مرطوب بخوبی بهبود بخشیده و این معضل را تا حد قابل قبولی کاهش داد.

۱۰- تحلیل نتایج

هدف اصلی از انجام هر دو نوع آزمایش کیفی آب جوش و آزمایش کمی کشش غیرمستقیم تخمین و اندازه‌گیری میزان بهبود خواص رویه آسفالتی در برابر عریان‌شدگی با افزایش یک ماده مضاف به مخلوط است؛ همچنین به دلیل اینکه نتایج هر دو نوع آزمایش تأثیر مثبت آهک هیدراته را در کاهش عریان‌شدگی نشان می‌دهند، سعی شده که ارتباطی بین نتایج این دو آزمایش و روند آنها در کاهش این معضل را مشخص، و وابستگی بین آنها را در قالب یک یا چند ضابطه و منحنی برآورد کرد.

شکل ۷- رابطه بین متوسط مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های خشک و متوسط نتایج آزمایش آب جوش

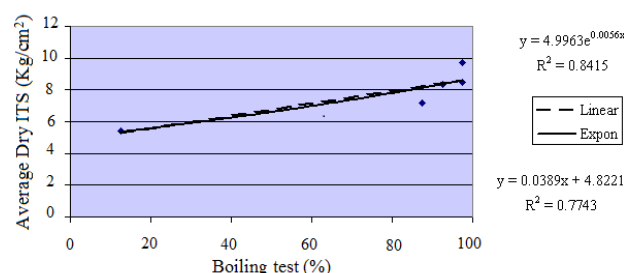


Fig. 7. Relationship of average dry ITS and boiling test

۱۱- نتایج پژوهش

از بررسی نمونه‌های مصالح استفاده شده در آسفالت آزادراه قزوین-زنجان در این پژوهش نتایج زیر به دست آمد:

(۱) پدیده خرابی غالب در رویه آسفالتی آزادراه قزوین-زنجان عریان‌شدگی مصالح است که به صورت شن‌زدگی در طول مسیر نمایان است.

(۲) روش‌های XRF و XRD که برای شناسایی جنس سنگدانه‌ها و اجزا تشکیل دهنده آنها کاربرد دارند روی مصالح آزادراه انجام و مشاهده شد که میزان قابل توجهی از مصالح سیلیسی هستند که به تنهایی برای استفاده در ساخت آسفالت مناسب نیست.

(۳) با توجه به نتایج آنالیز مصالح سنگی و اینکه علت عمده عریان‌شدگی ناشی از جنس مصالح بوده، از آهک هیدراته به عنوان ماده ضدعریان‌کننده استفاده شد. در این پژوهش مشاهده شد که آهک علاوه بر تقلیل این معضل به صورت یک ماده چندمنظوره ویژگی‌های مکانیکی مخلوط‌های آسفالتی را نیز بهبود می‌بخشد.

(۴) گرچه آزمایش تعیین میزان عریان‌شدگی با آب جوشان یک آزمایش تجربی و فقط چشمی است اما نتایج انجام آن روی نمونه‌های مصالح پژوهشی موید ضعف مصالح و تمایل آنها به عریان‌شدگی بود. تهیه نمونه‌های پوشش‌شده مصالح با قیرحاوی مقادیری از آهک هیدراته و انجام آزمایش آب جوشان روی نمونه‌ها نشان داد که مقاومت مصالح در برابر عریان‌شدگی به میزان قابل توجهی افزایش یافت.

(۵) مقایسه نمونه‌های بدون ماده مضاف در حالت مرطوب و خشک نمایانگر این مطلب است که تنها نمی‌توان بر اساس مقاومت نمونه‌های خشک در مورد رفتار مخلوط آسفالتی قضاوت نمود پس باید رفتار آنها در شرایط مرطوب نیز لحاظ شود.

(۶) با افزایش مقدار آهک هیدراته میزان ITS و TSR های نمونه‌ها بدین صورت افزایش می‌یابند که در درصدهای پایین روند افزایش مقاومت مکانیکی بیشتر و در درصدهای بالاتر این روند کاهش می‌یابد؛ البته از یک محدوده مشخص به بعد

آهک هیدراته نمی‌تواند به عنوان ماده ضدعریان‌کننده عمل کند و روند افزایش مقاومت سیر نزولی می‌یابد.

References

۱- فهرست منابع

- 1) Aksoy, A., Samlioglu, K., Tayfur, S., Ozen, H., "Effect of Various Additives on the Moisture Damage Sensitivity of Asphalt Mixtures," Construction and Building Materials 19, pp11-18, 2005.
- 2) Kavusi, Amir, Abdi, Ali, "Stripping Phenomenon Assessment in Hot mix Asphalt", 2nd conference on bitumen and Asphalt Mixes, 2004 (In Persian).
- 3) Little, D.N., "A Fundamental Approach to Moisture Damage in Asphalt Mixture," Texas Transportation Institute, 2002.
- 4) Little, Dallas N. and A. Epps, J., "The benefits of hydrated lime in hot mix asphalt," National Lime Association, The versatile chemical, 2001.
- 5) Kandhal, P.S., "Field and Laboratory Investigation of Stripping in Asphalt Pavements: State of the Art Report," T.R.R. No.1353, Transportation Research Board, pp 69-72, 1994.
- 6) Santucci, L., "Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements," Technology Transfer Program, Institute of Transportation Studies, Pavement Research Center, UC Berkeley, 2003.
- 7) Colorado DOT, "Survey by Tim Aschenbrener for National Seminar on Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements," San Diego, California, 2002.
- 8) Mohamed, El Hussein H. and Abdel Halim. A.O. and Kennepohl, Gerhard J, "Influence of construction-induced cracks on asphalt concrete resistance to moisture damage," T.R.R., No 1353, Materials and Construction, pp 69-72, 1992.
- 9) Krebs, Robert D. and Walker, Richard D, "Highway Materials," Mc Grow-Hill, United States of America, 1971.
- 10) Hung, W., Wong, W., Tang, S., "Analysis of Pavement Residue Properties Under Moisture Induced Attack at Tuen Mun Highway, Hong Kong," Construction and Building Materials 18, pp21-33, 2004.
- 11) Wallace, Hugh A. & Martin, J. Rogers, "Asphalt Pavement Engineering," Mc Grow-Hill, U.S.A, 1967.
- 12) Tabatabaie, Amir Mohamad, "Highway and Airport Pavement", Tehran University Publication, 1996 (In Persian).
- 13) Saraeipour, Mohamad, "Asphalt", Dehkhoda Publication, 4th edition, 1998 (In Persian).
- 14) Williams, K.L., "Introduction to X-Ray Spectrometry," Allen and Unwin, London, 1987.
- 15) Blankenship, P.B., Myers, A.H., Clifford, A.S., Thomas, T.W., King, H.W. and King, G.N., "Are All PG70-22s the Same? Lab Tests on Kyl-64 Field

- 19) Tunnicliff, D.G., and R.E. Root, "NCHRP Report 274: Use of Anti stripping Additives in Asphaltic Concrete Mixture: Laboratory Phase," TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1984.
- 20) Asphalt Technology News, "NCAT Completes Evaluation of Relationships of HMA In-place Air Voids, Lift Thickness, and Permeability," A Publication of the National Center for Asphalt Technology, Auburn University, Volume 16, Number 1, 2004.
- 21) Iranian Asphalt Institute, "Effect of Hydrated lime in Hot Mix Asphalt", Ministry of Highway and Transportation, No. 1, 1st year, spring 2002 (In Persian).
- Samples," Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol.67, 1998.
- 16) Annual Book of ASTM Standards Vol.04.03, 1999.
- 17) Bindra, S.P., "A course in highway engineering," Fifth Edition, O.P. Kapur, for Dhanpat Rai & sons, Delhi-Jalandhar, 1991.
- 18) Lottman, R.P., "NCHRP Report 246: Predicting Moisture-Induced Damage to Asphalt Concrete: Field Evaluation," TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1982.

Evaluation of Stripping in Asphalt Concrete Pavement by Experimental Methods

Ali Abdi^{*1}, Amir Kavusi²

1- Assist. Prof., School of Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin

2- Assoc. Prof., School of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran.

*aliabdi@eng.ikiu.ac.ir

Abstract:

Adhesion of bitumen to Aggregates is the basis of the strength of the asphalt pavements. The term "stripping" is used for hot mix asphalt (HMA) mixtures to show the separation of asphalt binder film from aggregate surfaces, due primarily to the action of moisture and/or vapor. If this phenomenon is eliminated for any reason, stripping will be occurred. This problem not only is as a distinct distress but also can cause other asphalt distresses which are finally resulted in the overthrow of road. Mainly because this distress either results from or is dominated by moisture, it is usually called "moisture damage" or "moisture susceptibility".

The main goal in this research is to study stripping in asphalt mixtures. The key factors which must be considered in this research are aggregates and selecting the suitable approach for controlling and assessment of this distress in laboratory conditions. the most recent approach introduced is the rehabilitation and modification of asphalt mixtures against stripping, whether asphalt concrete or surface treatment. Thus, in this study on "Zanjan-Qazvin" freeway where this distress have usually been observed, the aggregates for constructing the asphalt was selected from sections of the aggregate the stripping intensity of which is higher than the others. First, the sensitivity of stripping was specified by XRF & XRD analysis. There is a requisite to do a realistic laboratory test method to predict moisture susceptibility of HMA mixtures. It was observed in the case histories that the asphalt pavements were saturated with water (55-80% saturated as specified in ASTM D4867 or AASHTO T283). Thereafter, in order to calculate the tensile strength ratio, it is required to consider unsaturated specimens some of which remained with no conditions. A laboratory test procedure that simulates such conditions will be more realistic. The cylindrical asphalt concrete specimens are constructed by marshal method. Thus, their durability is evaluated according to AASHTO-T283. In this method, those stabilities are measured by indirect tensile test; the amount of their stripping was previously estimated by boiling test. Results showed that according to literature boiling test method is not reliable enough to be accurate. On the other hand, the result of laboratory test of AASHTO-T283 is quantitative and much more technical. Also, using hydrated lime 3% for this material can be useful to reduce the adverse effect of stripping, and it can be used as a suitable anti-stripping. Based on the probabilistic analysis, all the specimens result either in Indirect Tensile Test, or in the TSR results. This showed the improvement of the strength. Also, the rate of increasing is close to that of the parabolic curve.

WTAT test was carried out over the surface treatment specimens constructed using these aggregates. Hydrated lime was utilized as the most important anti-stripping additive for prevention and rehabilitation of this distress in all of the experiments.

Key Words: Stripping, Moisture Damage, Asphalt Pavement, Anti-stripping Additives, And Hydrated Lime.

تأثیر عدد فرود بالادست بر میدان جریان در کانال با مقطع U شکل و سرریز جانبی فوق بحرانی

حامد عظیمی^۱، افشین اقبالزاده^{۲*}، میترا جوان^۲

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران، آب دانشگاه رازی کرمانشاه

۲- استادیار مهندسی عمران، دانشگاه رازی کرمانشاه

*Eghbalzadeh@gmail.com

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۱/۱۹]

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۱/۰۹]

چکیده- به دلیل ساختار هیدرولیکی کانال‌های U شکل، این نوع مجاری بعنوان مقطع مبدل کانال‌های مستطیلی و دایروی دریاچه‌های آدم-رو و نیز به همراه سرریزهای جانبی در شبکه دفع فاضلاب، سیستم‌های آبیاری، محافظت سیلاب و غیره استفاده می‌شود. در این نوع کانال‌ها رژیم جریان می‌تواند در شرایط فوق بحرانی باشد. در مطالعه حاضر، میدان جریان آشفته و سطح آزاد جریان در یک کانال با مقطع U شکل دارای سرریز جانبی در شرایط فوق بحرانی با استفاده از نرم‌افزار فلوتری دی، مدل آشفتگی $k-\epsilon$ و RNG و طرح VOF شبیه‌سازی شده‌است. مقایسه بین نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل عددی، سطح آزاد و مشخصات میدان جریان را با دقت قابل قبولی شبیه‌سازی می‌نماید. در ادامه، اثر عدد فرود بالادست سرریز جانبی روی الگوی جریان کانال اصلی بررسی شد. در کانال‌های U شکل با سرریز جانبی برای کلیه عددهای فرود، در مجاورت دیواره داخلی یک افت سطح آزاد در ابتدای بالادست سرریز بوقوع پیوسته و پرش سطحی در یک چهارم انتهایی طول دهانه سرریز جانبی اتفاق افتاد. در امتداد پرش سطحی انرژی پتانسیل کاهش و در مقابل انرژی جنبشی افزایش یافت. علاوه بر آن، با افزایش مقدار عدد فرود، عرض صفحه جدایش جریان و ابعاد ناحیه سکون زیاد و اندازه زاویه ریزشی جت جریان کاهش می‌یابد. برای همه عدد فرودها همواره، بیشینه مقدار سرعت عرضی تقریباً در انتهای پائین‌دست سرریز جانبی بوقوع پیوسته‌است. بر اساس نتایج شبیه‌سازی، بیشینه مقدار تنش برشی در محور مرکزی کانال اصلی واقع در وسط دهانه سرریز جانبی بوقوع پیوسته و در مقابل کمینه آن در زیر ناحیه ایستایی و در انتهای پائین‌دست سرریز جانبی اتفاق افتاده‌است.

واژگان کلیدی: جریان فوق بحرانی؛ کانال U شکل؛ سرریز جانبی؛ شبیه‌سازی عددی؛ عدد فرود.

۱- مقدمه

سرریزهای جانبی برای تنظیم جریان اضافی سیستم‌های انتقال و زهکشی استفاده می‌شود. این نوع از سازه‌های هیدرولیکی به صورت گسترده‌ای در شبکه‌های دفع فاضلاب، سیستم‌های مهار سیلاب-رواناب شهری و زمین‌های آبیاری در پروژه‌های آبی و زیست محیطی کاربرد دارند. یک سرریز جانبی روی دیواره جانبی کانال اصلی نصب می‌شود. جریان عبوری از روی سرریزهای جانبی از نوع جریان‌های متغیر مکانی با کاهش دبی محسوب می‌شود. در عمل جریان در

امتداد سرریز جانبی ممکن است که زیر بحرانی و یا فوق بحرانی باشد. پژوهش‌ها و مطالعات آزمایشگاهی، تئوریک و تحلیلی فراوانی به وسیله‌ی پژوهشگران مختلف روی رفتار هیدرولیکی کانال‌های دارای سرریز جانبی در شرایط رژیم زیر بحرانی انجام گرفته است. یوکسل تغییرات اثر انرژی مخصوص را با توجه به پارامترهای مختلف روی دبی عبوری از روی سرریز جانبی واقع در یک کانال مستطیلی مورد بررسی قرار داد [1]. امیراقلو و همکاران با انجام دادن یک سری آزمایش‌ها به بررسی پروفیل طولی جریان در امتداد سرریز جانبی پرداختند [2]. آنها ضریب

دبی سرریز جانبی واقع در یک کانال مستطیلی را تابعی از عدد فرود بالادست، نسبت طول سرریز جانبی به عرض کانال اصلی، نسبت طول سرریز جانبی به هد روی آن و نسبت ارتفاع تاج سرریز جانبی به هد جریان روی سرریز دانسته و رابطه‌ای را برای محاسبه ضریب دبی ارائه کردند. باقری و حیدرپور مشخصات میدان سرعت و جریان عبوری از روی سرریز جانبی واقع در یک کانال مستطیلی را برای عدد فرودهای مختلف مورد بررسی آزمایشگاهی قرار دادند [3]. نوک و همکاران با استفاده از تکنیک‌های مرئی‌سازی سیال، مشخصات میدان سرعت جریان عبوری از روی سرریز جانبی واقع در یک کانال مستطیلی را در شرایط رژیم زیربحرانی مورد آزمایش قرار دادند [4].

جریان‌های سیلابی، آبگیری از سدها و جریان داخل خطوط انتقال دارای رژیم جریان فوق‌بحرانی هستند. برخی از پژوهش‌های آزمایشگاهی و تئوریک در ارتباط با جریان‌های فوق‌بحرانی در کانال‌های دارای سرریز جانبی عبارتند از: هاگر یک راه‌حل تحلیلی برای جریان‌های فوق‌بحرانی عبوری از داخل یک مجرای دایروی دارای سرریز جانبی ارائه نمود [5]. روش تحلیلی هاگر برای هر دو وضعیت جریان فوق‌بحرانی بدون پرش و با پرش هیدرولیکی کاربرد دارد. قدسیان به مطالعه آزمایشگاهی جریان فوق‌بحرانی گذرنده از روی سرریز جانبی واقع در یک کانال مستطیلی پرداخته است [6]. وی ضریب دبی سرریز جانبی در شرایط فوق‌بحرانی را تابعی از نسبت هد روی سرریز به ارتفاع تاج سرریز و عدد فرود معرفی نموده است. میزومورا و همکاران یک راه‌حل تحلیلی برای محاسبه دبی کانال اصلی، زاویه انتشار جریان در محل سرریز و هد جریان در یک کانال مستطیلی دارای سرریز جانبی با تاج صفر در شرایط فوق‌بحرانی ارائه نمودند [7]. روش تحلیلی آنها بر پایه اصول انرژی استوار بوده و دبی کانال اصلی را بعنوان تابعی از عدد فرود معرفی کردند. پاتیرانا و همکاران مطالعه‌ای آزمایشگاهی شامل بررسی انرژی مخصوص در بالادست و پائین‌دست سرریز جانبی، ضریب دبی و دبی عبوری از روی سرریز جانبی در شرایط جریان فوق‌بحرانی برای یک کانال مستطیلی دارای سرریز جانبی انجام دادند [8]. آنها با استفاده از

اصول انرژی مخصوص و تحلیل رگرسیونی روی نتایج آزمایشگاهی، رابطه‌ای را برای محاسبه ضریب دبی سرریز جانبی در شرایط رژیم فوق‌بحرانی معرفی کردند. دُرگاراو و پیلاپی با یک مطالعه آزمایشگاهی روی یک کانال مستطیلی دارای سرریز جانبی در شرایط جریان فوق‌بحرانی به بررسی ضریب دبی سرریز جانبی، سرعت در کانال اصلی، زاویه‌ی ریزش جریان از روی سرریز جانبی و اندازه‌گیری عمق جریان در امتداد سرریز پرداختند [9]. آنها با استفاده از اصول ممنتوم، ضریب دبی سرریز جانبی در جریان فوق‌بحرانی را بعنوان تابعی از عدد فرود معرفی نمودند. کُترود و همکاران اثر پره‌های هادی بر روی جریان عبوری از روی سرریز جانبی واقع در یک کانال مستطیلی در شرایط رژیم فوق‌بحرانی را بررسی کردند [10]. آنها دریافتند که وجود این پره‌های هادی باعث افزایش میزان جریان جانبی می‌شود.

کانال‌های با سطح مقطع U شکل در عمل دارای کاربرد بسیار وسیعی هستند. رشته قنات‌های موجود در سراسر فلات مرکزی ایران از کانال‌هایی با سطح مقطع عرضی U شکل، تخم مرغی و نعل اسبی ساخته شده‌اند. در این بین به دلیل ساختار هیدرولیکی کانال‌های U شکل این نوع مجاری بعنوان مقطع مبدل کانال‌های مستطیلی و دایروی در پیچه‌های آدم‌رو و نیز به همراه سرریزهای سیلاب در شبکه دفع فاضلاب شهری مورد استفاده قرار می‌گیرند. اولین مطالعات، در ارتباط با کانال U شکل دارای سرریز جانبی توسط هاگر و همکاران صورت پذیرفته است [11]. آیماز آزمایش‌هایی را در دو رژیم جریان زیربحرانی و فوق‌بحرانی روی کانال‌های U شکل دارای سرریز جانبی انجام داد [12]. وی با معرفی یک روش نیمه تحلیلی که بر پایه اصول انرژی پایه‌ریزی شده به کمک روش اجزاء محدود معادله دینامیکی حاکم بر جریان‌های متغییر مکانی با کاهش دبی برای یک مجرای U شکل دارای سرریز جانبی را حل نمود. وطنخواه با استفاده از تئوری دی مارچی و روش انتگرال‌گیری بیضوی غیرکامل یک روش نیمه-تحلیلی برای محاسبه پروفیل طولی جریان در امتداد سرریز جانبی واقع در یک کانال U شکل ارائه نمود [13].

صرفه‌جویی در زمان و هزینه‌های آزمایشگاهی از مهمترین

ناشی از لزجت در راستاهای (x, y, z) است. همچنین ρ, t, R_{SOR}, p و V_F به ترتیب معرف زمان، چگالی سیال، ترم چشمه، فشار و کسری از حجم مرتبط با جریان است. در این مطالعه عددی برای شبیه سازی آشفتگی میدان جریان از مدل آشفتگی $k-\varepsilon$ RNG استفاده شده است. این مدل آشفتگی نواحی با برش بالا و جریان های آشفته با شدت کم را با دقت بالایی شبیه سازی می کند. همچنین این مدل نسبت به مدل آشفتگی $k-\varepsilon$ استاندارد به ثابت های تجربی کمتری نیاز داشته و برای شبیه سازی نواحی دارای جداشدگی جریان، عملکرد بهتری از خود نشان می دهد. برای شبیه سازی تغییرات سطح آزاد میدان جریان از روش VOF بهره گرفته شده است. در طرح VOF برای محاسبه جزء حجمی سیال، معادله انتقال زیر حل می شود.

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(\frac{\partial}{\partial x} (FuA_x) + \frac{\partial}{\partial y} (FvA_y) + \frac{\partial}{\partial z} (FwA_z) \right) = 0.0 \quad (5)$$

در اینجا F جزء حجمی سیال در یک سلول محاسباتی است. چنانچه یک سلول محاسباتی مشخص پر از آب باشد $F=1$ خواهد شد. اگر $F=0$ سلول مورد نظر خالی است و اگر $0 < F < 1$ سلول حاوی هر دو فاز آب و هوا است.

۳- شرایط مرزی

در شبیه سازی عددی حاضر به منظور درستی آزمایشی نتایج مدل عددی از داده های آزمایشگاهی اندازه گیری شده به وسیله ی اُیماز [12] استفاده شده است. مدل آزمایشگاهی وی شامل یک کانال روباز با سطح مقطع U شکل با قطر ۰/۲۵ متر است که سرریز جانبی در مقطع میانی و روی دیواره جانبی کانال اصلی نصب شده است. طول و ارتفاع تاج سرریز جانبی به ترتیب برابر ۰/۵ متر و ۰/۱ متر است. شرایط مرزی اعمال شده بر مدل عددی به گونه ای انتخاب شده که با شرایط فیزیکی مدل آزمایشگاهی اُیماز [12] هماهنگی داشته باشد. به همین منظور با توجه به داشتن دبی و عمق ورودی، از مقدار دبی و عمق جریان مشخص در مقطع ورودی کانال اصلی استفاده شده است. این شرایط مرزی در نرم افزار فلوتری دی معادل شرط مرزی "نرخ

مزیت شبیه سازی های عددی محسوب می شوند. برخی از مهمترین مطالعات عددی در ارتباط با شبیه سازی جریان عبوری از روی سرریزهای جانبی عبارتند از: کیو با استفاده از مدل آشفتگی $k-\omega$ و روش VOF تغییرات سه بعدی جریان عبوری از روی سرریز جانبی را مدل سازی نمود [14]. تدین یک مدل عددی را با استفاده از مدل آشفتگی RSM و روش VOF توسعه داد [15]. آیدین با استفاده از نرم افزار فلوئنت سطح آزاد جریان در داخل یک کانال مستطیلی دارای سرریز جانبی گنگره ای مثلی را به روش VOF شبیه سازی نمود [16]. آیدین و امیرآقلو به وسیله نرم افزار فلوئنت-انسیس ظرفیت آگذری و جریان عبوری از روی سرریز جانبی گنگره-ای را پیش بینی کردند [17].

با مرور مطالعات انجام شده روی کانال های دارای سرریز جانبی، مشاهده می شود که نیاز به پژوهش درباره الگوی جریان در کانال های U شکل با سرریز جانبی در شرایط جریان فوق بحرانی وجود دارد. در این مطالعه، میدان جریان آشفته و سطح آزاد در کانال U شکل دارای سرریز جانبی در شرایط جریان فوق بحرانی با استفاده از نرم افزار فلوتری دی نسخه ۱۰ شبیه سازی شده است [18]. در ادامه، اثر عدد فرود بالادست سرریز جانبی روی الگوی جریان کانال اصلی بررسی شده است.

۲- معادلات حاکم

از معادله پیوستگی و معادلات متوسط گیری شده ناویر-استوکس برای حل میدان جریان سیال غیرقابل تراکم استفاده می شود:

$$V_F \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial (\rho u A_x)}{\partial x} + \frac{\partial (\rho v A_y)}{\partial y} + \frac{\partial (\rho w A_z)}{\partial z} = R_{SOR} \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y \frac{\partial u}{\partial y} + w A_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_y \frac{\partial v}{\partial y} + w A_z \frac{\partial v}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + G_y + f_y \quad (3)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(u A_x \frac{\partial w}{\partial x} + v A_y \frac{\partial w}{\partial y} + w A_z \frac{\partial w}{\partial z} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + G_z + f_z \quad (4)$$

در معادلات بالا (u, v, w) ، (A_x, A_y, A_z) ، (G_x, G_y, G_z) و (f_x, f_y, f_z) به ترتیب برابر مولفه های سرعت، مساحت کسری محیط به جریان، نیروهای گرانشی و شتاب های

کل سطح فوقانی میدان جریان توسط شرایط مرزی "تقارن" معرفی شده است.

شکل ۱- شبکه بندی میدان جریان (الف) نمای سه بعدی (ب) مقطع عرضی

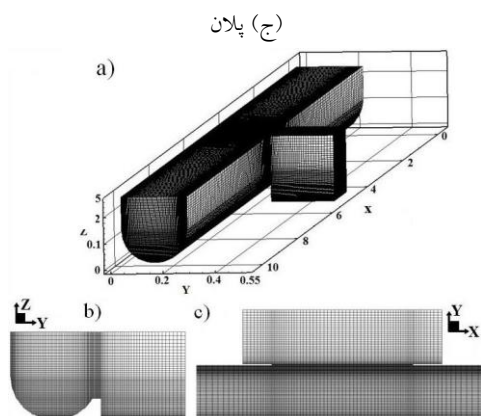


Fig. 1. Flow field grid a) 3D view, b) Cross Section and c) Plan

جدول (۱) تعداد سلولهای محاسباتی در راستاهای مختلف

Grid Type	X	Y	Z
Non-Uniform	222	110	65

Table 1. Number of computational cells in different directions

۴- بحث و نتیجه گیری

همان گونه که پیشتر اشاره شد، در این شبیه سازی عددی برای اعتبار سنجی نتایج مدل عددی از اندازه گیری های آزمایشگاهی به وسیله آیماز [12] استفاده شده است. آیماز در مطالعه آزمایشگاهی خود به اندازه گیری پروفیل طولی سطح آزاد جریان واقع بر محور مرکزی کانال اصلی و دبی عبوری از روی سرریز جانبی در شرایط رژیم فوق بحرانی پرداخته است. در مدل آزمایشگاهی آیماز [12] دبی ورودی کانال اصلی (Q_1)، انرژی مخصوص (E_1)، عمق جریان در بالادست سرریز جانبی (Z_1)، عمق جریان در پائین دست سرریز جانبی (Z_2) و شیب کانال اصلی (S_0) به ترتیب برابر $0.025 \text{ m}^3/\text{s}$ ، 0.2495 m ، 0.115 m ، 0.0809 m و 0.005 است. لازم به گفتن است که در مدل آزمایشگاهی مذکور نسبت طول سرریز به قطر کانال اصلی (L/D) و نسبت ارتفاع تاج سرریز به قطر کانال اصلی (P/D) به ترتیب برابر ۲ و 0.24 است. نمایی از سطح آزاد سه بعدی شبیه سازی شده در امتداد سرریز جانبی برای شرایط فوق بحرانی در شکل (۲) نشان داده شده است. در شکل (۳) مقایسه پروفیل طولی سطح آزاد شبیه سازی شده با نتایج آزمایشگاهی قابل مشاهده است. به

جریان حجمی" است. در مرز ورودی کانال اصلی پارامترهای انرژی جنبشی آشفتگی (k_t) و نرخ اتلاف آشفتگی (ε_t) توسط روابط زیر محاسبه می شوند:

$$k_t = \frac{3}{2} (v_t \cdot T_{len})^2 \quad (6)$$

$$\varepsilon_t = C_u \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{k_t^{3/2}}{T_{len}} \quad (7)$$

که در آنها v_t ویسکوزیته سینماتیکی آشفتگی، T_{len} مقیاس طول آشفتگی در کانالهای باز و برابر 0.7 قطر هیدرولیکی در نظر گرفته می شود. C_u یک مقدار ثابت است که در مدل آشفتگی $k-\varepsilon$ RNG برابر 0.085 در نظر گرفته می شود. هندسه کانال U شکل در نرم افزار اتوکد ایجاد شده و در قالب یک فایل STL به محیط نرم افزار فلو تری دی وارد شده است. در این شبیه سازی عددی کل دامنه محاسباتی توسط یک بلوک مش غیریکنواخت شبکه بندی شده است. در محل تقاطع کانال اصلی با سرریز جانبی و در مجاورت دیواره های جامد، شبکه بندی ریزتر از سایر نواحی در نظر گرفته شده است. در شکل (۱) میدان جریان شبکه بندی شده قابل مشاهده می باشد. در جدول (۱) تعداد سلولهای محاسباتی مورد استفاده در شبیه سازی مذکور در راستاهای X, Y, Z مرتب شده که این مقادیر در نزدیکی دیواره های جامد از رابطه زیر محاسبه می شوند:

$$y^+ = \frac{Y_1 \cdot u_*}{\nu} \quad (8)$$

در اینجا Y_1 فاصله مرکز سلول از دیواره جامد، u_* سرعت برشی دیواره و ν ویسکوزیته سینماتیکی سیال می باشد. با توجه به مشخص بودن عمق پائین دست کانال اصلی در شرایط آزمایشگاهی، در شبیه سازی مذکور از شرایط مرزی "فشار مشخص" استفاده شده است. جریان عبوری از روی سرریز جانبی بداخل یک مخزن ریخته می شود، به منظور عدم اثر دیواره های مخزن جانبی بر الگوی جریان عبوری از روی سرریز جانبی، عرض مخزن متصل به سرریز بزرگتر از طول سرریز جانبی در نظر گرفته می شود. در پائین دست این مخزن شرایط مرزی "خروجی" اعمال شده است. کلیه مرزهای جامد میدان محاسباتی بعنوان شرایط مرزی "دیواره" تعریف شده اند.

آیماز [12] رابطه‌ی ۱۱ را برای محاسبه دبی بر واحد طول سرریزجانبی واقع بر یک کانال با مقطع U شکل پیشنهاد داده است:

$$-\frac{dQ_w}{dx} = q = C_d \sqrt{2g(z-P)}(z-P) \quad (11)$$

که در آن Q_w دبی عبوری از روی سرریزجانبی، x فاصله طولی از ابتدای سرریز، $\frac{dQ_w}{dx}$ یا q دبی بر واحد طول سرریزجانبی، g شتاب جاذبه، P ارتفاع تاج سرریزجانبی و Z عمق جریان است. بنابراین ضریب دبی سرریزجانبی را می‌توان از رابطه ۱۲ محاسبه کرد (امیرآقلو و همکاران [2]):

$$C_d = \left(\frac{Q_w}{L \sqrt{2g}(Z-P)^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (12)$$

در اینجا L طول سرریزجانبی است. همچنین آیماز [12] رابطه‌ی تجربی ۱۳ را برای محاسبه‌ی ضریب دبی سرریزهای جانبی واقع در کانال‌های با مقطع U شکل در شرایط جریان فوق‌بحرانی ارائه کرده است. این رابطه تابعی از نسبت طول سرریزجانبی به قطر کانال (L/D) و عدد فرود در مقطع انتهایی بالادست سرریزجانبی واقع بر محور مرکزی کانال اصلی (F_1) است.

$$C_d = -(0.046 + 0.0054\sqrt{1.67L/D-1})F_1 + (0.24 + 0.021\sqrt{1+35.3L/D}) \quad (13)$$

در جدول (۲) مقادیر عدد فرود واقع در انتهای بالادست سرریزجانبی (F_1)، انرژی مخصوص (E_1) و ضرایب دبی (C_d) (محاسبه شده از روابط ۱۲ و ۱۳) حاصل از نتایج عددی و آزمایشگاهی با یکدیگر مقایسه شده است. برای بررسی دقت مدل عددی در پیش‌بینی پارامترهای گفته شده درصد خطای نسبی (REP) از رابطه‌ی ۱۴ محاسبه می‌شود:

$$REP = 100 \times \left| \frac{R_{(measured)} - R_{(simulated)}}{R_{(measured)}} \right| \quad (14)$$

جدول (۲) مقایسه عدد فرود، انرژی مخصوص و ضریب دبی آزمایشگاهی و عددی

Results	F_1 (m)	E_1 (m)	(12) C_d	(13) C_d
Experimental	1.217	0.2495	0.331	0.352
Numerical	1.207	0.2024	0.317	0.353
Relative error	% 0.082	% 18.88	% 4.23	% 0.72

Table 2. Comparison of Froude number, specific energy and discharge coefficient between experimental and numerical cases

طورکلی، در یک کانال دارای سرریزجانبی و در شرایط جریان فوق‌بحرانی عمق جریان از انتهای بالادست سرریزجانبی به سمت انتهای پائین‌دست سرریز کاهش می‌یابد. همان‌گونه که دیده می‌شود هماهنگی قابل قبولی بین نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی در پیش‌بینی تغییرات سطح آزاد جریان و نتایج آزمایشگاهی وجود دارد به گونه‌ای که مدل عددی، رفتار سطح آزاد جریان در امتداد سرریزجانبی را به خوبی پیش‌بینی کرده است. به‌منظور بررسی میزان دقت مدل عددی در پیش‌بینی پارامترهای مختلف میدان جریان، مقادیر درصد خطای متوسط (APE) و خطای ریشه میانگین مربعات ($RMSE$) با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$APE = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{R_{(measured)} - R_{(simulated)}}{R_{(measured)}} \right| \quad (9)$$

$$RMSE = 100 \times \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (R_{(measured)} - R_{(simulated)})^2} \quad (10)$$

در اینجا $R_{(measured)}$ و $R_{(simulated)}$ به ترتیب معرف نتایج آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی است. مقادیر (APE) و ($RMSE$) برای پروفیل طولی سطح آزاد جریان به ترتیب برابر ۱٪/۷ و ۰/۲۱۳٪ محاسبه شده، که نشان دهنده دقت مناسب مدل عددی در پیش‌بینی تغییرات سطح آزاد جریان است.

شکل ۲- تغییرات سه‌بعدی سطح آزاد جریان در کانال U شکل دارای

سرریزجانبی در شرایط رژیم فوق‌بحرانی

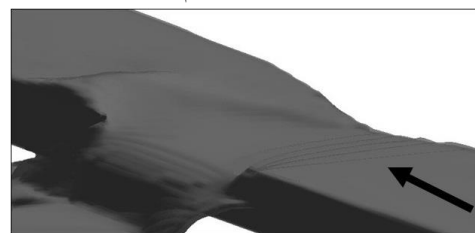


Fig. 2. 3D changes of the flow free surface in the U-shaped channel with a side weir in a supercritical flow regime

شکل ۳- مقایسه پروفیل طولی سطح آزاد جریان آزمایشگاهی و شبیه‌سازی

شده در کانال U شکل دارای سرریز جانبی

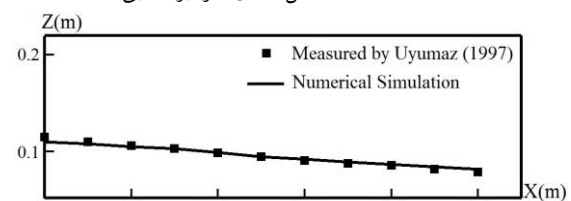


Fig. 3. Comparison of longitudinal profile of the flow free surface in the U-shaped channel with a side weir between experimental and numerical cases

ایماز [12] علاوه بر اندازه‌گیری سطح آزاد جریان واقع بر محور مرکزی کانال اصلی، مقادیر مختلف دبی گذرنده از داخل کانال اصلی در برابر دبی عبوری از روی سرریزجانبی را برای شرایط هندسی $(L/D = 2)$ ، $(P/D = 0.24)$ و $(S_0 = 0.002)$ اندازه‌گیری نمود. در شکل (۴) نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی در پیش‌بینی مقادیر مختلف دبی عبوری از روی سرریزجانبی با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده است.

شکل ۴- مقایسه میان نتایج شبیه‌سازی و آزمایشگاهی دبی عبوری از روی سرریزجانبی واقع در کانال U شکل

در داخل یک کانال مستطیلی برای رژیم زیربحرانی به وجود یک نقطه ایستایی در انتهای پائین‌دست سرریزجانبی اشاره کرده است [16]. در همه عدهای فرود، بعد از پرش سطحی نقطه ایستایی با حداکثر تراز ارتفاعی بوقوع پیوسته و با افزایش مقدار عدد فرود ارتفاع نقطه ایستایی نیز زیاد می‌شود شکل (۵- الف). همان‌گونه که در سایر مقاطع طولی قابل مشاهده است، با افزایش عدد فرود، عمق جریان در امتداد سرریزجانبی زیاد می‌شود، این در حالی است که در کلیه شبیه‌سازی‌ها مطابق الگوی جریان‌های فوق‌بحرانی عمق جریان در امتداد سرریزجانبی کاهش می‌یابد. هرچند که با دور شدن از دیواره داخلی کانال اصلی آثار سرریزجانبی کمتر شده، به شکلی که تغییرات سطح آزاد جریان در مقطع ۴-۴ نسبت به سایر مقاطع طولی کمتر است شکل (۵- د).

امیرآق‌لو و همکاران [2] در مطالعه‌ی آزمایشگاهی خود بر روی مشخصات جریان زیربحرانی واقع در یک کانال مستطیلی دارای سرریزجانبی به تشکیل یک ناحیه ایستایی در پائین‌دست سرریزجانبی و مجاور دیواره خارجی کانال اصلی اذعان کرده‌اند. آنها علت تشکیل ناحیه مذکور را انحراف خطوط جریان در اثر وجود سرریزجانبی گفتند.

همچنین، نیری و همکاران گزارش کرده‌اند که یک صفحه جدایش جریان به علت فشار مکشی کانال جانبی تشکیل می‌شود [19]. در شکل (۶) طرحی از خطوط جریان دو بعدی به همراه محل صفحه جدایش جریان و ناحیه ایستایی در کانال اصلی برای یکی از مدل‌های شبیه‌سازی شده قابل مشاهده است.

شکل ۴- مقایسه میان نتایج شبیه‌سازی و آزمایشگاهی دبی عبوری از روی سرریزجانبی واقع در کانال U شکل

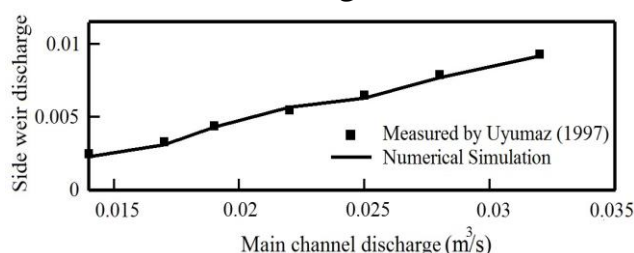


Fig. 4. Comparison of discharge of the side weir located in the U-shaped channel between experimental and numerical cases

مقادیر $(RMSE)$ و (APE) برای دبی عبوری از روی سرریزجانبی به ترتیب برابر $۳٫۸\%$ و $۰٫۰۱۷۷\%$ محاسبه شده که این مقادیر خطا نشان دهنده دقت مناسب مدل عددی در پیش‌بینی رفتار جریان در مجاورت سرریز و دبی عبوری از روی سرریز جانبی است.

در ادامه مطالعه، اثر عدد فرود بالادست کانال اصلی روی مشخصات میدان جریان بررسی می‌شود. همان‌گونه که پیشتر اشاره شد، ایماز [12] مقادیر مختلف دبی عبوری از روی سرریزجانبی را برای دبی‌های متفاوت کانال اصلی در شرایط جریان فوق‌بحرانی اندازه‌گیری نموده‌است. هر یک از دبی‌های ورودی معرف یک عدد فرود خاص است. در شکل (۵) تغییرات سطح آزاد شبیه‌سازی شده در امتداد سرریزجانبی و مقاطع طولی واقع در $Y=۰/۱۲۵$ ، $Y=۰/۱۸۷۵$ ، $Y=۰/۲۴۵$ و $Y=۰/۰۶۲۵$ برای عدد فرودهای مختلف نشان داده شده است. در کلیه مقاطع طولی، عمق جریان از انتهای بالادست سرریزجانبی بسمت انتهای پائین‌دست آن کاهش می‌یابد. برای کلیه عدد فرودها، یک افت سطح آزاد در یک چهارم ابتدایی

شکل ۵ - تغییرات سطح آزاد شبیه‌سازی شده برای عدد فرودهای مختلف الف) مقطع ۱-۱ ب) مقطع ۲-۲ ج) مقطع ۳-۳ د) مقطع ۴-۴

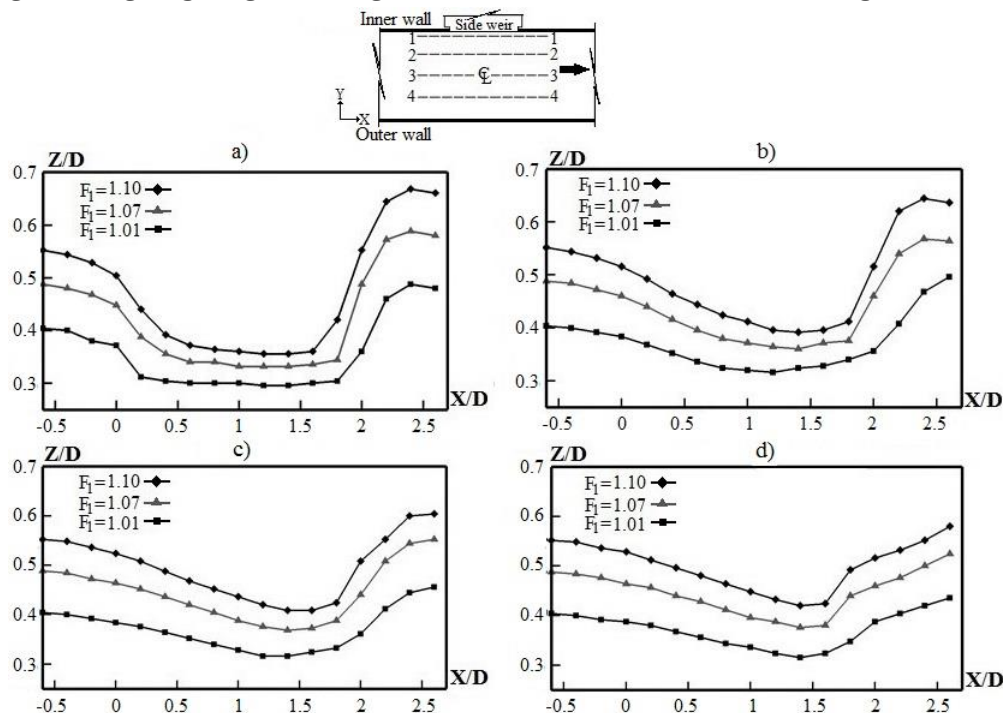


Fig. 5. Changes of the flow free surface for different Froude numbers a) section 1-1, b) section 2-2, c) section 3-3, d) section 4-4

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در یک تراز مشخص با افزایش عدد فرود عرض صفحه جدایش جریان و ابعاد ناحیه ایستایی (L_s و W_s) بزرگ می‌شوند و برای کلیه عدد فرودها، بیشینه عرض صفحه جدایش و ابعاد ناحیه ایستایی به ترتیب در مجاورت سطح آزاد و بستر کانال اصلی اتفاق افتاده است.

با نصب یک سرریز جانبی روی دیواره کانال اصلی، هنگامی که جریان به صفحه‌ی سرریز جانبی نزدیک می‌شود، مولفه عرضی سرعت تولید می‌شود. در شکل (۸) خطوط هم-سرعت مولفه عرضی سرعت در امتداد سرریز جانبی در مقاطع عرضی واقع شده در ابتدا، وسط و انتهای سرریز جانبی برای عدد فرودهای مختلف نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در هر مقطع عرضی با افزایش عدد فرود، مولفه جانبی سرعت جریان زیاد می‌شود. همچنین با پیشروی به سمت انتهای پائین‌دست سرریز جانبی مقدار سرعت جانبی در امتداد سرریز افزایش یافته، به گونه‌ای که برای همه عدد فرودها همواره، بیشینه مقدار سرعت عرضی تقریباً در انتهای پائین‌دست سرریز جانبی بوقوع پیوسته است.

زاویه ریزشی جت جریان (ϕ) به عنوان یکی از

شکل ۶ - نمای خطوط جریان دو بعدی ترسیم شده در کانال اصلی

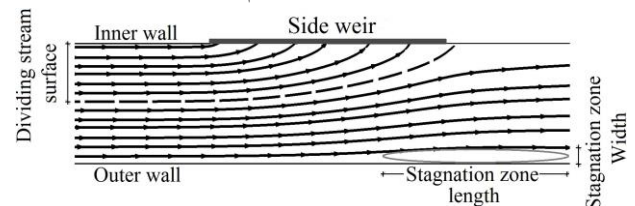


Fig. 6. 2D stream lines in the main channel

در این مطالعه، W_d بعنوان عرض صفحه جدایش جریان و نیز W_s و L_s به ترتیب برابر طول و عرض ناحیه ایستایی معرفی می‌شوند. در شکل (۷) تغییرات W_d و L_s و W_s در برابر عدد فرود بالادست سرریز جانبی (F_1) برای ترازهای ارتفاعی مختلف، در زیر تاج سرریز (متر $Z=0.3$)، هم‌تراز تاج سرریز (متر $Z=0.6$) و بالای تاج سرریز (متر $Z=0.7$) نشان داده شده است. در این نمودارها، محورهای قائم نسبت به قطر کانال اصلی بدون بعد شده‌اند. بر اساس نتایج شبیه‌سازی، عرض صفحه جدایش جریان از کف کانال بسمت تاج سرریز جانبی کاهش یافته و سپس با پیشروی بسوی سطح آزاد جریان عرض صفحه مذکور افزایش می‌یابد. در مقابل، ابعاد ناحیه ایستایی با پیشروی بسمت سطح آزاد کاهش یافته است.

شکل ۷ - مقدار W_d , L_s و W_s در ترازهای متفاوت برای عدد فرودهای مختلف

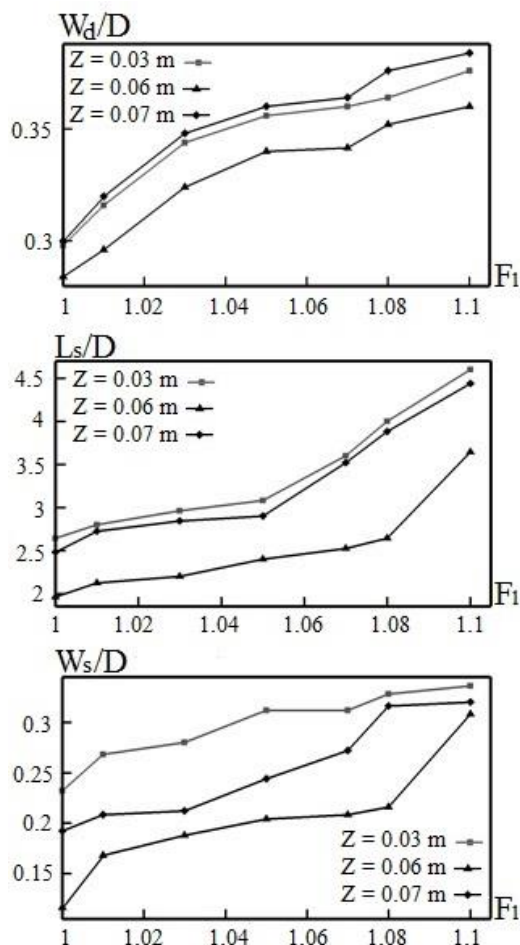


Fig. 7. Quantity of W_d , L_s and W_s at different levels for different Froude numbers

مشخصات هیدرولیکی سرریزهای جانبی در شکل‌گیری جریان انحرافی شناخته می‌شود. رابطه ۱۵ به وسیله باقری و حیدرپور [3] برای محاسبه ϕ در مجاورت تاج سرریزجانبی واقع در یک کانال مستطیلی در شرایط رژیم جریان زیربحرانی پیشنهاد شده است:

$$\phi = \text{Arctan}\left(\frac{V_x}{V_y}\right) \quad (15)$$

که در آن V_x و V_y به ترتیب برابر مولفه طولی و عرضی سرعت در امتداد تاج سرریزجانبی است.

در شکل (۹) تغییرات زاویه ریزشی جت جریان در امتداد تاج سرریزجانبی برای عدد فرودهای مختلف ($F_1=1/0.1$ و $F_1=1/0.7$) نشان داده شده است. لازم به گفتن است که در این شکل‌ها اندازه زاویه ریزشی جت جریان بر حسب درجه است. در قبل و بعد از سرریزجانبی مقدار ϕ برای کلیه عدد فرودها نزدیک به ۹۰ درجه محاسبه شده است (باقری و حیدرپور [3]). زاویه ریزشی جت جریان در امتداد تاج سرریز کاهش یافته و در انتهای پائین‌دست تاج سرریزجانبی به کمترین مقدار خود می‌رسد و سپس با نزدیک شدن به انتهای پائین‌دست اندازه ϕ افزایش می‌یابد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، الگوی تغییرات زاویه ریزشی جت جریان برای کلیه عدد فرودها مشابه است اما کمینه ϕ با افزایش مقدار عدد فرود کاهش یافته است.

شکل ۸ - خطوط هم‌سرعت مولفه عرضی سرعت، در امتداد سرریزجانبی برای عدد فرودهای مختلف

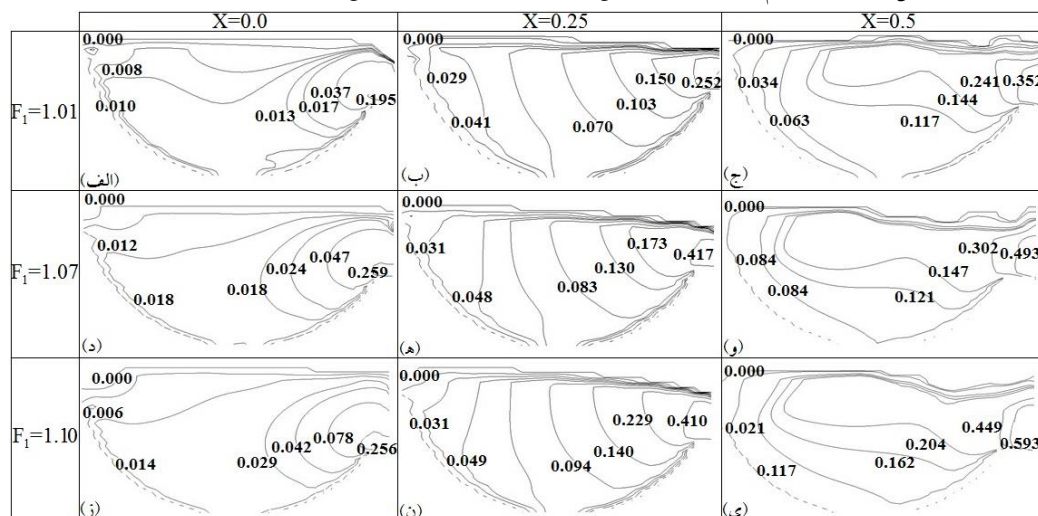


Fig. 8. Transverse component of the velocity contours along the side weir for different Froude numbers

شکل ۱۰ - الگوی تنش برشی بستر در کانال اصلی الف) ($F_1=1/0.1$) ب)

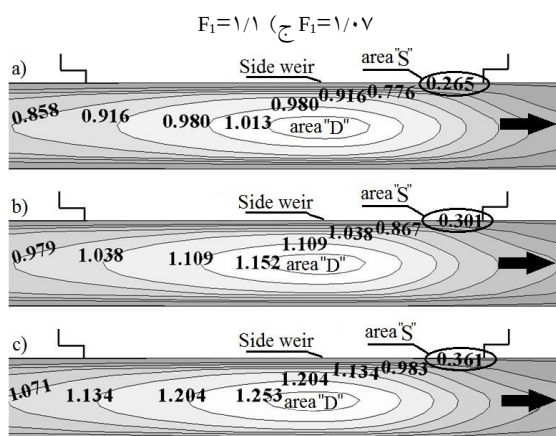


Fig. 10. Bed shear stress pattern in the main channel a) $F_1=1.01$, b) $F_1=1.07$ and c) $F_1=1$

۶- نتیجه گیری

در این مطالعه، میدان و آشفتگی جریان عبوری از داخل یک کانال با مقطع U شکل دارای سرریز جانبی در شرایط فوق-بحرانی با استفاده از نرم افزار فلوتری دی نسخه ۱۰ شبیه سازی شده است. همچنین تغییرات سطح آزاد جریان به وسیله طرح VOF و آشفتگی میدان جریان بوسیله مدل آشفتگی RNG $k-\epsilon$ مدل سازی شده است. مقادیر (APE) و $(RMSE)$ برای پروفیل طولی سطح آزاد جریان و دبی عبوری از روی سرریز جانبی به ترتیب برابر $1/7\%$ ، $2/13\%$ ، $3/8\%$ و $1/77\%$ محاسبه شده که نشان دهنده دقت مناسب مدل عددی در شبیه سازی الگوی جریان است. در ادامه پژوهش، اثر عدد فرود بالادست سرریز جانبی بر روی مشخصات میدان جریان کانال اصلی بررسی شده است. برای کلیه عدد فرودها، در مجاورت سرریز جانبی یک افت سطح آزاد در یک چهارم ابتدایی دهانه سرریز جانبی اتفاق افتاده و بعد از این افت عمق جریان به تدریج کاهش یافته و در یک چهارم انتهایی دهانه سرریز یک پرش سطحی به وقوع می پیوندد. همچنین در انتهای پرش سطحی نقطه ای ایستایی با بیشینه تراز ارتفاعی اتفاق افتاده است. عرض صفحه جدایش جریان از کف کانال به سمت تاج سرریز جانبی کاهش یافته و سپس با پیشروی بسوی سطح آزاد جریان عرض صفحه جدایش جریان و ابعاد ناحیه فرودها، بیشینه عرض صفحه جدایش جریان و ابعاد ناحیه ایستایی به ترتیب در مجاورت سطح آزاد و بستر کانال اصلی

شکل ۹ - تغییرات زاویه ریزشی جت جریان در امتداد تاج سرریز جانبی

الف) ($F_1=1/0.1$) ب) ($F_1=1/0.7$) ج) ($F_1=1/1$)

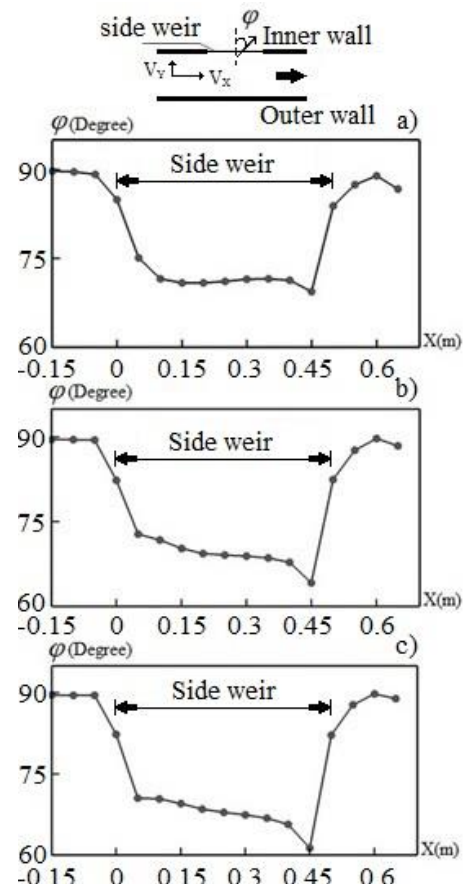


Fig. 9. Changes of falling angle of the jet flow along the side weir a) $F_1=1.01$, b) $F_1=1.07$ and c) $F_1=1$

الگوی تنش برشی در پیش بینی نواحی محتمل آبشستگی و رسوب گذاری استفاده می شود. در شکل (۱۰) الگوی تنش برشی بستر در مجاورت کف کانال اصلی برای عدد فرودهای مختلف نشان داده شده است. با حرکت در امتداد محور مرکزی کانال اصلی، از ابتدای بالادست سرریز جانبی به سمت وسط دهانه مقدار تنش برشی در حال افزایش بوده به گونه ای که بیشینه مقدار آن در ناحیه "D" بوقوع پیوسته است. سپس با پیشروی به سمت انتهای پائین دست کانال اصلی از مقدار تنش برشی کاسته می شود. کمینه مقدار تنش برشی بستر زیر ناحیه ایستایی و در انتهای پائین دست سرریز جانبی اتفاق می افتد (ناحیه "S"). پس به ترتیب در نواحی "D" و "S" احتمال وقوع آبشستگی و رسوب گذاری وجود دارد. همان گونه که در شکل (۱۰) مشاهده می شود، بطور کلی با افزایش عدد فرود، مقدار تنش برشی بستر در داخل کانال اصلی زیاد شده است.

Outflow from Supercritical Channel Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(10), 769-776.

8. Pathirana K. P. P., Munas M. M. & Jaleel A. L. A. 2006 Discharge Coefficient for Sharp-Crested Side Weir in Supercritical Flow. *Journal of the Institution of Engineers*, 39(2), 17-24.

9. Rao K. H. & Pillai C. R. 2008 Study of flow over side weirs under supercritical conditions. *Water Resources Management*, 12, 131-143.

10. Coonrod J., Ho J. & Bernardo N. 2009 Lateral outflow from supercritical channels." Proc., 33rd International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR) Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment, IAHR, Madrid, Spain, 123-130.

11. Hager W. H., Hager K., & Weyermann H. 1983 Die hydraulische Berechnung von Streichwehren in Entlastungsbauwerken der kanalis ationstechnik. *Gas-Wasser-Abwasser*. 63, 309-329. (In German)

12. Uyumaz A. 1997 Side weir in U-shaped channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(7), 639-646.

13. Vatankhah A. R. 2013 Water surface profiles along a rectangular side weir in a U-shaped channel. *Journal of Hydrological Engineering*, 18(5), 595-602.

14. Qu J. 2005 *Three dimensional turbulence modeling for free surface flows*. PhD thesis, Concordia University, Montreal, Quebec, Canada.

15. Tadayon R. 2009 *Modeling Curvilinear Flows in Hydraulic Structures*. PhD thesis, Concordia University, Montreal, Quebec, Canada.

16. Aydin M. C. 2012 CFD simulation of free-surface flow over triangular labyrinth side weir. *Advances in Engineering Software*, 45, 159-166.

17. Aydin M. C. & Emiroglu M. E. 2013 Determination of capacity of labyrinth side weir by CFD. *Flow Measurment and Instrumentation*, 29, 1-8.

18. FLOW 3D User's Manual. 2011. Version 10.0. Flow Science Inc.

19. Neary V.S., Odgaard A. & Sotiropoulos F. 1999 Three-dimensional numerical model of lateral-intake inflows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(2), 126-140.

اتفاق افتاده است. زاویه ریزشی جت جریان در امتداد سرریز کاهش یافته و در انتهای پائین دست سرریز جانبی به کمترین مقدار خود می رسد و سپس با نزدیک شدن به انتهای پائین دست سرریز اندازه زاویه مذکور افزایش می یابد. با حرکت در امتداد محور مرکزی کانال اصلی، از ابتدای بالادست سرریز جانبی به سمت وسط دهانه مقدار تنش برشی در حال افزایش بوده به گونه ای که بیشینه مقدار آن در داخل کانال اصلی و در وسط دهانه سرریز (ناحیه "D") اتفاق افتاده و در مقابل حداقل مقدار تنش برشی زیر ناحیه ایستایی و در انتهای پائین دست سرریز جانبی (ناحیه "S") بوقوع پیوسته است.

References

۷- مراجع

1. Yüksel E. 2004 Effect of specific energy variation on lateral overflows. *Flow Measurment and Instrumentation*, 15(5-6), 259-269.
2. Emiroglu M. E., Agaccioğlu H. & Kaya N. 2011 Discharging capacity of rectangular side weirs in straight open channels. *Flow Measurment and Instrumentation*, 22(4), 319-330.
3. Bagheri S. & Heidarpour M. 2012 Characteristics of Flow over Rectangular Sharp-Crested Side Weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 138(6), 541-547.
4. Novak G., Kozelj D., Steinman F. & Bajcar T. 2013 Study of flow at side weir in narrow flume using visualization techniques. *Flow Measurment and Instrumentation*, 29, 45-51.
5. Hager W. H. 1994 Supercritical Flow in Circular-Shaped Side Weir. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 120(1), 1-12.
6. Ghodsian M. 2003 Supercritical Flow over a Rectangular Side Weir. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30, 596-600.
7. Mizumura K., Yamasaka M. & Adachi J. 2003 Side

The Upstream Froude Number Effect on the Flow Field of the U-shaped Channel along the Side Weir in the Supercritical Flow Regimes

H. Azimi¹, A. Eghbalzadeh^{2*}, M. Javan²

1- M.Sc., Department of Civil Engineering., Razi University., Kermanshah

2- Assist. Prof., Department of Civil Engineering., Razi University., Kermanshah

*Eghbalzadeh@gmail.com

Abstract:

The U-shaped channels are applied as a transition cross-section from rectangular to circular in manholes. Also the U-shaped channels along the side weirs are used in the sewage networks, irrigation-drainage systems, flood protection and etc. The flow in the main channel along the side weir can be the supercritical conditions. In this study, the free surface flow in the supercritical regime has been simulated by FLOW-3D software, RNG $k - \varepsilon$ model and volume of fluid (VOF) scheme in a U-shaped channel along the side weir. The comparison between the numerical and experimental results showed that the numerical simulation predicted the free surface flow with the reasonable accuracy. Generally, the flow depth decreases with distance from the upstream end of the side weir towards the downstream end in the U-shaped channel. The APE and RMSE of the water surface profile along the side weir have been computed 1.7% and 0.213%, respectively. Also, the APE and RMSE were respectively 3.8% and 0.0177% for the discharges over the side weir. In continue, the effects of the upstream Froude number on the flow pattern in the main channel were investigated. For all Froude numbers, because of entrance effects, a free surface drop occurred at the upstream end of the side weir and the water depth gradually reduced toward the downstream end. Then, a surface jump happened at the last fourth of the side weir length in the vicinity of the inner bank. Unlike the potential energy, the kinetic energy increases along the surface jump. Also, a stagnation point is created at the end of the surface jump. The height of this stagnation point increases with increasing the Froude numbers. In addition, the dividing stream surface and stagnation zone were respectively produced near the inner and outer bank in the main channel along a side weir. The dividing stream surface reduces from channel bottom toward the side weir crest then increases to the flow surface. Also, the dimensions of the dividing stream surface and stagnation zone increased with increasing Froude number. The maximum lateral flow in the U-shaped channel occurs almost at the downstream end of the side weir. The transverse velocity increases at each cross-section of the main channel with increasing Froude number. The angle of the spilling jet (φ) was close to 90° at the upstream and downstream of the side weir crest and the pattern of spilling jet angle is similar for all Froude numbers. The minimum angle of the spilling happens approximately at the downstream of the side weir crest however, the minimum φ decreases with increasing Froude number. The pattern of the bed shear stress can be used to prediction of the areas of the scour and sedimentation in the alluvial channels. In the U-shaped channel along a side weir, the bed shear stress increases along the main channel axis from the beginning of the side weir toward the middle then decreases toward the downstream end. Generally, with increasing Froude number, the bed shear stress increases in the main channel along the side weir.

Keywords: Supercritical flow; U-shaped channel; Side weir; Numerical simulation; Froude number.

بهینه‌سازی توپولوژی و شکل سازه‌های پیوسته غیرخطی با روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها

یاسر علوی‌نیا^۱ و محمدحسین ابوالبشری^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی مکانیک، دانشگاه فردوسی مشهد

۲- استاد، گروه مکانیک، مرکز پژوهشی مهندسی تولید ناب، دانشگاه فردوسی مشهد

* abolbash@um.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۵/۰۲]

چکیده-

روش‌های بهینه‌سازی توپولوژی قادرند طرح‌هایی را با بهترین طرح سازه برای عملکردهای سازه‌ای پیدا کنند. یکی از این روش‌ها، بهینه‌سازی تکاملی سازه‌هاست. بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها^۱ به معنای حذف مواد ناکارآمد از سازه است به گونه‌ای که نتایج به دست آمده در هر مرحله به سمت طرح بهینه پیش می‌روند. بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی^۲ شکل بهبودیافته‌ی روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها است که علاوه بر حذف المان، قابلیت اضافه کردن المان را هم دارد. تاکنون فرایند حذف و اضافه کردن المان با روش‌های مختلف و برای انواع معیارهای بهینه‌سازی انجام شده است. در این پژوهش مسئله بهینه‌سازی با معیار سفتی برای سازه‌های غیرخطی هندسی، غیرخطی وابسته به ماده انجام شده است. برای اثبات درستی و کارایی الگوریتم، عمل بهینه‌سازی روی چند سازه در دو حالت خطی و غیرخطی انجام شده و نتیجه‌های به دست آمده با طرح‌های بهینه پیشنهاد شده با استفاده از روش‌های دیگر مقایسه شده است. شکل بهینه در دو حالت خطی و غیرخطی به طور محسوس متفاوت و برای تحلیل غیرخطی نامتقارن به دست می‌آید. زمان اجرای برنامه در حالات غیرخطی بیشتر از حالت خطی است ولی با تحلیل غیرخطی سازه‌ها یک طرح بهینه با سفتی بیشتر به دست می‌آید. در ادامه به تحلیل خطی و غیرخطی در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها پرداخته شده است. هدف پیدا کردن بهترین شکل حفره است به گونه‌ای که تنش بیشینه به کمترین مقدار خود برسد. نتیجه‌ها نشان می‌دهد که بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها توانایی خوبی در بهینه‌سازی شکل حفره‌ها در سازه‌های غیرخطی دارد.

واژگان کلیدی: بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها، تحلیل غیرخطی، بهینه‌سازی شکل، بیشینه سازی سفتی.

۱- مقدمه

در سال ۱۹۰۴ میشل^۳ توانست اصول بنیادین تئوری خود

را موسوم به «تئوری چیدمان بهینه^۴» معرفی کند [1]. به موازات تئوری چیدمان بهینه، بهینه‌سازی محاسباتی مسائل سازه‌ای نیز توسعه پیدا کرد [2]. هرچند که این روش‌ها برای مسائل کوچک و ساده مناسب بودند، ولی مسائلی که به وسیله

نخستین بار موضوع بهینه‌سازی برای تعیین مقدارهای بیشینه و کمینه مطلق یک تابع پیوسته مطرح شد. با گذشت زمان مهندسان علاقه‌مند شدند که از این مفهوم نوین به منظور یافتن بهترین پاسخ در مسائل مهندسی استفاده کنند. آن‌ها موفق شدند اصول بهینه‌سازی را با یافته‌های تحلیلی جدید خود ترکیب کرده، از آن‌ها برای بهینه‌سازی سازه‌ها استفاده کنند.

1. Evolutionary Structural Optimization(ESO)
2. Bi-directional Evolutionary Structural Optimization (BESO)
3. Michel
4. Optimal layout theory

روش‌های سنتی حل شده‌اند، پاسخ‌های استاندارد برای مقایسه نتیجه‌ها با روش‌های دیگر بهینه‌سازی فراهم آورده‌اند. دانشمندان بسیاری در صد سال گذشته در موضوع بهینه‌سازی سازه‌ها مطالعه کرده‌اند که مهم‌ترین این پژوهش‌ها به وسیله همپ^۱ [2]، رزوانی^۲ [1] و متک^۳ [3] انجام شده است. به عنوان نمونه متک در سال ۱۹۸۶ توانست روش جدیدی را در بهینه‌سازی سازه‌های مکانیکی ارائه کند. در این روش که به نام روش رشد بیولوژیکی مشهور شد و در سال ۱۹۹۴ به روش رشد سازگار بیولوژیکی تغییر نام یافت [4] از رفتار طبیعت و به ویژه درختان الهام گرفته شد. امروزه روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها توجه پژوهشگران بسیاری را به خود جلب کرده است، زیرا فن مزبور بسیار ساده و کارا است. بهینه‌سازی تکاملی سازه با استفاده از معیار تنش اولین بار به وسیله استیون و زی [5] ارائه شد. بعدها روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با معیار تغییر مکان و سفتی به وسیله‌ی چو و همکاران [6] نشان داده شد. اعداد حساسیت بر اساس روابط کمانش به وسیله‌ی مانیکاراجا و همکاران [7] و فرکانس طبیعی به وسیله‌ی زاو و همکاران [8] برای روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها به کار گرفته شدند. پس از اثبات کارایی روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها؛ از این روش در مسائلی شامل چند بارگذاری [9] و مسائل دینامیکی [10] استفاده شد. افزون بر این عمر خستگی به عنوان معیاری برای حذف مواد به عنوان قید یا تابع هدف با استفاده از روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها به وسیله‌ی هایبا [11] مطالعه شد. پس از آن بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبردهای افزودنی^۴ به وسیله‌ی زی و همکاران معرفی شد [12].

بهینه‌سازی تکاملی دو جهتی سازه‌ها شکل توسعه‌یافته روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌های سنتی است که از افزودن جزء نیز در کنار حذف جزء استفاده می‌کند. به عبارت دیگر این روش به صورت اضافه کردن جزءهای مؤثر و کارا و حذف جزءهای ناکارا در ساختار کمینه سازه است. ژای و

استیون قدرت روش بهینه‌سازی تکاملی دو جهتی سازه‌ها را در حل مسائلی با قیود تنش، کرنش، تغییر مکان و فرکانس اثبات کرده‌اند [13]. با توجه به اهمیتی که بحث غیرخطی بودن در فرآیند بهینه‌سازی دارد به این بحث در روش‌های بهینه‌سازی مختلفی توجه شده است. بهینه‌سازی توپولوژی با هندسه غیرخطی به وسیله‌ی نوص و همکاران [14] برای بیشینه کردن بار کمانشی بحرانی انجام شد. طراحی خرپاهایی با ماده‌ی غیرخطی به وسیله‌ی تیلور و لگو [15] و تیلور [16]، بهینه‌سازی توپولوژی با ماده‌ی غیرخطی به وسیله‌ی یاگ و کیکیوچی [17] انجام شد. به حداقل رساندن مناطق پلاستیکی در جابه‌جایی به وسیله‌ی تادئوس و کاس [18] به عنوان یک معیار بهینه‌سازی با استفاده از توزیع الگوریتم‌های تکاملی در بهینه‌سازی سازه‌های غیرخطی صورت گرفت. زی و هانگ [19] برای بهینه‌سازی توپولوژی سازه‌های دوره‌ای از روش بهینه‌سازی ساختاری تکاملی دو جهته استفاده کردند. هر چند روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها از روش‌های قدیمی است و از سال ۱۹۹۳ اولین پژوهش‌ها در این زمینه منتشر شد ولی تا کنون صدها مقاله در زمینه بهینه‌سازی سازه‌ها و سیستم‌ها با استفاده از این روش و راهبرد دوجتهی آن چاپ شده و این پژوهش نیز در زمینه توسعه این روش و توانمندی آن در حل مسائل غیرخطی است.

۲- بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها

روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها بین روش‌های ابتکاری و روش‌های گرادیان قرار می‌گیرند. این بدان معناست که بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها می‌تواند با جستجو در فضای طراحی هم به کمینه‌های محلی و هم به کمینه مطلق دست یابد [20]. ولی به دلیل ویژگی تکاملی آن، بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها هنگام برخورد به کمینه محلی توقف نخواهد کرد، بلکه به جستجوی خود برای رسیدن به پاسخ بهتر ادامه می‌دهد. نخستین بار کوثرین [20] در پژوهش‌های خود، درستی ریاضی روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها را به عنوان یک روش منطقی بهینه‌سازی سازه‌ها به اثبات رساند.

1. Hemp
2. Rozvany
3. Mattheck
4. Additive Evolutionary Structural Optimization (AESO)

۱-۲ الگوریتم بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها

روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها از اصولی بسیار ساده و پایدار^۱ پیروی می‌کند. مراحل اجرای روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها به شرح زیر است [20]:

۱- ایجاد تقسیم‌بندی اجزای محدودی که تمام دامنه طراحی سازه را پوشش دهد.

۲- اعمال تمامی قیود مرزی سینماتیک، نیروها، مواد و خواص جزءها.

۳- تعیین معیار مورد استفاده برای بهینه‌سازی سازه، به عنوان نمونه تنش وان میسر.

۴- تعیین عامل محرک^۲ بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها، مقدار بیشینه یا میانگین تنش وان میسر در دامنه طراحی.

۵- تحلیل اجزای محدود استاتیک سازه.

۶- اعمال نامساوی بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها، معادله ۱ و تعیین جزءهایی که در آن صدق می‌کنند. اگر جزئی این معادله را برآورده کند از دامنه طراحی سازه حذف می‌شود.

$$\sigma_e \leq RR \cdot \sigma_{vmax} \quad (1)$$

که در آن σ_e مقدار تنش وان میسر یا هر معیار انتخاب‌شده دیگری در جزء، σ_{vmax} مقدار بیشینه تنش وان میسر یا هر معیار انتخاب‌شده دیگری در کل سازه و RR نسبت حذف^۳، که کاربرد آن میرا کردن و یا به تأخیر انداختن فرآیند حذف جزء است، می‌باشند. این نسبت با مقدارهای کوچکی شروع‌شده، به آرامی رشد می‌کند تا بدین وسیله اطمینان ایجاد شود که تنها تعداد اندکی جزء در هر تکرار حذف می‌شوند و دامنه طراحی حاصل از هر تکرار تفاوت بسیار زیادی نسبت به تکرار پیشین ندارد.

۲-۲ بهینه‌سازی تکاملی دو جهتی سازه‌ها

یکی از ایراداتی که به روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌های سنتی وارد می‌شود این است که در این روش اگر جزئی حذف شود، قابلیت بازگشت دوباره به ساختار سازه

را نخواهد داشت. درحالی‌که ممکن است به جزء حذف‌شده در مراحل بعد دوباره نیازمند باشد. به منظور برطرف نمودن این اشکال، روش جدیدی به نام بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی^۴ ارائه شد. در این روش اجازه داده می‌شود که جزءهای حذف‌شده در صورت نیاز به ساختار سازه بازگردند. بهینه‌سازی تکاملی سازه‌های دو جهتی همچنین می‌تواند به منظور بررسی اینکه آیا بهینه‌سازی تکاملی سازه‌های سنتی جزءها را پیش از موعد از سازه حذف می‌کند نیز به کار گرفته شود.

۳- کاربرد بهینه‌سازی تکاملی دو جهتی سازه‌ها در تحلیل سازه‌های غیرخطی

در ادامه برای اثبات کارایی و توانایی روش‌های بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها و بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی در حل مسائل بهینه‌سازی، این روش به چند سازه نمونه در حالت الاستیک خطی و حالت‌های غیرخطی هندسی و غیرخطی مادی با معیار سفتی اعمال شده و با نتیجه‌های به دست آمده از پژوهش‌های مختلف مقایسه شده است. در نمونه‌های زیر هدف، بیشینه سازی سفتی سازه است و حجم سازه به عنوان قید در نظر گرفته شده است به گونه‌ای که با رسیدن حجم سازه به مقدار تعیین‌شده (مثلاً ۵۰ درصد حجم اولیه) برنامه متوقف می‌شود. از نرم‌افزار انسیس ۱۲/۱ برای تحلیل اجزاء محدود سازه‌ها و از محیط نرم‌افزار متلب^۵ برای برنامه‌نویسی بهینه‌سازی سازه‌ها استفاده شده است.

۳-۱ تحلیل سازه غیرخطی هندسی

این نمونه بهینه‌سازی سفتی یک تیر یک سر گیردار بوهل [21] تحت بار متمرکز است (شکل ۱). در این نمونه از سازه‌ای با ابعاد طول ۱ متر عرض ۰/۲۵ متر و ضخامت ۰/۱ متر استفاده شده است. یک طرف تیر کاملاً مقید شده و طرف دیگر آن آزاد است و بار ۶۰ کیلو نیوتنی را تحمل می‌کند.

1. Robust
2. Driving parameter
3. Rejection Ratio

4. Bidirectional ESO

5. MATLAB

شکل (۱) حوزه طراحی، شرایط مرزی و بارگذاری تیر یک سر گیردار

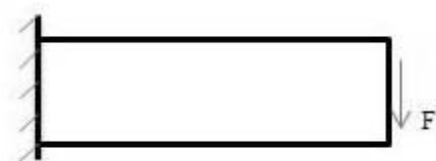


Fig. 1. Design domain, boundary condition, and loading for cantilever beam

شکل (۳) تغییر مکان سازه در طرح بهینه خطی



Fig. 3. Optimum design displacement using linear analysis

طرح بهینه غیرخطی به دست آمده از روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی با استفاده از تحلیل جزء محدود غیرخطی هندسی در شکل (۴) نشان داده شده است. همان گونه که در شکل‌های (۲ و ۴) مشاهده می‌شود طرح‌های بهینه با استفاده از تحلیل خطی و غیرخطی کاملاً متفاوت است. با استفاده از تحلیل جزء محدود غیرخطی هندسی، سازه بهینه غیرمقارن شده است. شکل (۷) تغییر مکان سازه در طرح بهینه غیرخطی را نشان می‌دهد. همان گونه که مشهود است توپولوژی‌های بهینه برای سازه‌هایی که تحت تغییر شکل زیاد است به شدت بارگذاری بسیار وابسته است.

شکل (۴) طرح بهینه غیرخطی



Fig. 4. Optimum design using nonlinear analysis

شکل (۵) تغییر مکان سازه در طرح بهینه غیرخطی



Fig. 5. Displacement of the optimum structure using nonlinear analysis

برای پیدا کردن اینکه کدام طرح بهتر است کار مکمل با استفاده از تحلیل جزء محدود برای هر دو حالت طرح‌های خطی و غیرخطی محاسبه شده است. نتیجه‌ها در جدول (۱) نشان داده شده است. در جدول (۱) همچنین نتایج به دست آمده از روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی با روش مواد جامد ایزوتروپیک با تابع جریمه برای چگالی‌های متوسط^۳ مقایسه شده است. نکته‌ای که کاملاً بارز است این است که طرح‌های روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد

فرض شده است جزءها فقط می‌توانند از ۵۰٪ حوزه طراحی حذف شوند. تعداد جزءها در راستای طول تیر ۱۰۰ و در راستای عرض تیر ۳۰ جزء است. همچنین از جزءهای چهارگوش^۱ ۴۹ برای تحلیل تیر استفاده شده است. مقدارهای مدول الاستیسیته خطی و ضریب پواسون به ترتیب ۳ گیگاپاسکال و ۰/۴ در نظر گرفته شده است. ماده الاستیک خطی و عامل‌های بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی به ترتیب عبارت‌اند از $ER = 1\%$ و $AR_{max} = 1\%$ ، خطا ۱٪ لحاظ شده است. شرایط غیرخطی هندسی سازه بدین صورت تعیین شده است که برای نیروی ۶۰ کیلونیوتنی تعداد ۱۰ زیر بازه در نظر گرفته شده است و زمان در پایان بارگذاری اول 10^{-7} ثانیه و زمان در پایان بارگذاری دوم ۱/۵ ثانیه تعیین شده است. برای اطمینان از اینکه در هر تکرار تعداد محدودی جزء اضافه می‌شوند، AR_{max} ، نسبت اضافه حجمی بیشینه^۲ تعریف می‌شود.

اگر این نمونه با استفاده از تحلیل جزء محدود خطی انجام گیرد شکل بهینه وابسته به شدت بارگذاری نخواهد بود. ابتدا بهینه‌سازی توپولوژی تیر با استفاده از تحلیل جزء محدود خطی برای پیدا کردن طرح بهینه خطی انجام شده است. همان گونه که انتظار می‌رود توپولوژی طرح بهینه خطی مقارن است (شکل ۲). تغییر مکان سازه در شکل (۳) طرح بهینه خطی را نشان می‌دهد.

شکل (۲) توپولوژی بهینه تحلیل خطی



Fig. 2. Optimum topology using linear analysis

انتخاب شده است. برای نشان دادن اختلاف بین طرح خطی و طرح الاستوپلاستیک، ابتدا مسئله با استفاده از تحلیل جزء محدود خطی حل شده است و نتیجه‌های طرح بهینه در شکل (۷) نشان داده شده است. از آنجایی که ماده دارای ویژگی‌های خطی است هندسه بهینه به دست آمده همان‌گونه که در شکل (۹) نشان می‌دهد از خود رفتار خطی نشان می‌دهد.

شکل (۷) شکل بهینه حاصل از تحلیل خطی

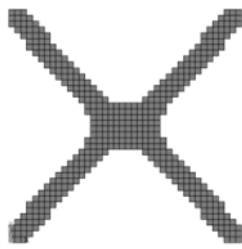


Fig. 7. Optimum shape using linear analysis

زمانی که این مسئله با استفاده از تحلیل جزء محدود غیرخطی وابسته به ماده تحلیل شده است، همان‌گونه که در شکل (۸) نشان داده شده است توپولوژی بهینه متفاوتی به دست آمده است.

شکل (۸) شکل بهینه تحلیل غیرخطی

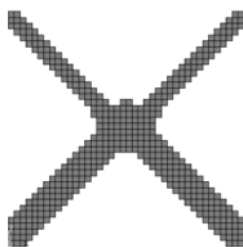


Fig. 8. Optimum shape using nonlinear analysis

زمانی که تحلیل جزء محدود برای هر دو حالت طرح‌های خطی و غیرخطی به کار گرفته شد، مقدار کار مکمل و انحراف نهایی به ترتیب ۱۱,۳۳ ژول و ۰/۹۴ میلی‌متر برای طرح خطی و مقدارهای ۶/۹۵ ژول و ۰/۷۸ میلی‌متر برای طرح غیرخطی به دست آمد که این مسئله نشان می‌دهد که طرح غیرخطی بسیار محکم‌تر و سفت‌تر از طرح خطی است. تغییرات کار مکمل و حجم سازه را در تحلیل غیرخطی در طول فرایند نشان می‌دهد. همان‌گونه که دیده می‌شود مقدار کار مکمل در مقدار ثابت ۶/۹۵ ژول همگرا شده است همچنین حجم توپولوژی از مقدار ۱ مترمکعب به مقدار ۰/۲۰ مترمکعب کاهش پیدا کرده و در تکرارهای پایانی در این مقدار

دو جهتی کار مکمل کمتری دارند اگرچه توپولوژی بهینه در این دو روش بسیار مشابه است.

جدول (۱) مقایسه کار مکمل

Complementary work (kJ)	
Linearly designed using Bi-directional evolutionary structural optimization	2.175
Nonlinearly designed using Bi-directional evolutionary structural optimization	2.170
Nonlinearly designed using SIMP [20]	2.331

Table 1. Comparison of complementary work

۳-۲- تحلیل غیرخطی وابسته به ماده

در این نمونه بهینه‌سازی سفتی صفحه‌ای که در شکل (۶) نشان داده شده در نظر گرفته شده است. ابعاد صفحه مورد مطالعه ۰/۱×۰/۱×۰/۲ متر و بار ۲۰ کیلو نیوتونی در صفحه و به مرکز صفحه اعمال شده است.

شکل (۶) حوزه طراحی، شرایط مرزی و بارگذاری صفحه برای سازه غیرخطی

مادی

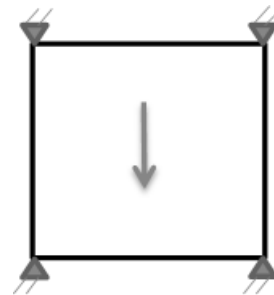


Fig. 6. Design domain, boundary condition, and loading for plate with material nonlinearity

مدل دارای ویژگی‌های الاستیک-پلاستیک دراکر-پراگر^۱ با زاویه شکست ۴۰ درجه و زاویه تأخیر ۴۰ درجه است و همچنین دارای تنش تسلیم ۴۰ مگاپاسکال و مدول یانگ ۲۰ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ است. فرض شده است فقط ۲۰٪ حجم سازه در طرح پایانی باقی بماند. تعداد جزءها در طول و عرض صفحه ۴۰ جزء در نظر گرفته شده است. برای عامل‌های بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی مقدارهای ER و AR_{max} ۲٪

1. Drucker-Prager

مختلف نشان می‌دهد که P_i نقطه کلیدی و d_i مقدار مسافتی است که نقاط کلیدی بر روی مرز سازه حرکت می‌کنند.

شکل (۹) چگونگی تغییر مکان نقاط کلیدی روی مرز سازه

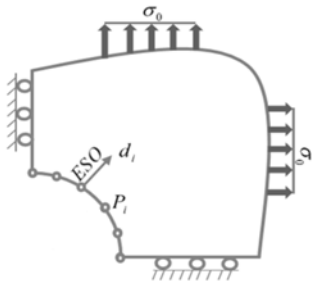


Fig. 9. Key points displacements along the structural boundary

برای روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها مقدار d_i با استفاده از معادله زیر به دست می‌آید:

$$d_i = C \left| \frac{\sigma_{\max} - \sigma_i}{\sigma_{\max}} \right| \quad (2)$$

که $\sigma_{\max}$ بیشینه تنش در مرز مطالعه شده و σ_i مقدارهای تنش در هر یک از نقاط کلیدی است. در این معادله C مقدار ثابتی بین $0/001 - 0/001$ دارد. معادله ۲ نشان می‌دهد مقدار تغییر مکان نقاط کلیدی مرتبط با اختلاف تنش هر نقطه کلیدی با تنش بیشینه است. مشهود است که مقدار بزرگ‌تر C تغییر مکان بیشتر نقاط کلیدی را سبب می‌شود. باید توجه شود که C با دقت انتخاب شود. افزایش بیش از اندازه آن باعث افزایش تنش بیشینه در تکرار بعدی خواهد شد و در نتیجه واگرایی فرایند بهینه‌سازی را سبب می‌شود.

رویکرد اصلی روش بهینه‌سازی شامل مراحل زیر است:

۱. ایجاد مدل هندسی و شبکه‌بندی مدل
۲. تعیین عامل‌های غیرخطی مادی مانند تنش تسلیم، غیرخطی هندسی مانند تعداد زیر بازه نیرو و زمان اعمال نیرو
۳. تحلیل اجزای محدود و به دست آوردن تنش در مرز سازه مطالعه شده
۴. مقایسه تنش در نقاط کلیدی با تنش بیشینه در مرز سوراخ
۵. تغییر مکان نقاط کنترلی مورد نظر طبق رابطه ۴
۶. همگرایی بهینه‌سازی: در این مرحله عامل Cv که معیاری برای یکنواختی و بهبود تنش محسوب می‌شود، به صورت معادله زیر تعریف می‌شود.

$$Cv = \left| \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right| \quad (3)$$

همگرا شده است که کاهش ۸۰ درصدی حجم سازه را نشان می‌دهد. تغییر مکان سازه در طرح بهینه غیرخطی را شکل (۱۲) نشان می‌دهد.

۴- کاربرد تحلیل غیرخطی در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها

در این بخش دو نمونه با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها تحلیل شده و دقت و کارایی روش آن برای مسائل غیرخطی نشان داده شده است. با نوشتن برنامه به زبان برنامه‌نویسی پارامتریک نرم‌افزار انسیس^۱ مدل‌سازی، تحلیل جزء محدود و بهینه‌سازی سازه انجام شده است. از منحنی اسپلین^۲ برای مدل‌سازی مرز قسمت مطالعه استفاده شده است. هدف به دست آوردن شکل بهینه سازه است با حذف تمرکز تنش به گونه‌ای که فاکتور تمرکز تنش کمترین مقدار خود را داشته باشد. الگوریتم بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها پیاده‌سازی شده و روی سازه‌های مختلفی همچون صفحات سوراخ دار و انواع فیلت‌ها اعمال شده است. نتیجه‌ها نشان می‌دهد این الگوریتم‌ها تا حد زیادی می‌توانند اهداف ما در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها از جمله یکنواختی تنش و نیز کاهش مواد مصرفی را برآورده سازند.

۴-۱- الگوریتم به کار گرفته شده

تنش در تمام قسمت‌های سازه باید یکنواخت باشد. این مفهوم به معیاری برای اصلاح شکل هندسی منجر می‌شود. رویکرد اصلی روش حذف مواد ناکارآمد از سازه در یک فرایند تکاملی است. با حذف تدریجی مصالح ناکارآمد سازه‌ای با توزیع یکنواخت تنش به وجود می‌آید. روش استفاده در این پژوهش مشابه رویکرد بهینه‌سازی تکاملی سازه‌هاست با این تفاوت که به جای حذف جزء‌های ناکارآمد از سازه، نقاط کلیدی روی مرز سازه در نظر گرفته شده و الگوریتم تعریف شده نقاط کلیدی را روی مرز سازه جابه‌جا می‌کند. چگونگی حرکت نقاط کلیدی در مرز سازه را شکل (۹) برای سازه‌های

1. ANSYS Parametric Design Language
2. Spline Curve

مدول یانگ و ضریب پواسون به ترتیب ۲۱۰ گیگاپاسکال و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. عامل‌های تحلیل غیرخطی مانند تنش تسلیم ۱۰۰ مگاپاسکال و مدول برشی ۰/۲ برابر مدول یانگ انتخاب شده است. شکل (۱۲) نمودار تنش- کرنش سازه مطالعه شده را نشان می‌دهد. عامل‌های غیرخطی هندسی شامل زمان در پایان بارگذاری اول 10^{-7} و زمان در پایان بارگذاری دوم ۱/۵ و تعداد زیر بازه ۱۰ در نظر گرفته شده است.

شکل (۱۳) نمودار تنش و کرنش ماده

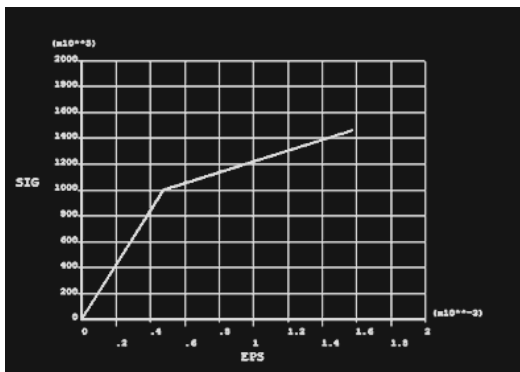


Fig. 12. Stress-strain diagram of the material

تنش بیشینه در سوراخ اولیه ۱۶۱ مگاپاسکال است. بر مبنای الگوریتم به کار گرفته شده در این مقاله از روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها برای بهینه‌سازی شکل سوراخ استفاده شده است. در شکل (۱۳) توزیع تنش وان میسر با استفاده از روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها و استفاده از تحلیل غیرخطی نشان داده شده است که تنش بیشینه از مقدار ۱۶۱ مگاپاسکال به مقدار ۱۱۵ مگاپاسکال کاهش یافته است. در شکل (۱۴) توزیع نرمال تنش بیشینه در حالت اولیه و بهینه در مرز سوراخ نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود تنش در مرز سازه در مقدار ۱۱۵ مگاپاسکال ثابت شده و توزیع تنش در مرز سازه کاملاً یکنواخت شده است. جدول (۲) مقایسه نتیجه‌های به دست آمده با استفاده از تحلیل خطی و غیرخطی را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود میزان کاهش تنش بیشینه با استفاده از روش رشد بیولوژیکی [۱] ۳۹٪ و با استفاده از روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها، ۲۸٪ است که در این روش از تحلیل غیرخطی استفاده شده است.

که در این معادله $\sigma_{\max}$ و $\sigma_{\min}$ مقدارهای تنش‌های بیشینه و کمینه در تمام مرز مطالعه شده است. ۷. اگر مقدار $Cv_i - Cv_{i-1} > 0$ باشد، مقدار C در عدد ۰/۹۵ ضرب می‌شود. این مرحله برای بازیابی تغییر مکان نقاط کلیدی در صورت واگرایی است. تکرار فرایند ۲ تا ۷ در نهایت مقدار همگرایی Cv_i از دقت بهینه‌سازی کمتر شود.

۲-۴- بهینه‌سازی غیرخطی صفحه مربعی با سوراخ دایروی

سازه مورد مطالعه یک صفحه مربعی دو بعدی دارای سوراخ مرکزی دایروی که از دو طرف تحت بارگذاری نامتقارن قرار دارد در نظر گرفته شده است. صفحه مربعی با طول ضلع ۴۰۰ میلی‌متر و ضخامت ثابت ۴ میلی‌متر و سوراخ دایروی به قطر ۴۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. به سبب تقارن یک چهارم صفحه مدل‌سازی شده است. شکل‌های (۱۰ و ۱۱) مدل‌سازی و شبکه‌بندی صفحه مربعی را نشان می‌دهد.

شکل (۱۰) صفحه سوراخ دار تحت تنش دو محوره

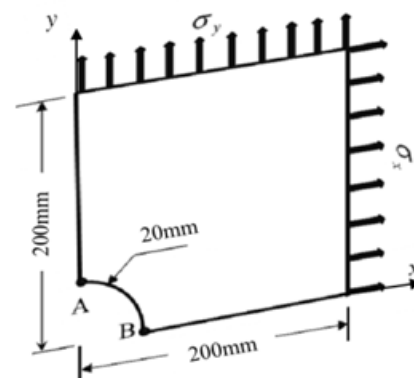


Fig. 10. Plate with a circular hole under 2D stresses

شکل (۱۱) مدل جزء محدود صفحه مربعی با سوراخ دایروی

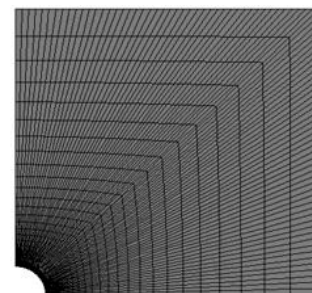


Fig. 11. Finite element model of the plate with a circular hole

(الاستوپلاستیک) و ترکیب این دو است. مقدار کار انجام شده به عنوان تابع هدف مورد بحث قرار گرفته و سفتی سازه به عنوان فاکتور بهینه‌سازی انتخاب شده است. کارایی روش‌های بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها و بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی با به کار بردن آن‌ها روی چند مسئله بهینه‌سازی ثابت شده و نتایج به دست آمده با نتایج به دست آمده با روش مواد جامد ایزوتروپیک با تابع جریمه برای چگالی‌های متوسط و روش‌های بهینه‌سازی دیگر مقایسه شده است. همچنین در این پژوهش تحلیل غیرخطی با روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها در بهینه‌سازی شکل سازه‌ها نیز استفاده شد. در این مطالعه به جای حذف و اضافه کردن جزء ها، نقاط کلیدی روی مرز سازه تعریف شده و عملیات بهینه‌سازی روی این نقاط انجام می‌شود. در بهینه‌سازی شکل با استفاده از بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها مواد به قسمت‌هایی از مرز سازه که تنش بالایی دارند اضافه می‌شود و از قسمت‌هایی از مرز سازه که تنش پایینی دارند و یا به عبارتی ناکارآمد هستند حذف می‌شود. یافته‌های این پژوهش عبارت‌اند از:

(۱) استفاده از روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها با راهبرد دو جهتی در تحلیل غیرخطی سازه‌ها نشان می‌دهد این روش یک روش کارا و مؤثر برای رسیدن به ساختار بهینه است و از آنجا که معیار در این پژوهش سفتی سازه است در تحلیل غیرخطی نسبت به تحلیل خطی طرح بهینه با سفتی بیشتر به دست می‌آید.

(۲) به کار بردن بهینه‌سازی شکل با روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها منجر به یکنواخت شدن تنش در مرز سازه شده در نتیجه با حذف تمرکز تنش در مرز باعث افزایش کارآمدی سازه شده و باعث بهبود رفتار سازه تحت بارگذاری‌های مختلف خواهد شد.

(۳) استفاده از بهینه‌سازی شکل در تحلیل غیرخطی مرز سازه نشان می‌دهد سوراخ‌های دایروی و لوزی به سمت بیضی میل می‌کند.

(۴) از آن جایی که مقدار مواد مصرفی از فاکتورهای مؤثر در هزینه‌های تولیدی است کاربرد این الگوریتم‌ها در سازه‌های مختلف نشان می‌دهد که می‌توان حجم سازه‌ها را به مقدار

شکل (۲۳) توزیع تنش وان میسر در سوراخ بهینه با استفاده از روش

بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها و تحلیل غیرخطی



Fig. 13. von Mises stress distribution over the optimized hole using evolutionary structural optimization and nonlinear analysis

شکل (۱۴) توزیع نرمال تنش در سازه در حالت اولیه و بهینه

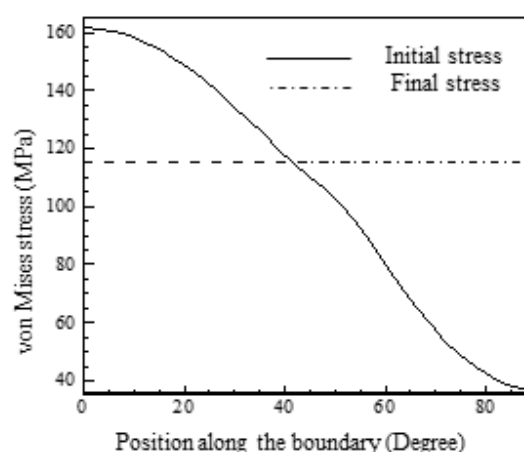


Fig. 14. Normalized stress distribution in initial and optimum structure

جدول (۲) مقایسه نتیجه‌های به دست آمده در تحلیل خطی و غیرخطی

روش رشد بیولوژیکی	تحلیل خطی (MPa)	تحلیل غیرخطی (MPa)	[۲۲]
۲۵۶	۲۵۶	۱۶۱	تنش وان میسر در حالت اولیه
۱۵۵	۱۵۳	۱۱۵	تنش وان میسر در حالت بهینه
%۳۹	%۴۰	%۲۸	درصد کاهش تنش

Table (2) Comparison of the linear and nonlinear analysis

۵- نتیجه‌گیری

هدف از این مطالعه استفاده از روش بهینه‌سازی تکاملی سازه‌ها در حالت‌های غیرخطی هندسی، غیرخطی مادی

optimization for dynamic problems. Computers & Structures, 1996. **58**(6): p. 1067-1073.

11. Haiba, M., et al., *Evolutionary structural optimisation of dynamically loaded components in consideration of fatigue life*. Advances in Engineering Software, 2005. **36**(1): p. 49-57.

12. Querin, O.M., G.P. Steven, and Y.M. Xie, *Evolutionary structural optimisation using an additive algorithm*. Finite Elements in Analysis and Design, 2000. **34**(3-4): p. 291-308.

13. Young, V., *Bi-directional evolutionary structural optimization (BESO): 2-D & 3-D*. BSc dissertation, department of Aeronautical engineering, university of Sydney, Australia, 1997.

14. Neves, M.M., H. Rodrigues, and J.M. Guedes, *Generalized topology design of structures with a buckling load criterion*. Structural optimization, 1995. **10**(2): p. 71-78.

15. Taylor, J.E. and J. Logo, *Analysis and Design of Elastic/Softening Truss Structures Based on a Mixed-Form Extremum Principle*, in *Optimization of Large Structural Systems*, G.I.N. Rozvany, Editor. 1993, Springer Netherlands. p. 683-695.

16. Taylor, J.E., *Truss Topology Design for Elastic/Softening Materials*, in *Topology Design of Structures*, M.P. Bendsøe and C.M. Soares, Editors. 1993, Springer Netherlands. p. 451-467.

17. Yuge, K. and N. Kikuchi, *Optimization of a frame structure subjected to a plastic deformation*. Structural optimization, 1995. **10**(3-4): p. 197-208.

18. Burczyński, T. and W. Kus, *Distributed evolutionary algorithms in shape optimization of nonlinear structures*, in *Parallel Processing and Applied Mathematics*. 2001, Springer. p. 477-484.

19. Huang, X. and Y.M. Xie, *Optimal design of periodic structures using evolutionary topology optimization*. Structural and Multidisciplinary Optimization, 2008.

20. Querin, O.M., *Evolutionary structural optimization: stress based formulation & implementation*. PhD Dissertation, Department of Aeronautical Engineering, University of Sydney, Australia, 1997.

21. Buhl, T., C.B.W. Pedersen, and O. Sigmund, *Stiffness design of geometrically nonlinear structures using topology optimization*. Structural and Multidisciplinary Optimization, 2000. **19**(2): p. 93-104.

22. Jazayeri, S.M.H. and M.H. Abolbashari, *Development of Robust Optimization Algorithms Based on Adaptive Biological Growth Method*. JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, 2014: p. 25(2): p. 17-30.

زیادی کاهش داد به گونه‌ای که عملکرد سازه قابل قبول باشد.

۵) در تحلیل غیرخطی نسبت به حالت خطی زمان حل مدل اجزاء محدود افزایش می‌یابد.

۶) نتیجه‌های عددی نشان می‌دهد که طرح‌های بهینه به دست آمده از تحلیل‌های غیرخطی هندسی و مادی و ترکیب آن‌ها هر یک به نوبه خود می‌تواند منجر به افزایش راندمان سازه شود.

RERERENCES

۶- مراجع

1. Rozvany, G.I.N., *Topological optimization of grillages: Past controversies and new directions*. International Journal of Mechanical Sciences, 1994. **36**(6): p. 495-512.
2. Hemp, W.S., *Optimum structures*. Oxford university press, 1973.
3. Mattheck, C., S. Burkhardt, and D. Erb, *Shape Optimization of Engineering Components by Adaptive Biological Growth*, in *Engineering Optimization in Design Processes*, H. Eschenauer, C. Mattheck, and N. Olhoff, Editors. 1991, Springer Berlin Heidelberg. p. 15-24.
4. Mattheck, C. and S. Burkhardt, *A new method of structural shape optimization based on biological growth*. International Journal of Fatigue, 1990. **12**(3): p. 185-190.
5. Xie, Y.M. and G.P. Steven, *A simple evolutionary procedure for structural optimization*. Computers & Structures, 1993. **49**(5): p. 885-896.
6. Chu, D.N., et al., *Evolutionary structural optimization for problems with stiffness constraints*. Finite Elements in Analysis and Design, 1996. **21**(4): p. 239-251.
7. Manickarajah, D., Y.M. Xie, and G.P. Steven, *Simple method for the optimization of columns, frames and plates against buckling*. in: S.Kitipornchai, G.J. Hancock, M.A. Bradford (Eds.), *Structural Stability and Design*, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Brookfield, , 1995: p. 80-175.
8. Zhao, C., G.P. Steven, and Y.M. Xie, *Evolutionary natural frequency optimization of thin plate bending vibration problems*. Structural optimization, 1996. **11**(3-4): p. 244-251.
9. Xie, Y.M. and G.P. Steven, *Optimal design of multiple load cae structures using an evolutionary procedure*. Engineering Computations, 1994. **11**: p. 295-302.
10. Xie, Y.M. and G.P. Steven, *Evolutionary structural*

Optimization of form and topology of Nonlinear Continuous Structures Using Evolutionary Structural Optimization (ESO)

Yasser Alavinia¹, Mohammad Hossein Abolbashari^{2*}

1. MS.c., Department of Mechanical Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran,

2. Prof., Department of Mechanical Engineering, Lean Production Engineering Research Center, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

abolbash@um.ac.ir

Abstract:

Evolutionary structural optimization (ESO) is based on the simple concept of systematically removing inefficient elements from the structure after each finite element analysis, so that the obtained design is gradually evolved to an optimum. The bidirectional evolutionary structural optimization (BESO) method is a new version of the ESO method in which simultaneous removing and adding elements is allowed. The procedures of removing and adding elements are performed using various criteria. Due to the importance of nonlinear structural analysis, in this study the BESO approach is used. The nonlinearity is assumed for the geometry, material, and for both geometry and material. In the first example, the BESO is applied to maximize the stiffness of a cantilever beam with a time dependent loading. The complementary work for the optimized shapes are compared. It is concluded that using BESO results in a more optimized shape. Optimized shapes for this case were obtained from linear and nonlinear analysis using BESO, and nonlinear analysis using Solid Isotropic Material, with Penalization for intermediate densities (SIMP). In the next example, BESO is applied to optimize the stiffness of a plate with the material nonlinearity. The results show that the nonlinear analysis leads to a much stiffer design. In the third example, a cantilever beam with both material and geometry nonlinearity is considered. The beam is also to be optimized for stiffness. The optimized shapes are compared for linear and nonlinear analysis against the SIMP. The nonlinear analysis with BESO also results in a stiffer design.

Furthermore, the effectiveness of ESO is proved by applying them to some shape optimization problems. The aim is to find the best circular hole so that it possesses a lower stress concentration factor. Design boundary has been set with some control points, and optimization process is only applied to these points. A square plate with a circular hole at its center is optimized for minimizing the stress concentration. The obtained results for linear and nonlinear analysis using ESO are compared with the results obtained using the biological growth method. It is concluded that using ESO, the maximum stress concentration around the boundary of the hole can be significantly decreased with linear analysis and the ESO is a powerful alternative for the biological growth method. Results show that ESO has a superior capability for shape optimization of holes in nonlinear structures, and in this case maximum stress is reduced by 28%.

Keywords: Evolutionary Structural Optimization, Nonlinear Analysis, Shape optimization, Stiffness Maximization.

یادداشت تحقیقاتی:

کاربرد فناوری غشایی در تصفیه پساب واحد نمکزدایی نفت

سمانه فیاض^{۱*}، مظفر اسلامی^۲، فرهاد مشحون^۳

- ۱- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست
۲- فارغ التحصیل دکتری شیمی تجزیه، پژوهشکده حفاظت صنعتی و محیط زیست پژوهشگاه صنعت نفت
۳- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مدیریت مهندسی شیمی و محیط زیست، گروه محیط زیست پژوهشگاه صنعت نفت

* s.fayyaz@modares.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۵/۲۳]

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۴/۲۱]

چکیده- عملیات استخراج نفت و گاز مهم‌ترین جریان پساب این صنعت در "آب بهره برداری" از نظر حجم است که ویژگی‌های کمی و کیفی آن با توجه به مکان برداشت تنوع زیادی دارد. با بالا رفتن عمر مخزن حجم "آب بهره برداری" افزایش می‌یابد. روش مدیریت "آب بهره برداری" بستگی به ترکیب موجود در "آب بهره برداری"، مکان و میزان دسترسی و کمیت منابع دارد. هدف از تصفیه "آب بهره برداری" رساندن مشخصات آن به استانداردهای دفع تعریف شده برای آن است. هدف این پژوهش مطالعه کاربرد سیستم‌های غشایی میکروفیلتر به صورت تکی و میکروفیلتر و اولترافیلتر به صورت ترکیبی برای تصفیه "آب بهره برداری" (پساب واحد نمکزدایی نفت) با هدف دستیابی به استاندارد تزریق به داخل چاه دفع بود. برای انجام این پژوهش یک پایلوت با مدول‌های غشایی میکروفیلتر کارتريج از جنس پلی پروپیلن با اندازه تخلخل ۰/۱ تا ۰/۰۱ میکرون برای انجام مطالعات ساخته شد. خوراک ورودی پساب خروجی از فیلتر شنی واحد تصفیه پساب نمکزدایی مارون ۲ بود. دو دبی مختلف با توجه به محدوده تعیین شده برای غشاها برای انجام آزمایش‌ها مطالعه شد و دبی ۳۲ LPM به عنوان دبی بهینه تعیین شد. نتایج فرایند ترکیبی میکروفیلتر و اولترا فیلتراسیون بهتر از نتایج فرایند تکی میکروفیلتر بود. متوسط درصد حذف مولفه‌های بررسی شده برای مواد نفتی و روغنی (O&G) ۹۸/۸۱٪، کدورت ۹۸/۵۳٪ و جامدات معلق (TSS) ۹۷/۰۶٪ بوده و اندازه ذرات معلق موجود به کمتر از ۰/۰۵ میکرون رسید. در هیچ یک از نمونه‌ها باکتری احیا کننده سولفات مشاهده نشد. نتایج به دست آمده از مطالعات با استانداردهای تزریق پساب به چاه دفع همخوانی داشت و کیفیت پساب تصفیه شده برای تزریق به چاه دفع مناسب بود. میزان بازیابی تراوایی غشا در پایان آزمایش ۹۶/۳۲ درصد بود.

کلید واژگان: آب بهره برداری، واحد نمک زدایی، میکروفیلتراسیون، اولترافیلتراسیون، فرایندهای غشایی ترکیبی، چاه دفع.

۱- مقدمه

شیمیایی هیدروکربن‌ها و لایه زیرزمینی مجاور را پیدا می‌کند. ویژگی‌های شیمیایی و فیزیکی "آب بهره برداری" به شکل قابل ملاحظه‌ای بستگی به موقعیت جغرافیایی میدان، لایه زیرزمینی مربوط به آن و نوع هیدروکربن مجاور دارد. اجزای عمده موجود در "آب بهره برداری" عبارتند از: (۱) محتوای نمک: به صورت شوری، کل جامدات محلول یا هدایت الکتریکی بیان می‌شود (۲) نفت و روغن: مواد آلی که

در عملیات اکتشاف و بهره برداری نفت و گاز "آب بهره برداری" یک محصول جانبی است که در حجم بالا تولید می‌شود و نقش مهمی در سودآوری چاه‌های نفت و گاز دارد. "آب بهره برداری" در لایه‌های زیرزمینی محبوس و در حین استخراج همراه با نفت به سطح آورده می‌شود. به دلیل تماس طولانی آب با لایه نفتی در قرن‌های گذشته، آب ویژگی‌های

در آب حالت روغنی ایجاد می‌کنند. (۳) مواد آلی و معدنی مختلف: موادی که به شکل طبیعی در لایه زیرزمینی وجود دارند، مواد شیمیایی که در حین حفاری و عملیات اضافه می‌شوند (۴) مواد رادیو اکتیو طبیعی: این مواد در برخی لایه‌های زیرزمینی وجود دارند ولی مقدارشان معمولاً مشکل آفرین نیست [1]. نمک موجود باعث ایجاد مشکلاتی مثل رسوب، خوردگی، گرفتگی، کاهش نرخ انتقال حرارت، افزایش دمای لوله‌های هیت و مسمومیت کاتالیزور در عملیات کراکینگ و هیدرو کراکینگ در فرآوری نفت خام می‌شود. [2]. این نمک به همراه آب در واحد نمکزدایی از نفت جدا می‌شود. پساب تولیدی در واحد نمکزدایی حاوی مقادیر زیادی ترکیبات نفتی، املاح و ذرات جامد است. میزان تولید پساب بهره‌برداری بیشترین حجم را در بین فراورده‌های جانبی بهره‌برداری نفت و گاز دارد. در کل دنیا در حدود ۲۱۰ میلیون بشکه در روز و به طور متوسط ۳ بشکه آب به ازای هر بشکه نفت است. در واحد بهره‌برداری مارون ۲ (واحد مطالعه شده) حدود ۳۴ هزار بشکه آب زاید تولیدی روزانه از واحدهای نمکزدایی شرکت، با استفاده از شش حلقه چاه تزریقی پساب در مخزن آسماری مارون دفع می‌شود. مشکل فعلی گرفتگی چاه‌های تزریق به دلیل تصفیه ناکافی پساب قبل از تزریق است [3]. معمولاً اصلی‌ترین روش دفع پساب بهره‌برداری، تزریق پس از تصفیه است که کمترین مشکلات زیست محیطی را به دنبال دارد [2,4].

سیستم‌های غشایی مانند مایکرو فیلتراسیون و اولترافیلتراسیون به تازگی در تصفیه پساب بهره‌برداری نفت نیز کاربرد پیدا کرده است و بیشتر از ترکیبی از فرایندهای غشایی و دیگر فرایندها به عنوان یک روش اقتصادی با کیفیت محصول قابل قبول استفاده می‌شود. از مزایای این سیستم‌ها: راندمان بالا در حذف ذرات و هماهنگی با استاندارد، اشغال فضای کمتر، راهبری آسان‌تر، عملیات کاملاً فیزیکی بدون نیاز به افزودن ماده شیمیایی با آثار سوء زیست محیطی پایین، عدم تولید گرما، سهولت تغییر ظرفیت با تغییر تعداد مدول‌ها، عدم تاثیر کیفیت خوراک در کیفیت محصول خروجی و کیفیت ثابت محصول است [5,6].

Chen و همکاران میکروفیلتراسیون را برای حذف مواد نفتی و جامدات معلق بررسی کردند. غشا از جنس آلومینا با قطر منافذ بین $2/0\text{ }\mu\text{m}$ تا $0/8\text{ }\mu\text{m}$ و ضخامت حدود $30\text{ }\mu\text{m}$ بود. سطح غشا نسبت به سرعت جریان تراونده برابر با $2/18\text{ ft}^2$ بوده و در خروجی مقدار مواد نفتی کمتر از 1 mg/L و جامدات معلق کمتر از 1 mg/L اندازه‌گیری شد [7]. Beech نیز پژوهشی در رابطه با تاثیر فشار، دبی و شار عبوری از غشا در سه غشای مدل $5K$ ، JW و BN روی میزان حذف نفت و جامدات معلق انجام دادند. نتایج نشان داد که هر سه غشا قابلیت تصفیه "آب بهره‌برداری" را دارند و می‌توانند کدورت را تا میزان ۹۹٪ و نفت را تا میزان ۷۸٪ کاهش دهند. نمودارهای شار نشان داد افزایش فشار در عرض غشا باعث افزایش شار و فشار بالاتر باعث گرفتگی سریع تر و کاهش شار می‌شود. افزایش دبی علاوه بر افزایش ظرفیت باعث کاهش سرعت گرفتگی و بهبود کیفیت آب می‌گردد. غشای مدل BN بالاترین شار و بیشترین مقدار جدا سازی، مدل $5K$ بالاترین دبی و کیفیت پایین تر محصول و مدل JW پایین ترین کیفیت و عملکرد را داشتند [8]. Burnett مطالعاتی در رابطه با تصفیه آب بهره برداری با استفاده از اولترا فیلتر و سپس اسمز معکوس انجام داد. تعیین مشخصات غشا ها در یک سیستم آزمایشگاهی و سپس در مقیاس صنعتی انجام گرفت. نتایج نشان داد که اولترا فیلتر می تواند کدورت و نفت را به ترتیب به میزان ۹۹٪ و ۷۸٪ حذف نماید [9]. Cakmakci و همکاران نیز در مقیاس آزمایشگاهی پژوهشی جهت دستیابی به بهترین فرایند پیش تصفیه برای اسمز معکوس و نانو فیلتراسیون انجام دادند. مطالعات بر روی چاه‌های $Vakiflar$ و $Devecatagi$ انجام گرفت. طبق استاندارد، COD آب تصفیه شده برای دفع 250 mg/L است. جریان ابتدا وارد یک کارتریج فیلتر و سپس به مدول غشایی هدایت شد. با توجه به نتایج فرایند ته-نشینی ساده، شناور سازی با هوای محلول، کارتریج فیلتراسیون یا فلیزی ۱ میکرون، میکروفیلتراسیون یا فلیزی ۰/۲ میکرون و جاذب کربن فعال برای تصفیه پیشنهاد شد [10]. Qiao و همکاران عملکرد سیستم ترکیبی اولترا فیلتر برای تصفیه آب بهره برداری جهت تزریق مجدد را

نرخ شارمیانگین بهینه و راندمان حذف نفت و روغن و کل هیدروکربن‌های آلی را مطالعه کردند. سرعت جریان متقاطع در غشاها بین 0.6 m/s تا $1/3$ شار عبوری از غشا از $(3/4 \text{ L/h m}^2 \text{ bar})$ تا 3300 در فشار میان غشایی 1 bar و دمای آب ورودی 60°C بود. با استفاده از یک میکروفیلتر 0.1 میکرون و محلول "آب بهره‌برداري" ساختگی در آزمایشگاه شار خروجی از غشا پس از ۵ ساعت از مقدار $1150 \text{ L/(h m}^2)$ به 200 کاهش پیدا کرد. با استفاده از غشای اولترافیلتر 0.05 میکرون تا 99% نفت و روغن و تا 39% کل هیدروکربن‌های حذف شدند [14].

مایکروفیلتر و اولترافیلتر برای اولین بار در ایران در این پژوهش برای تصفیه "آب بهره‌برداري" نفت استفاده شده. پساب خروجی از فیلتر شنی واحد تصفیه پساب نمکزدایی مارون ۲ به عنوان خوراک برای مقایسه عملکرد دو فرایند مایکروفیلتراسیون و میکرو و اولترافیلتراسیون ترکیبی، استفاده شد. هدف انجام پژوهش دستیابی به استاندارد تزریق در چاه (اندازه ذرات کوچکتر از $10 \mu\text{m}$ ، مواد نفتی کمتر از 10 ppm و SRB^1 کمتر از 10 در هر میلی‌لیتر) بود. در زمان انجام مطالعات چاه‌های تزریق به دلیل تزریق پساب با تصفیه ناکافی و کیفیت پایین‌تر از استاندارد تزریق دچار گرفتگی شده و به ناچار پساب به حوضچه تبخیر فرستاده می‌شد و گرفتگی به دلیل وجود جامدات معلق و نفت و روغن در پساب تصفیه شده بود.

۲- روش کار

۲-۱- ساخت پایلوت

پایلوت مورد مطالعه (شکل ۱) از دو مدول غشایی مایکروفیلتر کارتریج از جنس پلی پروپیلن با اندازه تخلخل 0.45 میکرون و اولترافیلتر از نوع الیاف توخالی از جنس پلی پروپیلن با اندازه تخلخل 0.1 تا 0.1 میکرون ساخته شد. مدول‌ها با آرایش موازی در پایلوت نصب شدند و با شیرآلات تعبیه شده این امکان وجود داشت که هرکدام از غشاها در مسیر جریان قرار گیرند. غلاف غشا همواره برای

بررسی کردند. پایلوت شامل: تانک هوادهی، فیلتر شنی و مدول اولترا فیلتر بود. غشای UF از جنس آلیاژ PVC و آرایش لوله‌های توخالی با سطح موثر 40 m^2 و دمای آب $^\circ\text{C}$ $35-40$ بوده است. مطالعه نشان داد که می‌توان باکتری‌ها، مواد احیا کننده، جامدات معلق و سولفید، آهن و منگنز را تا میزان زیادی کاهش داد. ولی این روش درحذف COD و SRB کارایی زیادی ندارد. آب تصفیه شده قابلیت تخلیه به آبهای سطحی و تزریق مجدد به چاه را داشته است. درصد حذف جامدات معلق و نفت به ترتیب 70% و 90% و مقدار آن‌ها در خروجی به ترتیب کمتر از 0.5 و $1/10$ میلی‌گرم در لیتر بوده است [11]. رکابدار و همکاران در یک پایلوت میکرو فیلتراسیون دو نوع خوراک: الف- خوراک سنتزی (آب/گازوئیل / سورفکتانت) ب: پساب خروجی واحد API تصفیه خانه پالایشگاه تهران را مورد تصفیه قرار دادند. غشا از جنس پلی سولفون با اندازه حفره‌های 0.2 میکرون بوده است. در فشار $1/5$ بار، سرعت جریان عرضی $1/25 \text{ m/s}$ و دمای 35°C ، درصد حذف نفت $97/1\%$ و غلظت نفت خروجی $2/9 \text{ mg/L}$ بوده است که قابل تخلیه به محیط زیست و استفاده برای کشاورزی بوده است [12]. یگانه و همکاران جداسازی امولسیون‌های روغن از آب را با فرایند میکروفیلتراسیون با جریان متقاطع برای دو خوراک، پساب مصنوعی از روغن امولسیون و آب و پساب هیدروکربوری امولسیون یک کارخانه آزمایش نمودند و تاثیر غلظت و pH را در دمای 27°C روی شار خروجی و درصد حذف را تعیین کردند. غشا از جنس پلی وینیلیدین فلوراید با اندازه متوسط حفره 0.22 میکرون و تخلخل حدود 65% به شکل مستطیل با مساحت 25 cm و خوراک دارای pH $5/5$ و روغن با غلظت 5% وزنی بوده است. افزایش غلظت باعث کاهش شار و افزایش درصد حذف شده و کاهش pH موجب کاهش درصد حذف شده است. با توجه به مطالعات فشار 1 بار و سرعت 1 m/s بهینه بوده است [13]. ابراهیمی و همکاران ویژگی‌ها و کاربرد غشاهای سرامیکی میکرو فیلتر اولترافیلتر و نانوفیلتر را برای تصفیه آب بهره‌برداري نفت با هدف تعیین

۲-۲- روش انجام آزمایش

مطالعه در دو بخش انجام شد: (۱) تصفیه با میکرو فیلتر
کارتریج (۲) تصفیه ترکیبی با میکروفیلتر و اولترافیلتر.
ویژگی‌های غشاهای استفاده شده در جدول (۱) آمده است.

جدول ۱. ویژگی‌های غشاهای مطالعه شده

Micro filter	Ultra filter	membrane
PPF 0-5	H2O S2000	Type
polypropylene	polypropylene	Material
Spun fiber	hollow fiber	Shape
2-8.3 * 20	4*40	Size (in)
-	16	Area (m ²)
Water Safe	Hydro One	Manufacturer
0.45	0.1 - 0.01	Pore (μ)
-	30000 - 50000	MWCO (Dalton)
Out to in	Out to in	Flow direction
42 >	33.3 >	Flow rate (L/min)
2 >	1 - 6	Pressure (bar)
4 - 62	4 - 40	Temperature (°C)
-	1 - 14	pH range
-	50	Input particle size (μ)
-	20	Allowed turbidity (NTU)

Table1. Properties of the tested membranes

ممانعت از خشک شدن غشا در حالت غیر فعال پر از آب بود. شیر نمونه‌گیری در خروجی غشاها و پایین تمام مخازن نصب شد. مخزن پلی اتیلن (TK2) با حجم ۱m³ متر مکعب برای شستشوی معکوس و مستقیم اولترافیلتر، شستشوی شیمیایی و همچنین سنجش نفوذ پذیری غشا در نظر گرفته شد. مخزن پلی پروپیلن (TK1) به حجم ۱۰۰۰۰ L با توجه به حجم خوراک مصرفی برای انجام مطالعات هریک از غشاها در دو دبی و با هدف انجام آزمایش‌های با خوراک با کیفیت ثابت برای ذخیره خوراک ورودی در نظر گرفته شد. دو مخزن پلی اتیلن (TK3) و (TK4) برای ذخیره جریان خروجی از هریک از غشاها در نظر گرفته شد. مخزن ذخیره محصول هر مدول می‌توانست به عنوان مخزن خوراک مدول دیگر در مدار قرار گیرد. یک پمپ با دبی بیشینه ۲۰۰۰L/h برای پمپاژ و انتقال سیال در نظر گرفته شد. شیر تنظیم بعد از پمپ و جریان کنارگذر امکان تغییر فشار و دبی را فراهم می‌آورد. جریان سنج با قابلیت سنجش دبی تا ۶۰ L/min (دو برابر بیشینه دبی مجاز غشا) و تحمل فشار ۶۰ bar در مسیر لوله ورودی به غشا قرار داده شد. فشارسنج تعبیه شده در ورودی و خروجی غشاها تا ۱۰bar فشار را نمایش می‌داد. قطر لوله‌ها با در نظر گرفتن سرعت معمول بین ۱ m/s تا ۲ برای سیال درون لوله، ۳/۴ in و به دلیل نمکی بودن پساب از جنس فولاد زنگ نزن انتخاب شد.

شکل ۱. نمودار P&ID پایلوت مطالعاتی

Hybrid Membrane Pilot-Scale Plant for Oilfield-Produced Wastewater Treatment

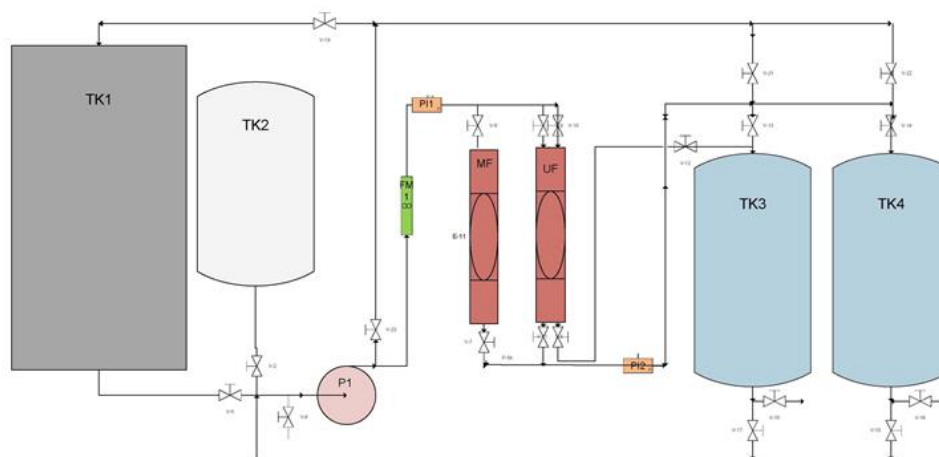


Fig. 1. P&ID figure of study pilot

عرض غشا و دبی جریان در مدت ۱۲۰ دقیقه در دو دبی ۳۲ و ۴۲ لیتر بر دقیقه برای مایکروفلتراسیون آمده است. در شکل (۱) تغییرات فشار در عرض غشا (TMP) نسبت به زمان برای مایکرو فلتراسیون در دو دبی ارائه شده است.

جدول ۲. کیفیت خوراک ورودی به پایلوت

Flow rate 42 LPM			Flow rate 32 LPM			Time (min)
TM P (psi)	Outlet pressure (psi)	Inlet pressure (psi)	TMP (psi)	Outlet pressure (psi)	Inlet pressure (psi)	
12	20	32	9	1	10	0
12	20	32	9	1	10	30
12	20	32	9	1	10	60
13	20	33	9.5	1	10.5	90
13	20	33	10	1	11	120
14	20	34	10	1	11	150

Table 2. Quality of the pilot feed

جدول ۳. TMP و فشار نسبت به زمان در مایکروفلتراسیون

2	1	Feed
59.85	72.34	Particle size (μ)
26	42	Oil and grease (ppm)
29800	31100	Sodium (ppm)
0.2	0.15	Iron (ppm)
1.8	1.5	Strontium (ppm)
5.2	4.9	Barium (ppm)
2431	3061	Magnesium (ppm)
12100	11650	Calcium (ppm)
530	680	COD (ppm)
170	188	TOC (ppm)
564	550	Sulfate (ppm)
7.9	7.2	Sulfide (ppm)
235	300	Alkalinity (ppm)
105	170	TSS (ppm)
129134	128720	TDS (ppm)
24	40	Turbidity (NTU)
6.3	6.4	pH

Table 3. TMP and pressure versus time in microfiltration

همانگونه که در این شکل مشاهده می شود در دبی ۴۲ L/min افزایش TMP نسبت به دبی ۳۲ L/min نیم ساعت زودتر اتفاق می افتد و مقدار افزایش نیز دو برابر است. در دبی ۴۲ L/min در ازای تصفیه ۳۱۵۰ L پساب فشار psi

خوراک مورد نیاز از واحد نمکزدایی مارون ۲ در دو مرحله با حجم 12 m^3 انتقال داده شد. فشار ورودی، فشار خروجی، TMP و کیفیت آب هر نیم ساعت یکبار ثبت شدند. نمونه گیری در داخل ظروف آماده شده با توجه به شرایط هر آزمایش انجام و در زمان مجاز به آزمایشگاه فرستاده شد.

برای هر دبی در هر فرایند پنج بار نمونه گیری انجام شد و مجموعاً در هر فرایند ۱۰۰۰۰ لیتر پساب در دو دبی مختلف آزمایش شد. ابتدا مایکرو فلتراسیون در دو دبی ۳۲ و ۴۲ لیتر در دقیقه انجام گرفت. سپس برای محاسبه نفوذ پذیری، غشای اولترافیلتر به مدت ۱ ساعت با آب تمیز آزمایش شد. در مرحله بعد پساب خروجی از مایکروفلتر (ذخیره شده در مخزن TK4) از اولترافیلتر عبور داده شد. دو دبی ۱۶ و ۳۲ لیتر در دقیقه برای اولترافیلتر در نظر گرفته شد. نمونه گیری هر یک ساعت انجام و فشار ورودی و خروجی و TMP هر نیم ساعت ثبت شد. در انتها غشای اولترا فلتر دوباره با آب تمیز و شرایط اولیه برای محاسبه میزان بازیابی آزمایش شد. میزان بازیابی از طریق ضریب تراوایی اولیه و نهایی قابل محاسبه بود. تمام آزمایش ها بر اساس روش های موجود در کتاب روش های استاندارد آزمایش های آب و فاضلاب صورت گرفت [15].

۳- نتایج

استاندارد تعریف شده برای تزریق پساب به چاه دفع بر اساس استاندارد برنامه ریزی تلفیقی وزارت نفت بدین شرح است: اندازه جامدات معلق (TSS size) کوچکتر از 10μ ، مواد نفتی (Oil & Grease) کمتر از ۱۰ ppm و باکتریهای کاهنده سولفات (SRB) کمتر از ۱۰ #/mL. مشخصات دو خوراک انتقالی از خروجی تصفیه خانه واحد نمکزدایی در زمان انجام مطالعه در جدول (۲) آمده است. مشاهده می شود که غلظت مواد نفتی و روغنی و اندازه ذرات در خروجی تصفیه خانه، از استاندارد تزریق بالاتر است. نتایج به دست آمده در هر مرحله از مطالعات در این بخش آمده است.

۳-۱- مایکروفلتراسیون

در جدول (۳) تغییرات فشار ورودی و خروجی، فشار در

بیشینه درصد حذف در دبی ۳۲ L/min و برابر با ۹۲/۸۶ درصد است. در شکل (۳) تغییرات درصد حذف نسبت به زمان بر اساس اندازه بزرگترین ذره مشاهده شده در نمونه به وسیله میکروسکوپ الکترونی رسم شده است. اندازه بزرگترین ذرات در این فرایند به ۱ μm می‌رسد. مطابق استانداردهای تزریق، تعداد SRB در خروجی باید کمتر از ۱۰ عدد در میلی لیتر باشد. نمونه به مدت ۱۰ روز مورد آزمایش قرار گرفت و تعداد باکتری‌های موجود در آن صفر بود.

شکل ۲. درصد حذف مواد نفتی و روغنی نسبت به زمان در مایکروفلتراسیون

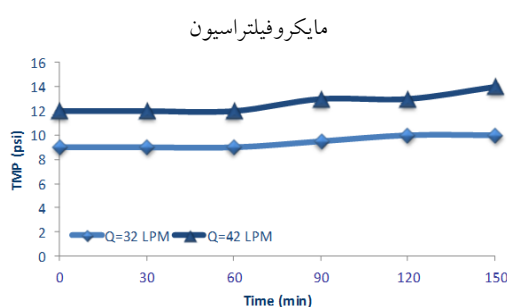


Fig. 2. Removal percentage of oil and greases versus time in microfiltration

۱ افزایش می‌یابد حال اینکه در دبی ۳۲ L/min این مقدار برابر با ۴۸۰۰ L است. با توجه به لزوم تعویض غشا پس از افزایش فشار تا حد ۲ bar این حجم بسیار حائز اهمیت است. در جدول (۴) مولفه‌های کیفی خوراک و جریان خروجی و درصد حذف برای میکروفلتراسیون در دو دبی ۳۲ و ۴۲ L/min آمده است. همچنان که مشاهده می‌شود کمینه غلظت نفت خروجی در فرایند با شدت جریان ۳۲ L/min برابر با ۳ ppm است.

شکل ۱. تغییرات TMP نسبت به زمان در میکروفلتراسیون

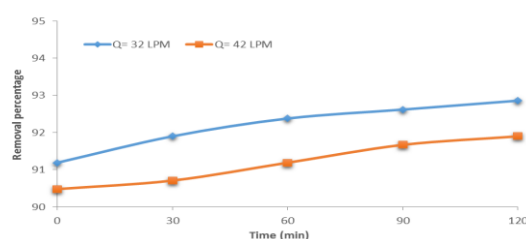


Fig. 1. TMP variation versus time in microfiltration

در شکل (۲) تغییرات درصد حذف مواد نفتی و روغنی

نسبت به زمان آمده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود

جدول ۴. کیفیت خوراک و جریان خروجی در دو دبی نسبت به زمان در مایکروفلتراسیون

Particle size (μ)	Oil and grease (ppm)	TSS (ppm)	TDS (ppm)	Turbidity (NTU)	pH	Time (min)
72.34	42	170	128720	40	6.4	97.93
3.9	3.7	18	126044	7.4	6.4	0
94.61	91.19	89.41	2.07	81.50	Removal (%)	30
2.8	3.4	16	125830	6.8	6.4	60
96.13	91.90	90.59	2.25	83.00	Removal (%)	90
2.2	3.2	12	125499	5.5	6.3	120
96.96	92.38	92.94	2.50	86.25	Removal (%)	0
1.5	3.1	10	125038	5.2	6.3	30
97.93	92.62	94.12	2.86	87.00	Removal (%)	60
0.9	3	9	124784	5	6.3	90
98.76	92.86	94.71	3.06	87.50	Removal (%)	120
6.1	4	22	127212	8.5	6.5	0
91.57	90.48	87.06	1.17	78.75	Removal (%)	30
4.75	3.9	18	126320	7.2	6.5	60
93.43	90.71	89.41	1.86	82.00	Removal (%)	90
2.9	3.7	16	125576	6	6.4	120
95.99	91.19	90.59	2.44	85.00	Removal (%)	0
2.35	3.5	13	125510	5.9	6.4	30
96.75	91.67	92.35	2.49	85.25	Removal (%)	60
1.5	3.4	10	125460	5.4	6.4	90
97.93	91.90	94.12	2.53	86.50	Removal (%)	120

Table 4. Quality of feed and flux in two flow rates versus time of microfiltration.

جدول ۵ تغییرات TMP، فشار و شار نسبت به زمان در اولترا فیلتراسیون غیر مستقیم

Flow rate 16 L/min						Flow rate 32 L/min				
Time min	Flow rate (L/m)	Inlet pressure (psi)	Outlet pressure (psi)	TMP (psi)	Flux (LMH)	Flow rate (L/m)	Inlet pressure (psi)	Outlet pressure (psi)	TMP (psi)	Flux (LMH)
0	16	20	3	17	60	35	50	10	40	120
30	16	20	3	17	60	35	50	10	40	120
60	16	20	3	17	60	35	50	10	40	120
90	16	20.5	3	17.5	60	35	50.5	10	40.5	120
120	16	21	3	18	60	35	51	10	41	120
2 minutes forward flushing										
122	16	20	3	17	60	35	50	10	40	120
150	16	20	3	17	60	35	50	10	40	120
180	16	21	3	18	60	35	51	10	41	120
210	16	21	3	18	60	35	51	10	41	120
240	16	21	3	18	60	34	51	10	41	116.25
2 minutes forward flushing										
242	16	20	3	17	60	35	50	10	40	120

Table 5. TMP, pressure and inlet flux versus time in indirect ultrafiltration

شکل ۴. تغییرات TMP و شار نسبت به زمان در اولترافیلتراسیون غیر

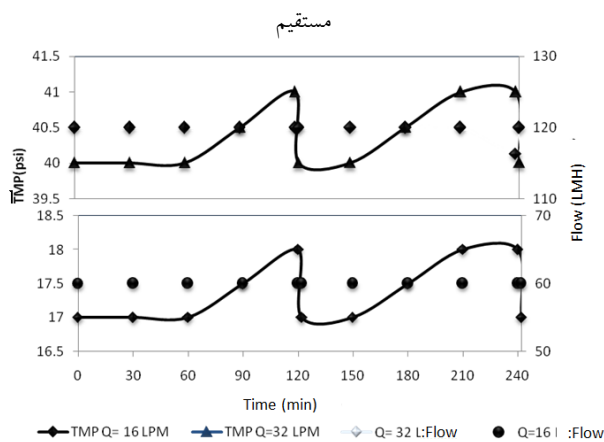


Fig. 4. TMP and flow variation versus time at indirect filtration

در نمودار (۵) تغییرات درصد حذف مواد نفتی و روغنی در مدت زمان ۱۲۰ دقیقه و دو دبی برای فرایند اولترا فیلتراسیون غیرمستقیم آمده است.

شکل ۵. درصد حذف مواد نفتی و روغنی نسبت به زمان در اولترا

فیلتراسیون غیر مستقیم

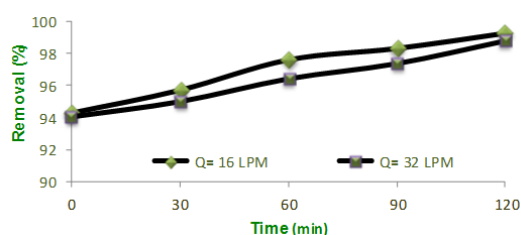


Fig. 5. Oil and greases removal percentage versus time at indirect ultrafiltration

شکل ۳. درصد حذف اندازه ذرات نسبت به زمان در مایکروفلتراسیون

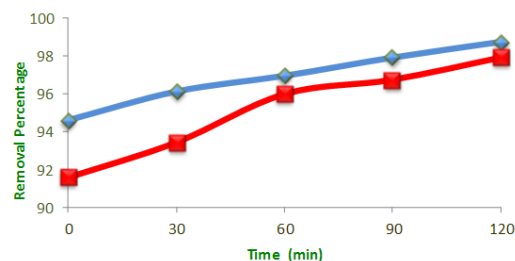


Fig. 3. Particle size removal percentage versus time in microfiltration

۲-۳- اولترافیلتراسیون غیر مستقیم

در جدول (۵) تغییرات فشار ورودی و خروجی، فشار در عرض غشا، دبی و شار جریان در مدت ۱۲۰ دقیقه در دو دبی ۱۶ و ۳۲ L/min برای اولترافیلتراسیون غیر مستقیم آمده است. در شکل (۴) تغییرات فشار در عرض غشا و شار نسبت به زمان در دو دبی و دو مرحله شستشوی مستقیم مشاهده می شود. مقدار TMP در هر دو دبی پس از شستشو برابر مقدار اولیه است. حالت موجدار نمودار ۴ بیانگر همین تغییرات فشار در عرض غشا در حین انجام فرایند و قبل و بعد از هر مرحله شستشو است. در دبی ۳۲ L/min شار در زمان ۲۴۰ دقیقه از ۱۲۰ به ۱۱۶/۲۵ LMH کاهش یافته و پس از شستشو دوباره به مقدار اولیه بر می گردد حال اینکه در دبی ۱۶ L/min مقدار شار تا انتهای آزمایش ثابت و برابر ۶۰ LMH است.

شکل ۶. تغییرات اندازه ذرات نسبت به زمان در اولترافیلتراسیون غیر مستقیم

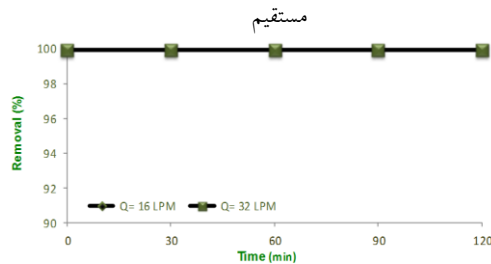


Fig. 6. Particle size variation versus time at indirect ultrafiltration

۳-۳- نفوذپذیری غشا در ابتدا و انتها و درصد بازیابی

برای محاسبه بازیابی قبل از انجام آزمایش با پساب اصلی ابتدا پایلوت با آب تمیز راه اندازی شده و میزان نفوذ پذیری اندازه گیری شد. پس از پایان آزمایش‌ها با پساب اصلی نیز دوباره همین آزمایش با آب تمیز شاهد تکرار شده و از روی این دو مقدار نفوذپذیری درصد بازیابی غشا محاسبه شد. در جدول (۷) داده‌های آزمایش در ابتدا و انتها آمده است. آزمایش‌ها در دبی ۱۶ LPM برابر با ۹۶۰ LPH انجام گرفت.

در جدول (۶) کیفیت خوراک و جریان خروجی و درصد حذف نسبت به زمان در فرایند اولترا فیلتراسیون غیرمستقیم در دو دبی ۱۶ L/min و ۳۲ آمده است. با توجه به جدول (۶) در اولترافیلتراسیون غیر مستقیم غلظت مواد نفتی کمتر از ۱ ppm است که کمترین میزان آن ۰/۳ ppm در دبی ۱۶ L/min به دست می‌آید. افزایش دبی نیز تا حد خیلی کمی درصد حذف را کاهش می‌دهد. اندازه ذرات بر اساس قطر بزرگترین ذره مشاهده شده به وسیله میکروسکوپ الکترونی در جدول (۶) گزارش شده است. اندازه ذرات باقی مانده در هر دو دبی کوچکتر از ۰/۵ μm است که کمینه اندازه قابل تشخیص به وسیله دستگاه است. در نمودار (۶) درصد حذف ذرات در مدت ۱۲۰ دقیقه و در دو دبی آمده است. تغییرات درصد حذف بر اساس تعداد بزرگترین ذرات مشاهده شده محاسبه شده است. نتیجه آزمایش SRB انجام شده روی نمونه برابر با صفر بود.

جدول ۶. خوراک، جریان خروجی و درصد حذف نسبت به زمان در اولترافیلتراسیون غیر مستقیم

Particle size (μ)	Oil & greases (ppm)	Fe (ppm)	TSS (ppm)	TDS (ppm)	Turbidity (NTU)	pH	Time (min)	Flow rate (L/min)
6.1	3.5	0.07	15	125875	6.5	6.4	Inlet feed	
0.05	2.4	0.05	7	122344	2.7	6.1	0	
99.18	31.42	28.57	53.33	2.80	58.46	Removal (%)		
0.05	1.8	0.05	5	115630	2.3	6.1	30	
99.18	48.57	28.75	66.66	8.13	64.61	Removal (%)		
0.05	1	0.05	3	108816	1.7	6	60	16 L/min
99.18	71.43	28.57	80.00	13.55	73.85	Removal (%)		
0.05	0.7	0.05	3	106000	0.9	6	90	
99.18	80.00	28.57	80.00	19.76	86.15	Removal (%)		
0.05	0.3	0.05	2	101000	0.5	6	120	
99.18	91.43	28.57	86.67	21.54	92.31	Removal (%)		
0.05	2.5	0.05	8	123564	3.6	6.2	0	
99.18	۲۸/۵۷	28.57	46.66	1.83	44.61	Removal (%)		
0.05	2.1	0.05	7	118743	2.3	6.2	30	
99.18	40.00	28.57	53.33	5.67	64.61	Removal (%)		
0.05	1.5	0.05	6	112556	2	6.1	60	32 L/min
99.18	57.14	28.57	60.00	10.58	69.23	Removal (%)		
0.05	1.1	0.05	5	111034	1.1	6.1	90	
99.18	68.57	28.57	66.66	11.79	83.07	Removal (%)		
0.05	0.5	0.05	3	108064	0.6	6.1	120	
99.18	85.71	28.57	80.00	14.15	90.77	Removal (%)		

Table 6. Feed, and removal percentage versus time at indirect ultrafiltration

جدول ۷. داده‌های آزمایش نفوذ پذیری با آب تمیز در ابتدا و انتهای کار با پابلوت

Percolation (L/M2H bar)	Flow (LMH)	Membrane Area (m ²)	Flow rate (LPH)	TMP (bar)	Outlet pressure (bar)	Inlet pressure (bar)	Time
57.14	60	16	960	1.05	0.05	1.1	Beginning
55.04	60	16	960	1.09	0.07	1.16	End

Table 7. Diffusivity test data using clean water at the beginning and end of the pilot study

شده است. مشاهده می‌شود که تنها در یک مورد در فرایند میکروفیلتراسیون مقدار TSS از نتایج به دست آمده در این پژوهش کمتر بوده که با توجه تفاوت نوع غشای استفاده شده قابل توجیه است. همچنین مقدار TSS در فرایند اولترافیلتراسیون در یک فرایند ترکیبی از این پژوهش پایین‌تر است که با توجه ترکیبی بودن و استاندارد متفاوت بر اساس روش دفع در آن فرایند قابل توجیه است. نکته آخر اینکه با توجه به هدف از انجام این پژوهش در رسیدن به استانداردهای وضع شده برای دفع به چاه تزریق، نتایج موفقیت آمیز بوده است.

تشکر و قدرانی

بدینوسیله از همکاری و حمایت‌های جناب آقای دکتر حسین گنجی دوست و سرکار خانم دکتر بیتا آیتی نهایت تشکر و قدردانی را داریم.

علائم و نشانه‌ها

علائم	شرح
API	American Petroleum Institute
COD	Chemical Oxygen Demand
LMH	Liter Per Square Meter Hour
LPM	Liter Per Minute
MF	Micro Filtration
NTU	Nephelometry Turbidity Unit
P&ID	Process and Instrumentation Diagram
PFD	Process Flow Diagram
ppm	Part per million
SRB	Sulfide Reductive Bacteria
TDS	Total Dissolved Solid
TMP	Trans membrane Pressure
TOC	Total Organic Carbon
TSS	Total Suspended Solid
UF	Ultra Filtration
WT	Weight Percent

با توجه به داده‌های آزمایش، ضریب تراوایی در ابتدا و انتهای کار به ترتیب برابر با $57/14$ و $55/04$ L/M² h bar است. درصد بازیابی غشا پس از انجام آزمایش برابر $96/32$ است که نشان می‌دهد گرفتگی جدی و غیر قابل برگشتی در غشا رخ نداده است. نتایج نشان می‌دهد غشای استفاده شده برای این پساب مناسب بوده است. آزمایش تراوایی بدون شستشوی شیمیایی انجام گرفت.

۴- نتیجه‌گیری

کیفیت محصول خروجی در کلیه فرایندها به زیر حد استاندارد رسیده است. در مایکروفیلتراسیون در دبی 32 LPM افزایش TMP در مدت مساوی از دبی 42 LPM کمتر است. در غشای مایکرو در دبی 42 LPM در ازای تصفیه 3150 L پساب فشار 1 psi افزایش می‌یابد حال اینکه در دبی 32 LPM این مقدار برابر با 4800 L است. با توجه به لزوم تعویض غشا با افزایش فشار، دبی 32 LPM پیشنهاد می‌شود. راندمان حذف مواد در این فرایند از اولتراسیون کمتر است که البته مقدار آن از حد استاندارد پایین‌تر است. اولترا فیلتراسیون غیرمستقیم به دلیل کیفیت بهتر محصول به عنوان فرایند بهینه توصیه می‌شود. با توجه به عدم تاثیر زیاد دبی در کیفیت محصول خروجی، دبی بیشینه تعریف شده برای غشا برابر با 32 LPM برای فرایند توصیه می‌شود. با این دبی می‌توان در ازای هر مدول غشایی 46 متر مکعب پساب را در روز تصفیه نمود. در این فرایند درصد حذف کدورت برابر با $98/53$ ، مواد نفتی و روغنی $98/81$ ، کل جامدات معلق $98/23$ و اندازه ذرات $99/93$ است. میزان بازیابی غشا پس از پایان فرایند برابر $96/32$ درصد است که نشان می‌دهد در غشا گرفتگی جدی و غیر قابل بازگشتی رخ نداده است. مقایسه نتایج پژوهش‌های پیشین با این پژوهش در جدول (۸) ارائه

جدول ۸. مقایسه نتایج تحقیقات با تحقیقات پیشین

Research results			Practical parameters	Membrane type	Wastewater type	Researchers
Removal (%)	Feed concentration (WT%)	Characteristic	Pressure : 1 bar Velocity : 1 MPS	MF 0.22μ	Khalgiran gas refinery	Yeganeh et al. 2008
98	5	Oil & greases (ppm)				
Outlet concentration	Inlet concentration	Component	Pressure : 15 bar Velocity : 1.25 MPS	MF 0.2 μ	API effluent	Rekabdaran et al. 2008
2.9	99	Oil & greases (ppm)				
0.2 μMF effluent	UF effluent	Characteristic	-	MF, UF	desalination	cakmakci et al 2007
871	710	Outlet COD				
Outlet concentration	Inlet concentration	Characteristic				
-	<75	Oil & greases (ppm)	-	UF	desalination	Qiao et al. 2007
> 0.6	4 - 8	(ppm)TSS				
-	1.845	Particle size(μ)				
0.4	2 - 4	Turbidity (NTU)				
Removal percentage	Characteristic		-	UF	desalination	Burnett 2006
78	Oil & greases (ppm)					
99	Turbidity (NTU)					
Removal percentage	Inlet concentration	Characteristic	-	3types UF	desalination	Beech 2006
94.31 – 47.32	42.5–192.8	Oil & greases (ppm)				
95.75 - 99.87	252.3 -1000	Turbidity (NTU)				
Removal (%)	UF effluent	MF effluent	influent	Characteristic		
98.81	0.5	3.4	26 - 42	Oil & greases (ppm)		
97.06	5	10	105 - 170	(ppm)TSS		
99.92	0.05	1.5	59.85 - 72.34	Particle size(μ)	Indirect ultrafiltration Flow : 3 LPM	Current study results
98.53	0.6	5.4	24 - 40	Turbidity (NTU)	MF, UF	
Membrane recovery at the end of the process : 96.32 %						

Table 8. Comparison with previous studies

- Giorno & Drioli, 2006 *An introduction to membrane science & technology*, Institute on Membrane Technology at University of Calabria, Italy.
- Poorhang J. 2017: Maroon oil and gas producing company introduction.<http://mogpc.nisoc.ir/HomePage.aspx?TabID=5038&Site=mogpc.nisoc&Lang=fa-IR> (accessed 27 January 2017)

References

- Drewes J Cath T Debroux J Veil I 2016 Produced water treatment and beneficial use information center: Sustainable and beneficial use of produced water from coal bed methane resources. http://aqwatec.mines.edu/produced_water/intro/pw/index.htm (accessed 27 January 2017)

مراجع

11. Qiao X., Zhang Z., Yu J. & Ye X. April 2007 Performance characteristics of a hybrid membrane pilot-scale plant for oilfield-produced wastewater Environmental Science and Engineering. *Shanghai Jiaotong University, Shanghai, China.*
12. Rekabdar F., Rahmatpoor A. & Gheshlaghi A., 2008 Oily wastewater treatment of refinery processes using microfiltration membrane system. *Polymer technology and science research center, research institute of petroleum industry.*
13. Yeganeh M. K. & Mesgarian R., 2008 Emulsified hydrocarbon pollutant removal from refinery wastewater using microfiltration membrane system. *Shahid hashemi nejad gas refinery company (khangiran)*
14. Ebrahimi M., Shams K., Ashaghi a, L. Engel a, D. Willershausen a, P. Mund b, P. Bolduan b, P. & Czermak a, c, 2008 Characterization and application of different ceramic membranes for the oil-field produced water treatment. *Engineering with Membranes 2008 – Membrane Processes: Development, Monitoring and Modelling From the Nano to the Macro Scale*, Volume 245, Issues 1–3, 15 September 2009, Pages 533-540.
15. American Public Health Association (APHA), the American Water Works Association (AWWA), and the Water Environment Federation (WEF). 2012. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 1496
4. . Daniel Arthur J. Bruce P.E. Langhus G. Chirag Patel C.P.G. March 2005 *Technical summary of oil and gas produced water treatment technologies.* All consulting, LLC, Tulsa,
5. Boysen. 2006 *Membrane filtration: An emerging tool for produced water management*, sepration process inc., United States of America.
6. Veil J.A., Puder M.G., Elcock D, and Redweik R.J. Jr., 2004 *A White Paper Describing Produced Water from Production of Crude Oil, Natural Gas, and Coal Bed Methane*, Prepared by Argonne National Laboratory for the U.S. Department of Energy, National Energy Technology Laboratory.
7. Chen A. S. C., Flynn J. T., Cook R.G. & Casaday A.L., 1991 Removal of oil, grease, and suspended solids from produced water with ceramic cross flow microfiltration, *Society of Petroleum Engineers*, 6 (2), 131- 136.
8. Beech S. J. August 2006 Oil removal for produced water treatment and micellar cleaning of ultrafiltration membranes, Texas A&M University.
9. Burnett D. B. July 2006 Advanced membrane filtration technology for cost effective recovery of fresh water from oil & gas produced brine. *Texas A & M University Harold Vance Department of Petroleum Engineering Texas Experimental Engineering Station (TEES).*
10. Çakmakci M., Kayaalp N. & Koyuncub I. January 2007 Desalination of produced water from oil production fields by membrane processes. *Environmental engineering department, Zonguldak Karaelmas University, Environmental Engineering Department, Istanbul Technical University, Turkey.*

Application of Membrane Technologies in Wastewater Treatment of Desalting Plants

S. Fayyaz^{1*}, M. Eslami², F. Mashhoon³

1- Civil and Environmental Engineering Faculty, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

2- environment and industrial protection research center, Research institute of petroleum industry, Tehran, Iran.

3- environment research center. Research institute of petroleum industry, Tehran, Iran.

s.fayyaz@modares.ac.ir

Abstract:

The rapid boost of wastewater volumes produced in the world is opening a new market for membranes, which have a significant potential to take the role as the main technology for these applications. today, an increasing number of wastewater treatment facilities are using membrane technologies, and this number is growing year by year. Membranes processes have high selectivity values required to achieve high water and wastewater quality standards, are more cost-effective than other conventional processes, require less area, and can replace several unit treatment processes with a single one.

In the past years, microfiltration (MF), ultrafiltration (UF), nanofiltration (NF) and reverse osmosis (RO) membranes, as well as membrane bioreactors (MBRs), have been increasingly implemented in water and wastewater treatment processes such as groundwater, desalination of brackish water and seawater, and decontamination of wastewater of diverse nature and sources, e.g., including urban wastewater, coking, carwash, nuclear power, power engineering, steel industry, textile and tannery, pulp and paper, pharmaceutical, and agro-food industries, such as dairy, beverage, winery, tomato and olive oil, among others. Other membrane processes, such as electrodialysis (ED), membrane distillation (MD) and forward osmosis (FO) are also being explored.

Produced water is the largest waste stream generated in oil and gas industries. It is a mixture of many organic and inorganic compounds. Because of the increasing volume of waste all over the world in the recent decade, the outcome and effect of discharging produced water on the environment has lately become a significant issue of environmental concern. Produced water is conventionally treated through different physical, chemical, and biological methods. In offshore platforms because of space constraints, compact physical and chemical systems are used. However, current technologies cannot remove small-suspended oil particles and dissolved elements. Besides, many chemical treatments, whose initial and/or running costs are high produce hazardous sludge. As high salt concentration and variations of effective characteristics have direct influence on the turbidity of the effluent, it is appropriate to incorporate a physical treatment, e.g., membrane to refine the final effluent. For these reasons, major research efforts in the future could focus on the optimization of current technologies and use of combined physico-chemical and/or biological treatment of produced water in order to comply with reuse and discharge limits.

The objective of this study was to evaluate the feasibility of treating desalting plant produced water to meet the applicable flow rate limits and injection to well standard consistently using single and hybrid membrane processes to reduce the risk of clogging of the injection well. The treated effluents of two sand filtration units from Aghajari maroon were used as feed. A Pilot scale hybrid membrane unit with a spun polypropylene of 0.45 μ pore size microfilter and a hollow fiber polypropylene of 0.1 to 0.01 μ pore size ultrafilter membrane were used in this study. Trials on different membrane fluxes were conducted for two processes: microfiltration, and hybrid micro and ultrafiltration processes. Results show that flow rate of 32 LPM was more applicable. The optimal flux was 120 LMH. The average removal percentages of Turbidity, Oil and grease, TSS and particle size were 98.53, 98.81, 98.23 and 99.93, respectively. The results showed that the quality of the product consistently met the requirements for well injection. It is concluded that it is feasible to treat the produced water using micro and ultra filters.

Keywords: Produced water, desalting plant, microfiltration, ultrafiltration, membrane filtration, hybrid membrane processes, disposal well.

طراحی کنترلر فعال بهینه‌ی سازه‌ها با استفاده از الگوریتم تکامل تفاضلی

جواد کاتبی^{۱*}، مونا شعاعی پرچین^۲

۱- استادیار دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه تبریز

*jkatebi@tabrizu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۱/۱۷]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۸/۱۸]

چکیده- از مهم‌ترین اهداف روش‌های کنترل بهینه‌ی سازه‌ها، دستیابی به حد مطلوب ارتعاشات با صرف انرژی کنترل‌ی کمینه است. در دهه‌های اخیر الگوریتم‌های کنترل‌ی بسیاری پیشنهاد شده‌اند. بخش عمده‌ای از این روش‌ها از طریق بهینه‌کردن یک شاخص عملکرد مرتبه‌ی دوم اقدام به محاسبه‌ی نیروهای کنترل می‌نمایند. وجود فرضیه ساده‌کننده در فرمول‌بندی، محدودیت روش‌های بهینه‌سازی استفاده شده در بهینه‌سازی شاخص عملکرد و همچنین عدم ملاحظه‌ی اثر تحریک خارجی در محاسبه‌ی نیروهای کنترل، عملاً حصول جواب بهینه برای مسأله‌ی کنترل را دور از دسترس می‌سازد. در این پژوهش الگوریتم کنترل‌ی ارائه می‌شود که با بهره‌گیری از روش بهینه‌سازی فراکاوشی تکامل تفاضلی به عنوان یک روش نوین و توانمند که تاکنون بطور گسترده‌ای در کنترل سازه‌ها مورد استفاده قرار نگرفته، شاخص عملکرد سستی را بهینه می‌نماید. عناصر ماتریس بهره‌ی کنترل به وسیله‌ی روش تکامل تفاضلی به گونه‌ای در فضای مسأله جستجو می‌شوند تا شاخص عملکرد کمینه شود. روند تکراری الگوریتم پیشنهادی و عدم نیاز به حل معادله‌ی دیفرانسیل ریکاتی، ملاحظه‌ی اثر تحریکات زلزله را در محاسبه‌ی نیروهای کنترل‌ی ممکن می‌سازد. نتایج حاصل از روش گفته شده در سازه‌های نمونه تحت تاثیر رکوردهای زلزله‌ی مختلف بیانگر کاهش پاسخ‌ها و نیروهای کنترل‌ی مورد نیاز نسبت به تنظیم‌کننده‌ی خطی مرتبه‌ی دوم LQR است. همچنین، ماکزیمم نیروی کنترل و ماکزیمم پاسخ تغییرمکان و نه شاخص پنج‌مارک که در سازه‌های کنترل‌شده سنجیده می‌شود نیز محاسبه و با روش LQR مقایسه شده‌اند. کاهش این شاخص‌ها در حالت اعمال روش پیشنهادی نسبت به روش LQR نیز بیانگر کارایی روش ارائه شده در کنترل بهینه‌ی ارتعاشات سازه‌ها است.

واژگان کلیدی: کنترل فعال، فراکاوشی، تکامل تفاضلی، بهینه‌سازی.

۱- مقدمه

نیروی خارجی است که به دلیل قابلیت تغییر مشخصات سیستم در طول مدت بارگذاری، سیستمی هوشمند محسوب می‌شود و توانایی قابل توجهی در بهبود پاسخ سازه دارد. در حالت کلی مجموعه‌ای از محرک‌ها و حسگرها که تحت قانون کنترل مشخصی عمل می‌کنند، یک سیستم کنترل را تشکیل می‌دهند. این سیستم کنترل‌ی با تکیه بر تئوری‌های مدون و براساس وضعیت پاسخ سازه اقدام به محاسبه و اعمال نیروهای کنترل‌ی

ایده‌ی کنترل سازه‌ها راهکار نسبتاً جدید و کارآمدی است که از چند دهه‌ی گذشته تاکنون به عنوان روشی قابل اعتماد در کاهش ارتعاشات سازه‌ها استفاده شده است. هدف از کنترل، هدایت رفتار سازه تحت بارگذاری‌های مختلف به سمت یک رفتار مطلوب و قابل قبول است. کنترل فعال تکنیک کنترل ارتعاشات سازه از طریق اعمال

در طول مدت وقوع زلزله کرده و پاسخ سازه را تا حد مطلوب کاهش می‌دهد.

محاسبه و پیش‌بینی جهت و اندازه‌ی نیروهای کنترلی بهینه در هر لحظه از اعمال بار دینامیکی یکی از مسائل مهم در زمینه‌ی کنترل فعال سازه‌ها است [1-3]. انتخاب الگوریتم مناسب محاسبه‌ی نیروهای کنترلی از مهم‌ترین عناصر سیستم کنترلی و یکی از اصلی‌ترین بخش‌های طراحی یک سیستم کنترل فعال است و مطالعات تئوریک و عملی و تلاش‌های پژوهشی فراوان در زمینه‌ی کنترل فعال سازه‌ها طی چند دهه‌ی گذشته منجر به ارائه‌ی الگوریتم‌های متعددی برای دستیابی به این هدف شده است. تنظیم‌کننده‌ی خطی مرتبه‌ی دو LQR ^۱، جایدی قطب، تخصیص قطب، کنترل بهینه‌ی پیش‌بین، کنترل خطی گاوسی مرتبه‌ی دو LQG ^۲، روش‌های H_2 و H_∞ ، کنترل به وسیله‌ی منطق فازی و کنترل با شبکه‌ی عصبی از جمله‌ی این الگوریتم‌ها است.

در این میان الگوریتم‌های کلاسیک کنترل بیشتر مبتنی بر تکرار بوده و دارای روند سعی و خطا است. هدف از روش‌های کنترل مدرن این است که طراحی از حالت تجربی درآمده تا بتوان کنترلر را برای کلاس وسیع‌تری از سیستم‌ها طراحی نمود. کنترل بهینه یکی از شاخه‌های کنترل مدرن است و مزیت ویژه‌ی آن نسبت به روش‌های کلاسیک این است که طراحی کنترلر را از حالت تجربی و سعی و خطا درآورده و یک مبنای ریاضی و الگوریتمیک قوی برای طراحی ایجاد می‌کند و در کنار آن مشخصات ویژه‌ای را برای سیستم به دنبال می‌آورد. در کنترل بهینه سیگنال کنترل به نحوی محاسبه می‌شود تا یک شاخص عملکرد کمینه شده و برای بدست آوردن نیروی کنترل، یک معادله‌ی دیفرانسیل از نوع ریکاتی باید حل شود. در این روش کنترل، محدودیت‌هایی روی سیگنال کنترل و یا محدودیت‌های حالات سیستم وجود دارد.

تنظیم‌کننده‌ی خطی مرتبه‌ی دو یا به اختصار LQR به عنوان روش پایه‌ی تئوری کنترل مدرن و متداول‌ترین تئوری کنترل بهینه‌ی خطی، به دلیل راحتی پیاده‌سازی در مسائل

مهندسی و اینکه مبنای سایر تئوری‌های کنترلی است، رایج‌ترین الگوریتم محاسبه‌ی نیروهای کنترلی محسوب می‌شود [4,5] و در کنترل فعال و نیمه‌فعال سازه‌ها کاربرد دارد. موسی نژاد و پورزینلی [6] برای کنترل ارتعاشات لرزه‌ای یک سازه‌ی ۱۲ طبقه از میراگر ویسکوز نیمه‌فعال و الگوریتم LQR استفاده کرده‌اند. Basu و Nagarajaiah [2] یک الگوریتم LQR تطبیقی متغیر با زمان ارائه دادند. یونس‌پور و غفارزاده در سال ۲۰۱۴ [7] الگوریتم کنترل فعالی براساس روش LQR و توابع BPF ارائه کردند. در بسیاری از مطالعات نیز از شبکه‌های عصبی و منطق فازی استفاده شده است [8-11].

روش‌های کلاسیک کنترل بهینه به دلیل ساده‌سازی‌ها در فرمول‌بندی آن‌ها، دستیابی به پاسخ‌های بهینه را تضمین نمی‌کنند و پاسخ‌های نزدیک به بهینه برای مسائل کنترل بدست می‌دهند. همچنین در این روش‌ها به دلیل ناشناخته بودن تحریکات زمین از در نظر گرفتن آثار آن در محاسبه‌ی نیروهای کنترلی چشم‌پوشی می‌شود. همین مسائل زمینه‌ی ورود روش‌های بهینه‌سازی مدرن را در حوزه‌ی کنترل فراهم می‌کند. هزینه‌ی ایجاد و نگهداری از تاسیسات یا ساختمان و توان موردنیاز برای ایجاد سیستم کنترل سازه‌ای از دلایل دیگر گرایش به استفاده از رویکردهای بهینه‌سازی در مسائل کنترل محسوب می‌شود.

در بهینه‌سازی مسائل کنترل سازه‌ها به مواردی از قبیل مکان و تعداد محرک‌ها و بزرگی نیروی کنترل توجه می‌شود. ضمن اینکه می‌توان قیود دیگر طراحی مانند تغییر مکان، شتاب و ... را نیز وارد معادلات نمود. پورزینلی و همکاران در سال ۲۰۰۷ [12] برای بهینه‌سازی و طراحی پارامترهای میراگر جرم فعال ATMD^۳ از منطق فازی و الگوریتم ژنتیک بهره گرفته‌اند. Ribakov و Dancygier در سال ۲۰۰۳ [13]، از کنترلر فعال چندجمله‌ای برای یافتن نیروهای کنترل بهینه در گام‌های زمانی زلزله استفاده کردند. محبی و جغتایی [14] برای طراحی بهینه‌ی پارامترهای میراگر TMD^۴ در قاب‌های غیرخطی از الگوریتم ژنتیک استفاده کردند. امینی و همکاران [15] روشی برای یافتن

ممکن می‌سازد.

۲- مدل‌سازی سازه‌ی مجهز به سیستم کنترل فعال

معادله‌ی دینامیکی ارتعاش سازه‌ی مجهز به سیستم کنترل فعال تحت نیروهای زلزله به شکل رابطه‌ی (۱) نمایش داده می‌شود:

در این رابطه M ، C و K به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی سازه، $\ddot{x}$ و $\dot{x}$ و x به ترتیب بردارهای شتاب، سرعت و تغییر مکان و $\ddot{x}_g$ بردار ضرایب شتاب حرکت زمین، U بردار نیروهای کنترل، H بردار محل اعمال نیروهای کنترل و Γ بردار موقعیت نیروهای خارجی وارد بر سیستم (نیروهای زلزله) است.

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -M\Gamma\ddot{x}_g + HU \quad (1)$$

تبدیل با استفاده از بردار حالت $Z = [X, \dot{X}]^T$ معادلات حرکت مرتبه‌ی دوم را به فرم مرتبه‌ی اول فضای حالت به شکل رابطه‌ی (۲) تبدیل می‌کند. با این انتقال تعداد مجهولات مساله دو برابر می‌شود که برای حل این معادلات نیاز به n معادله‌ی اضافی است. این معادلات قانون کنترل پس‌خور نامیده می‌شوند.

$$A = \begin{bmatrix} O & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}_{2n \times 2n} \quad (2) \text{ در رابطه‌ی } \\ \text{ماتریس سیستم، } B = \begin{bmatrix} O \\ M^{-1}H \end{bmatrix}_{2n \times n}$$

$$\dot{Z}(t) = AZ(t) + BU(t) + E\ddot{x}_g(t) \quad (2)$$

$$E = \begin{bmatrix} O \\ -M^{-1}\Gamma \end{bmatrix}_{2n \times n} \text{ ماتریس تاثیر تحریک زلزله است.} \\ H = \{1\}_{n \times 1} \text{ و } \Gamma = \{1\}_{n \times 1}$$

شاخص عملکرد LQR به عنوان معیاری برای برقراری تعادل بین میزان کاهش پاسخ سیستم و کاهش انرژی کنترلی به صورت رابطه‌ی (۳) تعریف می‌شود. با بهینه‌سازی این شاخص مرتبه‌ی دوم، ماتریس G رابطه‌ی (۴) که ماتریس

نیروی کنترل بهینه‌ی میراگر ATMD ارائه دادند که از سه روش تبدیل موجک گسسته DWT، بهینه‌سازی حرکت جمعی ذرات (PSO) و کنترلر LQR استفاده می‌کند. جغتایی و محبی [16] الگوریتم کنترل فعال بهینه‌ای را برای کنترل سازه‌های غیرخطی براساس روش انتگرال‌گیری غیرخطی نیومارک و الگوریتم ژنتیک توزیع‌شده^۱ ارائه داده‌اند که در آن ماتریس وزنی Q به کمک الگوریتم ژنتیک توزیع یافته تعیین می‌شود. در برخی مطالعات نیز از بهینه‌سازی در یافتن تعداد و آرایش بهینه‌ی محرک‌ها استفاده شده است [17]. باقری و امینی [18] الگوریتم کنترل نوینی ارائه کردند که با ترکیب روش کنترل کلاسیک LQR و الگوریتم بهینه‌سازی جستجوی الگو^۲ نیروهای کنترل بهینه را محاسبه می‌نماید. در این روش پس از تجزیه‌ی زلزله سطح خطر یکنواخت مصنوعی به وسیله‌ی تبدیل موجک، عناصر ماتریس بهره‌ی کنترل در هر باند فرکانسی به وسیله‌ی روش جستجوی الگو بدست آمده و در محاسبه‌ی نیروی کنترل به کار گرفته می‌شوند. Amini و Bagheri [19] با هدف یافتن نیروی کنترل بهینه، برای محاسبه‌ی عناصر ماتریس بهره از الگوریتم رقابت استعماری استفاده کرده‌اند. اعمال الگوریتم ژنتیک برای تعیین ضرایب بهینه‌ی معادلات چند جمله‌ای نیروی کنترل [20] و استفاده از GA^3 و SA^4 برای یافتن بهره‌های کنترل‌کننده‌ی بهینه [21] از دیگر کاربردهای روش‌های بهینه‌سازی در زمینه‌ی کنترل سازه‌ها است.

هدف از این پژوهش طراحی سیستم کنترل فعال بهینه‌ای است که برخلاف روش LQR بدون چشم‌پوشی از آثار تحریک زلزله سیگنال کنترل را محاسبه می‌نماید. در این راستا ابتدا معادلات دینامیکی سازه‌ی مجهز به کنترلر فعال نوشته شده و سپس ماتریس بهره‌ی کنترلر با هدف کمینه کردن شاخص عملکرد به جای روش لاگرانژ به وسیله‌ی روش بهینه‌سازی تکامل تفاضلی محاسبه می‌شود. عدم نیاز به حل معادله‌ی ریکاتی و روند تکراری روش پیشنهادی در نظر گرفتن اثر تحریک خارجی را در محاسبه‌ی مقادیر نیروهای کنترل بهینه

- 1 . Distributed Genetic Algorithm
- 2 . Pattern Search
- 3 . Genetic Algorithm
- 4 . Simulated Annealing

فضاهای بزرگ در زمان کم، عدم نیاز به مشتق (گرادیان) تابع هدف، توانایی گریز از نقاط بهینه‌ی محلی، هزینه‌ی محاسباتی کم، قابلیت کار با متغیرهای تصمیم زیاد، بهینه‌سازی در فضای گسسته یا پیوسته، بهینه‌سازی توابع بسیار پیچیده، ریاضیات آسان و استفاده از قوانین احتمالی در فرآیند جستجو به جای قوانین قطعی اشاره کرد.

روش بهینه‌سازی تکامل تفاضلی (DE) یکی از تکنیک‌های نسبتاً جدید بهینه‌سازی فراکاوشی است که در سال ۱۹۹۵ به وسیله‌ی *storn* و *price* ارائه شد. این الگوریتم کار خود را با تشکیل یک جمعیت آغازین تصادفی از محدوده‌ی از پیش تعیین شده، آغاز می‌کند. هر انتخاب (عضو) بیانگر یک جواب کاندید برای مساله‌ی بهینه‌سازی است که با اعمال اپراتورهای الگوریتم در تکرارهای بعدی موقعیت اعضا بهبود یافته و جمعیت به سمت جواب بهینه هدایت می‌شود. الگوریتم تکامل تفاضلی (DE) پیشرفته‌تر از الگوریتم ژنتیک محسوب می‌شود. یکی از تفاوت‌های اصلی GA و DE در عملکرد انتخاب است. در GA انتخاب والد بسته به میزان شایستگی عضو دارد. اما در DE همه‌ی اعضا شانس برابر برای انتخاب شدن دارند. برخلاف GA، در DE گام‌های جهش از توزیع احتمالی مشخصی پیروی نمی‌کند بلکه از تفاضل میان اعضای جمعیت برای هدایت فرآیند جستجو استفاده می‌شود. همین مساله میزان مشارکت اعضای جمعیت در یافتن پاسخ‌های بعدی را افزایش می‌دهد. یکی دیگر از تفاوت‌های DE و GA ترتیب اعمال عملگرهای جهش و تقاطع است. در DE والدین در جهش و قبل از عمل تقاطع ایجاد می‌شوند. اما در GA والدین از جمعیت کنونی انتخاب شده و سپس عمل تقاطع و جهش روی آن‌ها انجام می‌گیرد. این تفاوت‌ها موجب شده است که الگوریتم تکامل تفاضلی حتی موثرتر از GA و SA ارزیابی شود [22].

با وجود مزایای فراوان، این الگوریتم تاکنون در مسائل مهندسی عمران به ویژه مبحث کنترل سازه‌ها بطور گسترده و منسجم استفاده نشده است.

بهره‌ی فیدبک نامیده می‌شود به دست آمده و طبق رابطه‌ی (۵) در تعیین نیروهای کنترل بکار گرفته می‌شود.

مساله‌ی کلیدی در روش LQR، یافتن ماتریس بهره‌ی G است که از طریق بهینه کردن شاخص عملکرد J به دست می‌آید. P ماتریس مربعی مثبت معین و پاسخ معادله‌ی دیفرانسیل ریکاتی RDE^1 است که ماتریس ریکاتی نامیده می‌شود.

$$J = \int_{t_0}^{t_f} (Z^T Q Z + U^T R U) dt \quad (3)$$

$$\{U(t)\}_{n \times 1} = -[G]_{n \times 2n} \{Z(t)\}_{2n \times 1} \quad (4)$$

$$G = R^{-1} B^T P \quad (5)$$

R و Q به ترتیب ماتریس‌های وزنی مربوط به پاسخ‌ها و نیروهای کنترلی هستند و مقادیر آنها بیانگر اهمیت نسبی کاهش پاسخ یا نیروی کنترلی است. عملکرد کنترلر به شدت تحت تاثیر انتخاب ماتریس‌های وزنی است. در عمل انتخاب ماتریس‌های وزنی به کمک سعی و خطا و به کمک تجربه‌ی طراح صورت می‌گیرد. Q ماتریس وزنی مربعی نیمه مثبت معین با بعد $2n$ (تعداد حالات سیستم) $(\det(Q) \geq 0)$ و R ماتریس وزنی مربعی مثبت معین $(\det(R) > 0)$ با بعد r است که r تعداد محرک‌ها است.

۳- الگوریتم بهینه‌سازی تکامل تفاضلی

الگوریتم‌های بهینه‌سازی تکاملی الگوریتم‌هایی بر مبنای جستجوی تصادفی است که از تکامل بیولوژیکی موجودات در فرآیند جستجو الگوبرداری می‌کنند. تصادف جزء کارآمد این الگوریتم‌های جستجوی جهانی است. شناخته‌ترین الگوریتم تکاملی، الگوریتم ژنتیک است. روش‌های جستجوی هدایت شده مانند روش‌های متاهوریستیک جزء روش‌های هوشمند بهینه‌سازی هستند که از اطلاعات کسب شده در روند جستجو به عنوان راهنمایی برای انتخاب نقطه یا نقاط مناسب بعدی بهره می‌گیرند و قابلیت حل مسائل پیچیده را دارند. از قابلیت‌های این روش‌ها می‌توان به توانایی جستجوی موثر

نسبت به حالت کنترل نشده هستند. شاخص‌های J_5 ، J_6 ، J_7 و J_8 به ترتیب بیانگر میزان کاهش میانگین جذر مربعات دریافت بین طبقه‌ای، تغییر مکان، شتاب و برش طبقات هستند. پارامتر J_9 نیز نسبت نیروی کنترلی ماکزیمم به وزن سازه است.

در مدل‌سازی مساله فرضیه‌های زیر بکار گرفته می‌شود:

- ۱- رفتار سازه رفتار برشی خطی است.
 - ۲- بردار اثر تحریک زلزله در معادله ارتعاش سیستم و معادلات فضای حالت وارد می‌شود.
 - ۳- از اثر تاخیر زمانی چشم‌پوشی می‌شود.
- پارامترهای روش بهینه‌سازی DE که در این مساله استفاده می‌شود در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱) پارامترهای مربوط به روش بهینه‌سازی فراکوشی DE

population size	25
maximum scale factor	0.8
minimum scale factor	0.2
crossover rate	0.2

Table 1: The parameters of Differential Evolution (DE) algorithm

۵- شبیه‌سازی عددی

بمنظور بررسی کارایی کنترلر، ارتعاشات دو سازه‌ی دو و ده درجه‌ی آزادی (شکل‌های ۱ و ۲) تحت تاثیر شتاب‌نگاشت‌های شکل (۳) با کنترلر پیشنهادی کنترل می‌شود.

شکل (۱) سازه‌ی دو درجه آزادی (2DOF) مجهز به سیستم کنترل

تاندون فعال

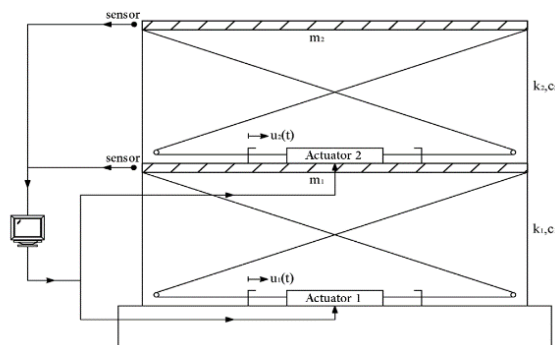


Fig. 1: The two-story shear frame (2 DOF) with active tendon

۴- اعمال بهینه‌سازی به مساله‌ی کنترل فعال

مساله‌ی طراحی کنترلر در این پژوهش، انتخاب و تعیین بهینه‌ی المان‌های ماتریس بهره‌ی پس‌خور با استفاده از روش بهینه‌سازی تکامل تفاضلی است. بدین منظور شاخص عملکرد مرتبه‌ی دوم J به عنوان تابع هزینه به وسیله‌ی روش DE مینیمم می‌شود. پس از محاسبه‌ی ماتریس بهره به وسیله‌ی الگوریتم پیشنهادی، پاسخ‌های کنترل نشده‌ی سازه و پاسخ‌های کنترل شده با روش پیشنهادی تحت تاثیر زلزله‌های تاریخی محاسبه شده و نتایج بدست آمده با روش LQR مورد مقایسه قرار می‌گیرد.

به منظور ارزیابی عملکرد سیستم کنترلی، مجموعه‌ای از شاخص‌های عملکرد بنچ‌مارک برای مقایسه‌ی پاسخ‌های کنترل شده و کنترل نشده تعریف شده‌اند. این شاخص‌ها براساس ماکزیمم پاسخ‌ها و نرم پاسخ‌ها تعریف می‌شوند [22] و فرمول محاسبه‌ی آن‌ها در زیر آمده است.

$$J_1 = \frac{\max_{t,j} |d_i^c(t)|}{\max_{t,j} |d_i^{uc}(t)|} \quad J_2 = \frac{\max_{t,j} |x_i^c(t)|}{\max_{t,j} |x_i^{uc}(t)|} \quad J_3 = \frac{\max_{t,j} |\ddot{x}_{ai}^c(t)|}{\max_{t,j} |\ddot{x}_{ai}^{uc}(t)|}$$

$$J_4 = \frac{\max_t \left| \sum_i m_i \ddot{x}_{ai}^c(t) \right|}{\max_t \left| \sum_i m_i \ddot{x}_{ai}^{uc}(t) \right|} \quad J_5 = \frac{\max_{t,j} \left| \frac{d_i^c(t)}{h_i} \right|}{\max_{t,j} \left| \frac{d_i^{uc}(t)}{h_i} \right|} \quad J_6 = \frac{\max_{t,j} \|x_i^c(t)\|}{\max_{t,j} \|x_i^{uc}(t)\|}$$

$$J_7 = \frac{\max_{t,j} \|\ddot{x}_{ai}^c(t)\|}{\max_{t,j} \|\ddot{x}_{ai}^{uc}(t)\|} \quad J_8 = \frac{\max_t \left| \sum_i m_i \ddot{x}_{ai}^c(t) \right|}{\max_t \left| \sum_i m_i \ddot{x}_{ai}^{uc}(t) \right|} \quad J_9 = \frac{\max_{t,j} |f_i(t)|}{W}$$

$d_i(t)$ ، $\ddot{x}_i(t)$ ، $x_i(t)$ ، $h_i(t)$ ، m_i به ترتیب دریافت، ارتفاع، تغییر مکان، شتاب و جرم طبقه‌ی i ام، $f_i(t)$ نیروی کنترل تولید شده به وسیله‌ی محرک I ام و W نماینده‌ی وزن سازه است. حروف c و uc به ترتیب مربوط به حالت کنترل-شده و کنترل نشده است. عبارت $\max$ به معنی اپراتور ماکزیمم، علامت $\| \cdot \|$ به معنی عملیات قدرمطلق روی $*$ و $\| \cdot \|$ نماد عملگر میانگین جذر مربعات (RMS) روی $*$ است.

شاخص J_1 برای بررسی توانمندی کنترلر در کاهش ماکزیمم دریافت بین طبقه‌ای نسبت به حالت کنترل نشده تعریف می‌شود. شاخص‌های J_2 ، J_3 ، J_4 به ترتیب نماینده‌ی کاهش بیشینه‌ی پاسخ تغییر مکان، شتاب و برش پایه‌ی سازه

شکل (۳) تاریخی‌های زمانی رکوردهای زلزله‌ای اعمال شده به سازه‌های

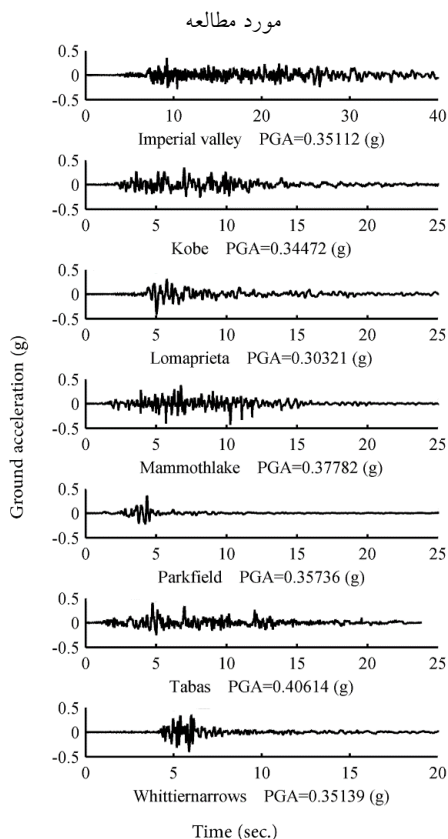


Fig. 3: Time histories of historical earthquake records used in this study

۵-۱- سازه‌ی دو درجه آزادی

۵-۱-۱- سازه‌ی دو درجه آزادی تحت تحریک زلزله‌ی Imperialvalley
با تحریک سازه‌ی دو درجه آزادی به وسیله‌ی شتاب-نگاشت زلزله‌ی Imperialvalley، پاسخ‌های کنترل‌نشده و کنترل‌شده‌ی سازه با کنترلر پیشنهادی بدست آمده و نیروی کنترلی محاسبه شده است. شکل-های (۴ تا ۶) تاریخی‌های زمانی پاسخ‌های سازه و شکل (۷) تاریخی‌های زمانی نیروی کنترلی مورد نیاز را نمایش می‌دهد.

شکل (۴) پاسخ تغییر مکان طبقه‌ی دوم سازه‌ی 2DOF تحت تحریک زلزله‌ی Imperialvalley

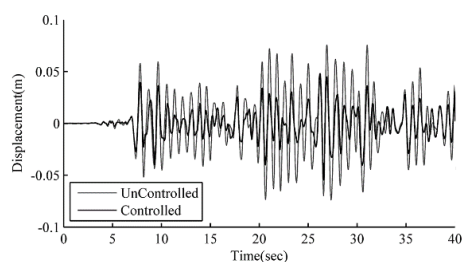


Fig. 4: The displacement response of top story (2DOF) under Imperialvalley earthquake

شکل (۲) سازه‌ی ده درجه آزادی (10DOF) مجهز به سیستم کنترل تاندون

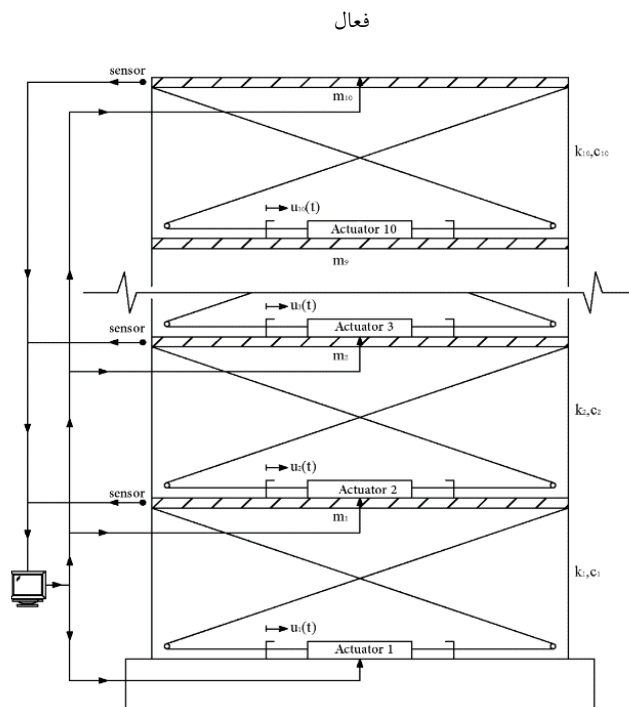


Fig. 2: The ten-story shear frame (10 DOF) with active tendon

جدول (۲) مشخصات دینامیکی سازه‌ی دو درجه آزادی

story	story mass (kg)	story stiffness (kN/m)	story height (m)
1-2	50000	8000	3.00

Table 2: Structural properties of two-story shear frame

نسبت میرایی ۵ درصد فرض می‌شود.

جدول (۳) مشخصات دینامیکی سازه‌ی ده درجه آزادی

story	story mass (kg)	story stiffness (kN/m)	story height (m)
1-5	60000	12000	3.00
6-10	60000	8000	3.00

Table 3: Structural properties of ten-story shear frame

نسبت میرایی ۳ درصد فرض می‌شود.

محرك‌ها در تمام طبقات قرار داشته و بنابراین نیروی

کنترلی در تمام درجات آزادی اعمال می‌شود.

با کدنویسی در محیط نرم‌افزار متلب پاسخ‌های کنترل‌شده

و کنترل‌نشده‌ی سازه تحت تاثیر شتاب‌نگاشت‌های معرفی شده

محاسبه می‌شوند.

روند بهینه‌یابی تابع هدف بهینه‌سازی به وسیله‌ی الگوریتم تکامل تفاضلی در شکل (۸) نمایش داده شده است.

ماکزیمم پاسخ‌های سازه در جدول (۴) و شاخص‌های عملکرد ۹ گانه برای این سازه در دو حالت کنترل‌کننده‌ی LQR و کنترلر پیشنهادی در جدول (۵) آورده شده است. همچنین به دلیل ماهیت تصادفی کنترلر مبتنی بر الگوریتم تکامل تفاضلی میانگین ۱۰ بار اجرای الگوریتم نیز محاسبه شده و در جداول آمده است.

جدول (۴) پاسخ‌های ماکزیمم سازه‌ی دو درجه آزادی تحت تحریک زلزله-

Imperialvalley ی

	J	$D_{max}(mm)$	$V_{max}(mm/sec)$	$U_{max}(kN)$
LQR	2.0398	57.8899	543.9438	52.1481
DE	2.0275	54.6973	516.9333	51.0561
average	2.0308	55.0523	521.3245	50.8276

Table 4: Maximum responses of two-story shear frame under Imperialvalley earthquake

در این جدول J شاخص عملکرد مرتبه‌ی دوم و D_{max} ، V_{max} و U_{max} به ترتیب ماکزیمم تغییر مکان، ماکزیمم سرعت و نیروی کنترل پیشینه‌ی طبقه‌ی دوم سازه است.

جدول ۵: شاخص‌های عملکرد سازه‌ی دو درجه آزادی تحت تحریک

Imperialvalley زلزله‌ی

	LQR	DE	average
J_1	0.7322	0.6863	0.6943
J_2	0.7543	0.7111	0.7167
J_3	0.867	0.8282	0.8335
J_4	0.8936	0.8516	0.8589
J_5	0.5552	0.5262	0.5270
J_6	0.5491	0.5192	0.5223
J_7	0.6406	0.6149	0.6158
J_8	0.633	0.6057	0.6103
J_9	0.0532	0.052	0.0518

Table 5: Performance Indexes of two-story shear frame under Imperialvalley earthquake

نتایج حاصل از اعمال کنترلر پیشنهادی بیانگر کاهش در ماکزیمم پاسخ‌های تغییر مکان و سرعت سازه در مقایسه با روش LQR می‌باشد. همچنین نیروی کنترل ماکزیمم مورد نیاز نیز در مقایسه با روش LQR کاهش یافته است. نتایج بدست

شکل (۵) پاسخ سرعت طبقه‌ی دوم سازه‌ی 2DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Imperialvalley

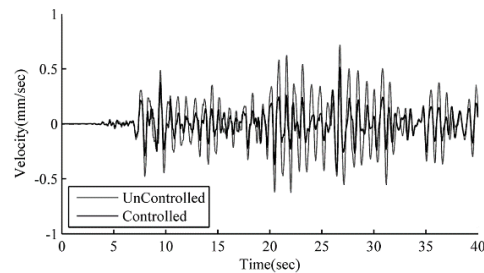


Fig. 5: The velocity response of top story (2DOF) under Imperialvalley earthquake

شکل (۶) پاسخ شتاب طبقه‌ی دوم سازه‌ی 2DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Imperialvalley

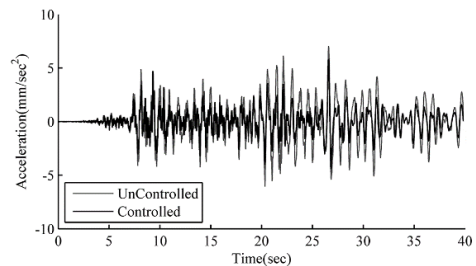


Fig. 6: The acceleration response of top story (2DOF) under Imperialvalley earthquake

شکل (۷) نیروی کنترل طبقه‌ی دوم سازه‌ی 2DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Imperialvalley

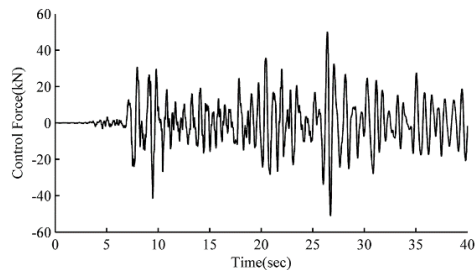


Fig. 7: The required control force at top story (2DOF) under Imperialvalley earthquake

شکل (۸) روند بهینه‌سازی شاخص عملکرد سازه‌ی 2DOF تحت تحریک

Imperialvalley زلزله‌ی

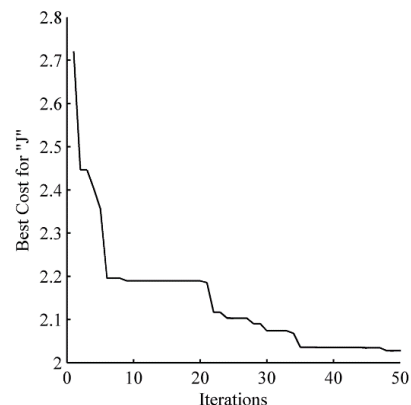


Fig. 8: The convergence curve of the performance index (2DOF) under Imperialvalley earthquake

شکل (۱۳) روند بهینه‌سازی شاخص عملکرد سازه‌ی 2DOF تحت تحریک

زلزله‌ی Lomapieta

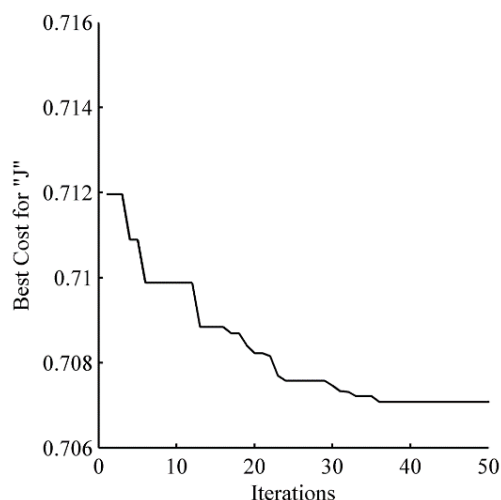


Fig. 13: The convergence curve of the performance index (2DOF) under Lomapieta earthquake

جدول ۶: پاسخ‌های ماکزیمم سازه‌ی دو درجه آزادی تحت تحریک زلزله‌ی

Lomapieta				
	J	$D_{max}(mm)$	$V_{max}(mm/sec)$	$U_{max}(kN)$
LQR	0.7159	54.3281	434.9845	41.8218
DE	0.7071	53.7566	430.819	40.6933
average	0.7071	53.8019	431.0046	40.8010

Table 6: Maximum responses of two-story shear frame under Lomapieta earthquake

جدول ۷: شاخص‌های عملکرد سازه‌ی دو درجه آزادی تحت تحریک

زلزله‌ی Lomapieta

	LQR	DE	average
J_1	0.6346	0.6218	0.6220
J_2	0.6877	0.6787	0.6792
J_3	0.8713	0.877	0.8759
J_4	0.8942	0.8778	0.8789
J_5	0.4578	0.44447	0.4453
J_6	0.4654	0.4522	0.4527
J_7	0.5899	0.5815	0.5809
J_8	0.5704	0.5556	0.5563
J_9	0.0426	0.0415	0.0416

Table 7: Performance Indexes of two-story shear frame under Lomapieta earthquake

۵-۲- سازه‌ی ده درجه آزادی

۵-۲-۱- سازه‌ی ده درجه آزادی تحت تحریک زلزله‌ی Parkfield

جداول بیانگر کارایی کنترلر پیشنهادی در کاهش بیشینه‌ی

پاسخ‌ها و انرژی کنترل برای این سازه تحت تحریک زلزله‌ی

آمده برای شاخص‌های عملکرد نیز بهبود این مقادیر را برای کنترلر مبتنی بر DE در مقایسه با روش کلاسیک LQR نشان می‌دهد.

۵-۱-۲- سازه‌ی دو درجه آزادی تحت تحریک زلزله‌ی Lomapieta

شکل (۹) پاسخ تغییر مکان طبقه‌ی دوم سازه‌ی 2DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Lomapieta

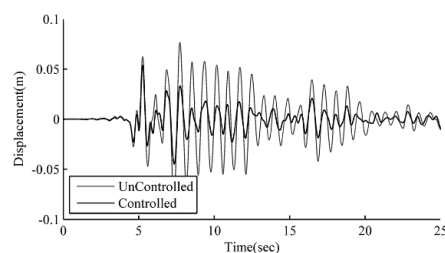


Fig. 9: The displacement response of top story (2DOF) under Lomapieta earthquake

شکل (۱۰) پاسخ سرعت طبقه‌ی دوم سازه‌ی 2DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Lomapieta

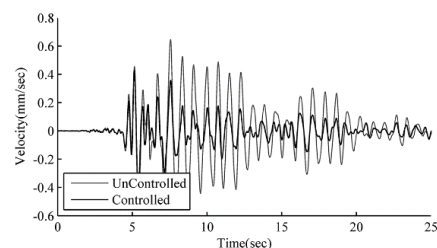


Fig. 10: The velocity response of top story (2DOF) under Lomapieta earthquake

شکل (۱۱) پاسخ شتاب طبقه‌ی دوم سازه‌ی 2DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Lomapieta

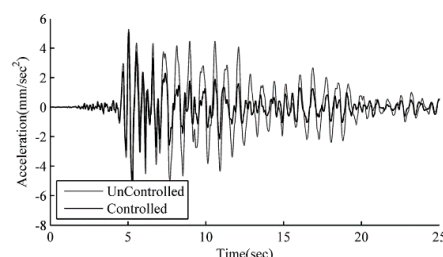


Fig. 11: The acceleration response of top story (2DOF) under Lomapieta earthquake

شکل (۱۲) نیروی کنترل طبقه‌ی دوم سازه‌ی 2DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Lomapieta

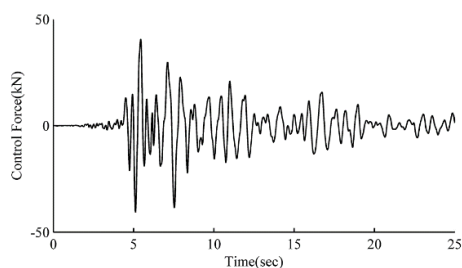


Fig. 12: The required control force at top story (2DOF) under Lomapieta earthquake

Lomapieta نسبت به روش LQR است.

شکل (۱۸) روند بهینه‌سازی شاخص عملکرد سازی 10DOF تحت

تحریک زلزله‌ی Parkfield

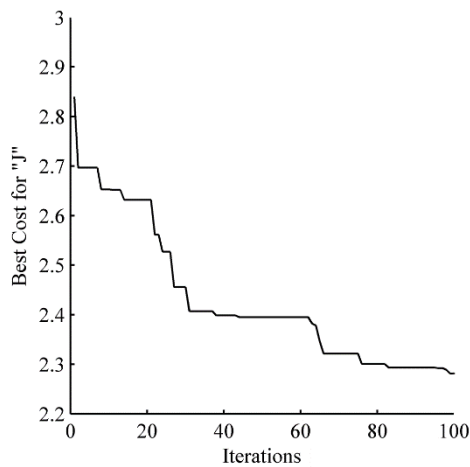


Fig 18: The convergence curve of the performance index (10DOF) under Parkfield earthquake

جدول ۸: پاسخ‌های ماکزیمم سازی ده درجه آزادی تحت تحریک زلزله‌ی

Parkfield

	J	$D_{max}(mm)$	$V_{max}(mm/sec)$	$U_{max}(kN)$
LQR	2.6968	23.0211	167.7452	165.9147
DE	2.2813	18.6649	117.4567	154.462
average	2.2922	17.5536	118.8966	160.1096

Table 8: Maximum responses of ten-story shear frame under Parkfield earthquake

جدول ۹: شاخص‌های عملکرد سازی ده درجه آزادی تحت تحریک زلزله -

ی Parkfield

	LQR	DE	average
J_1	0.5029	0.2741	0.3204
J_2	0.1987	0.1322	0.1393
J_3	0.5474	0.4659	0.4673
J_4	0.6933	0.4579	0.4817
J_5	0.1354	0.1009	0.1070
J_6	0.1926	0.1325	0.1389
J_7	0.3747	0.2754	0.2915
J_8	0.5369	0.3517	0.3675
J_9	0.0309	0.0349	0.0365

Table 9: Performance Indexes of ten-story shear frame under Parkfield earthquake

با اعمال کنترلر بهینه، مقدار ماکزیمم تغییر مکان طبقه‌ی فوقانی سازی ده درجه آزادی با اعمال ۶ درصد نیروی کنترلی کمتر در مقایسه با روش LQR تا ۱۸ درصد و سرعت طبقه تا ۲۹ درصد کاهش یافته است.

شکل (۱۴) پاسخ تغییر مکان طبقه‌ی دهم سازی 10DOF تحت تحریک

Parkfield زلزله‌ی

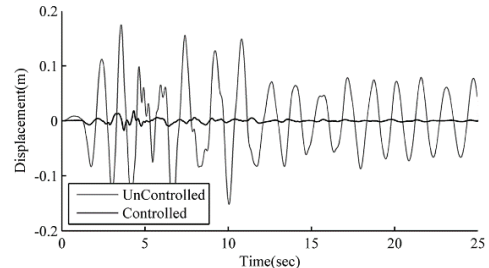


Fig 14: The displacement response of top story (10DOF) under Parkfield earthquake

شکل (۱۵) پاسخ سرعت طبقه‌ی دهم سازی 10DOF تحت تحریک زلزله -

ی Parkfield

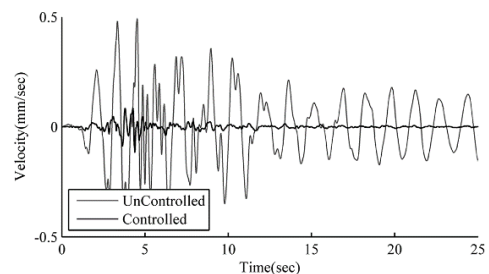


Fig 15: The velocity response of top story (10DOF) under Parkfield earthquake

شکل (۱۶) پاسخ شتاب طبقه‌ی دهم سازی 10DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Parkfield

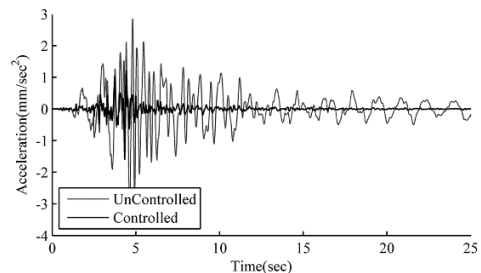


Fig 16: The acceleration response of top story (10DOF) under Parkfield earthquake

شکل (۱۷) نیروی کنترل طبقه‌ی دهم سازی 10DOF تحت تحریک زلزله‌ی

Parkfield

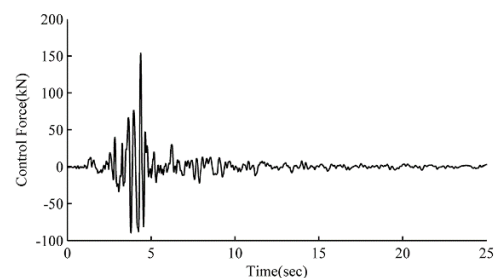


Figure 17: The required control force at top story (10DOF) under Parkfield earthquake

جدول (۱۲) درصد کاهش شاخص‌های عملکرد سازه‌ی دو درجه آزادی نسبت به روش LQR تحت زلزله‌های مورد مطالعه

	Kobe	Mammoth lake	Parkfield	Tabas	Whittier narrows
J ₁	3.89	1.17	0.48	1.63	3.49
J ₂	3.37	0.75	0.68	0.88	1.57
J ₃	-6.76	-0.98	2.34	-0.3	5.76
J ₄	-1.11	0.48	2.88	1.33	3.75
J ₅	4.12	1.08	-1.53	1.92	1.53
J ₆	-0.39	1.19	-4.07	1.39	2.46
J ₇	-4.54	-0.18	-3.04	0.14	3.8
J ₈	-.01	1.24	-2.51	0.78	1.9
J ₉	8.12	0.91	50.64	6.05	9.8

Table 12: Reduction percentage of performance indexes compared to LQR for two-story shear frame under studied earthquakes

جدول (۱۳) درصد کاهش شاخص‌های عملکرد سازه‌ی ده درجه آزادی نسبت به روش LQR تحت زلزله‌های مورد مطالعه

	Imperial valley	Kobe	Loma prieta	Mammoth lake	Tabas	Whittier narrows
J ₁	71.6	48.07	30.39	50.7	54.61	66.47
J ₂	53.48	15.97	10.19	24.52	42.05	59.61
J ₃	51.58	29.79	13.33	31.08	41.78	49.76
J ₄	48.53	28.85	18.28	25.24	36.64	58.48
J ₅	57.54	23.71	20.71	33.41	34.89	51.89
J ₆	54.17	20.47	13.23	25.02	44.58	58.11
J ₇	46.86	12.97	4.25	15.6	29.98	53.07
J ₈	51.47	28.32	18.33	24.15	33.05	60.4
J ₉	-10.09	-15.65	-9.16	-10.03	-	-14.38

Table 13: Reduction percentage of performance indexes compared to LQR for ten-story shear frame under studied earthquakes

۶- بحث و نتیجه‌گیری

در این پژوهش عملکرد کنترلر پیشنهادی مبتنی بر الگوریتم تکامل تفاضلی در مقایسه با روش LQR با کنترل ارتعاشات دو سازه تحت ۷ زلزله‌ی مهم ارزیابی شد. نتایج حاصل از شبیه‌سازی‌های عددی بیانگر عملکرد مناسب این روش در دستیابی به پاسخ‌های بهینه با صرف انرژی کنترلر کمتر است. قابلیت‌های روش DE و توانایی کنترلر در لحاظ نمودن اثر تحریک خارجی در محاسبات از جمله ویژگی‌های این کنترلر محسوب می‌شود که نتایج رضایت‌بخشی را نسبت به روش LQR سبب شده است.

جدول (۱۰) پاسخ‌های ماکزیمم سازه‌ی دو درجه آزادی تحت تحریک زلزله‌های مطالعه شده

		J	D _{max} (mm)	V _{max} (mm/sec)	U _{max} (kN)
Imperial valley	LQR	2.0398	57.8899	543.9438	52.1481
	DE	2.0275	54.6973	516.9333	51.0561
Kobe	LQR	0.3901	27.8889	238.3637	48.7784
	DE	0.3884	27.0115	241.3711	44.8177
Lomapieta	LQR	0.7159	54.3281	434.9845	41.8218
	DE	0.7071	53.7566	430.819	40.6933
Mammoth lake	LQR	0.5904	41.6521	330.9969	31.9844
	DE	0.5843	41.4049	324.9336	31.6921
Parkfield	LQR	0.1320	24.5515	279.2272	26.6465
	DE	0.1138	24.3645	283.0937	13.1525
Tabas	LQR	0.7587	46.3956	424.4849	41.3702
	DE	0.7542	46.0931	418.6984	38.8689
Whittier narrows	LQR	0.1378	27.3727	279.1892	58.2020
	DE	0.1368	27.1782	279.8755	52.4956

Table10: Maximum responses of two-story shear frame under studied earthquakes

جدول (۱۱) پاسخ‌های ماکزیمم سازه‌ی ده درجه آزادی تحت تحریک زلزله‌های مطالعه شده

		J	D _{max} (mm)	V _{max} (mm/sec)	U _{max} (kN)
Imperial valley	LQR	2.1843	12.1022	59.8450	195.549
	DE	1.5326	8.5599	55.192	183.623
Kobe	LQR	1.2970	10.5788	61.4210	193.164
	DE	1.2180	9.9724	65.6596	190.1773
Lomapieta	LQR	2.0027	25.3645	79.2757	245.9689
	DE	1.8515	22.6424	67.8960	211.4200
Mammoth lake	LQR	2.0643	19.4617	73.4676	244.8707
	DE	1.7624	16.7939	79.2689	218.1853
Parkfield	LQR	2.6968	23.0211	167.7452	165.9147
	DE	2.2813	18.6649	117.4567	154.462
Tabas	LQR	0.9798	7.9150	103.2541	183.748
	DE	0.8996	5.7669	82.1539	179.5372
Whittier narrows	LQR	10.7938	50.68	223.8459	228.1499
	DE	7.9878	23.9121	105.3745	204.4482

Table11: Maximum responses of ten-story shear frame under studied earthquakes

۷- مراجع

References

- [14] Mohebbi, M. & Joghataie, A. 2012 Designing optimal tuned mass dampers for nonlinear frames by distributed genetic algorithms. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **21**(1), 57-76.
- [15] Amini, F., Hazaveh, K. & Rad, A.A. 2013 Wavelet PSO-Based LQR Algorithm for Optimal Structural Control Using Active Tuned Mass Dampers. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, **28**, 542-557.
- [16] Joghataie, A. & Mohebbi, M. 2012 Optimal control of nonlinear frames by Newmark and distributed genetic algorithms. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **21**(2), 77-95.
- [17] Wongprasert, N. & Symans, M. 2004 Application of a genetic algorithm for optimal damper distribution within the nonlinear seismic benchmark building. *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(4), 401-406.
- [18] Bagheri, A. & Amini, F. 2013 Control of structures under uniform hazard earthquake excitation via wavelet analysis and pattern search method. *Structural Control and Health Monitoring*, **20**(5), 671-685.
- [19] Amini, F. & Bagheri, A. 2012 Optimal control of structures under earthquake excitation based on the colonial competitive algorithm. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*.
- [20] Cha, Y.J. & Agrawal, A.K. 2013 Decentralized output feedback polynomial control of seismically excited structures using genetic algorithm. *Structural Control and Health Monitoring*, **20**(3), 241-258.
- [21] Kundu, S. & Kawata, S. 1996 Genetic algorithms for optimal feedback control design. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, **9**(4), 403-411.
- [22] Storn, R. & Price, K. 1997 Differential evolution—a simple and efficient heuristic for global optimization over continuous spaces. *Journal of global optimization*, **11**(4), 341-359.
- [23] Ohtori, Y., Christenson, R., Spencer Jr, B. & Dyke, S. 2004 Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings. *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(4), 366-385.
- [1] Yang, J.N., Akbarpour, A. & Ghaemmaghami, P. 1987 New optimal control algorithms for structural control. *Journal of Engineering Mechanics*, **113**(9), 1369 1386.
- [2] Basu, B. & Nagarajaiah, S. 2008 A wavelet based time varying adaptive LQR algorithm for structural control. *Engineering Structures*, **30**, 2470 2477.
- [3] Amini, F. & Tavassoli, M.R. 2005 Optimal structural active control force, number and -placement of controllers. *Engineering structures*, **27**(9), 1306 1316.
- [4] Athans, M. 1966 The status of optimal control theory and applications for deterministic systems. *Automatic Control, IEEE Transactions on*, **11**(3), 580 596.
- [5] Kumar, M.S. & Vijayarangan, S. 2006 Design of LQR controller for active suspension system. *Indian journal of engineering and materials sciences*, **13**(3), 173.
- [6] Mousanejad, T. & Pourzeynali, S. 2008 کنترل لرزه ای ساختمانهای بلند با استفاده از میراگرهای ویسکوز نیمه فعال (Seismic control of tall buildings using semi active viscous dampers) in 4th National Civil Engineering Conference, Tehran, Iran, (In Persian).
- [7] Younespour, A. & Ghaffarzadeh, H. 2014 Structural active vibration control using active mass damper by block pulse functions. *Journal of Vibration and Control*, 1077546313519285.
- [8] Ghaboussi, J. & Joghataie, A. 1995 Active control of structures using neural networks. *Journal of Engineering Mechanics*, **121**(4), 555 567.
- [9] Joghataie, A., Neural networks and fuzzy logic for structural control. 1994, University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana Champaign.
- [10] Bani Hani, K. & Ghaboussi, J. 1998 Nonlinear structural control using neural networks. *Journal of engineering mechanics*, **124**(3), 319 327.
- [11] Bhardwaj, M. & Datta, T. 2006 Semiactive fuzzy control of the seismic response of building frames. *Journal of structural engineering*, **132**(5), 791 799.
- [12] Pourzeynali, S., Lavasani, H. & Modarayi, A. 2007 Active control of high rise building structures using fuzzy logic and genetic algorithms. *Engineering Structures*, **29**(3), 346 357.
- [13] Ribakov, Y. & Dancygier, A. 2003 Optimal control of MDOF structures with controlled stiffness dampers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **12**(5), 351 369.

Design of optimal controller of structures: Differential evolution algorithm

J. Katebi^{1*}, M. Shoaeei-parchin²

1- Assistant Prof., Structural Eng. Dept., Faculty of Civil Eng., University of Tabriz

2- M.Sc. of Structural Engineering, Faculty of Civil Eng., University of Tabriz

* jkatebi@tabrizu.ac.ir

Abstract:

One of the most important goals of optimal control of structures is achieving the desired reduction in responses using minimal control forces. Regarding many researches conducted in the field of active control, several control algorithms have been presented over the past few decades. Most of these researches calculate the required control forces by optimizing a second-order performance index. There exist simplifying assumptions in formulation of these classic algorithms and constraints in mathematical optimization techniques that have been used in optimizing the performance index. For example, because of unknown nature of earthquakes, the LQR classic controller cannot consider the external forces -as earthquake excitation- in calculation of control signal. This may make difficulties in finding the optimal solution for optimization problem. Metaheuristic optimization methods, such as differential evolution, are modern algorithms and because of their special capabilities in finding global optima are powerful tools that can be used in solving complex problems. Despite of many advantages, these methods has not been used extensively for solving civil engineering problems, especially in the field of active control of structures. In this paper active control of structures is considered as an optimization problem and a controller is proposed. The controller uses the differential evolution metaheuristic algorithm for finding gain matrix elements of active control problem. The gain matrix elements are globally searched by differential evolution algorithm to minimize the LQR performance index. The proposed method is repetitive and does not need to solve the Riccati differential equation. Therefore, it is possible to consider the effect of external excitation in finding the gain matrix and calculation of control signal. The controller is applied on sample 2DOF and 10DOF structures. Responses of these structures under several excitations from the historical earthquake records are obtained by MATLAB programming. In addition to the performance index, the maximum control force, maximum displacement and 9 benchmark indexes -previously measured in controlled structures- are calculated in this study. These indexes represent the reduction of controlled maximum and average responses of structure in comparison with uncontrolled responses. In order to evaluate the effectiveness of the proposed controller, these 9 performance indexes are calculated for 2DOF and 10DOF examples against 7 historical earthquakes and are compared for proposed and LQR controller. The simulation results indicate that the proposed method is effective in keeping the controlled responses of structures in desired range. This is also efficient in reducing the vibrations of structures with lower need to control the amount of energy in comparison with LQR algorithm. Because of the great capabilities of DE algorithm in searching large spaces and due to the iterative nature of controller, it considers the effects of external forces in control process. Numerical simulation shows that performance of the presented control algorithm is better than the LQR controller in finding the optimal displacements and control forces. Therefore, metaheuristic algorithms such as differential evolution can be used in active control of structures to achieve more efficient results in comparison with classic controllers.

Keywords: Active Control, Metaheuristic, Differential Evolution, Optimization.

مدل سازی رفتار سخت‌شدگی کششی اعضاء بتن مسلح الیافی

رضا کامرانی راد^۱، مسعود سلطانی محمدی^{۲*}

۱. دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

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

تاریخ دریافت: [۱۳۹۵/۸/۲۲]

تاریخ پذیرش: [۹۵/۱۰/۱۸]

msoltani@modares.ac.ir

چکیده - افزودن الیاف به بتن مسلح، باعث ایجاد تغییراتی در سازوکارهای انتقال تنش روی سطح ترک می‌شود که از مهمترین آنها می‌توان به تغییر سازوکار انتقال کشش و برش اشاره نمود. پس از ایجاد ترک در نمونه، علاوه بر آرماتور، الیاف نیز دو سطح ترک را به هم متصل کرده و در انتقال تنش کششی بین دو صفحه‌ی ترک موثر است. این موضوع باعث افزایش ظرفیت کششی بتن و کاهش فواصل ترک‌ها در نمونه خواهد شد. در این مطالعه، رفتار نمونه‌های بتن الیافی دارای آرماتور تحت کشش خالص به صورت تحلیلی مدل سازی شده است. به منظور مدل‌سازی این رفتار، سازوکارهای موثر بر رفتار کششی نمونه مانند مدل رفتاری آرماتور، مدل رفتاری بتن تحت کشش، مدل انتقال تنش پیوند بتن و آرماتور و همچنین مدل رفتاری الیاف فولادی مستقیم و قلابدار تحت کشش در نظر گرفته شده است و با استفاده از یک الگوریتم عددی و روش حل تکراری و با فرض توزیع یکنواخت و تصادفی برای موقعیت و زاویه‌ی الیاف در نمونه، منحنی افزایش طول-ظرفیت باربری کششی نمونه تحت کشش خالص محاسبه می‌شود. با مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی، می‌توان گفت که نتایج تحلیل‌ها انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد و به نظر می‌رسد فرضیات در نظر گرفته شده دارای دقت مناسبی هستند. در انتهای این مطالعه، به منظور بررسی کارایی مدل، اثر افزودن الیاف روی رفتار تنش کرنش متوسط آرماتور، رفتار سخت‌شدگی کششی ناشی از بتن و همچنین تاثیر الیاف روی فاصله‌ی ترک‌های ایجاد شده در نمونه بررسی شده است.

واژگان کلیدی: بتن الیافی، رفتار سخت‌شدگی کششی، الیاف فولادی، مدل رفتاری متوسط

۱- مقدمه

یکی از راهکارهایی که امروزه برای تقویت ظرفیت کششی بتن استفاده می‌شود، افزودن انواع الیاف به بتن است. به همین دلیل لازم است به منظور مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های بتن مسلح، تاثیر افزودن الیاف نیز در نظر گرفته شود. در یک نمونه‌ی بتن مسلح که تحت کشش خالص قرار می‌گیرد، قبل از ایجاد ترک در نمونه، بتن و آرماتور رفتاری خطی داشته و به صورت توأم در باربری کششی نمونه سهیم هستند، ولی پس از رخداد اولین ترک، ظرفیت کششی بتن در محل ترک کاهش

یافته و به صفر می‌رسد که این رفتار بتن، نرم‌شدگی کششی^۱ نامیده می‌شود. در این مرحله علاوه بر آرماتور، بتن قرار گرفته بین دو ترک هنوز در باربری کششی نمونه تاثیرگذار است. به عبارت دیگر، در این ناحیه تنش کششی از طریق پیوند بتن و آرماتور به بتن منتقل می‌شود که به این رفتار، سخت‌شدگی کششی^۲ بتن گفته می‌شود و روی سختی و ظرفیت باربری نمونه تاثیرگذار است [1]. با توجه به اینکه این سازوکارها در رفتار غیرخطی بتن تاثیرگذار هستند برای در نظر گرفتن آنها

1 Tension Softening
2 Tension Stiffening

باید از مدل‌های غیرخطی استفاده نمود. یکی از روش‌های مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن، استفاده از مدل‌های رفتاری متوسط‌گیری شده روی کل نمونه است [1]. در این روش به منظور توسعه‌ی مدل رفتاری هر سازوکار، رفتار نمونه‌ی بتنی در یک طول مشخص شامل تعدادی ترک متوسط‌گیری می‌شود. با توجه به این موضوع، هرچقدر سازوکارهای موثر در این طول از نمونه با دقت بیشتری در نظر گرفته شوند، مدل به دست آمده معتبرتر بوده و رفتار کلی المان را با دقت بیشتری پیش‌بینی می‌نماید.

به منظور بررسی رفتار غیرخطی کششی بتن مسلح الیافی، تاکنون آزمایش‌های زیادی انجام شده است [2-5] و تاثیر پارامترهای متعددی مانند جنس، شکل هندسی و درصد الیاف، مقاومت بتن و قطر آرماتور روی رفتار کششی این نوع از بتن بررسی شده است. در همین راستا، پژوهشگران تلاش کرده‌اند مدل‌هایی برای پیش‌بینی این رفتار ارائه کنند. مدل‌های موجود بیشتر مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی بوده [3-6] و مدل‌های فقط تحلیلی اندکی [7, 8] در این زمینه ارائه شده است. بیشتر مدل‌های مبتنی بر نتایج آزمایش‌قادرند فقط تاثیر الیاف روی ظرفیت نهایی کششی نمونه را پیش‌بینی کنند و نمی‌توانند تفاوت رفتار کششی نمونه‌ی الیافی دارای آرماتور و آرماتور تنها را مدل‌سازی نمایند. در این مدل‌ها با کسر ظرفیت کل نمونه از ظرفیت آرماتور منفرد، رفتار بتن و الیاف به صورت توأم به دست می‌آید. به عبارت دیگر نمی‌توان با استفاده از این مدل‌ها، ظرفیت الیاف و بتن به تنهایی و همچنین نقش پیوند بتن و آرماتور را تعیین نمود. برای برطرف نمودن این ضعف، لازم است تنش‌های ایجاد شده در آرماتور و بتن بین دو سطح ترک به صورت موضعی بررسی شده و نقش الیاف نیز به صورت مجزا در نظر گرفته شود.

به منظور در نظر گرفتن نقش الیاف در مدل‌های تحلیلی، لازم است علاوه بر تعیین مدل رفتاری الیاف تحت کشش، توزیع الیاف در نمونه نیز مشخص شود. در سال‌های اخیر مطالعات گسترده‌ای روی توسعه‌ی مدل‌های رفتاری الیاف با استفاده از نتایج آزمایش و همچنین مدل‌های تحلیلی [9-14] صورت گرفته است. از مهمترین مدل‌های تحلیلی ارائه شده

می‌توان به مدل طول درگیر متغیر¹ VEM [14] و مدل طول موثر² DEM [10, 11] اشاره نمود. در هر دو این مدل‌ها، توزیع موقعیت و زاویه‌ی الیاف در نمونه‌ی سه بعدی به صورت کاملاً یکنواخت در نظر گرفته شده است. در مدل VEM فرض شده است که برای درگیر شدن انتهای قلابدار الیاف، مقدار مشخصی لغزش باید در فیبر ایجاد شود و پس از این لغزش، توزیع تنش بین فیبر و بتن یکنواخت در نظر گرفته شده است که این موضوع از نقاط ضعف آن است. همچنین در این مدل کل لغزش فیبر در طول کوچکتر فیبر اعمال شده و از بیرون کشیدگی طول بلندتر چشم‌پوشی می‌شود. در مدل DEM لغزش ایجاد شده در الیاف در هر دو طرف فیبر توزیع می‌شود. همچنین برای الیاف قلابدار، از مدل پیوند بتن و فیبر غیریکنواخت استفاده شده است که این مساله از نقاط قوت این مدل است.

با توجه به توضیحات فوق، در این مطالعه سعی شده است رفتار کششی نمونه‌ی بتن الیافی دارای آرماتور در قالب یک مدل رفتاری متوسط بررسی شود. به همین منظور از مدل‌های رفتاری محلی سازوکارهای موثر بر رفتار کششی نمونه استفاده شده است. همچنین برای توصیف رفتار کششی الیاف در مدل متوسط نمونه، مدل DEM به کار رفته است.

۲- تعیین معادلات تعادل و سازگاری حاکم بر مساله

پس از ترک خوردن بتن، چهار سازوکار اصلی در باربری کششی نمونه تاثیر گذار هستند: سازوکار انتقال تنش به وسیله‌ی الیاف، به وسیله‌ی پیوند بتن و آرماتور، قفل و بست سنگدانه‌ای و به وسیله‌ی آرماتور. در ناحیه‌ی بین دو ترک، سهم هر یک از این سازوکارها در انتقال تنش متغیر خواهد بود. به عبارت دیگر، الیاف فقط در محل نزدیک سطح ترک تاثیرگذار هستند و در ناحیه‌ی میانی تاثیری در باربری ندارند. در مقابل، کشش تحمل شده به وسیله‌ی بتن در سطح ترک ناچیز بوده و با دور شدن از محل ترک این مقدار افزایش

1 Variable Engagement Model

2 Diverse Embedment Model

صورتی که مقدار محاسبه شده برای پارامتر تنش بتن از مقاومت کششی بتن بیشتر باشد، نمونه ترک خورده و فاصله بین دو ترک دوباره محاسبه می‌شود. تحلیل این مساله از المانی به طول dx از محور وسط ناحیه بین دو ترک آغاز می‌شود. در این حالت، در محل $x = 0$ (وسط نمونه) مقدار لغزش آرماتور نسبت به بتن و تنش پیوند بتن و آرماتور به عنوان شرایط مرزی اولیه صفر در نظر گرفته شده و کرنش آرماتور در این محل یک مقدار اختیاری متناسب با بارگذاری فرض می‌شود. در ادامه با استفاده از مدل رفتاری سازوکارهای موثر و یک روند حل تکراری، معادلات تعادل و سازگاری فوق حل شده و مقدار لغزش و تنش در انتهای طول مورد نظر $x = dx$ محاسبه می‌شود. مقادیر محاسبه شده در انتهای این المان، به عنوان شرایط مرزی اولیه برای المان بعدی فرض شده و این تحلیل روی کل نمونه ادامه می‌یابد. با استفاده از این روند پروفیل تنش، کرنش و لغزش آرماتور محاسبه خواهد شد. در انتهای تحلیل در صورتی که رابطه (۳) برقرار باشد، مقدار کرنش در نظر گرفته شده روی محور وسط به عنوان شرایط مرزی اولیه صحیح است، در غیر این صورت این مقدار اصلاح شده و تحلیل دوباره تکرار خواهد شد.

۳- توصیف مدل‌های رفتاری

به منظور حل الگوریتم توضیح داده شده در قسمت فوق، از مدل‌های رفتاری زیر استفاده شده است.

۳-۱- مدل رفتاری الیاف

برای پیش‌بینی رفتار کششی نمونه‌ی بتن مسلح الیافی، لازم است سازوکار انتقال تنش به وسیله‌ی الیاف روی سطح ترک تعریف شود. از مهمترین پارامترهایی که روی باربری الیاف تاثیرگذار است می‌توان به جنس، ابعاد و شکل هندسی فیبر، توزیع الیاف در نمونه و زاویه‌ی الیاف با راستای ترک اشاره نمود. در مدل DEM [10, 11] با فرض توزیع احتمالاتی یکنواخت برای موقعیت و زاویه‌ی الیاف، تنش انتقال یافته به وسیله‌ی الیاف براساس مقدار بازشدگی ترک محاسبه می‌شود.

می‌یابد. بنابراین می‌توان سخت‌شدگی کششی ناشی از بتن بین دو سطح ترک را به صورت مجزا محاسبه کرده و با ظرفیت الیاف روی سطح ترک جمع نمود. با توجه به این فرضیه، به منظور برقراری تعادل روی آرماتور قرار گرفته در ناحیه بین دو سطح ترک، مقدار تنش ایجاد شده در آرماتور باید با تنش انتقال یافته از پیوند بتن و آرماتور برابر باشد.

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{\pi d}{A_s} \tau \quad (1)$$

در این رابطه، τ تنش انتقال یافته از پیوند بتن و آرماتور، σ_s تنش ایجاد شده در آرماتور و d قطر آرماتور است.

از سوی دیگر، نیروهای وارد بر بتن قرار گرفته بین دو سطح ترک در تعادل بوده و می‌توان نوشت:

$$\sigma_c A_c = (\sigma_f A_c + \sigma_{br} A_c) - \pi n d dx \quad (2)$$

که در این رابطه، σ_f تنش کششی ناشی از الیاف، σ_c تنش ایجاد شده در بتن و A_c سطح مقطع بتن است. شکل (۱)

شکل ۱- دیاگرام تنش‌های موثر بر روی نمونه.

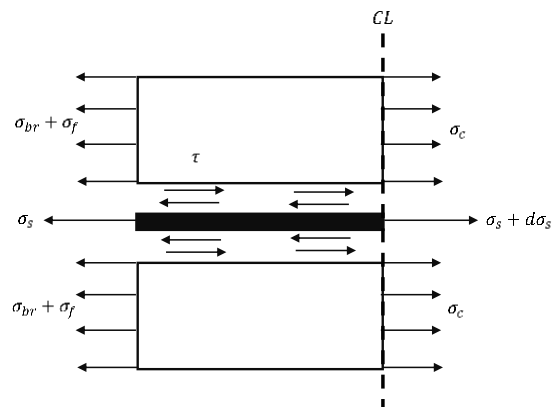


Fig. 1. Effective stresses acting on a segment.

همچنین لغزش ایجاد شده در آرماتور را می‌توان به صورت تفاضل تغییر شکل ایجاد شده در آرماتور و بتن مجاور آن تعریف نمود.

$$S = u_s - u_c \quad (3)$$

به منظور حل مساله با استفاده معادلات (۱ تا ۳)، ابتدا طول کل نمونه به عنوان فاصله بین دو ترک در نظر گرفته شده و تنش کششی ایجاد شده در بتن در وسط نمونه محاسبه می‌شود. در

به عبارت دیگر در طول بلندتر فیبر باربرداری صورت می‌گیرد.

$$\pi d_f (l_a - s_s) \tau_{f,max} = \pi d_f (l_f - l_a - s_l) K_f s_l \quad s_s > s_f \quad (7)$$

در این حالت نیز می‌توان رابطه‌ی بالا را به صورت زیر بازنویسی نمود.

$$s_l = \frac{l_f - l_a \sqrt{(l_f - l_a)^2 - 4(l_a - s_s)s_f}}{2} \quad s_s > s_f \quad (8)$$

با توجه به توضیحات فوق، مقدار تنش ایجاد شده در الیاف به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\sigma_f = \frac{4\tau_{short}(l_a - s_s)}{d_f} = \frac{4K_f s_l (l_f - l_a - s_l)}{d_f} \quad (9)$$

در روابط فوق برای محاسبه‌ی تنش ایجاد شده در الیاف، از مقدار لغزش ایجاد شده در آن استفاده می‌شود. با توجه به این‌که محاسبه‌ی لغزش هر سمت فیبر مشکل و زمانبر خواهد بود، بهتر است رابطه‌ی محاسبه‌ی تنش مستقیماً به مقدار بازشدگی ترک وابسته شود. به همین دلیل لی و همکاران در مدل DEM رابطه‌ی زیر را برای محاسبه‌ی عرض ترک متناظر با تنش پیوند بیشینه پیشنهاد کرده‌اند.

$$w_{p0} = s_f \left[1 + 4 \left(\frac{l_a}{l_f} \right)^2 \right] \quad (10)$$

با توجه به این‌که رابطه‌ی تنش پیوند با عرض ترک نیز دوخطی است، تنش انتقال یافته به وسیله‌ی طول کوتاه‌تر با استفاده از روابط زیر به دست می‌آید.

$$\tau_s = \frac{w_{cr}}{w_{p0}} \tau_{f,max} \quad w_{cr} \leq w_{p0} \quad (11)$$

$$\tau_s = \tau_{f,max} \quad w_{cr} > w_{p0} \quad (12)$$

۳-۱-۲- تأثیر زاویه‌ی الیاف با راستای ترک

یکی از موضوعات مهمی که در تعیین مدل رفتاری الیاف در بتن باید در نظر گرفته شود، تأثیر زاویه‌ی الیاف با راستای ترک در ظرفیت باربری آن است. به عبارت دیگر مدل‌های

در ادامه فرضیات و روابط استفاده شده برای تعیین مدل رفتاری الیاف مستقیم و قلابدار بررسی می‌شود.

۳-۱-۱- الیاف مستقیم

در مدل DEM رابطه‌ی تنش-لغزش پیوند فیبر و بتن براساس مطالعات نامور و نعمان [15] به صورت یک نمودار دو خطی است. در این نمودار، تنش پیوند تا یک مقدار بیشینه متناظر با مقاومت پیوند بتن و فیبر به صورت خطی افزایش یافته و پس از آن ثابت می‌ماند (شکل ۲).

شکل ۲- رابطه تنش-لغزش پیوند بتن و الیاف مستقیم [۱۵].

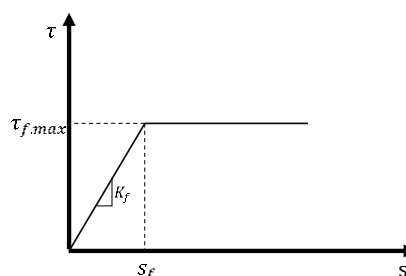


Fig. 2. Bond stress-slip relation for straight fiber [15].

حال با فرض رفتار صلب برای الیاف، در مرحله‌ای که هنوز لغزش در طول کوچکتر فیبر به مقدار بحرانی s_f نرسیده است، رابطه‌ی تعادل برای دو قسمت فیبر به صورت زیر است.

$$\pi d_f (l_a - s_s) K_f s_s = \pi d_f (l_f - l_a - s_l) K_f s_l \quad s_s \leq s_f \quad (13)$$

باید به این نکته توجه نمود که مجموع مقادیر لغزش ایجاد شده در دو سوی فیبر با عرض ترک برابر است.

$$s_s + s_l = w \quad (14)$$

با استفاده از رابطه‌ی (۱۳) مقدار لغزش در طول بلندتر را می‌توان براساس مقدار لغزش در طول کوتاه‌تر بازنویسی نمود.

$$s_l = \frac{l_f - l_a \sqrt{(l_f - l_a)^2 - 4(l_a - s_s)s_s}}{2} \quad s_s \leq s_f \quad (15)$$

در مرحله‌ای که لغزش در طول کوتاه‌تر فیبر به مقدار s_f برسد، با توجه به ثابت ماندن مقدار تنش برشی پیوند و کاهش طول فیبر محصور در بتن، ظرفیت باربری فیبر کاهش یافته و

$$C = l_a s_{f\theta} - (l_f - l_a - w_{cr}) w_{cr} \quad (20)$$

در مدل‌های متوسط، با توجه به این که ظرفیت باربری متوسط الیاف مورد نظر است، موقعیت دقیق الیاف روی سطح ترک مهم نبوده و با در نظر گرفتن یک توزیع احتمالاتی مناسب برای جانمایی الیاف، می‌توان ظرفیت متوسط آن را محاسبه نمود. از سوی دیگر، الیاف در یک محیط ۳ بعدی در هر راستایی می‌توانند قرار گیرند. به عبارت دیگر، با چرخش یک فیبر در محیط سه بعدی یک کره تشکیل شده که احتمال قرار گرفتن فیبر در هر زاویه‌ای کاملاً یکسان است (شکل ۳).

شکل ۳- احتمال راستای الیاف نسبت به راستای ترک.

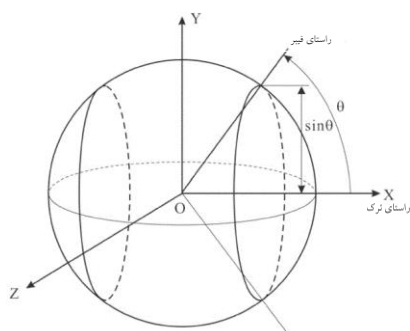


Fig 3. Probability function for fiber direction.

با توجه به این موضوع، تابع احتمالاتی زاویه‌ی الیاف را می‌توان با استفاده از یک تابع سینوسی تعریف کرد. در ادامه با انتگرال‌گیری تابع تنش الیاف، تنش متوسط ناشی از الیاف روی سطح ترک برای الیاف با زوایای مختلف با استفاده از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$\sigma_{f,\theta} = \int_0^{\pi/2} \sigma_f(\theta) \sin \theta d\theta \quad (21)$$

با توجه به این که طولی از فیبر که در دو طرف ترک قرار می‌گیرد نیز کاملاً تصادفی است، می‌توان با فرض یک توزیع یکنواخت روی طول برای موقعیت وسط فیبر، تنش متوسط الیاف را با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین نمود.

$$\sigma_{f,avg} = \frac{1}{l_f/2} \int_0^{l_f/2} \sigma_f(l_a) dl_a \quad (22)$$

بنابراین با توجه به دو رابطه‌ی فوق، مقدار تنش متوسط ناشی از الیاف با استفاده از رابطه‌ی انتگرالی زیر به دست می‌آید.

رفتاری که برای الیاف ارائه می‌شوند عموماً با فرض عمود بودن فیبر بر راستای ترک توسعه یافته‌اند در حالی که در واقعیت این حالت بسیار نادر است. تاکنون آزمایش‌های متنوعی برای بررسی تاثیر الیاف بر راستای ترک صورت گرفته است که از مهمترین آنها می‌توان به آزمایش‌های بارتوس و همکاران [16]، فوستر و همکاران [17] و لارنجرا و همکاران [18] اشاره نمود. با توجه به متفاوت بودن شیوه‌ی آزمایش‌های صورت گرفته به وسیله‌ی این پژوهشگران، نتایج آزمایش‌ها یکسان نبوده و حتی در بعضی از موارد متناقض است. در مدل DEM به منظور در نظر گرفتن اثر زاویه‌ی الیاف بر ظرفیت باربری آن، لغزش متناظر با تنش برشی بیشینه‌ی پیوند به صورت زیر اصلاح شده است.

$$s_{f\theta} = \frac{s_f}{\cos^2 \theta} \quad (13)$$

به عبارت دیگر، با افزایش زاویه، تنش برشی ناشی از پیوند بتن و فیبر به ازای لغزش کمتری به مقدار بیشینه خود می‌رسد. با توجه به این رابطه، عرض ترک متناظر با این مقدار برابر است با

$$w_{p\theta} = s_f \left[1 + 4 \left(\frac{l_a}{l_f} \right)^2 \right] / \cos^2 \theta \quad (14)$$

با توجه به تغییرات فوق، روابط (۱۱) و (۱۲) به صورت زیر اصلاح می‌شوند.

$$\tau_s = \frac{w_{cr}}{w_{p\theta}} \tau_{f,max} \quad w_{cr} \leq w_{p\theta} \quad (15)$$

$$\tau_s = \tau_{f,max} \quad w_{cr} > w_{p\theta} \quad (16)$$

حال با در نظر گرفتن رابطه‌ی سازگاری (۵) و روابط (۶) و (۸)، مقدار لغزش در طول کوتاهتر فیبر براساس مقدار عرض ترک به صورت زیر به دست می‌آید.

$$s_s = \frac{(l_f - l_a) w_{cr} - w_{cr}^2}{l_f - 2w_{cr}} \quad w_{cr} \leq w_{p\theta} \quad (17)$$

$$s_s = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4C}}{2} \quad w_{cr} > w_{p\theta} \quad (18)$$

$$B = l_f - l_a - 2w_{cr} - s_{f\theta} \quad (19)$$

همکاران [20] برای قسمت مستقیم و انتهای قلابدار الیاف دو المان فنی به صورت سری در نظر گرفته و برای هر یک از این فنرها مدل رفتار غیرخطی ارائه داده‌اند. در مدل DEM نیز از رویکردی مشابه مدل نعمان و همکاران استفاده شده است. در این مدل، رفتار قسمت مستقیم فیبر با استفاده از روابط ارائه شده در قسمت قبل توصیف شده و برای مدل سازی رفتار قسمت انتهایی، روابط جدیدی مورد استفاده قرار گرفته است. به منظور استخراج روابط حاکم بر رفتار این نوع فیبر، در این مدل رفتار انتهای قلابدار فیبر با استفاده از یک منحنی سهمی برای قسمت قبل از مقدار بیشینه و یک رابطه‌ی خطی برای قسمت بعد از مقدار بیشینه تعریف شده است. شکل (۴)

$$P_{eh} = P_{eh.max} \left[2 \left(\frac{s \cos^2 \theta}{s_{eh}} \right) - \left(\frac{s \cos^2 \theta}{s_{eh}} \right)^2 \right] \quad s \leq s_{eh} / \cos^2 \theta \quad (26)$$

$$P_{eh} = P_{eh.max} \left[1 - \frac{2(s - s_{eh} / \cos^2 \theta)}{l_f - l_i} \right] \quad s > s_{eh} / \cos^2 \theta \quad (27)$$

شکل ۴- منحنی نیرو لغزش انتهای قلابدار فیبر [۱۲].

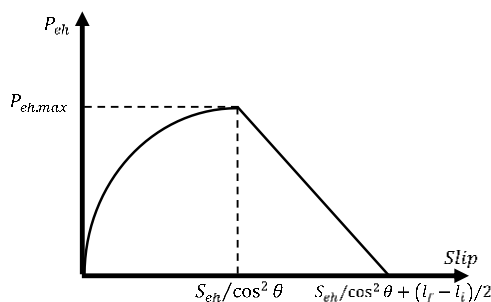


Fig. 4. Bond stress-slip relation for hooked fiber [12].

حال با توجه به روابط فوق، الیاف قلابدار بسته به طول کوتاهتر و بلندتر فیبر می‌توانند در سه وضعیت قرار گیرند. در وضعیت اول قلاب در سمت کوتاهتر فیبر بیرون کشیده نشده است. در این حالت رابطه‌ی تعادل بین نیروی ایجاد شده در دو سمت فیبر به صورت زیر است.

$$\begin{aligned} \pi d_f (l_a - s_s) \tau_s + P_{eh.short} \\ = \pi d_f (l_a - s_l) \tau_l + P_{eh.long} \end{aligned} \quad (28)$$

$$l_a - s_s > (l_f - l_i) / 2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{f.avg} \\ = \frac{1}{l_f / 2} \int_0^{l_f / 2} \int_0^{\pi / 2} \sigma_f(l_a, \theta) \sin \theta d\theta dl_a \end{aligned} \quad (23)$$

در نهایت رابطه‌ی تنش ناشی از الیاف روی سطح ترک با در نظر گرفتن درصد حجمی الیاف موجود در نمونه به صورت زیر است.

$$\sigma_f = \alpha_f V_f \sigma_{f.avg} \quad (24)$$

که در این رابطه، V_f درصد حجمی الیاف موجود در نمونه بوده و α_f ضریبی است که براساس آن می‌توان تعداد الیافی که با زاویه‌ی مشخص سطح ترک را قطع می‌کنند را محاسبه نمود. با فرض توزیع احتمالاتی سینوسی برای الیاف، این ضریب با استفاده از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$\alpha_f = \int_0^{\pi / 2} \cos \theta \sin \theta d\theta = 0.5 \quad (25)$$

۳-۱-۳- الیاف قلابدار

الیاف قلابدار فولادی به دلیل عملکرد بهتری که نسبت به الیاف مستقیم دارند از پرکاربردترین الیاف فولادی است. در این نوع الیاف، علاوه بر سازوکار انتقال تنش به وسیله‌ی پیوند بتن و الیاف و همچنین رفتار اصطکاکی آن در مرحله‌ی لغزش درون بتن، درگیری مکانیکی انتهای الیاف با بتن نیز تاثیر به‌سزایی در ظرفیت باربری خواهد داشت. در حقیقت، در روند بیرون کشیده شدن این نوع الیاف از بتن، در انتهای قلابدار آن باید تغییر شکل‌های پلاستیک ایجاد شود. به منظور مدل سازی این سازوکار، تاکنون روش‌های مختلفی ارائه شده است. الوان و همکاران [19] فرض کردند که همه‌ی تغییرشکل‌های پلاستیک در محل تغییرشکل هندسی فیبر متمرکز شده و سایر قسمت‌های آن دارای رفتاری اصطکاکی است. لارانشا و همکاران [18] با استفاده از نتایج آزمایش بیرون کشیدگی الیاف قلابدار، مدلی تحلیلی تجربی ارائه دادند. در این مدل، نقاط مشخصی از نمودار بار لغزش فیبر متناظر با یک پدیده‌ی فیزیکی در روند بیرون کشیدگی فیبر در نظر گرفته شده و هر یک از این نقاط با استفاده از روابطی تعریف شده‌اند. نعمان و

وسیله‌ی بتن به طور ناگهانی صفر نخواهد شد. در این حالت، درگیری سنگدانه‌ها بین دو سطح ترک باعث انتقال تنش کششی می‌شود که برای توصیف آن می‌توان از رابطه‌ی زیر استفاده نمود [1]:

$$\sigma_{br} = f_{cr} \left(1 + 0.5w \left(\frac{f_{cr}}{G_f} \right) \right)^{-3} \quad (30)$$

در این رابطه، f_{cr} مقاومت کششی و G_f انرژی شکست بتن است که مقدار آن بین ۰/۱ تا ۰/۱۵ N.mm در نظر گرفته می‌شود. مقدار عرض ترک برابر لغزش ایجاد شده در آرماتور در دو طرف سطح ترک است.

۳-۳- مدل رفتاری آرماتور

به منظور توسعه مدل رفتاری متوسط برای نمونه مورد نظر، لازم است مدلی محلی برای توصیف رفتار آرماتور تحت کشش استفاده شود. کاتو و همکاران [21] مدل سه قسمتی برای رفتار آرماتور ارائه کردند که در این مطالعه از آن استفاده شده است.

$$\begin{aligned} \sigma &= E\varepsilon & \varepsilon < \varepsilon_y \\ \sigma &= f_y & \varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_{sh} \\ \sigma &= f_y + \left(1 - \exp \left(\frac{\varepsilon_{sh} - \varepsilon}{k} \right) \right) (1.01f_u - f_y) & \varepsilon > \varepsilon_{sh} \end{aligned} \quad (31)$$

$$k = 0.032 \left(\frac{400}{f_y} \right)^{1/3}$$

در این روابط، f_y و ε_y تنش و کرنش متناظر با نقطه‌ی تسلیم و ε_{sh} کرنش متناظر با نقطه‌ی آغاز سخت‌شدگی آرماتور است.

۳-۴- مدل پیوند بتن و آرماتور

یکی از مهمترین سازوکارهای فعال در باربری بتن مسلح تحت کشش، انتقال تنش به وسیله‌ی پیوند بتن و آرماتور است. به منظور محاسبه‌ی تنش انتقال یافته به وسیله‌ی پیوند بتن و آرماتور، لازم است رابطه‌ای بین مقدار این تنش و کرنش و لغزش ایجاد شده در آرماتور تعریف شود. شیما و همکاران [21] رابطه‌ی بین تنش انتقال یافته، کرنش و لغزش آرماتور را

در رابطه‌ی فوق مقدار لغزش در طول کوتاهتر با استفاده از یک روند سعی و خطا به دست می‌آید. مقدار تنش ایجاد شده در فیبر در این وضعیت برابر است با:

$$\sigma_f = \frac{4\tau_s(l_a - s_s)}{d_f} + \frac{4P_{eh.short}}{\pi d_f^2} \quad (29)$$

در وضعیت دوم قسمت قلابدار طول کوتاهتر فیبر به‌طور کامل بیرون کشیده شده است. در این حالت بتن اطراف این ناحیه تخریب شده و می‌توان از ظرفیت باربری قسمت قلابدار صرف نظر نمود. در نتیجه ظرفیت فیبر صرفاً ناشی از عملکرد اصطکاکی قسمت مستقیم الیاف می‌باشد. در وضعیت سوم حالتی در نظر گرفته می‌شود که قسمت قلابدار فیبر از همان ابتدا به طور کامل در بتن قرار نگرفته است. در این حالت ظرفیت قابل تحمل توسط قسمت بلندتر نسبت به قسمت کوتاهتر بسیار زیاد است، در نتیجه می‌توان فرض کرد که کل لغزش ناشی از بازشدگی ترک در قسمت کوتاهتر فیبر اتفاق افتاده و عملکرد آن را به صورت اصطکاکی در نظر گرفت. در این نوع از الیاف فولادی نیز تاثیر زاویه دقیقاً مشابه الیاف مستقیم در نظر گرفته می‌شود. بنابراین با انتگرال‌گیری از رابطه‌ی تنش، مقدار تنش متوسط به ازای زوایای مختلف به دست می‌آید.

در الیاف قلابدار با توجه به پیچیده بودن روابط حاکم بر رفتار فیبر، محاسبه لغزش در دو سمت آن مشکل و زمان‌بر است. به همین دلیل لی و همکاران [12] نیز از ایده‌ای مشابه فوستر و همکاران [17] استفاده کرده و فرض کردند که کل لغزش در طول کوتاهتر فیبر متمرکز می‌شود. با این فرض مقدار تنش ایجاد شده در فیبر بیش از مقدار واقعی آن محاسبه خواهد شد. به منظور اصلاح این مساله با برابر قرار دادن روابط تنش در هر دو حالت، ضریبی برای کاهش تنش قابل تحمل به وسیله‌ی الیاف محاسبه شده است.

۳-۲- مدل تنش کششی ناشی از قفل و بست سنگدانه‌ها روی سطح ترک

پس از ترک خوردن نمونه، تنش کششی قابل تحمل به

به صورت زیر تعریف کردند:

$$\tau(\varepsilon, s) = \tau_0(s)g(\varepsilon) \quad (32)$$

$$\tau_0(s) = f'_c k [\ln(1 + 5s)]^c \quad (33)$$

$$g(\varepsilon) = \frac{1}{1 + 10^5 \varepsilon} \quad (34)$$

$$s = \frac{1000S}{D} \quad (35)$$

در این روابط، f'_c مقاومت فشاری بتن، k مقدار ثابت و برابر 0.73 ، c مقدار ثابت و برابر 3 ، ε کرنش ایجاد شده در آرماتور و S لغزش آرماتور است.

در این مدل، تاثیر تخریب پیوند بتن و آرماتور در محل سطح ترک در نظر گرفته نمی‌شود. به عبارت دیگر، در نزدیکی سطح ترک به دلیل ایجاد کرنش زیاد در آرماتور، پیوند آن با بتن تخریب شده و تنشی انتقال نمی‌یابد. برای در نظر گرفتن این موضوع، قریشی و مایکاو [22] مدلی برای انتقال تنش در این ناحیه براساس نتایج آزمایش ارائه دادند. براساس این مدل، تنش پیوند در فاصله $5d$ از سطح ترک تا فاصله $2.5d$ بطور خطی کاهش یافته و در فاصله $2.5d$ صفر خواهد شد.

$$\tau(x) = \tau_{max} - \frac{\tau_{max}}{L_b} \left[x - \left(\frac{L_c}{2} - L_b \right) \right] \quad (36)$$

$$\frac{L_c}{2} - L_b \leq x < \frac{L_c}{2} - \frac{L_b}{2}$$

$$\tau(x) = 0 \quad \frac{L_c}{2} - \frac{L_b}{2} \leq x \leq \frac{L_c}{2} \quad (37)$$

انجام داده است. در ادامه نتایج تحلیل با نتایج آزمایشگاهی این دو پژوهشگر درستی‌آزمایی می‌شود.

در آزمایش‌های نقابی نمونه دارای طول 96 cm و ابعاد مقطع 8 سانتی‌متر بوده و قطر میلگرد استفاده شده 16 میلی‌متر است. در این برنامه‌ی آزمایشگاهی، یک سوی نمونه در دستگاه بارگذاری ثابت و به سمت دیگر جابه‌جایی اعمال شده است به گونه‌ای که نمونه‌ها تحت بارگذاری کششی یکنواخت قرار گیرند. در این آزمایش‌ها نمونه‌هایی حاوی الیاف فولادی مستقیم و قلابدار و همچنین الیاف پلی پروپیلن استفاده شده است که در این مطالعه فقط از نتایج نمونه‌های دارای الیاف فولادی استفاده می‌شود. سایر مشخصات مکانیکی نمونه‌ها در مرجع مرتبط به‌طور کامل گزارش شده است. در شکل (۵) می‌توان نتایج تحلیل به همراه نتایج آزمایش نمونه‌ی بتن بدون الیاف را مشاهده نمود.

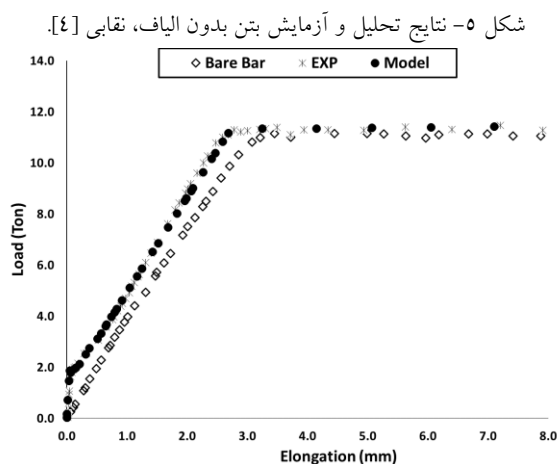


Fig. 5. Comparison of Noghahi's test [4] and analysis result for plain concrete.

در شکل (۶) نتایج تحلیل و آزمایش روی نمونه بتن الیافی دارای یک درصد الیاف مستقیم به طول 6 میلی‌متر و قطر 0.15 میلی‌متر نشان داده شده است. به منظور تعیین پارامتر $\tau_{f,max}$ از مقادیر ارائه شده به وسیله‌ی لیم و همکاران [23] استفاده شده است. براساس نتایج آزمایش‌های صورت گرفته به وسیله‌ی این گروه، مقدار بیشینه تنش برشی برای الیاف مستقیم $3/05$ و برای الیاف قلابدار $6/7$ مگاپاسکال است. همچنین با توجه به مطالعات لی و همکاران [11] در همه‌ی تحلیل‌ها مقدار پارامتر

۴- راستی آزمایی نتایج مدل تحلیلی

در این بخش نمونه‌هایی از پژوهش‌های مختلف انتخاب شده و پس از مدل‌سازی و تحلیل، نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شود. نقابی [4] از معدود پژوهشگرانی است که در برنامه‌ی آزمایشگاهی خود از هر دو نوع فیبر مستقیم و قلابدار استفاده کرده است. همچنین دلو [2] نیز با آزمایش تعداد زیادی نمونه، مطالعه‌ی گسترده‌ای بر روی پارامترهای موثر بر رفتار بتن الیافی با الیاف فولادی قلابدار

شکل ۹- مقایسه نتایج تحلیل و آزمایش بتن دارای ۱ درصد الیاف، نمونه H-150/30-FRC2 آزمایش دلوس [۲].

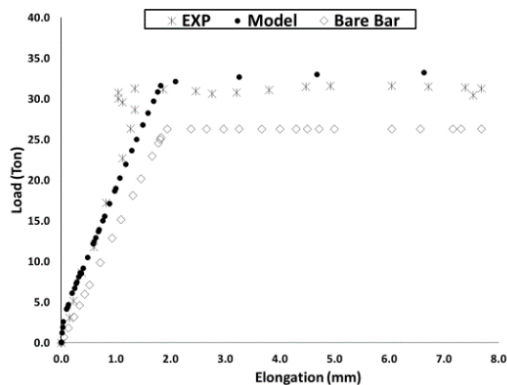


Fig. 9. Comparison of Deluce's test [2] and analysis result for H-150/30-FRC2.

شکل ۱۰- نتایج تحلیل و آزمایش بتن دارای ۱ درصد الیاف، نمونه H-150/30-FRC4 آزمایش دلوس [۲].

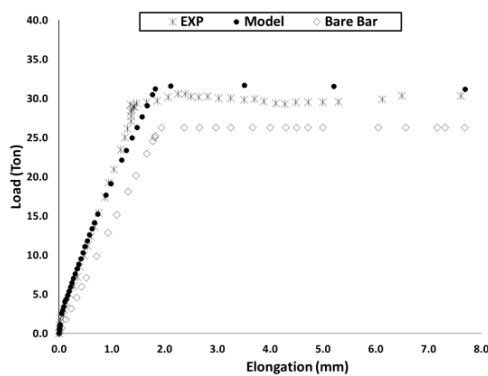


Fig. 10. Comparison of Deluce's test [2] and analysis result for H-150/30-FRC4.

۵- مطالعه پارامتریک مدل

به منظور بررسی میزان دقت و کارایی مدل، در ادامه تاثیر افزودن الیاف بر پاسخ نمونه بررسی می‌شود. در این تحلیل‌ها از مشخصات نمونه معرفی شده در آزمایش کیوان نقابی برای الیاف قلابدار استفاده شده است. در شکل (۱۱) به منظور بررسی اثر الیاف بر سختی و ظرفیت نهایی نمونه، نتایج تحلیل برای چهار نمونه بتن معمولی، بتن دارای نیم درصد الیاف قلابدار، بتن دارای یک درصد الیاف و بتن دارای ۲ درصد الیاف مقایسه شده است. سایر ویژگی‌های این سه نمونه یکسان و برابر مقادیر تعریف شده نمونه دارای الیاف قلابدار آزمایش نقابی است. براساس نتایج ارائه شده در این نمودار می‌توان گفت که در مراحل قبل از جاری شدن آرماتور به دلیل کم بودن عرض ترک‌ها، نیروی چدانی در الیاف ایجاد نشده و

s_f ثابت و برابر ۰/۱ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

شکل ۶- نتایج تحلیل و آزمایش بتن با الیاف مستقیم، نقابی [۴].

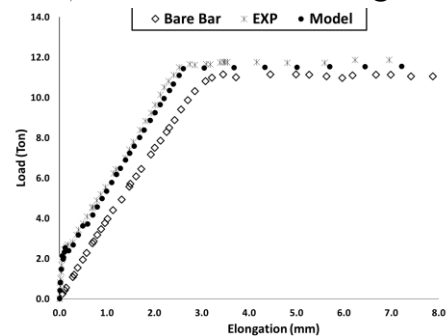


Fig. 6. Comparison of Noghabi's test [4] and analysis result for SFRC with straight fibers.

شکل (۷) نتایج تحلیل و آزمایش مربوط به نمونه‌ی دارای یک درصد الیاف قلابدار مقایسه شده است.

شکل ۷- نتایج تحلیل و آزمایش بتن با الیاف قلابدار، نقابی [۴].

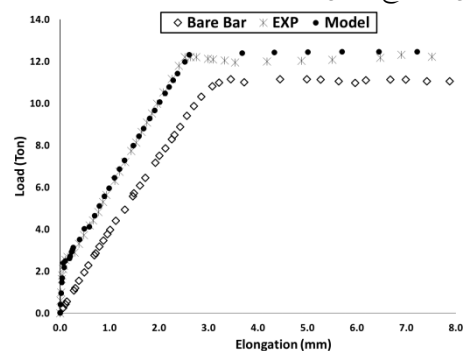


Fig. 7. Comparison of Noghabi's test [4] and analysis result for SFRC with hooked fibers.

در شکل‌های (۸ تا ۱۰) نیز مقایسه نتایج تحلیل و آزمایش مربوط به مطالعات دلوس [۲] برای بتن بدون الیاف، بتن دارای یک درصد الیاف قلابدار و بتن الیافی دارای ۱/۵ درصد الیاف قلابدار ارائه شده است.

شکل ۸- مقایسه نتایج تحلیل و آزمایش بتن بدون الیاف، نمونه H-150/30-PC آزمایش دلوس [۲].

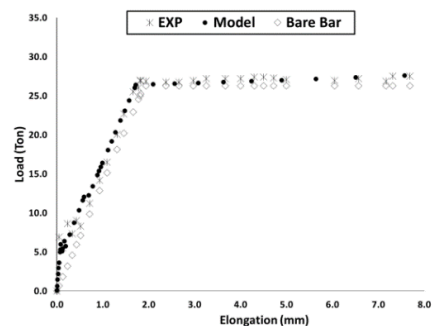


Fig. 8. Comparison of Deluce's test [2] and analysis result for H-150/30-PC.

سخت‌شدگی کششی نمونه نشان داده شده است. در نمونه بدون الیاف، سخت‌شدگی کششی فقط ناشی از بتن بوده و در سایر نمونه‌ها با افزایش درصد الیاف، تاثیر باربری الیاف افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که در نمونه با ۲ درصد الیاف، رفتار الیاف بر رفتار کلی سخت‌شدگی کششی حاکم خواهد شد. همان‌گونه که پیشتر نیز بیان شد، یکی از مهم‌ترین آثار افزودن الیاف به بتن، کاهش فاصله ترک‌ها و توزیع یکنواخت‌تر آنها در نمونه است. در شکل (۱۴) فاصله ترک‌های ایجاد شده در ۴ نمونه مورد نظر ارائه شده که تایید کننده‌ی مطلب بالا است.

شکل ۱۳- منحنی تنش کرنش متوسط بتن برای چهار نمونه بدون الیاف، با ۰/۵ درصد، با ۱ درصد و با ۲ درصد الیاف.

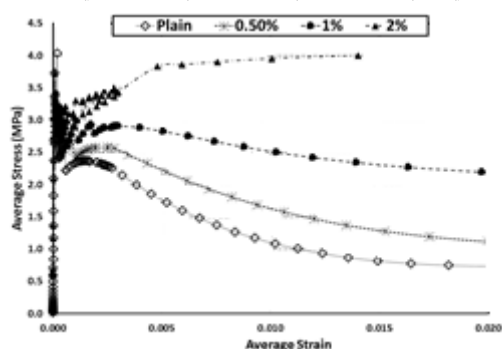


Fig. 13. Concrete average Stress-Strain curves for plain concrete and SFRC with 0.5, 1 and 2 percent fiber.

شکل ۱۴- فاصله ترک‌های ایجاد شده در چهار نمونه بدون الیاف، با ۰/۵ درصد، با ۱ درصد و با ۲ درصد الیاف.

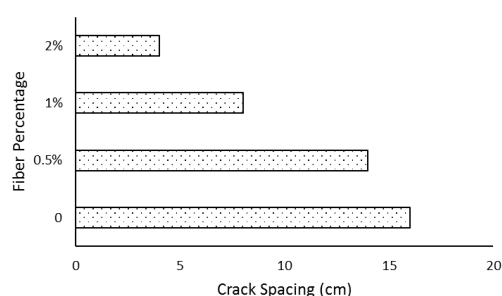


Fig. 14. Crack spacing for plain concrete and SFRC with 0.5, 1 and 2 percent fiber.

۶- نتیجه گیری

همان‌گونه که توضیح داده شد، مدل‌سازی در مقیاس متوسط رفتار کششی المان دارای دقت قابل قبولی در شبیه‌سازی رفتار اعضای بتن مسلح الیافی هستند. با این حال باید توجه داشت که دقت این مدل‌ها کاملاً وابسته به مدل‌های

در این ناحیه تاثیر الیاف بر رفتار کلی نمونه کمتر است که با افزایش عرض ترک‌ها در نمونه، این تاثیر نیز افزایش می‌یابد. در شکل (۱۲) رفتار متوسط آرماتور قرار گرفته در نمونه نشان داده شده است. در این نمودار با افزایش درصد الیاف، رفتار آرماتور داخل نمونه به رفتار آرماتور منفرد نزدیکتر شده است، که این موضوع ناشی از افزایش تعداد ترک‌ها در نمونه‌های با درصد الیاف بیشتر است. به عبارت دیگر، با افزایش مقدار الیاف، ترک‌های بیشتری در نمونه ایجاد شده که باعث توزیع یکنواخت تر کرنش در نمونه شده و رفتار متوسط آرماتور به رفتار آرماتور منفرد نزدیکتر می‌شود.

شکل ۱۱- منحنی ظرفیت نهایی برای چهار نمونه بدون الیاف، با ۰/۵ درصد الیاف، با ۱ درصد الیاف و با ۲ درصد الیاف.

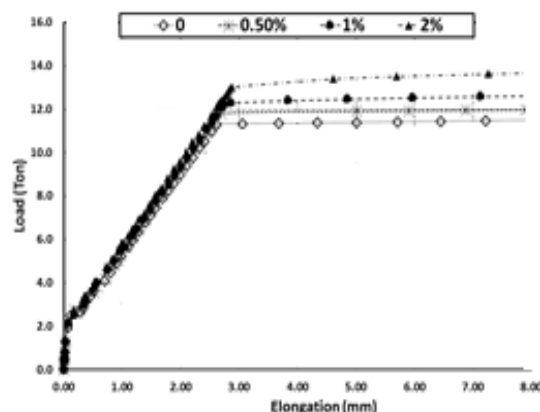


Fig. 11. Load-Elongation curves for plain concrete and SFRC with 0.5, 1 and 2 percent fiber.

شکل ۱۲- منحنی تنش-کرنش متوسط آرماتور برای چهار نمونه بدون الیاف، با ۰/۵ درصد، با ۱ درصد و با ۲ درصد الیاف.

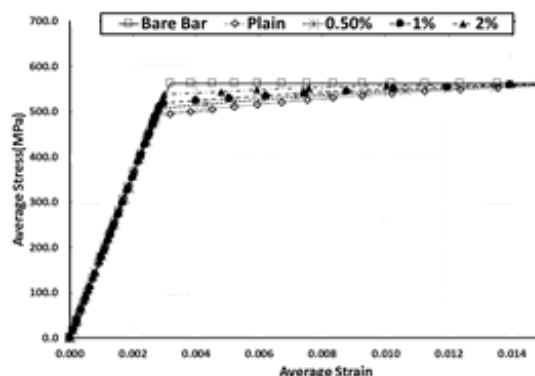


Fig. 12. Bar average Stress-Strain curves for plain concrete and SFRC with 0.5, 1 and 2 percent fiber.

در شکل (۱۳) ظرفیت ناشی از بتن و الیاف و به عبارت دیگر

769-776.

[6] Deluce, J.R. and Vecchio, F.J. Cracking behavior of steel fiber-reinforced concrete members containing conventional reinforcement. *ACI Structural Journal*, 2013. 110(3): p. 481.

[7] Lee, S.-C., Cho, J.-Y. and Vecchio, F.J. Tension-stiffening model for steel fiber-reinforced concrete containing conventional reinforcement. *ACI Structural Journal*, 2013. p. 639-648.

[8] Chiaia, B., Fantilli, A.P. and Vallini, P. Evaluation of crack width in FRC structures and application to tunnel linings. *Materials and Structures*, 2009. 42(3): p. 339-351.

[9] Li, V.C., Wang, Y. and Backer, S. A micromechanical model of tension-softening and bridging toughening of short random fiber reinforced brittle matrix composites. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 1991. 39(5): p. 607-625.

[10] Lee, S.-C., Cho, J.-Y. and Vecchio, F.J. Diverse embedment model for steel fiber-reinforced concrete in tension: Model development. *ACI materials Journal*, 2011. 108(5): p. 516-525.

[11] Lee, S.-C., Cho, J.-Y. and Vecchio, F.J. Diverse embedment model for steel fiber-reinforced concrete in tension: Model verification. *ACI Materials Journal*, 2011. 108(5): p. 526-535.

[12] Lee, S.-C., J.-Y. Cho, and F.J. Vecchio, Simplified diverse embedment model for steel fiber-reinforced concrete elements in tension. *ACI Materials Journal*, 2013. 110(4): p. 403-412.

[13] Naaman, A.E., et al., Fiber pullout and bond slip. I: Analytical study. *Journal of Structural Engineering*, 1991. 117(9): p. 2769-2790.

[14] Voo, J.Y. and Foster, D.S.J. Variable engagement model for fibre reinforced concrete in tension. 2003: University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering.

[15] Nammur Jr, G. and Naaman, A.E. Bond stress model for fiber reinforced concrete based on bond stress-slip relationship. *Materials Journal*, 1989. 86(1): p. 45-57.

[16] Bartos, P.J.M. and Duris, M. Inclined tensile strength of steel fibres in a cement-based composite. *Composites*, 1994. 25(10): p. 945-952.

[17] Foster, S., Lee, G., and Htut, T. Radiographic imaging for the observation of Modes I and II fracture in fibre reinforced concrete. in *The 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*. Catania, Italy, Taylor & Francis. 2007.

[18] Laranjeira, F., Molins, C. and Aguado, A. Predicting the pullout response of inclined hooked steel fibers. *Cement and Concrete Research*, 2010 :p. 1471-1487.

[19] Alwan, J.M., Naaman, A.E. and Guerrero, P. Effect of mechanical clamping on the pull-out response of hooked steel fibers embedded in cementitious matrices. *Concrete Science and Engineering*, 1999. 1(1): p. 15-25.

[20] Sujivorakul, C., Waas, A. and Naaman, A. Pullout response of a smooth fiber with an end anchorage. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000. 126(9): p. 986-993.

[21] Shima, H., Chou, L.-L. and Okamura, H. Bond characteristics in post-yield range of deformed bars. *Concrete Library of jsce*, 1987. 10: p. 113-124.

[22] Qureshi, J. and, Maekawa, K. 2211 Computational Model for Steel Bar Embedded in Concrete under Combined Axial Pullout and Transverse Shear Displacement, 1993. 15(2): p. 1249-1254.

[23] Lim, T., Paramasivam, P. and Lee, S. Analytical model for tensile behavior of steel-fiber concrete. *Materials Journal*, 1987. 84(4): p. 286-298.

رفتاری در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر با افزایش تعداد سازوکارهای موثر بر رفتار نمونه و همچنین افزایش دقت این مدل‌ها، رفتار متوسط المان نیز با دقت بیشتری قابل پیش بینی خواهد بود. نتایج این پژوهش را می‌توان به شرح زیر خلاصه نمود.

۱- با توجه به هماهنگی مناسب نتایج آزمایش و تحلیل، می‌توان نتیجه گرفت که مدل‌های متوسط توانایی خوبی در پیش‌بینی رفتار کششی نمونه دارند. البته باید به این نکته دقت نمود که به منظور مدل‌سازی رفتار الیاف در نمونه با استفاده از مدل‌های متوسط، لازم است تاثیر موقعیت و زاویه‌ی الیاف نیز متوسط گیری شده و در نظر گرفته شود.

۲- افزودن الیاف به بتن تاثیری در رفتار کششی نمونه قبل از ترک‌خوردگی ندارد. به عبارت دیگر در این مرحله الیاف باربری نخواهند داشت و اختلاف رفتار نمونه با آرماتور منفرد بیشتر ناشی از مقاومت کششی بتن است.

۳- در مرحله قبل از جاری شدن آرماتور، به تدریج تعداد ترک‌های بیشتری در نمونه ایجاد شده و الیاف بیشتری فعال خواهند شد. به همین دلیل سختی نمونه افزایش می‌یابد. ولی با توجه به این که احتمالاً درصد زیادی از الیاف هنوز فعال نشده‌اند و عرض ترک‌ها نیز کم است، اختلاف سختی نمونه و آرماتور منفرد بیشتر ناشی از انتقال تنش به وسیله‌ی پیوند بتن و آرماتور است.

۴- پس از جاری شدن آرماتور، رفتار نمونه‌های بتنی بدون الیاف منطبق بر رفتار آرماتور خواهد بود ولی در نمونه‌های الیافی، ظرفیت نمونه نسبت به آرماتور افزایش می‌یابد. این افزایش با ظرفیت تامین شده به وسیله‌ی الیاف برابر است.

References

۷- مراجع

- [1] Maekawa, K., Okamura, H., and Pimanmas, A. Non-linear mechanics of reinforced concrete. 2003: CRC Press.
- [1] Deluce, J.R., Cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete containing conventional steel reinforcement. 2011.
- [3] Bischoff, P.H., Tension stiffening and cracking of steel fiber-reinforced concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 2003. p. 174-182.
- [4] Noghabai, K., Behavior of tie elements of plain and fibrous concrete and varying cross sections. *ACI Structural journal*, 20 :p. 277-284.
- [5] Abrishami, H.H. and Mitchell, D. Influence of steel fibers on tension stiffening. *ACI structural journal*, 1997. 94(6): p.

Tension Stiffening Modeling of Steel Fiber Reinforced Concrete

R. Kamranirad¹, M. Soltani M^{2*}

1. Ph.D. Candidate of Structural Eng., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

2. Associate Prof, Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

msoltani@modares.ac.ir

Abstract:

Adding steel fibers to reinforced concrete improves the active mechanisms on crack surface including tension and shear transfer mechanisms. In Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC), tensile stresses are developed in fibers and deformed reinforcing bars just after crack initiation. With this beneficial effect, concrete tensile strength is improved and crack spacing decreases. In this research, SFRC member behavior is analytically investigated under pure tension and in order to verify the model, the results are compared with some recent experimental results. From the viewpoint of constitutive modeling of RC elements, there are two main approaches, discrete crack and continuum level models. The major disadvantage that adheres to discrete crack models is the fact that these models focus on the local crack behavior and seek to detect the crack paths, which of course requires a high computational cost. By contrast, continuum level models take advantage of the spatially averaged models between two primary transverse cracks. In a process of developing average constitutive models, it is important to model local mechanisms, these mechanisms in a reinforced concrete domain are related to initiation and propagation of cracks.

In this article, the tension stiffening model is developed considering all effective local stress transfer mechanisms including tension behavior of deformed bar, fibers pullout, tension softening of plain concrete and bond slip-stress between the reinforcing bar and concrete matrix. Straight and end hooked fibers have different mechanisms during pullout such as debonding, friction and mechanical anchorage of end hooked fibers. To predict the fiber tensile behaviors, it is necessary to define fiber stress transfer mechanism on the crack surface. The most important parameters that affect fibers behavior are material properties, size and geometry, distribution and orientation of fibers. The model used in this research considers a uniform random distribution for fiber's geometrical location and inclination angle. In this model, the slip occurred in the fiber is considered on both sides of fiber embedded in concrete. The bond slip- stress behavior of straight fiber is defined as linear before the bond stress reaches to the bond strength, then the bond stress is considered constant until the complete pullout. In end-hooked fibers, in addition to debonding and friction, the end mechanical anchorage of the fiber has also an important effect on the bearing capacity. In fact, in the process of fiber pullout, hooked part of fiber most have plastic deformation. To simulate it, a parabolic model is used. In order to solve the algorithm, an iterative analysis method is applied to calculate tension stress-elongation of specimen. To increase the accuracy of the model, the local yielding of reinforcing bars and matrix damage at the crack surface are also numerically simulated. Model verification is carried out by comparing the computational predictions with available experimental results. The results show good agreement with the test results. The proposed model is also shown to be useful in considering the effect of various percentages of fibers on average stress-strain behavior of deformed bar, total load elongation of specimen, crack spacing and concrete tension stiffening. By increasing fiber percentage, crack spacing will decrease so the average stress- strain behavior of deformed rebar becomes more similar to the bare bar.

Keywords: Fiber reinforced concrete, Tension stiffening behavior, Steel fiber, Average stress field.

تشخیص خسارت لرزه اساس دیوارهای مصالح بنایی به کمک مدلسازی به روش المان مجزا

نوید مداحی^۱، ناصر خاجی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

* nkhaji@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۱۲/۲۰]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۷/۷]

چکیده- از روش‌های تشخیص خسارت لرزه اساس^۱ به دلیل بینشی که از رفتار دینامیکی کلی سازه می‌دهند، برای ارزیابی خسارت در سازه‌های بنایی، استقبال می‌شود. با توجه به ناهمگنی و پیچیدگی رفتار سازه‌های بنایی که بیشتر ناشی از رفتار غیرخطی سطوح تماس است، مدل‌سازی دقیق آن‌ها امری چالش برانگیز است. نظر به ماهیت ناپیوسته و مرکب سازه‌های مصالح بنایی، مدل‌سازی به روش المان مجزا یکی از روش‌های مناسب برای مدل‌سازی این گونه سازه‌ها، به ویژه رفتار غیرخطی آن‌ها است. بدین منظور در اولین گام در این پژوهش، دیوارهای مصالح بنایی به روش ریزمدل‌سازی^۲ در نرم‌افزار 3DEC مدل‌سازی و رفتار غیرخطی آن با نتایج آزمایش‌های معتبر مقایسه و درستی آن بررسی شد. با توجه به این‌که نرم‌افزار 3DEC قادر به محاسبه مستقیم فرکانس‌های اصلی سازه نیست، هدف بعدی، ارائه روشی برای استخراج غیرمستقیم فرکانس و پارامترهای رفتاری دینامیکی در محیط نرم‌افزار المان مجزا است. نتایج روش پیشنهادی گفته شده با نتایج تحلیل فرکانسی در روش المان محدود مقایسه و از درستی عملکرد آن اطمینان حاصل شد. در مرحله بعد، به منظور یافتن رابطه‌ی بین رشد ترک و خسارت در دیوار با رفتار دینامیکی، سازه تحت تأثیر سطوح خسارت مختلف قرار گرفت و در هر سطح خسارت، فرکانس‌های اصلی آن استخراج شدند. در انجام تحلیل‌ها، فرکانس به عنوان شاخص رفتار دینامیکی، و جابه‌جایی بالای دیوار به عنوان شاخص خسارت انتخاب شدند. بر اساس داده‌های تحلیل شده، با وجود تغییر شکل کوچک سازه با افزایش سطوح خسارت، افت فرکانس نسبی قابل توجهی مشاهده می‌شود که متناسب با رشد و ظهور ترک در سازه است.

واژگان کلیدی: تشخیص خسارت، دیوار مصالح بنایی، روش المان مجزا، افت فرکانس

۱- مقدمه

مطالعه‌ی رفتار و بررسی عملکرد و خسارت در این نوع ساختمان‌ها را بی‌اهمیت دانست. همچنین یکی از مباحث اصلی در فضای معماری و شهرسازی امروز کشورها، موضوع حفظ بناهای تاریخی و معماری گذشته و دیدگاه متفاوت درباره‌ی چگونگی حفظ این فضاها ارزشمند قدیمی است. از آنجایی‌که یک سازه‌ی بنایی ساختاری مرکب دارد، در برابر بارگذاری اعمالی، رفتاری کاملاً

استفاده از مصالح بنایی در اجرای ساختمان‌ها از قرون گذشته در ایران و سایر نقاط جهان رواج داشته است. امروزه، استفاده از مصالح بنایی سستی در ساختمان‌های با اهمیت ویژه، در شهرهای بزرگ رو به کاهش نهاده است. با وجود این هنوز هم در بسیاری از شهرها و بیشتر مناطق روستایی، ساختمان‌های بنایی قسمت بزرگی از بافت شهر را تشکیل می‌دهند. با توجه به آسیب‌پذیر بودن این ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته و تعداد زیاد آن‌ها در نواحی لرزه‌خیز، نمی‌توان

1. Vibration-based
2. Micro-modeling

انجام داد. در این پژوهش، آثار انواع هندسه‌ی دیوارها، اتصال خشک دیوارها و وجود بارگذاری قائم بررسی شد.

در این پژوهش، دیوارهای مصالح بنایی به روش المان مجزا مدل‌سازی و رفتار غیرخطی آن راستی آزمایی می‌شود. سپس روشی برای استخراج غیرمستقیم فرکانس و پارامترهای رفتاری دینامیکی در روش المان مجزا ارائه می‌شود. در ادامه، سازه تحت تأثیر سطوح مختلف خسارت قرار گرفته و در هر سطح خسارت، فرکانس‌های اصلی آن استخراج می‌شوند. نتایج به دست آمده حاکی از این واقعیت است که با وجود تغییرشکل کوچک سازه، با افزایش سطوح خسارت، افت فرکانس نسبی قابل توجهی مشاهده می‌شود که متناسب با رشد و ظهور ترک در سازه است.

۲- روش المان مجزا

نرم‌افزار 3DEC^۳ یک برنامه عددی سه‌بعدی است که بر اساس روش المان‌های مجزا برای مدل‌سازی محیط‌های ناپيوسته استفاده می‌شود. در این برنامه همان فرمولاسیون عددی روش دوبعدی نرم‌افزار UDEC استفاده می‌شود. در این نرم‌افزار، پاسخ ناپيوستگي‌هایی مانند درزه‌ها که در معرض بارهای استاتیکی و دینامیکی قرار دارند، به خوبی شبیه‌سازی می‌شود. درحالی‌که ناپيوستگي‌ها به عنوان شرایط مرزی بین بلوک‌ها تلقی می‌شوند، رفتار بلوک‌ها به صورت صلب یا تغییرشکل‌پذیر می‌تواند تعریف شود. بلوک‌های تغییرشکل‌پذیر به شبکه‌ای از المان‌های تفاضل محدود تقسیم می‌شوند، و هر المان بر اساس یک رابطه تنش- کرنش خطی یا غیرخطی پاسخ می‌دهد. حرکت نسبی ناپيوستگي‌ها نیز توسط روابط جابه‌جایی- نیرو در جهت‌های برشی یا نرمال است. این برنامه چندین مدل رفتاری برای بلوک‌ها و ناپيوستگي‌ها دارد. برنامه 3DEC بر اساس طرح محاسباتی لاگراژ است که برای مدل کردن حرکت‌های بزرگ و تغییر شکل سیستم‌های بلوکی بسیار مناسب است. جزئیات مربوط به هندسه‌ی مدل، رفتار مواد، شرایط اولیه، بارگذاری، و اطلاعات مورد نیاز برای تحلیل یک مدل مصالح بنایی، بر اساس روش المان مجزا است. بوئی و لیمام به منظور بررسی قابلیت نرم‌افزار 3DEC در مدل‌سازی رفتار سازه‌های بنایی، به مقایسه‌ی مدل‌های عددی و نتایج آزمایشگاهی در دو قسمت

پیچیده، به ویژه در محدوده‌ی غیرخطی از خود نشان می‌دهد. پژوهش‌های بسیار زیادی بر روی رفتار سازه‌های مصالح بنایی با استفاده از روش المان محدود، تاکنون انجام شده که از جمله‌ی آن می‌توان به کارهای لورنسو و همکاران [۱] و راموس و همکاران [۲] اشاره کرد. با پیشرفت روش‌های عددی، روش المان مجزا^۱ که روش مناسبی برای مدل‌سازی این‌گونه سازه‌ها، که در ماهیت به صورت مرکب و ناپيوسته هستند، در اختیار پژوهشگران قرار گرفته است؛ هرچند که هنوز راستی آزمایی تحلیل سازه‌های مصالح بنایی با روش المان مجزا از چالش‌های پیش‌رو است [۳]. خسارت در سازه‌های مصالح بنایی عمدتاً ناشی از ترک‌ها، نشست پی، خوردگی مصالح و جابه‌جایی‌های بزرگ است. روش‌های تعیین خسارت لرزه‌اساس به‌علت کم‌ترین میزان دخالت فیزیکی در کاربری سازه و عدم تخریب سازه برای آزمایش مورد توجه هستند. فرض این‌که خسارت با کاهش سختی در سازه مرتبط است، برای سازه‌های بنایی قابل قبول است [۴]. روش‌های بسیاری در پیشینه پژوهشی برای تشخیص خسارت سازه‌ها گفته شده، اما تعداد محدودی برای سازه‌های مصالح بنایی قابل استفاده است. با توجه به رفتار پیچیده‌ی سازه‌های مصالح بنایی، تشخیص خسارت در آن‌ها کاری دشوار است. همچنین نظر به نبود توفیق تشخیص خسارت در این‌گونه سازه‌ها در برخی مطالعات گذشته، بررسی روش‌های سلامت‌سنجی لرزه‌اساس و کارایی آن‌ها در سازه‌های مصالح بنایی امری مهم است [۵]. در پژوهش‌های گذشته ثابت شده است که رفتار دینامیکی سازه متأثر از میزان خسارت وارد شده بر آن است. دانستن پارامترهای دینامیکی مناسب در تعیین خسارت سازه، نقشی اساسی ایفا می‌کند. یکی از این پارامترهای بسیار مهم فرکانس طبیعی سازه است [۶]. میشل و همکاران [۶] در یکی از معدود کارهایی که سازه‌های مصالح بنایی در ابعاد واقعی تا حد خرابی بارگذاری شدند، به بررسی تغییرات فرکانس در خرابی پیش‌رونده روی دو نمونه‌ی سازه‌ی بنایی پرداختند. در سال ۲۰۱۲، آزمایش لرزه‌محدود و آنالیز مودال روی برج ناقوس کلیسای صوفیه‌ی حقیّا^۲ به منظور تشخیص خسارت موضعی و کمی‌سازی خسارت در ترکیه انجام شد [۷]. به- منظور بررسی مقاومت جانبی دیوارها، رسترو و همکاران [۸] یک سری آزمایش روی نمونه‌هایی با مقیاس یک‌پنجم و درزه‌ی خشک

1. Distinct Element Method (DEM)
2. Hagia Sophia Bell-Tower

تنش‌های سربار دیوارها در جدول (۱) مشاهده می‌شود. در این پژوهش، به منظور نشان دادن قابلیت برنامه‌ی 3DEC در مدل‌سازی دیوارهای مصالح بنایی، دیوارها با مقادیر مختلف سربار مدل و تحلیل شده‌اند. قابل ذکر است نامگذاری دیوارها در مرجع به صورت (Shear Wall Compression load: SW30) انجام شده، که در مدل‌سازی حاضر نیز از همین اسامی استفاده می‌شود.

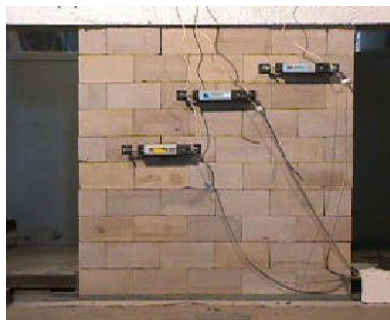
جدول (۱) میزان تنش‌ها و بارهای قائم برای دیوارهای SW30، SW100، SW200 و SW250

Wall	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)
SW30	30	0.15
SW100	100	0.50
SW200	200	1.00
SW250	250	1.25

Table 1. Stress and corresponding vertical load values for SW30, SW100, SW200, SW250 walls

دیوارها از ده ردیف سنگی، به صورت خشکه‌چینی تشکیل شده‌اند. هر یک از بلوک‌های سنگی با سطح مقطع $۰/۲۰ \times ۰/۲۰$ متر و ارتفاع $۰/۱$ متر دیواری با ابعاد $۱ \times ۱ \times ۰/۲$ m را تشکیل می‌دهند. همچنین بین سطح فوقانی دیوار و تیر بتونی روی آن به ابعاد $۰/۲۰ \times ۰/۲۰ \times ۱/۶$ تماس خوبی وجود دارد. ابتدا یک بار فشاری عمودی به وسیله‌ی محرک هیدرولیکی، درحالی‌که نیرو کنترل می‌شود، اعمال شده تا جایی‌که بار مورد انتظار کاملاً به دیوار وارد شود. سپس بار افقی به تدریج به تیر بتنی وارد می‌شود. در حین آزمایش وقایع اصلی مثل باز شدن اتصالات و ظهور شکاف‌ها به وسیله‌ی عکس ثبت شدند. در (شکل ۱) هندسه و ابعاد نمونه‌ی آزمایشگاهی مشاهده می‌شود.

شکل (۱) ابعاد و هندسه‌ی نمونه‌ی آزمایشگاهی لورنسو [۱]



رفتار داخل صفحه و رفتار خارج صفحه پرداختند [۹]. محب‌خواه و همکاران با مدل کردن یک میان‌قاب مصالح بنایی در قاب فولادی، آثار بازشو روی رفتار مرکب و میان‌قاب را مطالعه کردند [۱۰]. در این مطالعه که به وسیله‌ی نرم‌افزار المان مجزای UDEC انجام گرفت، آثار انواع بازشو و محل آن روی ظرفیت باربری قاب بررسی شد. در راستای بهبود روش المان مجزا، مطالعاتی در زمینه مدل‌سازی رفتار سازه‌های مصالح بنایی به روش المان مجزا-محدود به وسیله‌ی فوکوموتو و همکاران انجام گرفته است [۱۱]. بارالدی و همکاران، به منظور دستیابی به روشی مناسب برای مدل‌سازی سازه‌های بنایی، پژوهش جامعی بر روش‌های مدل‌سازی پیوسته و مجزا انجام دادند که نتایج آن بیانگر تناسب روش المان مجزا برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌های بنایی بوده است [۱۲].

۳- راستی آزمایی

هدف از این بخش، بررسی عملکرد صحیح مدل‌های استفاده شده و کنترل درستی اجرای برنامه در تحلیل و بررسی مسائل است. برای همین منظور نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی معتبر با نتایج خروجی از نرم‌افزار استفاده شده در این مطالعه، مقایسه و بررسی شد. در ابتدا یک دیوار با درزه‌ی خشک را مدل‌سازی می‌کنیم. در مدل‌سازی این دیوار از بلوک‌های تغییرشکل‌پذیر با رفتار الاستیک، و درزه‌ها با رفتار موهر-کولمب استفاده شده است. عملکرد نرم‌افزار در تخمین مکانیسم خرابی دیوارهای مصالح بنایی در قالب یک مدل دیوار تحت نشست تکیه‌گاهی بررسی شده است. با توجه به مجهول بودن مقادیر ضرایب سختی برشی (k_s) و سختی نرمال (k_n) درزه در برخی مثال‌ها، این مقادیر به کمک تحلیل‌های عددی متعدد و مطالعه‌ی روند همگرایی به نتایج تجربی، به دست آمده‌اند.

۳-۱- دیوار سنگی تحت بار قائم و درون صفحه

در سال ۲۰۰۵، یک مطالعه تجربی در دانشگاه کاتالونای بارسلونا با همکاری دانشگاه مینهو به منظور بررسی رفتار دیوارهای سنگی مصالح بنایی با درزه‌ی خشک صورت گرفت [۱]. این آزمایش‌ها بر روی هفت دیوار با سطوح مختلف تنش قائم از $۰/۱۵$ تا $۱/۲۵$ مگاپاسکال، اجرا شد. پس از اعمال بار قائم، بار افقی به صورت مونوتونیک تا مرز خرابی به دیوارها وارد شد. مقادیر بارها و

مشخصات مصالح و درزه‌های مورد استفاده در مدل 3DEC در جدول (۲) آمده است. پس از انجام تحلیل، نتایج حاصل از آزمایش و نتایج تحلیل 3DEC در دو حالت بلوک‌های صلب و تغییر شکل-پذیر بررسی و مقایسه شد. در کنار آن، نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود ارائه شده در مرجع مربوطه نیز برای مقایسه ارائه می‌شود. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، هماهنگی بین پاسخ‌های عددی، تجربی و نتایج حاصل از برنامه‌ی 3DEC، رضایت بخش است. مشاهده‌ی نمودار بار افقی در برابر تغییر مکان بالای دیوار در (شکل-های ۳ تا ۶) برای هر چهار دیوار، و تفاوت‌های بین بارهای فروریزش در جدول (۴) بیان‌گر این مطلب است.

جدول (۲) مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل عددی بلوک‌ها

Walls SW30, SW100, SW200, SW250	
Specific Weight (tonf/m ³)	2.5
Bulk Modulus (kN/m ²)	8.61E6
Young's Modulus (kN/m ²)	1.55E7
Shear Modulus (kN/m ²)	6.45E6
Poisson's Ratio	0.2
Foundation and Loading Beam	
Specific Weight (tonf/m ³)	2.5
Bulk Modulus (kN/m ²)	1.75E7
Young's Modulus (kN/m ²)	3.15E7
Shear Modulus (kN/m ²)	1.31E7
Poisson's Ratio	0.2

Table 2. Material properties used for blocks in numerical model

جدول (۳) مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل عددی درزه‌ها

Shear Stiffness (kN/m ³)	2.45E6
Normal Stiffness (kN/m ³)	5.87E6
Friction Angle (Degree)	31.8
Cohesion (kN/m ²)	0
Dilation Angle (Degree)	0

Table 3. Material properties used for joints in numerical model

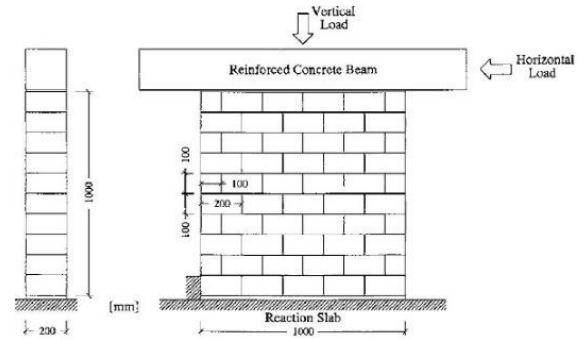


Fig. 1. Adopted geometry for the dry stone masonry walls and schematic loading arrangement [1]

در ادامه بررسی مدل‌های آزمایشگاهی در مطالعه مرجع، تحلیل‌های عددی با استفاده از مدل شکست مشترک چند سطحی [۱] و روش اجزا محدود اجرا شدند. در این روش فرض بر این است که رفتار غیرالاستیک روی درزه‌ها متمرکز شده، و واحدهای سنگی به صورت الاستیک رفتار می‌کنند. برای بررسی رفتار این دیوار یک مدل در 3DEC ایجاد شد که هندسه‌ی آن در (شکل ۲) قابل مشاهده است. قابل گفتن است به علت مدول الاستیسیته‌ی بالای مصالح سنگی و تمرکز خرابی دیوار در درزه‌ها، در مدل‌سازی مرحله‌ی اول، المان‌های مصالح به صورت صلب فرض شده‌اند. سپس یک بار دیگر مدل‌سازی با بلوک‌های تغییر شکل‌پذیر و الاستیک انجام گرفت و نتایج با هم مقایسه شدند. در مدل‌سازی سعی شده است تا شرایط مرزی مدل شبیه شرایط آزمایشگاهی ایجاد شود.

شکل (۲) هندسه‌ی بلوک‌ها و درزه‌های ساخته شده در مدل عددی

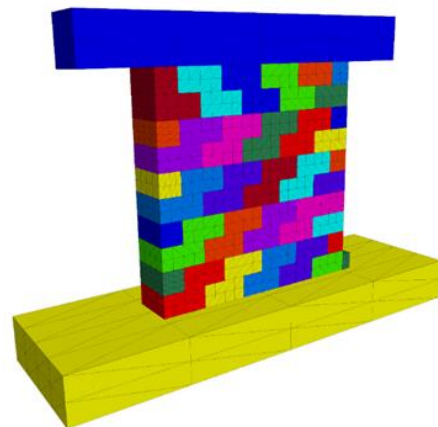


Fig. 2. Blocks and joints in numerical model

جدول (۴) نتایج مقاومت نهایی مدل آزمایشگاهی و تحلیل عددی

Failure Load (kN)					Wall
Failure Load Ratio (Rigid Blocks)	Failure Load Ratio (Deformable Blocks)	3DEC (Deformable Blocks)	3DEC (Rigid Blocks)	Experimental Results	
0.74	0.82	18.3	16.6	22.4	SW30
1.08	1.05	47.1	48.4	45.0	SW100
1.28	1.10	77.6	89.9	70.3	SW200
1.06	-	-	109.0	102.7	SW250

Table 4. Wall ultimate strength for experimental specimen and numerical method

در پاسخ سازه، با شروع جابه‌جایی دیوار، به علت خشک بودن سیستم و نبود ملات ساز و کار غیرخطی فعال می‌شود. در نتایج آزمایشگاهی نمونه اول و دوم نیز لرزش‌ها و ارتعاشاتی دیده می‌شود که ناشی از لغزش ناگهانی و عدم وجود ملات بین مصالح است. فقدان ملات بین بلوک‌ها، تنش را در نقاط تماس متمرکز می‌کند، و این منجر به شکاف عمودی نابه‌هنگام در واحدهای بنایی می‌شود، که منجر به افت ناگهانی و اختلاف نمودار آزمایشگاهی نمونه اول و دوم شده است. در نمونه‌های با تنش سربار بالاتر، خطر کمایش با یک ترک مورب کامل، نسبت به نمونه‌های با تنش کمتر وجود دارد، که همانطور که در نمودار SW250 مشاهده شد، نتایج نمونه دوم به علت کمایش و خرابی، قبل از رسیدن به حد خرابی از نتایج کنار گذاشته شده است. این الگوی خرابی در آزمایش‌ها به ثبت رسیده است. مدل برنامه‌ی 3DEC نیز در (شکل ۷) این سازوکار را به خوبی نشان می‌دهد؛ اما در کل رفتار شکل‌پذیری مشاهده شد که نشان‌گر خرابی در مودهای گهواره‌ای و برش ملات است. در بارهای قائم کمتر، دیوار تمایل به بازشدگی و چرخش ساده‌ی نیمه‌ی دیوار داشت و خرابی کمی در مصالح سنگی ایجاد شد؛ اما با افزایش بار قائم، نمونه‌ها دچار تغییرشکل و خرابی بیشتری در مصالح سنگی (بلوک‌ها) شدند و مود خرابی خردشدگی پاشنه در کنار گسیختگی برشی نمایان شد.

با توجه به (شکل ۷) می‌توان گفت که 3DEC به‌خوبی مودهای خرابی، به ویژه در حالتی که بارهای قائم کم بوده و خرابی در درزه-

شکل (۳) نمودار بار جانبی در برابر جابه‌جایی بالای دیوار برای دیوار

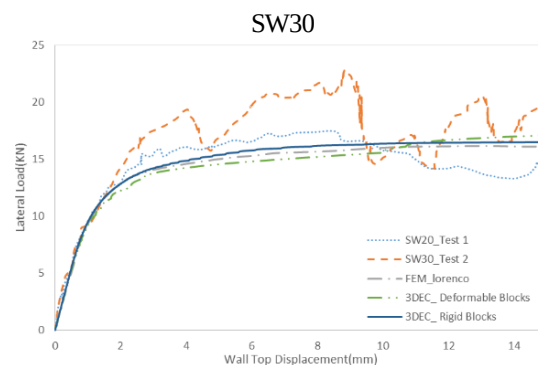


Fig. 3. Lateral load-displacement diagram for SW30 wall

شکل (۴) نمودار بار جانبی در برابر جابه‌جایی بالای دیوار برای دیوار

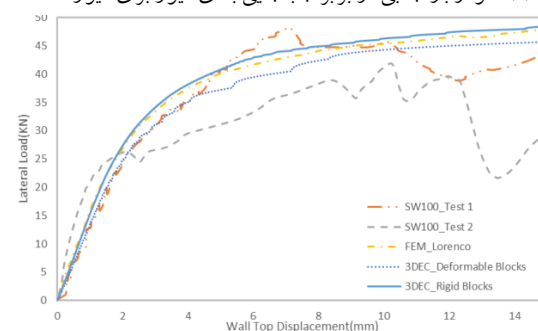


Fig. 4. Lateral load-displacement diagrams for SW100 wall

شکل (۵) نمودار بار جانبی در برابر جابه‌جایی بالای دیوار برای دیوار

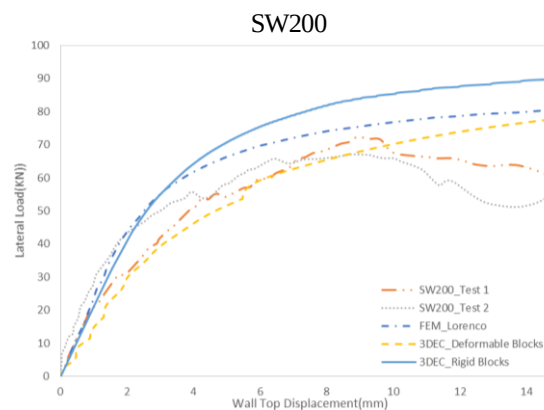


Fig. 5. Lateral load-displacement diagrams for SW200 wall

شکل (۶) نمودار بار جانبی در برابر جابه‌جایی بالای دیوار برای دیوار

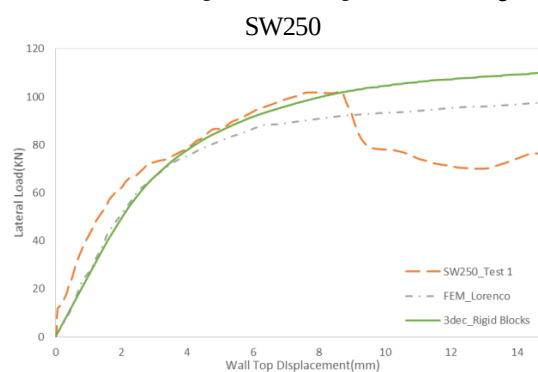


Fig. 6. Lateral load-displacement diagrams for SW250 wall

شکل (۹) مقایسه‌ی نمودار بار جانبی در برابر جابه‌جایی بالای دیوار برای دیوارهای

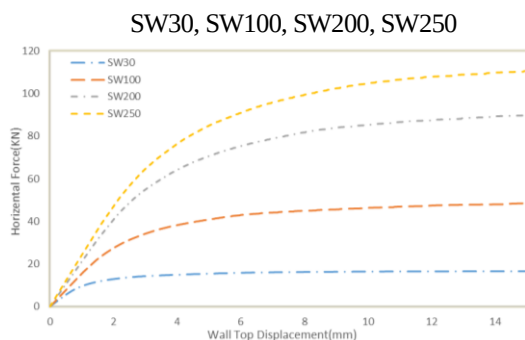


Fig. 9. Comparison of lateral load vs. wall's top displacement for walls SW30, SW100, SW200, SW250

۳-۲- دیوار بنایی تحت نشست تکیه‌گاهی

یکی از موارد مهم در بحث خرابی در سازه‌ها، به‌ویژه سازه‌های مصالح بنایی، سازوکار خرابی در آن‌ها است. به منظور راستی‌آزمایی روش المان مجزا در پیش‌بینی سازوکار خرابی سازه‌ها، مدل آزمایشگاهی یک دیوار بنایی قائم با درزه‌ی خشک، تحت بار وزن خود دیوار و نشست تکیه‌گاهی [۹] در نرم‌افزار مدل شد. همان‌گونه که در (شکل ۱۰) ملاحظه می‌شود، شرایط مرزی در همه جای دیوار آزاد است، مگر در پایین که بدون ملات و به‌صورت خشک-چینی روی یک سطح صاف قرار گرفته است. شرایط بارگذاری به-صورتی انتخاب شد که بیان‌گر نشست تکیه‌گاهی سازه باشد. برای این منظور، یک قسمت از پی (به‌صورت مجزا) تحت نیروی جک-های هیدرولیکی در جهت قائم جابه‌جا می‌شود و این جابه‌جایی تا حد خرابی دیوار ادامه پیدا می‌کند. هیچ ملاتی بین آجرها استفاده نشده است، پس تمامی مقاومت بین آجرها ناشی از اصطکاک خواهد بود. ابعاد دیوار برابر $1/575 \times 1 \times 0/22 \text{ m}^3$ است که متشکل از آجرهای با ابعاد $22 \times 10/5 \times 5 \text{ cm}^3$ است. آزمایش با نشست 14 cm یک قسمت از دیوار به پایان می‌رسد. هم‌چنین در حین آزمایش، سطوح شکست و محل‌های آن مشخص و ضبط شدند. مدل‌سازی در نرم‌افزار با فرض چسبندگی و مقاومت کششی صفر در سطح مشترک بلوک‌ها انجام گرفت. مشخصات بلوک‌ها و مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی 3DEC در جدول (۵ و ۶) آمده است. مقایسه‌ی نتایج حاصل از آزمایش و 3DEC در (شکل ۱۱) نشان می‌دهد که مدل‌های 3DEC قدرت بسیار مناسبی در پیش‌بینی سازوکار خرابی و آنالیز خرابی دارد.

ها متمرکز بوده، را گزارش می‌دهد و با دقت مناسب مدل خرابی سازه را بیان می‌کند. در تخمین ظرفیت نیز همان‌گونه که پیشتر گفته شد، تخمین مناسبی از ظرفیت دیوار ارایه می‌دهد. در (شکل ۸) کانتورهای تغییر مکان در مصالح و درزه‌ها نشان داده شده‌اند.

شکل (۷) مقایسه‌ی سازوکار خرابی در مدل آزمایشگاهی و عددی

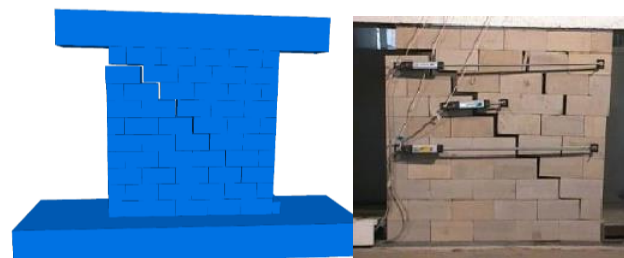


Fig. 7. Failure mechanism in experimental specimen and numerical method

شکل (۸) جابه‌جایی بلوک مدل عددی: (الف) کانتورهای جابه‌جایی (ب) بردارهای

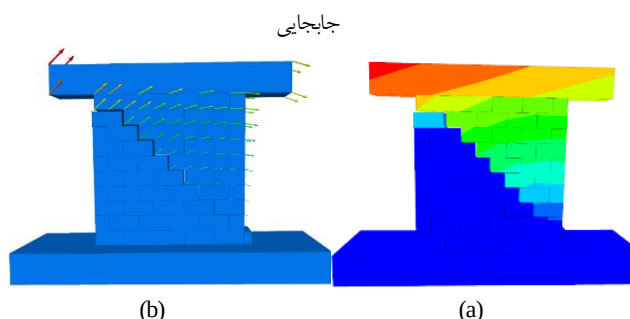


Fig. 8. Block displacement in numerical model: (a) Displacement contours (b) Displacement vectors

قابل گفتن است در حالتی که بیش‌تر خرابی دیوار معطوف به جابه‌جایی در درزه‌ها باشد (SW100 و SW30)، تغییر المان‌ها از صلب به شکل‌پذیر، در رفتار کلی سازه تغییرات خیلی زیادی ایجاد نمی‌کند.

در شکل (۹) مشاهده می‌شود که در دیوار تحت تنش‌های نرمال بالاتر، میزان سختی افزایش می‌یابد و این به‌خاطر افزایش تماس بین واحدهای بنایی است. در تأیید نتایج آزمایشگاهی مرجع برای تنش‌های قائم بالا، خطر کماتش با یک ترک مورب کامل در میان اتصال نسبت به نمونه‌های با تنش کم‌تر وجود دارد که در مدل‌های عددی نیز مشاهده شده است.

۴- شناسایی لرزه‌اساس سیستم‌ها

شناسایی سیستم‌ها به معنی به دست آوردن پارامترهای مودال (فرکانس طبیعی، نسبت‌های میرایی و شکل‌های مودی) با استفاده از اندازه‌گیری پارامترهای رفتار دینامیکی سازه است. از پارامترهای مودال به دست آمده می‌توان در به‌روزرسانی مدل عددی سازه‌ها، تشخیص و پیدا کردن محل آسیب‌های احتمالی، و ارزیابی ایمنی سازه بعد از آسیب‌های شدید (که در اثر زلزله و یا دیگر بارگذاری‌ها به سازه وارد می‌شود) استفاده کرد. اساس روش‌های شناسایی سازه‌ها بر داده‌های اندازه‌گیری شده از تحریک ورودی و پاسخ خروجی، و استفاده از توابع پاسخ فرکانسی در حوزه‌ی فرکانس، استوار هستند. با امکان استخراج پارامترهای مودال سازه و بررسی آنها در سازه‌ی سالم در کنار سازه‌ی آسیب‌دیده، روش‌های خسارت‌سنجی لرزه‌اساس در سازه‌ها تعریف می‌شوند. این روش‌ها بر این اصل استوارند که به‌وجود آمدن آسیب در سازه، موجب تغییر در خصوصیات دینامیکی سازه (مانند فرکانس‌های طبیعی، شکل‌های مودی و نسبت‌های میرایی) می‌شود.

روش‌های مختلف تشخیص مودال در آزمایش لرزه محدود، هم در حوزه‌ی زمان و هم در حوزه‌ی فرکانس وجود دارد که محبوب‌ترین آن‌ها عبارتند از: تجزیه حوزه‌ی فرکانس و برداشت نقاط اوج. روش برداشت نقاط اوج از چگالی طیفی توان، یک روش مبتنی بر حوزه‌ی فرکانس است و به دلیل قدمت آن حائز اهمیت می‌باشد. اولین روش، تشخیص سازه‌ی مودال خروجی-تنها^۴ است که در اواخر دهه‌ی ۷۰ ارائه شد که به سبب سادگی استفاده از آن، محبوب گردید. روش تجزیه‌ی مقادیر تکین^۵، ادامه‌ی روش برداشت نقاط اوج است. در مقایسه با روش برداشت نقاط اوج، این روش با فرکانس‌ها در مودهای نزدیک بهتر کار می‌کند. به علاوه در مقایسه با سایر روش‌ها، این روش درک بهتری از کاربر را درباره‌ی داده‌هایی که با آن کار می‌کند، در حوزه‌ی فرکانس به دست می‌دهد.

۴-۱- تشخیص سازه‌ای در نرم‌افزار المان مجزا

همان‌گونه که پیشتر اشاره شد، استخراج پارامترهای مودال سازه براساس ویژگی‌های دینامیکی آن‌ها، یک قدم اصلی در تشخیص

شکل (۱۰) مدل عددی و آزمایشگاهی دیوار

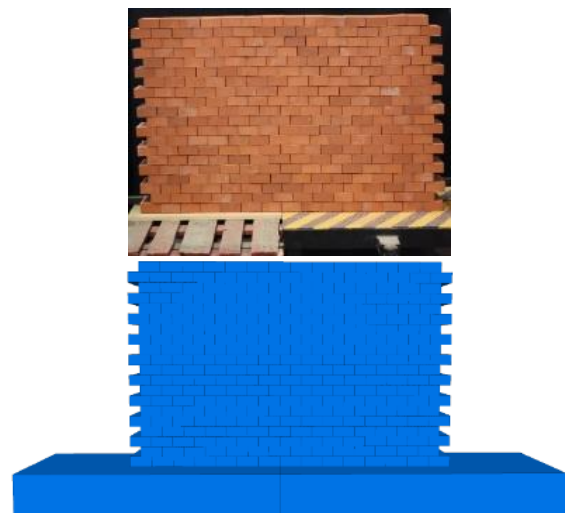


Fig. 10. Experimental and numerical model of the wall

جدول (۵) مشخصات بلوک‌های استفاده شده در مدل دیوار

Specific Weight (tonf/m ³)	2.2
Poisson's Ratio	0.2

Table 5. Material properties used for blocks in numerical model of the wall

جدول (۶) مشخصات درزه‌های مورد استفاده در مدل

Shear Stiffness (kN/m ³)	0.82E7
Normal Stiffness (kN/m ³)	1.96E7
Friction Angle (Degree)	38

Table 6. Material properties used for joints in numerical model

شکل (۱۱) مقایسه سازوکار خرابی دیوار تحت نشست تکیه‌گاهی در مدل عددی و آزمایشگاهی

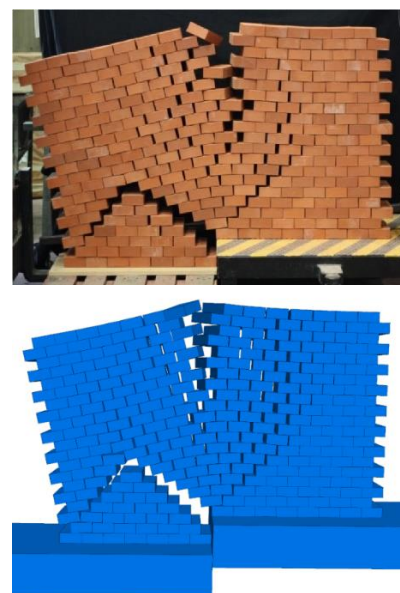


Fig. 11. Failure mode of experimental and numerical model for the wall subjected to support settlement

گفتن است رفتار الاستیک درزه ها در 3DEC با سختی برشی (K_s) و سختی نرمال (K_n) کنترل می شود.

برای انجام تشخیص سازه های با این روش در مطالعات آزمایشگاهی، در بیشتر موارد از تحریک ضربه ای چکش استفاده می شود. در مقایسه ای که راموس و همکاران [۱۴] روی تشخیص سازه ای یک دیوار بنایی انجام دادند، تحریک ضربه جواب بسیار بهتری از تحریک ارتعاشات محیطی داده است، و بنابراین ضربه برای تحریک سازه انتخاب شد. مسأله ای بعدی، انتخاب بزرگی و جهت ضربه بود. اندازه ی ضربه باید نسبتاً ضعیف باشد تا سازه تغییر شکل بزرگ ندهد و ارتعاش آن باعث تغییر شکل پلاستیک در سازه نشود. برای بزرگی اندازه ی ضربه، ۵۰ نیوتن انتخاب شد. برای انتخاب جهت ضربه، تحلیل های متفاوتی با انواع ضربه به صورت شکل (۱۲) بررسی شد که ضربه در راستای قطر دیوار به بهترین شکل همه ی موده های داخل صفحه، خارج صفحه و پیچشی را تحریک می کرد. بنابراین ضربه در راستای قطر دیوار برای تحریک سازه انتخاب و پس از تحریک سازه، پاسخ آن در ۱۰ نقطه به مدت یک ثانیه در جهت خارج صفحه و داخل صفحه (جهت های Z و X)، ثبت شد. نقاط ثبت پاسخ سازه در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

سپس فرکانس های طبیعی سازه به وسیله ی روش برداشت نقاط اوج استخراج شدند. در روش برداشت نقاط اوج، با تبدیل فوریه ی داده ها از حوزه ی زمان به حوزه ی فرکانس، مقادیر فرکانس های طبیعی را با انتخاب کردن نقاط اوج از طیف توان فوریه می توان بدست آورد.

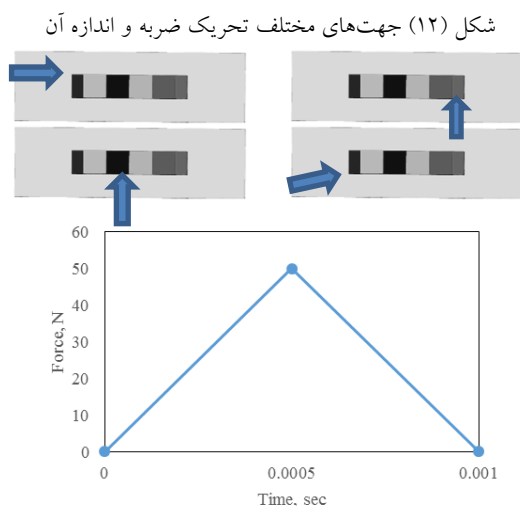


Fig. 12. Impact excitation directions and magnitudes

خسارت سازه ها است. به علت پیچیده بودن ماهیت و رفتار سازه های مصالح بنایی، به ویژه سازه های آسیب دیده، این مسئله شکل پیچیده تری نیز به خود می گیرد. در حالت کلی، برخلاف بیشتر نرم افزارهای اجزای محدود، نرم افزارهای المان مجزا ویژگی های دینامیکی سازه مثل فرکانس و شکل مود را به صورت مستقیم نمی دهند. با توجه به این که این ویژگی ها برای سلامت سنجی سازه مورد نیاز است، هدف این بخش، ارائه ی یک روش برای ارزیابی شاخص های دینامیکی سازه ی مصالح بنایی (فرکانس و شکل مود) در نرم افزار 3DEC است. بحث شناسایی سازه در نرم افزارهای المان مجزا، تنها یک بار به وسیله ی بوئی و همکاران [۱۳] برای حالت های ساده انجام شده است. بنابراین، هدف اول، بررسی توانایی نرم افزار برای تشخیص سازه ای به صورت مناسب است. برای این منظور، در نرم افزار، یک دیوار بنایی مدل شده، و با روش پیشنهادی، فرکانس و شکل مود آن ها محاسبه شده و با مدل عددی یک پارچه ساخته شدن در یک نرم افزار المان محدود مقایسه می شود.

۴-۲- روش پیشنهادی

برای شناسایی سازه در محیط نرم افزار 3DEC، روندی مشابه به مراحل شناسایی سازه در آزمایشگاه انجام شد. بدین صورت که با تحریک سازه به صورت مناسب (از جهت اندازه و راستا) پاسخ سازه در نقاط معینی برداشت شد. سپس با آنالیز پاسخ برداشته شده در حوزه ی فرکانس و استفاده از روش های تشخیص سازه ای مانند تجزیه در حوزه زمان و برداشت نقاط اوج، فرکانس ها و شکل مودها استخراج شدند. در ادامه، روش استفاده شده و نیز راستی آزمایی آن برای دیوار نمونه SW30، آورده شده است.

برای بررسی توانایی روش گفته شده در تعیین فرکانس ها و شکل مودهای سازه، یک آنالیز مودال در نرم افزار المان محدود ABAQUS برای مقایسه انجام شد. برای این منظور، یک دیوار مشخص (SW30) در آباکوس به صورت یک پارچه مدل شد. نرم افزار مزبور مقادیر بردار ویژه ی سازه را به دست می آورد. در مدل ساخته شده در نرم افزار آباکوس، از المان های C3D8R استفاده، و سازه در محدوده ی رفتار الاستیک خود تحلیل شد. در کنار حل المان محدود، همان دیوار در 3DEC با فرض محیط ناپیوسته و ریزمدل سازی، پیاده سازی شد. بلوک ها به صورت تغییر شکل پذیر و الاستیک و درزه ها در محدوده ی رفتار الاستیک تعریف شدند. قابل

جدول (۷) مقایسه فرکانس‌های حاصل از تکنیک برداشت اوج و

روش المان محدود

Error (%)	DEM	FEM	
7	76.75	71.69	Mode 1
4	164.24	170.27	Mode 2
3	254	247.06	Mode 3
1	391	393.33	Mode 4
5	488	513.67	Mode 5
2	540	551.81	Mode 6

Table 7. Frequencies extracted by pick picking method and FEM

شکل (۱۵) مقایسه‌ی شکل مودهای حاصل از تحلیل روش تجزیه در

حوزه‌ی زمان و آباکوس

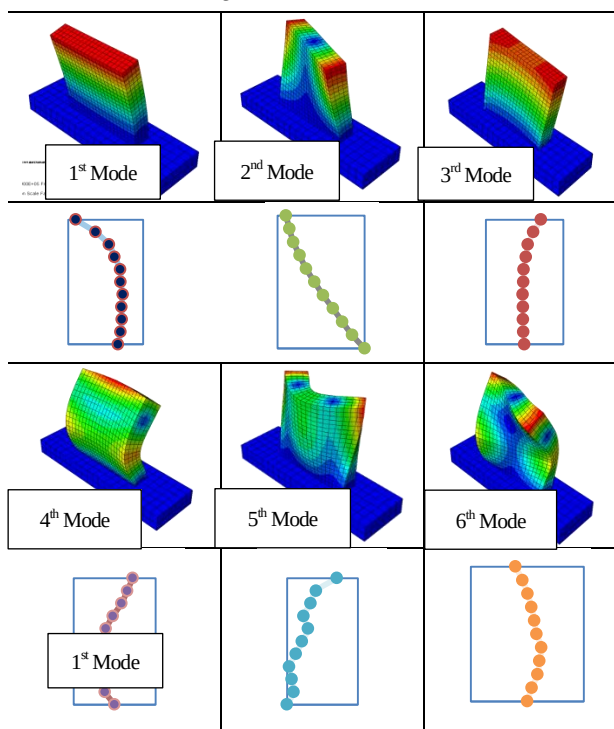


Fig. 15. Modeshapes extracted from FDD and FEM

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، تطابق خوبی به ویژه در شکل مودهای اولیه، بین شکل مودها حاصل از تحلیل آباکوس و روش تجزیه در حوزه‌ی فرکانس وجود دارد.

۵- بررسی پارامترهای مودال در سطوح خسارت مختلف

در بخش‌های قبل به بررسی کارایی روش المان مجزا در مدل‌سازی رفتار سازه‌های مصالح بنایی و استخراج پارامترهای مودال سازه پرداخته شد. در این بخش، هدف آن است تا با بررسی مدل‌هایی ساده از سازه‌های بنایی، رابطه‌ای میان پارامترهای مودال سازه

شکل (۱۳) نقاط برداشت پاسخ سازه بعد از تحریک ضربه

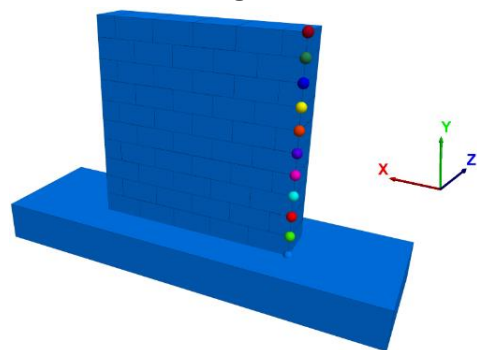


Fig. 13. Measurement points of wall response from impact excitation

در شکل (۱۴) طیف توان فوریه‌ی حاصل از ارتعاشات در جهت داخل و خارج صفحه مشاهده می‌شود. نقاط متناظر با شش مود اول سازه انتخاب شدند. در جدول (۷) مقادیر فرکانس‌های حاصل از مدل‌سازی به روش المان مجزا و المان محدود مقایسه شده‌اند. مشاهده می‌شود روش پیشنهادی دقت قابل‌قبولی در تخمین فرکانس‌های طبیعی سازه دارد.

برای به‌دست آوردن شکل مودهای سازه از روش تجزیه در حوزه‌ی زمان استفاده شد [۱۵]. در شکل (۱۵)، شش مود اول حاصل از تحلیل فرکانسی در آباکوس و روش تجزیه در حوزه‌ی زمان مقایسه شده‌اند.

شکل (۱۴) طیف فوریه‌ی حاصل از تحریک سازه (الف) در جهت خارج

صفحه و (ب) در جهت درون صفحه

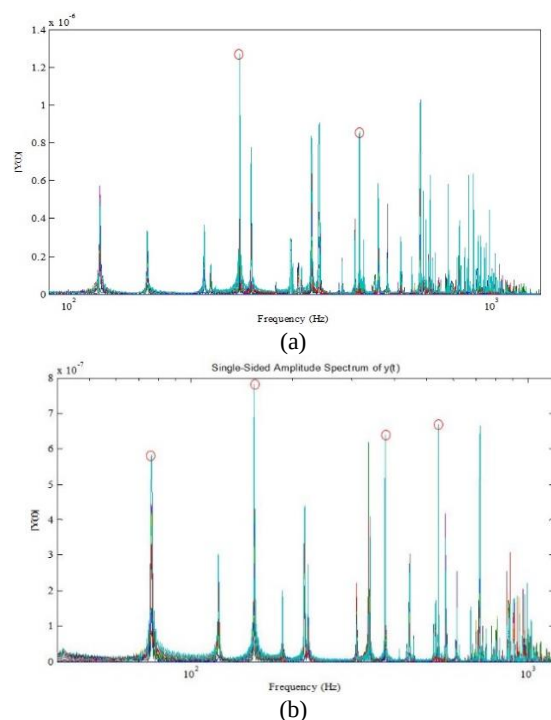


Fig. 14. Fourier spectrum from impact excitation of the structure: (a) out of plane impact, and (b) in-plane impact

شدیدی را تجربه می‌کند. با بازشدگی ترک، این افت فرکانس تا جابه‌جایی حدود ۶ تا ۸ میلی‌متر ادامه پیدا می‌کند. در پایان، با بازشدگی و خرابی دیوار، کاهش فرکانس در سازه شیب ملایم‌تری پیدا می‌کند.

شکل (۱۶) تغییرات فرکانس ۴ مود اول در سطوح خسارت مختلف برای دیوار با نسبت ابعادی ۱

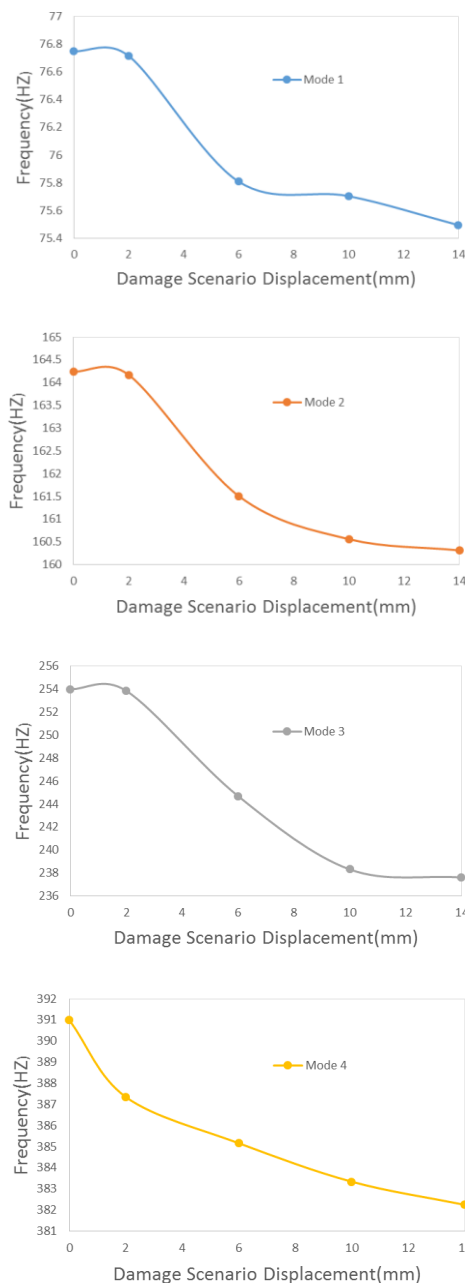


Fig. 16. Frequency-Damage scenario displacement diagrams of the first 4 modes for wall with $H/B=1$

برای بررسی بیش‌تر تغییرات فرکانس و امکان تشخیص خسارت از روی تغییرات آن، نمودار درصد تغییرات فرکانس در هر

فرکانس طبیعی) و سطوح مختلف خسارت برقرار کنیم. برای این منظور، دیوار SW30 به عنوان نمونه انتخاب شد. در این راستا، جابه‌جایی نقطه‌ای بالای دیوار (به‌عنوان شاخص سطح خسارت) و فرکانس‌های طبیعی (به‌عنوان شاخص دینامیکی موردنظر) را انتخاب کردیم. روش کار به این گونه است که سازه را به صورت استاتیکی تا سطح خرابی (جابه‌جایی) مورد نظر بارگذاری کردیم. سپس در هر مرحله از بارگذاری، پارامترهای مودال سازه را استخراج کردیم. جابه‌جایی متناظر با سطوح خرابی اول، دوم، سوم و چهارم برابر ۲، ۴، ۱۰ و ۱۴ میلی‌متر انتخاب شدند. نتایج تحلیل‌ها در جدول (۸) آمده است.

جدول (۸) روند تغییرات فرکانس در مقابل سطوح خسارت دیوار

Mode Number	0 mm	2 mm	6 mm	10 mm	14 mm
1	22.00	21.99	21.73	21.70	21.64
2	46.82	46.80	46.04	45.77	45.70
3	54.05	54.02	52.07	50.71	50.56
4	107.20	106.20	105.60	105.10	104.80
5	107.80	107.70	106.20	105.50	105.20
6	122.30	122.00	120.80	120.40	120.10

Table 8. Frequency variation in different damage states of wall

در ادامه تغییرات فرکانس را برای چهار مود اول به صورت مجزا در شکل (۱۶) بررسی می‌کنیم. شروع باز شدن ترک قطری قابل رؤیت در جابه‌جایی حدود ۲/۵ میلی‌متر مشاهده شد. متناظر با جابه‌جایی حدود ۲/۵ میلی‌متر، فرکانس‌های سازه در چهار مود اول (تا جابه‌جایی ۲ میلی‌متر) تقریباً خط صاف و ثابت بوده و از ۴ تا حدود ۸ میلی‌متر با یک افت ناگهانی کاهش پیدا می‌کند.

روند شبه سه‌خطی مشاهده شده، ناشی از نوع رفتار غیرخطی سازه است که در شکل (۱۶) مشاهده می‌شود. در سطوح خسارت اولیه (بین صفر تا ۲ میلی‌متر جابه‌جایی)، افت فرکانس کوچکی در سازه مشاهده می‌شود که دلیل آن رفتار سازه و سطوح تماس در محدوده‌ی خطی است. در این محدوده، رشد ترک در سازه بسیار کم بوده و قابل مشاهده نیست. با ایجاد خسارت بیشتر در سازه و فعال شدن سازوکار غیرخطی رفتار سازه به ویژه در سطوح تماس (متناظر با ظهور ترک قطری)، سازه کاهش سختی و افت فرکانس

۰/۱۵ مگاپاسکال در دیوار SW30 به ۱/۲۵ مگاپاسکال در دیوار SW250، بار خرابی دیوار از ۲۲/۴ کیلونیوتن به ۱۰۲/۷ کیلونیوتن افزایش یافت. سپس دقت تشخیص سازوکار خرابی در حالت نشست تکیه‌گاهی یک نمونه دیوار بررسی و نتایج قابل قبولی مشاهده شد. در ادامه با توجه به عدم وجود ماژول تحلیل مودال در نرم‌افزار 3DEC، با ارایه‌ی روش شبیه‌سازی فرآیند آزمایشگاهی تشخیص خسارت سازه‌ای در نرم‌افزار 3DEC دقت این روش در تخمین فرکانس‌های اصلی سازه و شکل مودهای سازه بررسی شد. با بررسی انواع تحریک، ضربه در جهت قطر دیوار بهترین نتایج را برای استخراج فرکانس اصلی سازه ارایه کرد، که دلیل آن، تحریک مناسب مودهای داخل و خارج صفحه به‌صورت هم‌زمان بود. با بررسی شکل مودها و فرکانس‌های حاصل از روش برداشت نقاط اوج با نمونه‌ی مشابه در نرم‌افزار آباکوس، بیش‌ترین خطای مشاهده شده در تخمین فرکانس‌ها برابر ۷ درصد در مود اول و کمترین مقدار برابر ۱ درصد در مود چهارم بود، که نشان‌گر کارایی مناسب این روش می‌باشد. با این وجود در مودهای بالاتر به دلیل اغتشاش ناشی از ارتعاش، انتخاب فرکانس‌های اصلی مشکل است.

در ادامه، به منظور برقراری رابطه بین تغییر مکان بالای دیوار (به عنوان شاخص خسارت) و فرکانس سازه (به عنوان شاخص رفتار دینامیکی)، سطوح خسارت مختلفی به‌صورت استاتیکی متناظر با ۲، ۴، ۱۰ و ۱۴ میلیمتر در سازه ایجاد، و در هر مرحله فرکانس‌های اصلی سازه استخراج شد. با بررسی نمودارهای تغییرات فرکانس در برابر سطوح خرابی، مشاهده شد که می‌توان نمودارها را با یک نمودار شبیه سه‌خطی ساده‌سازی کرد. همچنین شروع افت شدید فرکانس در سازه متناظر با بازشدگی ترک قطری اندکی بعد از جابه‌جایی متناظر سطح خسارت اول (۲ میلی‌متر)، همراه می‌شود. با توجه به شکل (۱۶) قابل گفتن است در سطح خسارت سوم (۱۰ میلی‌متر) بیشتر ظرفیت غیر خطی دیوار بسیج شده است و پس از آن افت فرکانس با شیب کمتری رخ می‌دهد. در نمودار همچنین مشاهده شد که درصد افت فرکانس نسبت به سطوح خرابی قبلی در مودهای داخل صفحه با شدت بیش‌تری رخ می‌دهد، که این امر به علت اثر مضاعف ترک قطری روی ارتعاش داخل صفحه نسبت به رفتار خارج صفحه است.

سطح نسبت به سطح قبل آن در شکل (۱۷) ارائه شده است. می‌توان دید که در مود سوم (داخل صفحه)، تغییرات فرکانس نسبت به مودهای خارج صفحه به مراتب بیشتر است. این امر به دلیل سازوکار خرابی غالب دیوار است؛ چرا که با شکست برشی ملات، میزان بازشدگی اثر بیشتری روی حرکات داخل صفحه دارد. در جابه‌جایی حدود ۶ میلی‌متر، نقاط اوجی در نمودار مشاهده می‌شود که معادل بیشترین نرخ کاهش سختی سازه در این سطح از خرابی است.

به‌طور کلی می‌توان گفت هم‌بستگی بین تغییرات ۳ تا ۴ مود در یک سطح خسارت می‌تواند بیان‌گر تغییرات در ویژگی‌های مودال و وقوع خسارت باشد.

شکل (۱۷) تغییرات فرکانس در سطوح خسارت مختلف نسبت به سطح خسارت قبل برای دیوار با نسبت ابعادی ۱

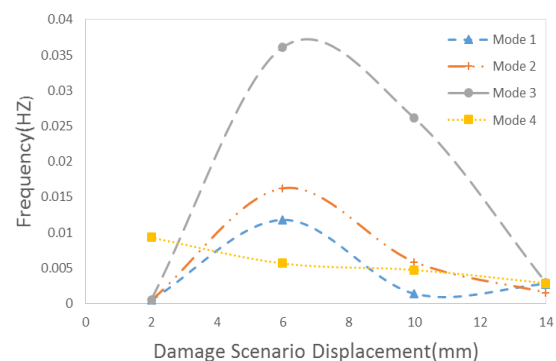


Fig. 17. Frequency-Damage scenario displacement diagram for wall with H/B=1

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، در ابتدا سعی بر آن شد تا با توجه به ناهمگن بودن سازه‌های مصالح بنایی، روشی برای مدلسازی دقیق آن‌ها شناسایی و بررسی شود. برای این منظور، کارایی روش المان مجزا برای دو هدف بررسی رفتار منحنی بار- تغییر مکان و سازوکار خرابی مورد مطالعه قرار گرفت. با این هدف، یک دیوار با درزه‌ی خشک و رفتار الاستیک مدلسازی شد که تخمین رفتار سازه با توجه به نتایج آزمایشگاهی قابل قبول بود. در این دیوار، با افزایش سر بار اولیه (ثابت)، مود خرابی به خردشدگی پاشنه متمایل شد که با بررسی تنش‌ها در حالت بلوک‌های الاستیک و بلوک‌های صلب، قابل مشاهده بود. همچنین مشاهده شد با افزایش تنش سربار دیوار از

۷- مراجع

References

European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2014. 18(10): p. 1118-1129.

[14] Ramos, L., et al. Dynamic monitoring of historical masonry structures for damage identification. in Proc. 26th International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, USA. 2008.

[15] Brincker, R., L. Zhang, and P. Andersen, Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. Smart materials and structures, 2001. 10(3): p. 441.

[1] Lourenço, P.B., et al., Dry joint stone masonry walls subjected to in-plane combined loading. Journal of Structural Engineering, 2005. 131(11): p. 1665-1673.

[2] Ramos, L.F., et al., Dynamic structural health monitoring of Saint Torcato church. Mechanical Systems and Signal Processing, 2013. 35(1): p. 1-15.

[3] Lemos, J.V., Discrete element modeling of masonry structures. International Journal of Architectural Heritage, 2007. 1(2): p. 190-213.

[4] Carpinteri, A., S. Invernizzi, and G. Lacidogna, In situ damage assessment and nonlinear modelling of a historical masonry tower. Engineering Structures, 2005. 27(3): p. 387-395.

[5] Ramos, L.F., et al. Damage identification in masonry structures with vibration measurements. in Structural Analysis of Historic Construction: Preserving Safety and Significance, Two Volume Set: Proceedings of the VI International Conference on Structural Analysis of Historic Construction, SAHC08, 2-4 July 2008, Bath, United Kingdom. 2008. CRC Press.

[6] Michel, C., et al., Quantification of fundamental frequency drop for unreinforced masonry buildings from dynamic tests. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2011. 40(11): p. 1283-1296.

[7] Osmancikli, G., et al., Investigation of restoration effects on the dynamic characteristics of the Hagia Sophia bell-tower by ambient vibration test. Construction and Building Materials, 2012. 29: p. 564-572.

[8] Restrepo Vélez, L.F., G. Magenes, and M.C. Griffith, Dry stone masonry walls in bending—Part I: Static tests. International Journal of Architectural Heritage, 2014. 8(1): p. 1-28.

[9] Bui, T.T. and A. Limam, Masonry Walls under Membrane or Bending Loading Cases: Experiments and Discrete Element Analysis. Civil-Comp Press, 2012: p. Paper 119.

[10] Mohebbkhah, A., A. Tasnimi, and H. Moghadam, Nonlinear analysis of masonry-infilled steel frames with openings using discrete element method. Journal of constructional steel research, 2008. 64(12): p. 1463-1472.

[11] Fukumoto, Y., Yoshida, J., Sakaguchi, H., Murakami, A., The effects of block shape on the seismic behavior of dry-stone masonry retaining walls: A numerical investigation by discrete element modeling. Soils and Foundations, 2014. 54(6): p. 1117-1126.

[12] Baraldi, D., A. Cecchi, and A. Tralli, Continuous and discrete models for masonry like material: A critical comparative study. European Journal of Mechanics-A/Solids, 2015. 50: p. 39-58.

[13] Bui, T., A. Limam, and Q. Bui, Characterisation of vibration and damage in masonry structures: experimental and numerical analysis.

Vibration-Based Damage Identification of Masonry Walls Using Distinct Element Modeling

N. Maddahi¹, N. Khaji^{2*}

1- M.Sc., Earthquake Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

2- Prof., Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

* nkhaji@modares.ac.ir (N. Khaji)

Abstract

Dry-joint construction method is among the oldest techniques adopted in most of the ancient and historical masonry buildings. Historical structures constructed using this method are highly vulnerable today. In addition, the strength of mortar is strongly affected –in most cases- by the passage of time and corrosion. Thus, the structure behavior would most likely be dependent on the dry-joint characteristics. Therefore, non-destructive dynamic-based methods are attractive tools to assess the existing damages of masonry walls, as they are capable of capturing the global structural behavior. In this paper, micro-modeling approach is adopted for the evaluation of masonry walls. The approach is based on the application of Distinct Element Method (DEM) as assemblies of units consist of block and mortar. Idealization of discontinuous nature governing the nonlinear mechanical behavior of the mentioned units is considered through the modeling approach. Due to the heterogeneous and complex behavior of the interface between blocks and mortar, DEM seems to be the best-adapted approach for modeling this kind of structures, in particular for reproducing complex nonlinear post-elastic behavior. At the first step, micro-modeling strategy is used for masonry walls by DEM, and particularly post-elastic behavior is verified with valid experimental data. However, DEM does not directly obtain natural frequencies and mode shapes of the wall via a classic vibrational analysis. Therefore, the second objective of this study is to propose a technique to indirectly identify dynamic characteristics of masonry walls using DEM. The aim of this part is to check the capability of dynamic identification procedure, in the extraction of the dynamic characteristics of the masonry wall in the used DEM software. For this purpose, the dynamic behavior at low vibration levels of an existing masonry building subjected to forced hammer impact test, was investigated. By transforming the collected data of the dynamic response of wall from time domain to frequency domain -using Fast Fourier Transform (FFT)- natural frequencies can be found from Fourier amplitude spectrum. The proposed technique is then validated by comparison with the results of modal analysis which was carried out using Finite Element Method (FEM). The dynamic characteristics of walls (i.e., natural frequencies and mode shapes) may change when different levels of damage are induced to the wall. The proper knowledge of these variations is a key issue in order to study the seismic demand and seismic performance of structures. Aiming at finding adequate correspondence between dynamic behavior and internal crack growth, several numerical simulations are performed; progressive damage is induced in the wall; and sequential structural frequency identification analysis is then performed at each damage stage. In this paper, frequency and drift are selected as dynamic behavior and crack growth indices, respectively. Quantifying the relative frequency drop shows that although the shape does not vary significantly with increasing damage, there is a relation between frequency drop and damage variations -based on analyzed data. These properties are firstly modified in the elastic range, and then are developed in the inelastic range with increasing damages. It is also observed that while the failure mode of the wall is the diagonal cracking, the in-plane vibration mode shapes are much affected by the initiation of crack. On the other hand, modal properties of out-of-plane mode shapes are affected less by the diagonal crack.

Keywords: Damage identification, masonry walls, distinct element method, frequency drop

پیاده‌سازی بهینه روش بدون شبکه توابع پایه نمایی روی بسترهای مختلف نرم‌افزاری و مقایسه کارایی آنها

فرشید مسیبی^{*۱}

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

*mossaiby@eng.ui.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۱۰/۰۲]

چکیده- در دهه‌های اخیر روش‌های بدون شبکه مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته‌اند. هزینه بالای تولید شبکه المان‌بندی، چه در بعد محاسباتی و چه در بعد نیروی انسانی متخصص یکی از مهم‌ترین دلایل این امر به شمار می‌رود. روش توابع پایه نمایی یکی از این روش‌ها است که در چند سال اخیر برای حل انواع معادلات دیفرانسیل پاره‌ای در مسائل مختلف علوم مهندسی با موفقیت به کار رفته است. در این مقاله پیاده‌سازی این روش روی بسترهای مختلف نرم‌افزاری بحث شده و کارایی نسبی آنها با یکدیگر مقایسه می‌شود. نتایج نشان می‌دهد با پیاده‌سازی مناسب می‌توان خطای ناشی از حل عددی را به شدت کاهش داد. کارایی نسبی انجام حل با استفاده از زبان‌های برنامه‌نویسی معمول مانند C++ در مقایسه با بسته‌های نرم‌افزاری ریاضی همواره یکی از سوالات رایج هنگام استفاده از این بسته‌های نرم‌افزاری است. در این پژوهش نشان داده می‌شود در صورت پیاده‌سازی بهینه روش توابع پایه نمایی این نسبت بین ۲/۵ تا ۶ متغیر است.

واژگان کلیدی: روش توابع پایه نمایی، شبه وارون، جداسازی مقدار تکی، معادلات دیفرانسیل پاره‌ای، پیاده‌سازی بهینه.

۱- مقدمه

انتگرال‌های دامنه به روی زیردامنه‌ها است. این زیردامنه‌ها که در این روش المان نامیده می‌شوند باید به گونه‌ای ساخته شوند که جز مرز خود با سایر المان‌ها اشتراکی نداشته و اجتماع آنها نیز برابر دامنه اصلی باشد. این شکل تقسیم دامنه به زیردامنه‌ها که اصطلاحاً افزاز^۱ نامیده می‌شود در حالت کلی و به ویژه در مسائل سه‌بعدی بسیار پرهزینه است. این هزینه تنها در بعد محاسباتی نبوده و شامل نیاز به نیروی متخصص انسانی نیز می‌شود. از این روست که در سال‌های اخیر روش‌های بدون شبکه مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. یکی از روش‌های بدون شبکه که به تازگی در مسائل زیادی با موفقیت مورد استفاده قرار گرفته است، روش توابع پایه نمایی^۲ است.

روش المان محدود یکی از روش‌های حل عددی معادلات دیفرانسیل است که در دهه‌های اخیر توسعه فروانی پیدا کرده و کاربردهای زیادی یافته است. این روش محبوبیت خود را مدیون عواملی مانند سادگی نسبی پیاده‌سازی رایانه‌ای، کارایی بالا و نیز امکان استفاده در گستره بسیار وسیعی از مسائل است. با این وجود هنوز مسائل زیادی وجود دارند که روش المان محدود قادر به حل آنها نبوده و یا در حل آنها دچار مشکلات اساسی است. نمونه‌ای از این مسائل را می‌توان در مرجع [1] جستجو نمود. یکی از پرهزینه‌ترین قسمت‌های استفاده از این روش ساخت شبکه المان‌بندی است. پیچیدگی ساخت این شبکه‌ها به علت نیاز روش المان محدود به شکستن

1. partition

2. exponential basis functions method

معادله دیفرانسیل همگن را بدون توجه به شرایط مرزی آن برآورده نمایند. از سوی دیگر ضرائب مجهول به شکلی بدست می‌آیند که شرایط مرزی به صورت تقریبی برآورده شود. یک مساله معادله دیفرانسیل شامل معادله حاکم^۶ و شرایط مرزی در حالت کلی به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$\begin{cases} \mathbf{L}\mathbf{u} = \mathbf{f} & \text{in } \Omega \\ \mathbf{L}_D\mathbf{u} = \mathbf{f}_D & \text{on } \Gamma_D, \\ \mathbf{L}_N\mathbf{u} = \mathbf{f}_N & \text{on } \Gamma_N \end{cases}, \quad \Gamma_D \cup \Gamma_N = \Gamma = \partial\Omega, \quad \Gamma_D \cap \Gamma_N = \emptyset \quad (1)$$

که در آن $\mathbf{u}$ تابع مجهول، $\mathbf{L}$ عملگر دیفرانسیلی خطی با ضرایب ثابت، $\mathbf{L}_D$ و $\mathbf{L}_N$ عملگرهای دیفرانسیلی مرزی روی مرزهای ضروری^۷ و طبیعی^۸ بوده و $\mathbf{f}$ ، $\mathbf{f}_D$ و $\mathbf{f}_N$ به ترتیب توابع سمت راست مناسب در معادلات هستند. Ω دامنه حل و مرز آن بوده و Γ_D و Γ_N بخش‌های ضروری و طبیعی این مرز را نشان می‌دهد. از آنجا که تاکید این پژوهش بر پیاده‌سازی بهینه این روش بوده و روش حل در شکل همگن و غیرهمگن بسیار به یکدیگر شباهت دارد، تنها شکل همگن معادله حاکم ($\mathbf{f} = \mathbf{0}$) در حالت دوبعدی در نظر گرفته شده است. شکل کلی این روش در مرجع [۲] آمده است. برای حل این مساله معادله دیفرانسیل با کمک روش توابع پایه نمایی، تقریبی از متغیرهای میدان به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$\mathbf{u} \approx \hat{\mathbf{u}} = \sum_{k=1}^m c_k \Psi_k \quad (2)$$

در رابطه بالا، c_k ضرائب مجهول و Ψ_k توابع پایه نمایی هستند. توابع پایه در این روش به شکل زیر تعریف می‌شوند:

$$\Psi_k = \Lambda_k \exp(\alpha_k x + \beta_k y) \quad (3)$$

که در آن α_k و β_k اعدادی مختلط و Λ_k یک بردار وابسته به α_k و β_k است. از آنجایی که در این روش توابع پایه باید در معادله حاکم صدق نمایند:

$$\mathbf{L}\Psi_k = \mathbf{0} \quad (4)$$

آشکار است در این حالت با توجه به خطی بودن $\mathbf{L}$

این روش ابتدا به وسیله‌ی برومند و همکاران در سال ۲۰۰۹ ابداع شد [2] و تاکنون برای حل مسائل الاستیسیته، انتشار موج الاستیک، خمش صفحات، دینامیک سیالات و بسیاری مسائل دیگر به کار رفته است [3-15]. سادگی روابط و پیاده‌سازی رایانه‌ای، امکان توسعه سریع به انواع معادلات خطی با ضرائب ثابت، عدم نیاز به انتگرال‌گیری و گسسته‌سازی دامنه حل از دیگر مزایای آن به شمار می‌رود.

پیاده‌سازی مناسب می‌تواند تاثیر بسیار زیادی بر کارایی این روش در حل مسائل داشته باشد. سرعت اجرا، کاهش خطاهای عددی ناشی از گرد کردن^۱، وجود توابع کتابخانه‌ای مناسب و سهولت توسعه برنامه از مواردی است که باید برای یک پیاده‌سازی مناسب در نظر گرفته شود. معمولاً توسعه یک روش عددی در مراحل اولیه روی بسته‌های نرم‌افزاری ریاضی مانند متماتیکا^۲ و متلب^۳ انجام می‌گیرد. کارایی این بسته‌های نرم‌افزاری در اجرای توابع کتابخانه‌ای خود در مقایسه با برنامه نوشته‌شده به وسیله‌ی کاربر بسیار متفاوت است. این موضوع باعث می‌شود مقایسه روش‌های تازه توسعه یافته با روش‌های عددی قدیمی‌تر که به وسیله‌ی زبان‌های برنامه‌نویسی عادی مانند ++C و فرترن^۴ نوشته شده‌اند، بسیار مشکل باشد و نقاط ضعف روش‌های جدید به سرعت مشخص نشود. در این پژوهش برای نزدیک شدن به پاسخی برای این مشکلات، کارایی روش توابع پایه نمایی روی بسته نرم‌افزاری متماتیکا و پیاده‌سازی آن به وسیله‌ی زبان برنامه‌نویسی ++C مورد مقایسه قرار می‌گیرد. در هر دو مورد روش‌های مختلف پیاده‌سازی و کارایی نسبی قسمت‌های مختلف حل بررسی می‌شود.

۲- مروری بر روش توابع پایه نمایی

روش توابع پایه نمایی یک روش بدون شبکه مبتنی بر مرز^۵ است. در این روش برای تقریب متغیرهای میدان از یک ترکیب خطی از توابع پایه نمایی با ضرائب مجهول استفاده می‌شود. این توابع به شکلی انتخاب می‌شوند که

1 round-off error

2 Mathematica

3 Matlab

4 Fortran

5 boundary method

6 governing differential equation

7 essential

8 natural

رابطه زیر همواره برقرار خواهد بود:

$$\mathbf{L}\hat{\mathbf{u}} = \mathbf{L} \sum_{k=1}^m c_k \boldsymbol{\Psi}_k = \sum_{k=1}^m c_k \mathbf{L} \boldsymbol{\Psi}_k = \mathbf{0} \quad (5)$$

به عبارت دیگر معادله حاکم به صورت دقیق برآورده خواهد شد و تنها نیاز است شرایط مرزی برآورده شود. برای این کار مرز دامنه حل Γ به وسیله یک سری از نقاط گسسته سازی می شود. اگر اپراتور دیفرانسیلی $\mathbf{L}_B$ و تابع سمت راست آن روی مرز به شکل:

$$\mathbf{L}_B = \begin{cases} \mathbf{L}_D & \mathbf{x}_j \in \Gamma_D \\ \mathbf{L}_N & \mathbf{x}_j \in \Gamma_N \end{cases}, \quad \mathbf{f}_B = \begin{cases} \mathbf{f}_D & \mathbf{x}_j \in \Gamma_D \\ \mathbf{f}_N & \mathbf{x}_j \in \Gamma_N \end{cases} \quad (6)$$

تعریف شود که در آن $\mathbf{x}_j$ مختصات یک نقطه مرزی است، رابطه زیر به دست می آید:

$$\mathbf{L}_B \hat{\mathbf{u}} = \mathbf{L}_B \sum_{k=1}^m c_k \boldsymbol{\Psi}_k = \sum_{k=1}^m c_k \mathbf{L}_B \boldsymbol{\Psi}_k = \mathbf{f}_B \quad (7)$$

با برآورد رابطه بالا در محل نقاط مرزی و ترکیب معادلات به صورت ستونی، دستگاه معادلات خطی زیر بدست می آید:

$$\sum_{k=1}^m c_k \mathbf{v}_k = \mathbf{h} \quad (8)$$

که در آن:

$$(\mathbf{v}_k)_j = (\mathbf{L}_B \boldsymbol{\Psi}_k)|_{\mathbf{x}_j}, \quad (\mathbf{h})_j = \mathbf{f}_B|_{\mathbf{x}_j}, \quad j = 1, \dots, n \quad (9)$$

در رابطه بالا n تعداد نقاط مرزی است. دستگاه معادلات فوق را می توان به صورت زیر بازنویسی نمود

$$\mathbf{v}\mathbf{c} = \mathbf{h} \quad (10)$$

که در آن:

$$\mathbf{c} = \langle c_1 \quad c_2 \quad \dots \quad c_m \rangle^T, \quad \mathbf{v} = [\mathbf{v}_1^T \quad \mathbf{v}_2^T \quad \dots \quad \mathbf{v}_m^T]^T \quad (11)$$

از آنجا که توابع پایه به کار رفته لزوماً بر یکدیگر عمود نبوده و تعداد آنها (m) نیز در حالت کلی با تعداد نقاط مرزی (n) برابر نیست، $\mathbf{v}$ یک ماتریس مستطیلی با مرتبه ناکامل^۱ خواهد بود. دستگاه معادلات خطی (۱۰) در این حالت جواب یکتا ندارد. چنانچه از روش حداقل مربعات خطا استفاده شود، بهترین جواب این دستگاه معادلات به صورت زیر بدست می آید:

$$\|\mathbf{v}\mathbf{c} - \mathbf{h}\|_2 = \min \rightarrow \mathbf{c} = \mathbf{v}^+ \mathbf{h} \quad (12)$$

که در آن $\mathbf{v}^+$ وارون تعمیم یافته^۲ مور-پنروز^۳ است.

برای برقراری رابطه (۴)، باید رابطه ای میان α_k و β_k و نیز Λ_k برقرار باشد. بدین منظور اگر رابطه (۳) در رابطه (۴) قرار داده شود، با توجه به این که $\mathbf{L}$ یک عملگر دیفرانسیلی با ضرایب ثابت است:

$$\begin{aligned} \mathbf{L}\boldsymbol{\Psi}_k &= \mathbf{L}[\Lambda_k \exp(\alpha_k x + \beta_k y)] \\ &= \mathbf{Q}(\alpha_k, \beta_k) \Lambda_k \exp(\alpha_k x + \beta_k y) = \mathbf{0} \end{aligned} \quad (13)$$

از آنجا که تابع نمایی همواره مخالف صفر است، برای برقراری رابطه (۱۳) به شکل غیربدیهی ($\Lambda_k \neq 0$) باید

$$\det \mathbf{Q}(\alpha_k, \beta_k) = 0, \quad \Lambda_k \in \text{null } \mathbf{Q}(\alpha_k, \beta_k) \quad (14)$$

که در آن $\text{null } \mathbf{Q}(\alpha_k, \beta_k)$ فضای پوچ ماتریس $\mathbf{Q}(\alpha_k, \beta_k)$ است. فضای پوچ یک ماتریس به صورت زیر تعریف می شود:

$$\text{null } \mathbf{A} = \{\mathbf{v} \mid \mathbf{A}\mathbf{v} = \mathbf{0}\} \quad (15)$$

معادله اول رابطه (۱۴) معادله مشخصه^۴ نامیده می شود. این معادله در حالت دوبعدی یک رابطه میان α_k و β_k بدست می دهد و با انتخاب یکی از این مقادیر، می توان مقدار دیگر را محاسبه نمود. در هر صورت اگر رابطه (۱۴) برقرار باشد، معادله دیفرانسیل حاکم به صورت دقیق برقرار خواهد شد. برای توضیحات بیشتر در مورد چگونگی انتخاب این اعداد به مرجع [2] مراجعه نمایید.

استفاده از اعداد مختلط همواره مورد پسند کاربران نیست. به سادگی می توان نشان داد که با استفاده از رابطه معروف اویلر، می توان محاسبات را تنها به کمک اعداد حقیقی انجام داد. با تجزیه توابع شکل به قسمت های حقیقی و موهومی، توابع پایه جدیدی به دست می آید که معادله حاکم را برآورده نموده و می تواند به جای توابع پیشنهادی قبلی مورد استفاده قرار گیرد. در این روند تعداد توابع پایه و در نتیجه تعداد ضرایب مجهول دو برابر می شود، اما از آنجا که برای ذخیره نمودن هر عدد مختلط حافظه ای دو برابر مقدار لازم برای ذخیره نمودن یک عدد حقیقی مورد نیاز است، حافظه کلی مورد استفاده تغییری نمی کند. از آنجا که

2 generalized inverse
3 Moore-Penrose
4 characteristic equation

1 rank deficient

با موجود بودن این جداسازی از یک ماتریس، وارون تعمیم‌یافته آن به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\mathbf{A}^+ = \mathbf{V} \mathbf{\Sigma}^+ \mathbf{U}^H \quad (17)$$

که در آن ماتریس قطری $\mathbf{\Sigma}^+$ به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$(\mathbf{\Sigma}^+)_{ii} = \begin{cases} (\mathbf{\Sigma})_{ii}^{-1} & (\mathbf{\Sigma})_{ii} \neq 0 \\ 0 & (\mathbf{\Sigma})_{ii} = 0 \end{cases} \quad (\text{no sum on } i) \quad (18)$$

در هنگام پیاده‌سازی عددی، به جای مقایسه مقادیر تکین با صفر، از یک عدد کوچک مانند ε استفاده می‌کنند که معمولاً به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\varepsilon = 100 \varepsilon_m \max \Sigma \quad (19)$$

که در آن $\max \Sigma$ بزرگترین مقدار تکین ماتریس بوده و ε_m حد بالای خطای نسبی ناشی از گرد کردن اعداد در رایانه مورد استفاده (ε ماشین³) است. برای متغیرهای با دقت مضاعف⁴ این مقدار برابر $10^{-16} \times 2.220446049250313 \times 10^2$ است. در پیاده‌سازی C++ برای محاسبه جداسازی تکین از تابع DGESDD متعلق به کتابخانه توابع LAPACK⁵ [17] استفاده شده است.

در بسته نرم‌افزاری ممتیکا دستور PseudoInverse برای محاسبه وارون تعمیم‌یافته یک ماتریس به کار می‌رود. مطابق مستندات فنی، این دستور نیز از جداسازی مقدار تکین برای این کار بهره می‌گیرد. همچنین از دستور SingularValueDecomposition می‌توان برای محاسبه جداسازی مقدار تکین استفاده نمود. رابطه (17) شامل ضرب سه ماتریس در یکدیگر می‌باشد. این ضرب می‌تواند به صورت یکجا و یا در دو مرحله انجام شود. در هر دو صورت حجم محاسبات بسیار بالا است. یک روش جهت کاهش محاسبات استفاده از قطری بودن ماتریس $\mathbf{\Sigma}^+$ و مقیاس نمودن سطرها و یا ستون‌های ماتریس‌های $\mathbf{U}$ و $\mathbf{V}$ به صورت مناسب است. در پیاده‌سازی انجام شده با C++ مشاهده شد انجام این کار نه تنها حجم محاسبات را کاهش می‌دهد، بلکه می‌تواند در کاهش خطاهای عددی نیز بسیار موثر باشد. بهینه‌سازی دیگری که در روند پیاده‌سازی انجام گرفت کاهش مجدد حجم محاسبات و

برخی از کتابخانه‌های توابع از اعداد مختلط پشتیبانی نمی‌کنند، در این پژوهش از این شکل روش برای حل مسائل استفاده شده است.

۳- پیاده‌سازی روش توابع پایه نمایی

نگاهی به قسمت قبل نشان می‌دهد با ساخت ماتریس $\mathbf{v}$ که در حقیقت محاسبه توابع پایه ψ_k در محل نقاط $\mathbf{x}_i$ است و محاسبه ضرایب $\mathbf{c}$ ، عملاً محاسبه $\hat{\mathbf{u}}$ در هر نقطه از دامنه بسیار ساده است. تنها قسمتی که از نظر محاسباتی و پیاده‌سازی کمی پیچیده به نظر می‌رسد، محاسبه وارون تعمیم‌یافته ماتریس $\mathbf{v}$ است. محاسبه این وارون در بسته‌های نرم‌افزاری ریاضی از طریق توابع کتابخانه‌ای امکان‌پذیر است. این وارون به علت خواص منحصر بفرد آن کاربردهای بسیار زیادی در بسیاری از شاخه‌های علوم دارد [16]. برای محاسبه این وارون روش‌های بسیار زیادی توسعه داده شده است. بسیاری از این روش‌ها در محدوده‌ای از مسائل کاربرد داشته و در حالت کلی نمی‌توانند وارون تعمیم‌یافته هر ماتریس دلخواه را محاسبه نمایند. برای بررسی کارایی، برخی از این روش‌ها به وسیله‌ی نویسنده به صورت کامل پیاده‌سازی شد. نتایج بدست آمده همراه با توصیه‌های موجود در بیشتر مراجع مانند مراجع [16] نشان داد که به علت پایین بودن مرتبه ماتریس $\mathbf{v}$ و ابعاد نسبتاً بزرگ آن، تنها روش مطمئن برای محاسبه وارون تعمیم‌یافته یک ماتریس، استفاده از جداسازی مقدار تکین¹ است. در این روش یک ماتریس دلخواه مانند $\mathbf{A}$ به صورت زیر جداسازی می‌شود:

$$\mathbf{A} = \mathbf{U} \mathbf{\Sigma} \mathbf{V}^H \quad (16)$$

که در آن $\mathbf{U}$ و $\mathbf{V}$ به ترتیب ماتریس شامل بردارهای تکین چپ و راست بوده و بالانویس H ترانپوز مزدوج مختلط² یک ماتریس را نشان می‌دهد. همچنین $\mathbf{\Sigma}$ یک قطری است که مقادیر تکین را روی قطر اصلی خود جا داده است. این مقادیر همواره حقیقی و بزرگتر یا مساوی صفر هستند. یک ماتریس مربعی با مقادیر تکین بزرگتر از صفر دارای وارون بوده و وارون آن با وارون تعمیم‌یافته برابر است.

3 machine epsilon
4 double precision
5 linear algebra package

1 singular value decomposition
2 complex conjugate transpose

پیاده‌سازی C++ کاهش چشمگیری از خود نشان داد.

قسمت دیگری از روند حل که هر چند ساده است می‌تواند مورد بهینه‌سازی واقع شود، مرحله ساخت ماتریس v است. بهینه‌سازی که در این مورد می‌تواند انجام گیرد، ساخت این ماتریس به صورت موازی^۲ در پیاده‌سازی C++ است که با استفاده از OpenMP^۳ انجام شده و از تمام هسته‌های پردازنده برای ساخت ماتریس v به صورت همزمان استفاده می‌نماید. این روش برای ساخت ماتریس v هر چند ساده است، باید با دقت زیادی انجام شود تا از مشکلاتی مانند شرایط مسابقه^۴ میان رشته‌های^۵ برنامه جلوگیری شود.

در پیاده‌سازی متمتیکا نیز بهینه‌سازی قابل توجهی در ساخت ماتریس v با استفاده دستور Compile قابل انجام است. این دستور برای کامپایل کردن کد کاربر به نوعی کد میانی^۶ برای افزایش سرعت اجرای آن به کار می‌رود. از محدودیت‌های این دستور می‌توان به عدم امکان استفاده از محاسبات نمادین^۷ در کد کامپایل شده اشاره کرد. همچنین این دستور هیچ تاثیری بر سرعت اجرای توابع کتابخانه‌ای (مانند LinearSolve) ندارد. در نسخه‌های اخیر متمتیکا، امکان استفاده از پردازش موازی فراهم شده است. در صورت استفاده مناسب، این قابلیت باعث کاهش زمان اجرای برنامه با استفاده از تمام هسته‌های پردازنده می‌شود که مشابه استفاده از OpenMP در پیاده‌سازی C++ است. در بهینه‌سازی ساخت ماتریس ضرایب می‌توان از دستور ParallelTable که نسخه موازی دستور Table است، بهره برد. در بخش مربوط به نتایج عددی آثار هر کدام از این بهینه‌سازی‌ها بر سرعت اجرا و خطاهای عددی بررسی خواهد شد.

۴- کتابخانه‌های توابع استفاده شده در پیاده‌سازی C++

در قسمت قبل اشاره شد که کتابخانه توابع LAPACK در این پژوهش برای جداسازی مقدار تکین (۲۰) و حل دستگاه

خطاهای عددی با استفاده از روابط (۱۲ و ۱۷) است. از رابطه (۱۷) واضح است که در نهایت حاصل ضرب ماتریس وارون تعمیم‌یافته در یک بردار مورد احتیاج است. چنانچه از رابطه (۱۷) این وارون به صورت زیر نوشته شود

$$v^+ = V \Sigma^+ U^H \quad (20)$$

با جایگذاری آن در رابطه (۱۲)

$$c = v^+ h = V \Sigma^+ U^H h = V [\Sigma^+ (U^H h)] \quad (21)$$

با توجه به خاصیت شرکت‌پذیری ضرب ماتریس‌ها، در رابطه بالا تنها ضرب ماتریس در بردار مورد نیاز است که حجم بسیار کمتری از عملیات را در پی داشته و منجر به خطای گردکردن بسیار کمتری می‌شود. نتایج نشان می‌دهد کاهش خطا در اثر پیاده‌سازی این مورد در بسته ریاضی متمتیکا هم به همان اندازه قابل توجه و موثر است.

بعد از پژوهشهای انجام شده مشخص شد در کتابخانه توابع LAPACK که برای محاسبه جداسازی مقدار تکین به کار رفته است، توابع دیگری وجود دارد که مستقیماً می‌تواند مساله حداقل مربعات خطای مطرح شده در رابطه (۱۲) را با دادن مقادیر v و h بدون هیچ پیش شرطی روی مرتبه ماتریس v حل کند. در این روش بردار c بدون نیاز به محاسبه صریح ماتریس‌های U ، Σ و V بدست می‌آید و با توجه به عدم نیاز به استفاده از ضرب ماتریس در بردار مطرح شده در رابطه (۲۱) بسیار مقرون به صرفه است. سریع‌ترین تابعی که این کار را انجام می‌دهد تابع DGELSD است که از روش تقسیم و غلبه^۱ استفاده می‌کند [17]. از این تابع برای محاسبه بردار c در پیاده‌سازی C++ استفاده شد و با توجه به کاهش بیشتر محاسبات، سرعت محاسبات افزایش یافته و خطاهای عددی نیز کاهش چشمگیری پیدا نمود. توضیحات بیشتر در مورد کتابخانه‌های توابع استفاده شده در بخش آتی ارائه خواهد شد. در پیاده‌سازی متمتیکا نیز با جستجو در مستندات فنی مشخص شد تابع LinearSolve نیز هنگامی که مرتبه ماتریس کامل نباشد برای حل دستگاه معادلات از روش مشابهی استفاده می‌کند. با استفاده از این دستور خطاهای عددی مانند

2 parallel
3 open multi-processing
4 race condition
5 threads
6 intermediate code
7 symbolic computations

1 divide and conquer

۵- نتایج عددی

از آنجا که بهینه‌سازی‌های معرفی شده در قسمت قبل کاملاً کلی است، برای سادگی در ارائه مطالب از معادله لاپلاس که یک معادله اسکالر است، به عنوان نمونه استفاده می‌شود. این معادله که کاربرد زیادی در بسیاری از شاخه‌های علوم دارد، به صورت زیر بیان می‌شود:

$$Lu = \nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0 \quad (22)$$

با استفاده از رابطه فوق و نیز رابطه (۱۳) معادله مشخصه و مقدار Λ_k به صورت زیر بدست می‌آید:

$$Q(\alpha_k, \beta_k) = \alpha_k^2 + \beta_k^2 = 0, \quad \Lambda_k = 1 \quad (23)$$

با حل معادله بالا بر حسب α_k و β_k به صورت جداگانه و جایگذاری در رابطه (۳) و نامگذاری مناسب بر حسب یک متغیر مانند λ_k ، توابع پایه به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\exp(\lambda_k x \pm i\lambda_k y), \exp(\pm i\lambda_k x + \lambda_k y) \quad (24)$$

که در آن $i = \sqrt{-1}$ است. چنانچه توابع پایه حقیقی مورد نظر باشد با استفاده از رابط اوایلر می‌توان توابع زیر را بدست آورد:

$$\begin{aligned} &\exp(a_k x - b_k y) \cos(b_k x + a_k y), \\ &\exp(a_k x - b_k y) \sin(b_k x + a_k y), \\ &\exp(a_k x + b_k y) \cos(b_k x - a_k y), \\ &\exp(a_k x + b_k y) \sin(b_k x - a_k y), \\ &\exp(-b_k x + a_k y) \cos(a_k x + b_k y), \\ &\exp(-b_k x + a_k y) \sin(a_k x + b_k y), \\ &\exp(b_k x + a_k y) \cos(a_k x - b_k y), \\ &\exp(b_k x + a_k y) \sin(a_k x - b_k y) \end{aligned} \quad (25)$$

که در آن a_k و b_k دو عدد حقیقی هستند.

در تمامی مسائل دامنه حل به صورت $\Omega = [-1,1] \times [-1,1]$ فرض شده است. شرایط مرزی به صورت ضروری در نظر گرفته شده و از روی حل دقیق داده شده محاسبه شده است. مقادیر a_k و b_k در محدوده $[-1,1]$ با فواصل مساوی 0.05 در نظر گرفته شده است.

معادلات خطی (۱۰) استفاده شده است. این کتابخانه توابع اولین بار در سال ۱۹۹۲ و به وسیله زبان فرترن توسعه داده شد و به سرعت تبدیل به یکی از کتابخانه‌های توابع استاندارد در کارهای عددی تبدیل گشت. حل دستگاه‌های معادلات خطی، مسائل حداقل مربعات خطا و نیز مسائل مقادیر ویژه و تکیین از جمله کاربردهای این کتابخانه توابع است. این کتابخانه توابع خود از کتابخانه توابع سطح پایین‌تری به نام BLAS^۱ [18] برای انجام محاسبات مربوط به بردارها و ماتریس‌ها استفاده می‌کند. کتابخانه توابع BLAS نیز یک کتابخانه توابع استاندارد کارهای عددی است که در سال ۱۹۷۹ به وسیله زبان فرترن توسعه داده شد. هر دو این کتابخانه‌ها به صورت رایگان/کد باز^۲ در اختیار عموم قرار دارند و این موضوع باعث توسعه بسیار زیاد آنها شده است. به علت استاندارد بودن نام توابع و پارامترهای به کار رفته در آنها و نیز کاربرد بسیار زیاد این توابع، پیاده‌سازی‌های متفاوتی از آنها توسعه داده شده است. این پیاده‌سازی‌ها برای بسترهای نرم‌افزاری و سخت‌افزاری ویژه‌ای بهینه‌سازی شده‌اند. از جمله معروف‌ترین پیاده‌سازی‌های این کتابخانه‌ها می‌توان به کتابخانه‌های کد بسته^۳ AMD ACML^۴ [۱۹] و Intel MKL^۵ [20] اشاره نمود که هر کدام برای پردازنده‌های ساخت این شرکت‌ها بهینه‌سازی شده‌اند. از آنجا که تقریباً تمام محاسبات زمان‌گیر در کتابخانه LAPACK به وسیله توابع BLAS انجام می‌شود، با استفاده از یک پیاده‌سازی بهینه BLAS می‌توان حتی با کمک پیاده‌سازی استاندارد LAPACK نیز به کارایی بسیار بالایی دست پیدا کرد. از جمله پیاده‌سازی‌های بسیار کارآمد BLAS می‌توان به ATLAS^۶ [21] و OpenBLAS^۷ [22] که هر دو پیاده‌سازی‌های رایگان/کد باز هستند، اشاره نمود. این روش در بخش آتی برای دستیابی به کارایی بالا در محاسبات مورد بررسی و مقایسه قرار خواهد گرفت.

-
- 1 basic linear algebra sub-programs
 - 2 free/open source
 - 3 closed source
 - 4 AMD core math library
 - 5 Intel math kernel library
 - 6 automatically tuned linear algebra software
 - 7 open basic linear algebra sub-programs

جدول ۱ - مشخصات سیستم‌های رایانه‌ای و بسترهای نرم‌افزاری مورد استفاده

System	CPU		RAM	OS	C++ compiler	Mathematica
	Type	Cores				
1	Intel Core2 Duo P8600	2	4 GB DDR2	Ubuntu 12.10 (64 bit Linux)	GCC 4.6.3	9.0.1 (64 bit)
2	AMD Phenom Quad core 9950	4	4 GB DDR2	Ubuntu 12.10 (64 bit Linux)	GCC 4.6.3	9.0.1 (64 bit)
3	Intel Core i7 2700	4 + 4	8 GB DDR3	Ubuntu 12.10 (64 bit Linux)	GCC 4.6.3	9.0.1 (64 bit)

Table 1 - Specifications of hardware systems and software platforms

جدول ۲ - مقایسه کارایی روش‌های مختلف در ساخت ماتریس ضرایب روی سیستم شماره ۱

		Coefficient matrix dimensions							
		80×3528		160×3528		80×13448		160×13448	
		Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up
Mathematica	None	1.50	1.00	2.97	1.00	5.56	1.00	11.03	1.00
	ParallelTable	1.25	1.20	2.94	1.01	5.16	1.08	8.77	1.26
	Compile	0.29	5.11	0.56	5.34	1.08	5.16	2.05	5.39
	Compile and ParallelTable	0.30	5.09	0.56	5.32	1.03	5.42	1.99	5.54
C++	None	0.12	12.32	0.19	14.84	0.34	15.40	0.59	17.90
	OpenMP	0.07	19.44	0.11	26.21	0.21	25.27	0.33	31.62

Table 2 - Comparison of performance in building coefficient matrix on System 1

جدول ۳ - مقایسه کارایی روش‌های مختلف در ساخت ماتریس ضرایب روی سیستم شماره ۲

		Coefficient matrix dimensions							
		80×3528		160×3528		80×13448		160×13448	
		Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up
Mathematica	None	1.45	1.00	2.83	1.00	5.30	1.00	10.57	1.00
	ParallelTable	0.55	2.62	0.97	2.92	1.83	2.89	3.49	3.03
	Compile	0.27	5.48	0.50	5.65	0.95	5.60	1.82	5.81
	Compile and ParallelTable	0.28	5.28	0.51	5.54	0.95	5.57	1.82	5.80
C++	None	0.14	10.39	0.21	13.22	0.40	13.36	0.73	14.51
	OpenMP	0.05	28.81	0.07	39.64	0.12	44.31	0.21	51.12

Table 3 - Comparison of performance in building coefficient matrix on System 2

جدول ۴ - مقایسه کارایی روش‌های مختلف در ساخت ماتریس ضرایب روی سیستم شماره ۳

		Coefficient matrix dimensions							
		80×3528		160×3528		80×13448		160×13448	
	Optimization performed	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up
Mathematica	None	0.71	1.00	1.38	1.00	2.64	1.00	5.26	1.00
	ParallelTable	0.32	2.19	0.46	2.98	0.82	3.22	1.58	3.33
	Compile	0.14	5.10	0.26	5.38	0.48	5.48	0.91	5.78
	Compile and ParallelTable	0.13	5.30	0.25	5.45	0.46	5.71	0.89	5.93
C++	None	0.07	10.09	0.10	14.16	0.18	14.98	0.27	19.22
	OpenMP	0.03	27.77	0.03	52.83	0.05	57.61	0.07	72.26

Table 4 – Comparison of performance in building coefficient matrix on System 3

ماتریس ضرایب بسیار بالاتر خواهد بود. در پیاده‌سازی بدون بهینه‌سازی C++, افزایش سرعت نسبت به متمتیکا بدون بهینه‌سازی بین ۱۰ تا ۲۰ برابر و با استفاده از OpenMP بین ۲۰ تا ۷۰ برابر خواهد بود که نشان از برتری C++ در این قسمت از حل دارد.

جدول‌های (۵ تا ۷) کارایی روش‌های مختلف در حل دستگاه معادلات خطی را روی سیستم‌های مختلف نشان می‌دهد.

برای هر یک از ابعاد نشان داده شده، زمان حل دستگاه معادلات خطی و نیز سرعت نسبی محاسبه نسبت به پیاده‌سازی متمتیکا به وسیله PseudoInverse با همان ابعاد ماتریس ضرایب گفته شده است. در اینجا از تابع $u = \sin 2x \cosh 2y$ به عنوان حل دقیق استفاده شده است. در روند بدست آوردن نتایج، استفاده از کتابخانه توابع Intel MKL به نتایج عددی نادرستی منجر شد و بنابراین نتایج مربوط به آن گزارش نشده است. نتایج نشان می‌دهد عموماً استفاده از دستور PseudoInverse سریع‌تر از استفاده از دستورات SingularValueDecomposition و LinearSolve است، اما خطای آن بسیار بیشتر است.

جدول (۱) مشخصات سیستم‌های رایانه‌ای و بسترهای نرم‌افزاری مورد استفاده در این پژوهش را نشان می‌دهد. تمامی تست‌ها روی سیستم عامل لینوکس ۶۴ بیتی انجام شده است. همچنین از کامپایلر C++ همراه سیستم عامل (GCC) و نیز متمتیکای ۶۴ بیتی استفاده شده است.

جدول‌های ۲ تا ۴ کارایی روش‌های مختلف در ساخت ماتریس ضرایب را روی سیستم‌های مختلف نشان می‌دهد. برای هر یک از ابعاد نشان داده شده، زمان ساخت ماتریس و نیز سرعت نسبی محاسبه نسبت به پیاده‌سازی متمتیکا بدون بهینه‌سازی با همان ابعاد ماتریس ضرایب ذکر شده است. لازم به یادآوری است ساخت ماتریس ضرایب مستقل از حل دقیق می‌باشد. نگاهی به نتایج نشان می‌دهد در پیاده‌سازی متمتیکا، استفاده از دستور Compile می‌تواند زمان اجرا را بین ۵ تا ۶ برابر کاهش دهد. همچنین استفاده از دستور ParallelTable، با چشم‌پوشی از استفاده یا عدم استفاده از دستور Compile، گاهی تاثیر منفی ناچیز و گاهی تاثیر مثبت دارد. در مجموع و با در نظر گرفتن دقت‌های لازم در استفاده از دستور ParallelTable کاربرد آن توصیه نمی‌شود.

واضح است که در پیاده‌سازی C++ سرعت ساخت

جدول ۵ - مقایسه کارایی روش‌های مختلف در حل دستگاه معادلات خطی روی سیستم شماره ۱

Implementation used		Coefficient matrix dimensions							
		80×3528		160×3528		80×13448		160×13448	
		Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up
Mathematica	PseudoInverse	0.07	1.00	0.16	1.00	0.34	1.00	1.21	1.00
	SingularValueDecomposition	0.10	0.68	0.21	0.76	0.37	0.92	1.28	0.94
	LinearSolve	0.07	0.93	0.13	1.30	0.33	1.03	0.87	1.38
C++	DGESDD (BLAS/LAPACK)	0.14	0.50	0.71	0.23	1.20	0.29	4.01	0.30
	DGESDD (ACML)	0.09	0.75	0.25	0.67	0.72	0.48	1.84	0.66
	DGESDD (OpenBLAS/LAPACK)	0.07	0.97	0.31	0.53	0.75	0.46	2.07	0.58
	DGELSD (BLAS/LAPACK)	0.05	1.36	0.30	0.55	0.58	0.59	1.97	0.61
	DGELSD (ACML)	0.04	1.67	0.11	1.52	0.38	0.89	1.03	1.17
	DGELSD (OpenBLAS/LAPACK)	0.04	1.84	0.14	1.14	0.35	0.99	1.06	1.14

Table 5 – Comparison of performance in solving system of linear equations on System 1

جدول ۶ - مقایسه کارایی روش‌های مختلف در حل دستگاه معادلات خطی روی سیستم شماره ۲

Implementation used		Coefficient matrix dimensions							
		80×3528		160×3528		80×13448		160×13448	
		Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up
Mathematica	PseudoInverse	0.21	1.00	0.09	1.00	0.19	1.00	0.66	1.00
	SingularValueDecomposition	0.07	2.82	0.14	0.62	0.29	0.65	0.90	0.74
	LinearSolve	0.06	3.71	0.15	0.58	0.33	0.58	0.91	0.72
C++	DGESDD (BLAS/LAPACK)	0.16	1.32	0.63	0.14	0.90	0.21	3.15	0.21
	DGESDD (ACML)	0.26	0.79	0.34	0.26	0.66	0.29	1.62	0.41
	DGESDD (OpenBLAS/LAPACK)	0.12	1.71	0.37	0.24	0.55	0.34	1.57	0.42
	DGELSD (BLAS/LAPACK)	0.08	2.52	0.30	0.30	0.47	0.41	1.48	0.45
	DGELSD (ACML)	0.07	3.00	0.16	0.54	0.36	0.53	0.89	0.74
	DGELSD (OpenBLAS/LAPACK)	0.06	3.73	0.18	0.50	0.28	0.69	0.78	0.85

Table 6 – Comparison of performance in solving system of linear equations on System 2

جدول ۷ - مقایسه کارایی روش‌های مختلف در حل دستگاه معادلات خطی روی سیستم شماره ۳

Implementation used		Coefficient matrix dimensions							
		80×3528		160×3528		80×13448		160×13448	
		Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up	Run time (s)	Speed up
Mathe matica	PseudoInverse	0.02	1.00	0.04	1.00	0.05	1.00	0.22	1.00
	SingularValueDecomposition	0.03	0.73	0.05	0.80	0.08	0.67	0.30	0.73
	LinearSolve	0.03	0.71	0.05	0.74	0.11	0.51	0.26	0.83
C++	DGESDD (BLAS/LAPACK)	0.06	0.32	0.20	0.19	0.28	0.19	1.14	0.19
	DGESDD (ACML)	0.05	0.40	0.13	0.29	0.24	0.23	0.69	0.32
	DGESDD (OpenBLAS/LAPACK)	0.04	0.54	0.07	0.51	0.12	0.46	0.51	0.42
	DGELSD (BLAS/LAPACK)	0.02	0.86	0.08	0.49	0.12	0.45	0.51	0.42
	DGELSD (ACML)	0.02	0.91	0.06	0.66	0.12	0.45	0.35	0.62
	DGELSD (OpenBLAS/LAPACK)	0.01	2.13	0.02	1.55	0.04	1.35	0.22	1.00

Table 7 – Comparison of performance in solving system of linear equations on System 3

جدول ۸ - مقایسه خطای حاصل از روش‌های مختلف روی سیستم شماره ۱ بر حسب شاخص خطای e_{L_2}

Implementation used		Exact solution	Coefficient matrix dimensions			
			80×3528	160×3528	80×13448	160×13448
Mathematica	PseudoInverse	#1	8.7418E-06	9.4599E-06	5.2358E-06	3.7430E-06
		#2	8.7418E-06	9.4599E-06	5.2358E-06	3.7430E-06
	SingularValueDecomposition	#1	1.0026E-08	1.0132E-08	9.1609E-09	9.2263E-09
		#2	1.0026E-08	1.0132E-08	9.1609E-09	9.2263E-09
	LinearSolve	#1	1.0028E-08	1.0125E-08	9.4706E-09	9.2283E-09
		#2	1.0028E-08	1.0125E-08	9.4706E-09	9.2283E-09
C++	DGESDD (BLAS/LAPACK)	#1	2.6508E-11	2.2198E-11	2.6123E-11	2.2272E-11
		#2	1.0041E-08	1.0133E-08	9.1849E-09	9.2362E-09
	DGESDD (ACML)	#1	2.5897E-11	2.1661E-11	2.8791E-11	2.2790E-11
		#2	1.0042E-08	1.0134E-08	9.3201E-09	9.4802E-09
	DGESDD (OpenBLAS/LAPACK)	#1	2.5860E-11	2.1907E-11	2.7674E-11	2.2449E-11
		#2	1.0037E-08	1.0141E-08	9.1429E-09	9.3075E-09
	DGELSD (BLAS/LAPACK)	#1	2.5914E-11	2.1634E-11	2.5422E-11	2.1493E-11
		#2	1.0032E-08	1.0132E-08	9.2808E-09	9.2479E-09
	DGELSD (ACML)	#1	1.9893E-06	2.1943E-11	2.7645E-11	2.1554E-11
		#2	1.0492E-08	1.0136E-08	9.2543E-09	9.2669E-09
	DGELSD (OpenBLAS/LAPACK)	#1	2.5967E-11	2.1703E-11	2.5816E-11	2.1467E-11
		#2	1.0042E-08	1.0135E-08	9.1588E-09	9.2264E-09

Table 8 – Comparison of error of different methods in e_{L_2} norm on System 1

جدول ۹ - مقایسه خطای حاصل از روش‌های مختلف روی سیستم شماره ۲ بر حسب شاخص خطای e_{L_2}

	Implementation used	Exact solution	Coefficient matrix dimensions			
			80×3528	160×3528	80×13448	160×13448
Mathematica	PseudoInverse	#1	9.3644E-06	3.1388E-06	1.4709E-06	2.6977E-06
		#2	1.6122E-05	4.6128E-06	1.0943E-05	4.5888E-06
	SingularValueDecomposition	#1	2.6029E-11	2.1639E-11	2.5943E-11	2.1350E-11
		#2	1.0036E-08	1.0129E-08	9.1396E-09	9.2346E-09
	LinearSolve	#1	1.5682E-09	1.2997E-09	1.5449E-09	1.2803E-09
		#2	1.0027E-08	1.0130E-08	9.1440E-09	9.2355E-09
C++	DGESDD (BLAS/LAPACK)	#1	2.6508E-11	2.2198E-11	2.6123E-11	2.2272E-11
		#2	1.0041E-08	1.0133E-08	9.1849E-09	9.2362E-09
	DGESDD (ACML)	#1	2.6005E-11	2.1584E-11	2.9833E-11	2.3098E-11
		#2	1.0037E-08	1.0145E-08	9.3374E-09	9.4874E-09
	DGESDD (OpenBLAS/LAPACK)	#1	2.5864E-11	2.1627E-11	2.7638E-11	2.2855E-11
		#2	1.0041E-08	1.0140E-08	9.1429E-09	9.2595E-09
	DGELSD (BLAS/LAPACK)	#1	2.5914E-11	2.1634E-11	2.5422E-11	2.1493E-11
		#2	1.0032E-08	1.0132E-08	9.2808E-09	9.2479E-09
	DGELSD (ACML)	#1	2.7068E-11	2.1746E-11	2.8820E-11	2.9326E-05
		#2	1.0030E-08	1.0141E-08	9.2691E-09	1.5610E-06
	DGELSD (OpenBLAS/LAPACK)	#1	2.5995E-11	2.1582E-11	2.5714E-11	2.1627E-11
		#2	1.0037E-08	1.0131E-08	9.1848E-09	1.0420E-08

Table 9 – Comparison of error of different methods in e_{L_2} norm on System 2

جدول ۱۰ - مقایسه خطای حاصل از روش‌های مختلف روی سیستم شماره ۳ بر حسب شاخص خطای e_{L_2}

	Implementation used	Exact solution	Coefficient matrix dimensions			
			80×3528	160×3528	80×13448	160×13448
Mathematica	PseudoInverse	#1	3.8229E-06	3.1323E-06	2.4107E-06	1.3534E-06
		#2	6.6210E-06	9.8172E-06	1.7858E-06	4.9967E-06
	SingularValueDecomposition	#1	2.5791E-11	2.1571E-11	2.6685E-11	2.1674E-11
		#2	1.0025E-08	1.0130E-08	9.1620E-09	9.2261E-09
	LinearSolve	#1	1.5682E-09	1.2997E-09	1.5448E-09	1.2803E-09
		#2	1.0028E-08	1.0143E-08	1.0181E-08	9.5210E-09
C++	DGESDD (BLAS/LAPACK)	#1	2.6537E-11	2.2178E-11	2.6193E-11	2.2258E-11
		#2	1.0033E-08	1.0131E-08	9.1655E-09	9.2354E-09
	DGESDD (ACML)	#1	2.5947E-11	2.1565E-11	2.9739E-11	2.3198E-11
		#2	1.0044E-08	1.0131E-08	9.2597E-09	9.4483E-09
	DGESDD (OpenBLAS/LAPACK)	#1	2.5967E-11	2.1871E-11	2.7667E-11	2.3056E-11
		#2	1.0029E-08	1.0135E-08	9.1750E-09	9.3717E-09
	DGELSD (BLAS/LAPACK)	#1	2.6033E-11	2.1752E-11	2.5609E-11	2.1621E-11
		#2	1.0029E-08	1.0135E-08	9.2572E-09	9.2365E-09
	DGELSD (ACML)	#1	2.6291E-11	2.2513E-11	2.8719E-11	2.1403E-11
		#2	1.0029E-08	1.0360E-08	9.2212E-09	1.0186E-08
	DGELSD (OpenBLAS/LAPACK)	#1	2.5802E-11	2.3983E-11	2.5663E-11	2.2824E-11
		#2	1.0024E-08	1.0129E-08	9.1903E-09	9.2625E-09

Table 10 – Comparison of error of different methods in e_{L_2} norm on System 3

می‌شود، کارایی روش‌های مختلف مورد استفاده نسبت به کد متمتیکا کاهش می‌یابد. این امر دور از انتظار نیست، زیرا دستورات کتابخانه‌ای متمتیکا بسیار بهینه شده‌اند و کارایی

در نتیجه اگر سطح خطای یکسانی مورد انتظار باشد، استفاده از دو دستور گفته شده برتری قابل ملاحظه‌ای خواهند داشت. همچنین در کد C++ هنگامی که ابعاد ماتریس بزرگ‌تر

است. این موضوع نشان می‌دهد اگر چه برنامه متمتیکا و سایر بسته‌های نرم‌افزاری مشابه برای توسعه روش‌ها بسیار مفید هستند، نمی‌توان در مسائل بزرگ از آنها استفاده نمود. همچنین باید دانست که برنامه‌های نوشته شده به وسیله‌ی کاربر بسیار کندتر از توابع کتابخانه‌ای خواهند بود. این امر از این لحاظ مهم است که برای مقایسه یک روش تازه توسعه داده شده با روش‌های موجود از نظر کارایی، ممکن است استفاده از این بسته‌ها به نتیجه‌گیری‌های غلطی منجر شود.

۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این پژوهش پیاده‌سازی روش توابع پایه نمایی روی دو بستر نرم‌افزاری متمتیکا به عنوان یک نمونه از بسته‌های نرم‌افزاری ریاضی و ++C به عنوان یک زبان برنامه‌نویسی عادی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج بدست آمده روی معادله لاپلاس روی سیستم‌های مختلف نشان داد که برای ساخت بهینه ماتریس ضرائب می‌توان در متمتیکا از دستور Compile و در ++C از OpenMP استفاده نمود. همچنین در حل دستگاه معادلات دیفرانسیل استفاده از دستور SingularValueDecomposition از نظر خطا برتری زیادی نسبت به دستور PseudoInverse دارد. همچنین در برنامه ++C کاربرد دستور DGELSD از کتابخانه توابع LAPACK همراه با کتابخانه توابع OpenBLAS توصیه می‌شود. در حالت بهینه، کارایی برنامه ++C در نمونه‌های بررسی شده بین ۲/۵ تا ۶ برابر برنامه متمتیکا است.

References

- [1] Zienkiewicz, O. C., "Achievements and some unsolved problems of the finite element method", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 47, pp. 9-28, 2000.
- [2] Boroomand, B., Soghrati, S. and Movahedian, B., "Exponential basis functions in solution of static and time harmonic elastic problems in a meshless style", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 81, pp. 971-1018, 2010.
- [3] Shahbazi, M., Boroomand, B. and Soghrati, S., "A mesh-free method using exponential basis functions for laminates modeled by CLPT, FSDT and TSDT. Part I: Formulation", Composite Structures, Vol. 93, pp. 3112-

۶- مراجع

بسیار بالایی از خود نشان می‌دهند. نگاهی به زمان‌های اجرا در دو بخش ساخت ماتریس ضرائب و حل دستگاه معادلات خطی نشان می‌دهد در کد متمتیکا قسمت اول بیشترین زمان را به خود اختصاص می‌دهد و بنابراین کارایی بسیار بالای کد ++C در این قسمت به راحتی ضعف آن را در قسمت دوم پوشش می‌دهد.

برای مقایسه دقت روش‌های مختلف، شاخص خطای e_{L_2} هر روش در جدول‌های (۸ تا ۱۰) نشان داده شده است. شاخص خطای e_{L_2} به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$e_{L_2} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{\bar{n}} (\hat{u}|_{\bar{x}_j} - u|_{\bar{x}_j})^2}{\sum_{j=1}^{\bar{n}} (\hat{u}|_{\bar{x}_j})^2}} \quad (26)$$

که در آن $\bar{n}$ تعداد نقاط یک شبکه روی کل دامنه به فاصله برابر با نقاط روی مرز و $\bar{x}_j$ یکی از نقاط آن می‌باشد. همچنین از تابع $u = \sin 2x \cosh 2y$ به عنوان حل دقیق اول و از تابع $u = x^{10} - 45x^8y^2 + 210x^6y^4 - 210x^4y^6 + 45x^2y^8 - y^{10}$ به عنوان حل دقیق دوم استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد در پیاده‌سازی متمتیکا استفاده از دستور PseudoInverse کمترین دقت را دارا است. همچنین دستورات LinearSolve و SingularValueDecomposition به ترتیب دقت‌های بیشتری را ارائه می‌دهند. در برنامه ++C تمامی روش‌های به کار برده شده حداکثر دقت بدست آمده در برنامه متمتیکا را ارائه می‌کنند.

با توجه به مجموع نتایج ارائه شده می‌توان گفت در صورتی که از برنامه متمتیکا برای پیاده‌سازی روش توابع پایه نمایی استفاده شود، بهتر است از دستور Compile برای ساخت ماتریس ضرائب و از دستور SingularValueDecomposition برای حل دستگاه معادلات نهایی استفاده شود. همچنین در برنامه‌هایی که به زبان ++C (یا سایر زبان‌های مشابه مانند فرترن) نوشته می‌شوند، بهتر است از OpenMP برای تسریع در ساخت ماتریس ضرائب استفاده شود. برای حل دستگاه معادلات نهایی نیز تابع DGELSD از کتابخانه توابع LAPACK همراه با کتابخانه OpenBLAS توصیه می‌شود. در صورت استفاده از این توابع که از نظر دقت و تا حدی از نظر سرعت بهینه هستند، برنامه ++C بین ۲/۵ تا ۶ برابر سریع‌تر از برنامه متمتیکا

- [12] Hashemi, S. H., Boroomand, B. and Movahedian, B., "Exponential basis functions in space and time: A meshless method for 2D time dependent problems", *Journal of Computational Physics*, Vol. 241, pp. 526-545, 2013.
- [13] Movahedian, B., Boroomand, B. and Soghrati, S., "A Trefftz method in space and time using exponential basis functions: Application to direct and inverse heat conduction problems", *Engineering Analysis with Boundary Elements*, Vol. 37, pp. 868-883, 2013.
- [14] Movahedian, B. and Boroomand, B., "The solution of direct and inverse transient heat conduction problems with layered materials using exponential basis functions", *International Journal of Thermal Sciences*, Vol. 77, pp. 186-198, 2014.
- [15] Abdollahi, R. and Boroomand, B., "Nonlocal elasticity defined by Eringens integral model: Introduction of a boundary layer method", *International journal of solids and structures*, Vol. 51, pp. 1758-1780, 2014.
- [16] Ben-Israel, A., and Greville, T. N. E., *Generalized inverses*, Springer, 2003.
- [17] Linear Algebra Package (LAPACK), <http://netlib.org/lapack>.
- [18] Basic Linear Algebra Subprograms (BLAS), <http://netlib.org/blas>
- [19] AMD Core Math Library (ACML), <http://developer.amd.com/tools-and-sdks/cpu-development>
- [20] Intel Math Kernel Library (MKL), <https://software.intel.com/en-us/intel-mkl>
- [21] Automatically Tuned Linear Algebra Software (ATLAS), <http://netlib.org/atlas>
- [22] OpenBlas, <http://openblas.net>
- 3119, 2011.
- [4] Shahbazi, M., Boroomand, B. and Soghrati, S., "A mesh-free method using exponential basis functions for laminates modeled by CLPT, FSDT and TSDT. Part II: Implementation and results", *Composite Structures*, Vol. 94, pp. 84-91, 2011.
- [5] Shamsaei, B. and Boroomand, B., "Exponential basis functions in solution of laminated structures", *Composite Structures*, Vol. 93, pp. 2010-2019, 2011.
- [6] Shahbazi, M., Boroomand, B. and Soghrati, S., "On using exponential basis functions for laminates modeled by CLPT, FSDT and TSDT: further tests and results", *Composite Structures*, Vol. 94, pp. 2263-2268, 2012.
- [7] Zandi, S. M., Boroomand, B. and Soghrati, S., "Exponential basis functions in solution of problems with fully incompressible materials: A mesh-free method", *Journal of Computational Physics*, Vol. 231, pp. 7255-7273, 2012.
- [8] Zandi, S. M., Boroomand, B. and Soghrati, S., "Exponential basis functions in solution of incompressible fluid problems with moving free surfaces", *Journal of Computational Physics*, Vol. 231, pp. 505-527, 2012.
- [9] Azhari, F., Boroomand, B. and Shahbazi, M., "Explicit relations for the solution of laminated plates modeled by a higher shear deformation theory: Derivation of exponential basis functions", *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 77, pp. 301-313, 2013.
- [10] Azhari, F., Boroomand, B. and Shahbazi, M., "Exponential basis functions in the solution of laminated plates using a higher order ZigZag theory", *Composite Structures*, Vol. 105, pp. 398-407, 2013.
- [11] Boroomand, B., Azhari, F. and Shahbazi, M., "On definition of clamped conditions in TSDT and FSDT; the use of exponential basis functions in solution of laminated composites", *Composite Structures*, Vol. 97, pp. 129-135, 2013.

Optimal Implementation of Exponential Basis Functions Method on Different Software Platforms and Performance Comparison

F. Mossaiby^{1*}

1- Assist. Prof., Department of Civil and Transportation Engineering, University of Isfahan

*mossaiby@eng.ui.ac.ir

Abstract:

Despite the success and versatility of mesh based methods --finite element method in particular- there has been a growing demand in last decades towards the development and adoption of methods which can eliminate using the mesh, i.e. the so called meshless or mesh-free methods. Difficulties in the generation of high quality meshes, in terms of computational cost, technical problems such as serial nature of the mesh generation process and the urge of parallel processing for today's huge problems have been the main motivation for the implementation of new researches. Apart from these, the human required expertise can never be completely omitted from the analysis process. However, the problem is much more pronounced in 3D problems. To this end, many meshless methods have been developed in recent years among which SPH, EFG, MLPG, RKPM, FPM and RBF-based methods could be named. The exponential basis functions method (EBF) is one of these methods which has been successfully employed in various engineering problems, ranging from heat transfer and various plate theories to classical and non-local elasticity and fluid dynamics. The method uses a linear combination of exponential basis functions to approximate the field variables. It is shown that these functions have very good approximation capabilities and their application guarantees a high convergence rate. These exponential bases are chosen such that they satisfy the homogenous form of the differential equation. This leads to an algebraic characteristic equation in terms of exponents of basic functions. From this point of view, this method may be categorized as an extension to the well-known Trefftz family of methods. These methods rely on a set of the so called T-complete bases for their approximation of the field variables. These bases should satisfy the homogenous form of the governing equation. They have been used with various degrees of success in a wide range of problems. The main drawback of these methods --however- lies in the determination of the basis, which should be found for every problem. This problem has been reduced to the solution of the algebraic characteristic equation in the exponential basis functions method. The method is readily applicable to linear, constant coefficient operators, and has been recently extended to more general cases of linear and also non-linear problems with variable coefficients. The relative performance of usual programming languages such as C++ in comparison with mathematical software packages -like Mathematica and/or Matlab- is one of the major questions when using such packages to develop new numerical methods. This can affect the interpretation of the performance of newly developed methods compared to established ones. In this paper, the implementation of the exponential basis functions method on various software platforms has been discussed. C++ and Mathematica programming have been examined as a representative of different software platforms. The exponential basis function method is implemented in each platform, using various options available. Results show that with a proper implementation, the numerical error of the method can be decreased considerably. Regarding the results of this research, optimal implementations of C++ and Mathematica platforms, error ratio is between 2.5 and 6, respectively.

Keywords: Exponential basis function method (EBF), Pseudo-Inverse, Singular value decomposition (SVD), Partial differential equations (PDE), Optimal implementation

بررسی تأثیر درز محیطی و پولوینو بر رفتار بدنه سد قوسی با پی سنگی نرم

مبین منصوری^۱، محمدتقی احمدی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*mahmadi@modares.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۵/۰۲/۰۴]

تاریخ پذیرش: [۹۵/۱۰/۱۸]

چکیده

در مطالعه‌ی پیش‌رو تأثیر پولوینو بر رفتار بدنه سد، در سدهای با پی سنگی دارای لایه نرم بررسی می‌شود و با مقایسه با یک سد معمولی (بدون پولوینو به عنوان شاهد) تأثیر پولوینو به عنوان یک راه حل سازه‌ای بررسی می‌شود. رفتار مصالح استفاده شده الاستیک خطی است. مدل تحت بارهای وزن و هیدرواستاتیک با در نظر گرفتن مراحل ساخت سد قرار می‌گیرد. نتایج حاصل از این مطالعه نشان می‌دهد استفاده از پولوینو باعث توزیع متقارن و یکنواخت تنش در بدنه سد خواهد شد حتی اگر پی سد دارای لایه‌های نرم و نامتقارن باشد. تنش بیشینه کششی در پولوینو رخ می‌دهد و بدنه اصلی سد از این تنش‌ها مصون می‌ماند. گرچه ساخت سدهای دارای پولوینو گران‌تر بوده و اجرای مشکل‌تری دارند اما حجم کمتر این‌گونه سدها و الگوی مناسب‌تری که از توزیع تنش ارائه می‌دهند، باعث می‌شود این سدها هم‌چنان اقتصادی باشند و به عنوان رقیبی جدی برای سدهای معمولی باقی بمانند.

واژگان کلیدی: سد قوسی، پولوینو، درز محیطی، پی سنگی، لایه نرم.

۱- مقدمه

به وسیله‌ی یک درز محیطی از پولوینو جدا شده است [1]. درز محیطی برای پیوستگی بین پولوینو و بدنه اصلی سدهای قوسی در نظر گرفته شده است. درز محیطی یک درز مستحکم برای جلوگیری از جریان آب بین پولوینو و سد ایجاد می‌کند و این‌گونه از تراوش و فشارهای بالابرنده جلوگیری می‌کند. این درز هم‌چنین، مقاومت کششی موجود در پایه‌ی سدهای قوسی در بالادست را از بین برده و ترک‌های محتمل در این ناحیه را هم کمتر خواهد کرد [2]. ایده‌ی استفاده از درز محیطی را می‌توان به مهندس اسکالابرنی نسبت داد که قصد داشت سد روچتا را با این روش طراحی کند اما در پایان این سد بدون پولوینو ساخته شد [3]. درز محیطی به طور عملی اولین بار به

برای طراحی و ساخت یک سد قوسی دو شرط اساسی لازم است: پی سنگی خوب و توپوگرافی مناسب. وقتی این شروط انجام شوند، سد قوسی مطلوب‌ترین و اقتصادی‌ترین حالت انواع سدها خواهد بود. ایده‌ی ساخت سدهای دارای درز محیطی و پولوینو در دهه‌ی ۱۹۴۰ میلادی به وسیله‌ی مهندسان ایتالیایی برای بهبود شرایط سد در ساختگاه‌های مورد نظر معرفی شد و به تدریج در دهه‌های بعد گسترش یافت. پولوینو، یک فونداسیون بتنی ضخیم است که بین پوسته‌ی قوسی بدنه سد و سنگ تکیه‌گاه ساخته می‌شود. پولوینو در توزیع بارها به پی و کوله‌ها کمک می‌کند. پوسته‌ی قوسی بدنه

بازشدگی درز محیطی متأثر از تغییرات دما و سطح آب و تقابل این دو با هم است. در شرایطی که سطح آب ثابت است، مقادیر کمینه‌ی دما باعث بیشینه‌ی بازشدگی در سمت بالادست می‌شود و با افزایش دما به بیشترین حالت بسته شدگی می‌رسد [4].

مدل‌سازی درزهای انقباض و درزهای محیطی با توانایی باز و بسته شدن جزئی و هم‌چنین توانایی حرکت‌های مماسی، می‌تواند بر الگوی توزیع تنش‌ها و تغییر مکان‌های بدنه‌ی سد در مدت بارگذاری استاتیکی و تحریک لرزه‌ای تأثیرگذار باشد. مگلا در گزارشی به مطالعه‌ی رفتار استاتیکی و دینامیکی سد قوسی - وزنی طراحی شده به وسیله‌ی گروه اِنل که در دهه‌ی ۵۰ ساخته شده، می‌پردازد. در این مطالعه، سه مدل ریاضی المان محدود از سیستم سد و پی و مخزن ساخته شد. مدل اول یکپارچه و بدون درز محیطی با رفتار الاستیک خطی، مدل دوم با درز محیطی مدل شده با المان-های تماسی با رفتار غیرخطی و مدل سوم علاوه بر درز محیطی یک درز پی نیز بین پولینو و سنگ پی داشت. سپس این مدل‌ها با لحاظ کردن بارهای استاتیکی (وزن و فشار هیدرواستاتیک) و بارهای دینامیکی بخاطر فعالیت‌های لرزه‌ای، بارگذاری شدند. در تحلیل‌های استاتیکی در حالتی - که مخزن خالی است تنش‌ها در هر دو مدل، سد یکپارچه‌ی بدون درز و با درز محیطی، تقریباً یکسان است ولی در حالتی که مخزن پر باشد، درز محیطی باعث کاهش حدود ۳۰ درصد در تنش‌های کششی در سطح بالادست می‌شود در حالی‌که تنش‌های فشاری در حدود ۳ تا ۴ درصد افزایش می‌یابد. در تحلیل‌های شبه استاتیکی در حالتی که مخزن خالی است بیشینه‌ی تنش‌های کششی در مدل با درز محیطی ۱۵ درصد نسبت به مدل بدون درز کاهش می‌یابد و تنش‌های فشاری تا حدود ۱۸ درصد افزایش می‌یابد. در حالت مخزن پر تفاوت تنش‌ها در دو مدل بیشتر نمایان می‌شود طوری‌که مدل با درز محیطی حدود ۴۹ درصد کاهش را در تنش‌های بیشینه‌ی کششی از خود نشان می‌دهد و افزایش تنش فشاری مانند قبل همان ۱۸ درصد است. در تحلیل‌های دینامیکی در حالتی که مخزن خالی است تنش -

وسيله‌ی نیکولای به کار برده شد، سرسخت‌ترین پشتیبان آن کارلو سمنا نام داشت و پایه‌های نظری و آزمایشگاهی آن را پروفیسور اوبرتی بنیان نهاد [4 و 5]. پولینو به عنوان یک تکیه-گاه مصنوعی برای بدنه‌ی سد به کار برده می‌شود و استفاده از این مولفه‌ی سازه‌ای، به خاطر کاهش عدم اطمینان از سنگ پی زیر بدنه، باعث لاغرتر شدن بدنه‌ی اصلی سد می‌شود. درز محیطی که بین پولینو و بدنه‌ی سد ساخته می‌شوند: (۱) توزیع تنش و کرنش متقارن در بدنه‌ی سد را تضمین می‌کند. (۲) تنش‌های کششی محتمل در بتن حجیم بدنه را کاهش می‌دهد. (۳) تنش در کوله‌ها را به طور مناسب توزیع می‌کند و از تنش-های شدید در این مناطق جلوگیری می‌کند.

در طراحی سد قوسی ایمن، اطمینان از پایداری پی سنگی از فاکتورهای بسیار مهم است، زیرا قسمت بزرگی از بارهای خارجی به واسطه عملکرد قوسی در هر دو طرف قوس به پی منتقل می‌شود. این نیروها در سدهای قوسی بسیار بزرگ‌تر از نیروهای مشابه در سدهای دیگر است و باید گفت که پایداری یک سد قوسی به ظرفیت باربری سنگ‌های پی در محل کوله‌ها بستگی دارد. حوادث رخ داده برای سدهایی مثل سدهای قوسی ایدبار، فرایله و مالپاست از اهمیت پی در سدهای قوسی حکایت دارد. پس برای تصمیم‌گیری در مورد ساخت سد قوسی در یک دره، مهم‌ترین نکته‌ای که باید روی آن تمرکز داشت این است که آیا در ساختگاه مورد نظر توده‌ی سنگی با جنس خوب و با ضخامت مناسب که قابلیت ایستایی در برابر نیروهای وارد شده از قوس‌های سد را داشته باشد وجود دارد یا نه؟ عملکرد سدهای دارای پولینو به عنوان یک فرضیه برای رفع این مشکل در چنین ساختگاهی بررسی، و رفتار این‌گونه سدها سنجیده خواهد شد.

۲- بررسی رفتار درز محیطی

دولکتا و همکاران رفتار درزهای محیطی و نمود سازه‌ای آن را روی سدهای قوسی مطالعه کردند. ایشان برای بررسی بازشدگی این درز آزمایش‌های مختلفی انجام دادند. باز شدگی بیشتر در ماه‌های ژانویه، فوریه و مارس (فصول سرد سال) اتفاق می‌افتاد و وابسته به تغییرات دما بود. بیشینه

های کششی تا ۲۰ درصد کاهش می‌یابد و تنش‌های فشاری حدود ۷ درصد افزایش را نشان می‌دهد. در حالت مخزن پر تنش‌های کششی ۴۲ درصد کاهش و تنش‌های فشاری ۱۰ درصد افزایش می‌یابد. نتایج به دست آمده، بطور وسیعی نظریه‌های فرض شده به وسیله‌ی طراحان درز محیطی در همان زمان ساخت را تأیید می‌کرد، فرضیه‌هایی مثل کاهش تنش‌های کششی همراه با افزایش ناچیز تنش‌های فشاری. البته کاهش کشش محدود به درز محیطی نیست و در کل بدنه‌ی سد رخ می‌دهد [3].

در مطالعه دیگری که در مورد رفتار دینامیکی سدهای با درز محیطی صورت گرفته، اردبیلی و میرزابزرگ تاثیر غیر-خطی بودن مصالح و درز را تحت بارگذاری لرزه‌ای بررسی کردند. ایشان برای این هدف سه مدل المان محدود را آزمایش کردند: بدنه سد با مصالح الاستیک خطی، بدنه سد با مصالح الاستیک خطی شامل درزهای انقباض و درز محیطی و بدنه سد با بتن غیرخطی. یکی از انتظارات مهم در رفتار سازه‌ای بدنه‌ی سد، باز و بسته شدن و لغزش در درزهای انقباض است. در این مطالعه مقایسه‌ی جابه‌جایی نقاط مجاور درزهای انقباض نشان می‌دهد که لغزش در درزهای انقباض در مدل‌های دارای درز محیطی نسبت به مدل‌های بدون درز محیطی افزایش می‌یابد و منجر به افزایش تغییر مکان‌ها در نیمه‌ی بالایی سد می‌شود [6].

مِگلا در گزارشی دیگر سدهای گروه انل را بطور مفصل تحت بارگذاری حرارتی تحلیل نمود سدها با درز-محیطی و بدون آن در دو حالت مخزن پر و خالی تحلیل و با هم مقایسه شدند. تحلیل‌های المان محدود با دو حالت مختلف بارهای حرارتی انجام گرفت: حالت کلاسیک که مربوط به تابستان (انتهای ماه جولای) و زمستان (انتهای ماه ژانویه) می‌شود و حالت دیگر در یک چرخه‌ی سالانه (۱۲ ماه). با توجه به نتایج، وقتی مخزن خالی است و بار حرارتی مربوط به تابستان است، تنش‌ها تغییر زیادی نمی‌کنند زیرا بر اثر گرمای تابستان بتن منبسط شده و درز بسته می‌شود و عملکرد خوبی نخواهد داشت و مانند حالت بدون درز رفتار

می‌کند. در حالت مخزن خالی و بار حرارتی مربوط به زمستان تنش‌های کششی بیشتری در سد رخ می‌دهد. بتن کاهش حجم می‌دهد و تنش‌های کششی بحرانی در بدنه سد بوجود می‌آید. تنش کششی حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد کاهش پیدا می‌کند و این در حالی است که تنش فشاری، افزایشی را متحمل نمی‌شود. حالتی که مخزن پر است و بار حرارتی تابستانی اعمال می‌شود، در بالادست بر خلاف آنچه اتفاق می‌افتد، فشار ۱۰ تا ۱۵ درصد کاهش می‌یابد و کشش نیز ۷۰ تا ۸۰ درصد کاهش می‌یابد. در پایین دست کشش ۱۵ تا ۴۰ درصد کاهش و فشار ۳ تا ۴ درصد افزایش می‌یابد. در حالت مخزن پر و بار حرارتی زمستانی، تنش اصلی کششی در بالادست بیشتر دستخوش تغییر می‌شود و حدود ۲۵ درصد کاهش می‌یابد در حالی که در پایین دست حدود ۴ درصد کاهش می‌یابد و فشار هم ۲ تا ۳ درصد تغییر می‌کند [7].

نایه‌وآ در مورد لغزش رو به بالای سدها مطالعه‌ای انجام داد. وی اظهار داشت در سدها تحت عملکرد شعاعی بار هیدرواستاتیک، فشار منتقل از قوس به کوله‌ها به یک مولفه-ی نرمال و یک مولفه‌ی مماسی در امتداد سطح شیب تجزیه خواهد شد. ممکن است مولفه‌ی مماسی باعث لغزش سد در امتداد شیب کوله‌ها شود و مولفه‌ی قائم باعث مقاومت در برابر لغزش در سطح شیب شود. البته لغزش رو به بالا رایج نیست و فقط تحت شرایط مشخصی رخ می‌دهد، برای نمونه سد لاغر باشد و شعاع انحنا بزرگی داشته باشد یا ناپیوستگی‌هایی وجود داشته باشد که در سد یا در کوله‌های سنگی (درز محیطی یا گسل‌ها) به شکل یک صفحه‌ی جانبی عمل کند و یا شیب کوله‌ها یا صفحه‌ی لغزش ملایم باشد. این مطالعه به بررسی گسیختگی سد قوسی می‌هوا که دارای درز محیطی بود می‌پردازد. البته برای سدهای بدون درز محیطی هم گرایش لغزش به سمت بالا و ناپایداری وجود دارد، گرچه احتمال آن کمتر است. در این مطالعه، معادله‌ای ارائه شده است که می‌تواند به عنوان یک ضابطه‌ی ایمنی در برابر لغزش رو به بالا در سدها باشد. این رابطه چهار عامل

دو سد به گونه‌ای طراحی شدند که تنش‌های تقریباً یکسانی را در حالت پی بدون لایه‌ی نرم نتیجه دهند. در این حالت حجم سد معمولی ۴۰ درصد بیشتر از حجم سد دارای پولوینو در نظر گرفته شد.

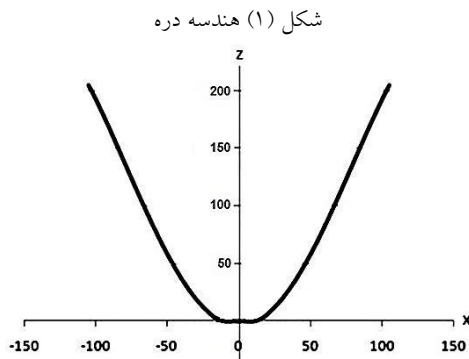


Fig. 1. Geometry of valley

شکل (۲) طره‌ی مرکزی سدهای طراحی شده (سمت راست: سد با پولوینو، سمت چپ: سد معمولی)

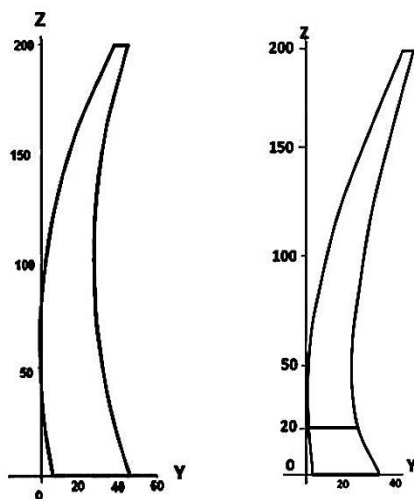


Fig. 2. crown cantilever of designed dams (right: dam with pulvino, left: conventional dam)

مدل المان محدود پی و سدهای طراحی شده در شکل‌های (۳) تا (۵) آمده است. سدها در جهت ضخامت در چهار لایه مش-بندی شدند و بیشترین بعد مش بدنه نیز به حدود بیست متر محدود شد. حجم مدل المان محدود سد با پولوینو ۴۶۶۵۶۷/۰۵۴ مترمکعب و مدل سد معمولی ۶۵۷۸۴۹/۴۱۳ مترمکعب شد. ضریب رعنائی سد معمولی ۷/۳۳ و سد با پولوینو ۹/۷۹ است. ضریب رعنائی از رابطه $c = \frac{F^2}{VH}$ به دست می‌آید که در آن V حجم سد، H ارتفاع سد و F مساحت

اصلی و تاثیرگذار در پایداری در مقابل لغزش را نشان می‌دهد: شعاع قوس خارجی، ضخامت میانگین المان‌های قائم سد، زاویه‌ی سطح شیب‌دار بین صفحه‌ی لغزش و صفحه‌ی افقی و زاویه‌ی اصطکاک روی صفحه‌ی لغزش. وی برای جلوگیری از لغزش به سمت بالا در سدها پیشنهاد می‌کند: برای کوله‌ها در هر دو طرف، زاویه‌ی شیب کمتر از ۴۵ درجه نباشد. اگر این شیب کمتر باشد، به کار بردن درز محیطی مناسب نیست. همچنین، سد قوسی باید روی کوله‌های سنگی عالی ساخته شود و نیاز به توجه ویژه در مورد رفتار صفحات ضعیف سازه‌ای کم عمق زیر پی دارد [8].

مطالعات انجام شده در مورد درز محیطی کمیاب بوده و تاکنون مطالعه‌ای برای بررسی سدهای دارای درز محیطی که در ساختگاه‌های ویژه ساخته می‌شوند، (دره‌های نامتقارن یا دارای لایه‌های ضعیف در پی)، انجام نشده است. با بررسی سدهای دارای درز محیطی در چنین ساختگاه‌هایی به کارایی این‌گونه سدها پی برده خواهد شد. در این پژوهش سد دارای درز محیطی که در پی خود لایه‌ای نرم دارد بررسی خواهد شد و با مقایسه با یک سد معمولی (بدون پولوینو) به تأثیر این درز بر رفتار بدنه‌ی سد قوسی پی برده می‌شود.

۳- روش تحقیق

در این مطالعه دو سد قوسی، یکی با پولوینو و دیگری معمولی و بدون پولوینو (به عنوان شاهد) با شرایط یکسان (هندسه‌ی دره و بارگذاری مشابه) طراحی و مدل شده و پس از تحلیل با یکدیگر مقایسه شدند.

۱-۱- طراحی سدهای قوسی این تحقیق

دره‌ی مورد نظر در شکل (۱) از نظر طبقه‌بندی جز دره-های ۷- شکل باریک است. این دره شبیه دره‌ی سد دز است، اما کاملاً متقارن شده است. در شکل (۲) طره‌های مرکزی هر دو سد نمایش داده شده و ارتفاع سدهای طراحی شده ۲۰۰ متر است و عرض دره در این تراز ۲۰۶ متر است. عرض دره در کف ۲۰ متر و در ارتفاع ۰.۴۵H از کف نیز ۱۲۶ متر است. این

صفحه قائم عبور کننده از بدنه سد است [9].

شکل (۳) مش المان محدود پی سنگی

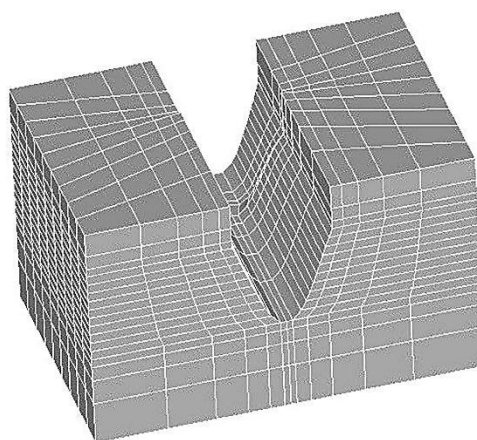


Fig. 3. finite element mesh of rock foundation

شکل (۴) مش المان محدود سد معمولی

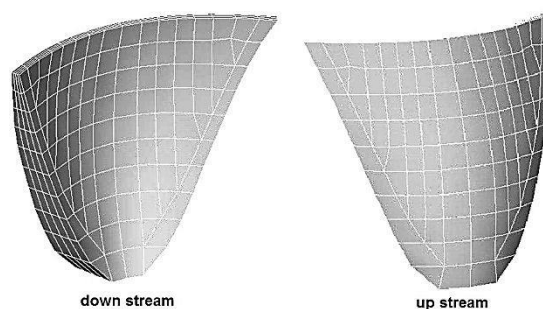


Fig. 4. finite element mesh of conventional dam

شکل (۵) مش المان محدود سد با پولینو

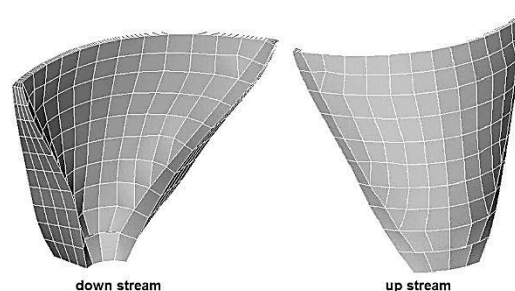


Fig. 5. finite element mesh of dam with Pulvino

همراه آورد. سختی تماس تابعی از سختی نسبی سطوح تماسی است. فنوس در شبیه سازی تماس بین سطوح مربوط به المان های جامد برای سختی نرمال رابطه $K_n = \frac{n \cdot E}{L}$ را پیشنهاد می دهد که E مدول ارتجاعی مصالح اطراف درز، L بعد المان عمود بر درز و n مقداری بین ۰ تا ۱۰ است [10]. تعیین مقدار مناسب این پارامتر نیازمند تکرار حل با چندین مقدار متفاوت خواهد بود. مقدار مناسب برای سختی مماسی نیز حدود ۴۰ تا ۵۰ درصد مقدار سختی نرمال است. مقادیر انتخاب شده برای تماس در جدول (۱) آمده است. برای مدل سازی چگونگی برهم کنش سطوح تماسی بر یکدیگر از روش استاندارد استفاده شد. این روش تماسی را مدل می کند که اگر در آن جدایی اتفاق بیفتد فشار تماسی برابر صفر می شود. بنابراین می تواند هر سه حالت چسبیدن، لغزش و جدایی سطوح تماس از یکدیگر را مدل کند.

جدول (۱) مشخصات فیزیکی درز محیطی

Normal stiffness of perimetral joint, k_n (GPa/m)	Tangential stiffness of perimetral joint, k_s (GPa/m)	Friction angle of concrete	Cohesion of perimetral joint (MPa)
80	40	45	0.1

Table (1) Mechanical properties of perimetral joint

۳-۳- مشخصات مصالح و بارگذاری

مصالح بدنه سد و پولینو از بتن حجیم و مصالح پی، سنگ همگن با لایه ی نرم در آن است. مصالح مورد استفاده همگی الاستیک خطی در نظر گرفته شده اند. ویژگی های فیزیکی مصالح به شرح جداول (۲ و ۳) است.

جدول (۲) مشخصات فیزیکی بتن بدنه و پولینو

elasticity (GPa)	poisson's ratio	density (Kg/m^3)	Compress strength (MPa)	Tensile strength (MPa)
40	0.2	2400	35	3.4

Table (2) Mechanical properties of mass concrete

۳-۲- سختی نرمال و مماسی سطح درز محیطی

از مهم ترین شاخصه های مدل سازی درز، تعیین مقدار سختی نرمال آن است. مقادیر بالای سختی نرمال (سختی پناستی) از میزان نفوذ سطوح تماسی کاسته و بر دقت آن می افزاید. هر چند که این مقادیر بالا ممکن است مشکلات همگرایی را به

پولوینو) در این ساختگاه پس از بارگذاری و تحلیل، با یکدیگر مقایسه شدند.

شکل (۶) وضعیت لایه نرم در پی (لایه با رنگ تیره)

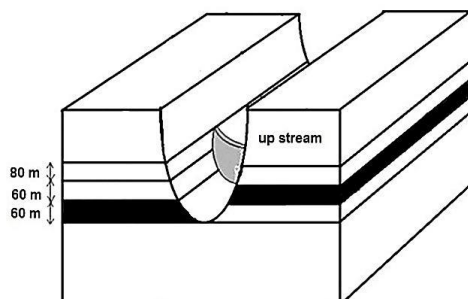


Fig. 6. weak layer situation of rock foundation (dark layer)

۳-۴- تحلیل نتایج

برای تحلیل از نرم افزار انسیس نسخه ۱۲/۱ استفاده شد. سدهای طراحی شده روی پی سنگی مناسب تحلیل شدند و کانتورهای تنش اصلی استخراج شد. پس از آن این سدها روی پی دارای لایه نرم مورب تحلیل شدند. شکل‌های (۷ و ۸) تنش‌های بیشینه و کمینه در سد معمولی را نشان می‌دهد. بیشترین تنش کششی در سد معمولی در ترازهای پایین در پایین دست سد و حدود ۲ مگاپاسکال رخ داده است.

شکل (۷) سد معمولی، پی یکنواخت مناسب، تنش اصلی بیشینه

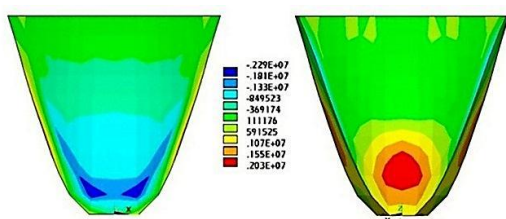


Fig. 7. conventional dam, uniform convenient foundation, maximum principal stress

شکل (۸) سد معمولی، پی یکنواخت مناسب، تنش اصلی کمینه

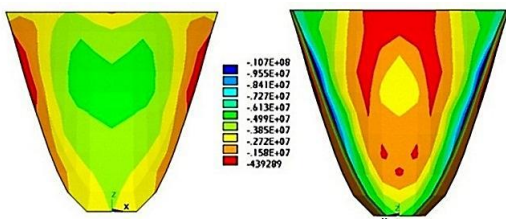


Fig. 8. conventional dam, uniform convenient foundation, minimum principal stress

بارگذاری‌های مورد نظر در این مطالعه بار وزن و بار هیدرواستاتیک بودند. سطح زیرین محیط سنگی پی برای جلوگیری از حرکت، در تمام جهات مقید شد.

جدول (۳) مشخصات فیزیکی سنگ پی

Good rock elasticity (GPa)	Weak rock elasticity (GPa)	Rock density (kg/m ³)	Good rock poisson's ratio	weak rock poisson's ratio
13	3	0	0.25	0.4

Table (3) Mechanical properties of rock

بار وزن بدنه‌ی سد به صورت مرحله‌ای وارد شد تا بتواند مراحل ساخت مونولیت‌های سد را شبیه‌سازی کند. سد-های قوسی هنگام ساخت به بلوک‌های قائم زوج و فرد تقسیم می‌شوند و بلوک‌های زوج با هم و بلوک‌های فرد با هم ساخته می‌شوند، برای نمونه ابتدا بلوک‌های فرد تا ارتفاع ۲۰ متر ساخته شده و سپس بلوک‌های زوج نیز به این ارتفاع می‌رسند. به همین ترتیب این روند ادامه پیدا می‌کند تا ارتفاع سد به‌طور یکنواخت به ارتفاع ۶۰ متر برسد. در این مرحله تزریق درزهای انقباض انجام می‌شود. تا قبل از تزریق، مونولیت‌ها باید به وسیله‌ی عملکرد طره‌ای ایستایی خود را حفظ کنند و بعد از تزریق عملکرد قوسی تکمیل شده و بارها به وسیله‌ی قوس نیز منتقل می‌شود. این روند ادامه پیدا می‌کند تا سد به ارتفاع مورد نظر خود برسد. در این پژوهش، سدها به پنج مونولیت تقسیم شده و روند ساخت مونولیت‌ها در دو تراز در نظر گرفته شد. بعد از اتمام مراحل ساخت و تکمیل بدنه سد، بار هیدرواستاتیک بر رویه‌ی بالادست اعمال و روند حل ادامه پیدا کرد. تراز آب در تراز تاج سد در نظر گرفته شد. تحلیل‌های مورد نظر بخاطر وجود درز و المان‌های تماسی و امکان تغییر شکل‌های بزرگ غیرخطی انجام شدند. در تحلیل‌های استاتیکی به دلیل ساده‌سازی در مدل، از رفتار درزهای انقباض چشم‌پوشی می‌شود زیرا لغزش و بازشدگی در آن‌ها رخ نمی‌دهد. در شکل (۶) نیز حالت قرارگیری لایه‌ی نرم (لایه با رنگ تیره) نشان داده شده است. هر دو سد (سد معمولی و سد با

در سد معمولی (سد بدون پولینو) مطابق شکل (۱۳) بیشینه‌ی تنش کششی در دو نقطه، یکی در تماس با لایه‌ی نرم پی و دیگری در بدنه‌ی اصلی رخ داده است. این تنش حدود ۳/۳ مگاپاسکال بوده و توزیع تنش حالت نامتقارن و غیریکنواختی دارد. تنش فشاری نیز در بیشترین مقدار خود مطابق شکل (۱۴) به حدود ۱۰ مگاپاسکال رسیده است.

شکل (۱۱) سد با پولینو، لایه‌ی نرم مورب، تنش اصلی بیشینه

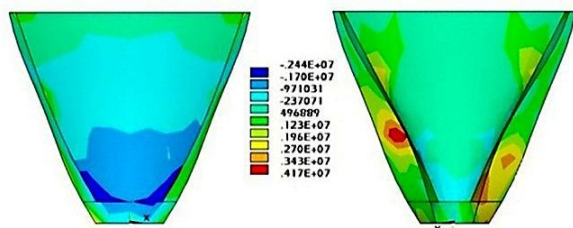


Fig. 11. dam with pulvino, foundation with weak layer, maximum principal stress

شکل (۱۲) سد با پولینو، لایه‌ی نرم مورب، تنش اصلی کمینه

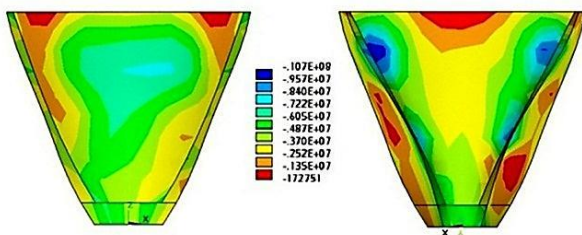


Fig. 12. dam with pulvino, foundation with weak layer, minimum principal stress

با توجه به نتایج، وقتی لایه‌ی نرم وجود دارد، بیشینه‌ی تنش کششی در بدنه‌ی اصلی سد با پولینو ۲/۷ مگاپاسکال است و در سد معمولی این مقدار ۳/۳ مگاپاسکال است. بیشترین تنش فشاری در سد با پولینو حدود ۱۰/۷ و در سد معمولی این مقدار حدود ۱۰ مگاپاسکال است. توزیع تنش در سد با پولینو متقارن و یکنواخت و در سد معمولی نامتقارن است. با وجود لایه‌ی نرم در پی، بیشترین تنش‌های کششی در پولینو رخ داده و این تنش‌ها از درز محیطی عبور نکرده و به بدنه‌ی اصلی سد وارد نمی‌شوند.

شکل‌های (۹ و ۱۰) تنش‌های بیشینه و کمینه را برای سد دارای پولینو نمایش می‌دهد. در سد دارای پولینو تنش یکنواخت‌تر توزیع شده است. فقط در ترازهای بالا تمرکز تنش وجود دارد که ممکن است ناشی از انتخاب زاویه‌ی برخورد نامناسب قوس‌های بدنه با سطح پولینو و یا انتخاب زاویه اصطکاک بزرگ برای درز محیطی باشد. بیشترین مقدار تنش کششی در این حالت حدود ۲/۵ مگاپاسکال است.

شکل (۹) سد با پولینو، پی یکنواخت مناسب، تنش اصلی بیشینه

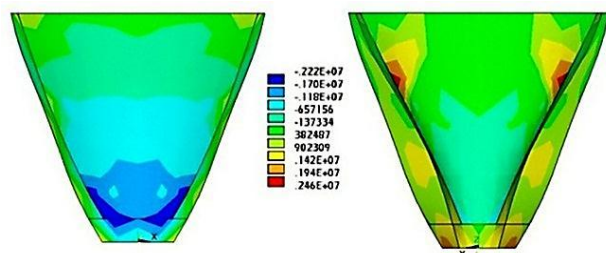


Fig. 9. dam with pulvino, uniform convenient foundation, maximum principal stress

شکل (۱۰) سد با پولینو، پی یکنواخت مناسب، تنش اصلی کمینه

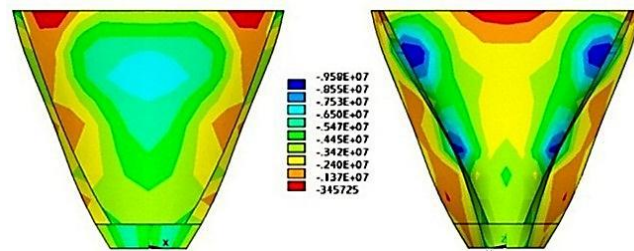


Fig. 10. dam with pulvino, uniform convenient foundation, minimum principal stress

در تحلیل سدهای قرارگرفته در ساختگاه دارای لایه‌ی نرم، در سد با پولینو، مطابق شکل (۱۱) بیشترین تنش کششی حدود ۴/۲ مگاپاسکال در تماس پولینو با سطح پی، در برخورد با لایه‌ی نرم و در منطقه‌ی نه‌چندان وسیعی رخ داده و در بدنه‌ی اصلی سد که وضعیت تنش‌ها اهمیت بیشتری دارد بیشترین تنش کششی حدود ۲/۷ مگاپاسکال بوده، توزیع تنش در بدنه با وجود لایه‌ی نرم نامتقارن در پی، متقارن و یکنواخت است. بیشترین تنش فشاری هم در حدود ۱۰/۷ مگاپاسکال است.

متفاوت است. در اثر بازتوزیع تنش‌های ناشی از باز شدن درز محیطی، تنش فشاری مقداری افزایش می‌یابد. به دلیل فعال بودن درز محیطی و باز و بسته شدن مداوم این درز، بدنه دارای جابه‌جایی‌های بیشتری است و درزها ممکن است دچار آسیب شوند.

۴. نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد:

- ساخت پولینو و درز محیطی، توزیع تنش‌ها در بدنه اصلی را متقارن می‌کند، حتی اگر لایه‌های نرم در پی به صورت نامتقارن وجود داشته باشند.
- پولینو یک فونداسیون مصنوعی برای بدنه سد فراهم می‌کند و به همین دلیل می‌توان بدنه سدهای دارای پولینو را لاغرتر و کم حجم‌تر از سدهای معمولی طراحی کرد. در این مطالعه، برای به دست آوردن تنش‌های برابر در سد شاهد، حجم بدنه این سد ۴۰ درصد بیشتر از سد با پولینو شد.
- با وجود لایه‌های نرم در پی، تنش‌های کششی بیشینه از درز محیطی عبور نکرده و فقط در پولینو این تنش‌ها به بیشترین مقادیر خود می‌رسند. این عملکرد در لایه‌ی نرم‌تر هم صادق است و در این شرایط هم سدهای دارای پولینو با وجود تنش‌های کششی بیشتر، عملکرد بهتری دارند، زیرا بیشینه‌ی کشش در سدهای معمولی در بدنه رخ می‌دهد در حالی که بدنه‌ی سدهای دارای پولینو از مقادیر بیشینه‌ی تنش مصون می‌ماند.
- گرچه سدهای دارای پولینو از نظر روش و زمان ساخت، گران‌تر تمام می‌شود اما حجم کم‌تر این‌گونه از سدها تا حدودی هزینه‌های اضافی را جبران می‌کند.

۵. سپاس‌گزاری

از آقای دکتر میرزایزرگ بخاطر در اختیار گذاشتن اطلاعات هندسه بدنه سد دز کمال تشکر را داریم.

شکل (۱۳) سد معمولی، لایه ی نرم مورب، تنش اصلی بیشینه

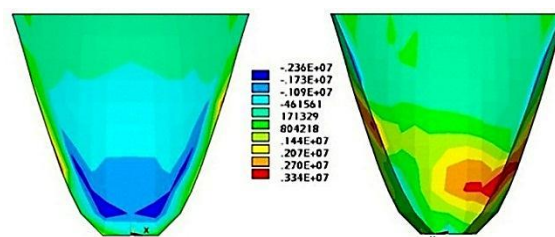


Fig. 13. conventional dam, foundation with weak layer, maximum principal stress

شکل (۱۴) سد معمولی، لایه ی نرم مورب، تنش اصلی کمینه

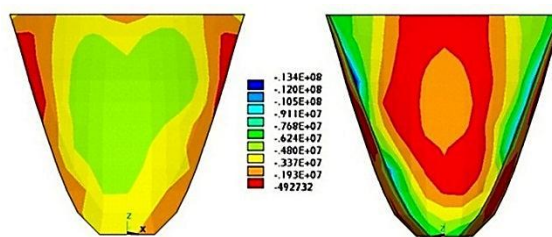


Fig. 14. conventional dam, foundation with weak layer, minimum principal stress

حجم سد معمولی ۴۰ درصد از حجم سد با پولینو بیشتر است، در حالی که هر دو سد تنش‌هایی با مقادیر مشابه را نتیجه داده‌اند. با بیشتر نرم شدن لایه‌ی ضعیف پی، تنش‌های کششی بازهم افزایش می‌یابند. این تنش‌ها در سد معمولی در بدنه‌ی اصلی سد و در قسمت وسیعی رخ می‌دهد در حالی که در سد دارای پولینو بیشینه‌ی تنش کششی همواره در پولینو بوده و این تنش‌ها قادر به عبور از درز محیطی نبوده و به بدنه‌ی سد آسیب نمی‌رسانند، اما باید برای تقویت موضعی پولینو در مقابل تنش‌های کششی بیشینه چاره‌اندیشی کرد. نتایج تنش‌ها در جدول (۴) آمده است. اگر لایه‌ای نرم در پی و زیر بدنه‌ی سد باشد، با طراحی ویژه‌ی پولینو می‌توان مشکل لایه‌ی نرم را حل شده دانست. طراحی ویژه می‌تواند شامل طراحی عریض‌تر پولینو، استفاده از بتن مقاوم‌تر در ساخت پولینو و یا مسلح‌سازی بتن پولینو در ناحیه‌ی مستعد کشش باشد. البته هر یک از این روش‌ها باید ارزیابی شوند و کاراترین و اقتصادی‌ترین راه را انتخاب کرد. ساخت پولینو معایب و محدودیت‌هایی را نیز به همراه دارد. بتن پولینو نیاز به مسلح‌سازی دارد. تکنیک طراحی و اجرای سدهای دارای پولینو

جدول (۴) تنش‌های بیشینه

Case name	maximum stresses (MPa)							
	compressive				tensile			
	Dam body		pulvino		Dam body		pulvino	
	upstream	downstream	upstream	downstream	upstream	downstream	upstream	downstream
conventional dam, uniform convenient foundation	5.6	7.8	-	-	0.8	2	-	-
dam with pulvino, uniform convenient foundation	7	9.6	6	7	0.65	2.5	0.65	1.65
conventional dam, foundation with weak layer	5.5	9.7	-	-	1.7	3.3	-	-
dam with pulvino, foundation with weak layer	7.8	10.7	5.4	8.9	0.9	2.3	2.3	4.2

table (4) maximum principal stresses

6. Mirzabozorg H; Hariri MA; Amirpour A; "Perimetral Joint Effects on Stress Distribution and Seismic Behaviour of Arch Dams"; IABSE Symposium Repor, International Association for Bridge and Structural Engineering, 2010.
7. Meghella M; " Study of the influence of perimetral joint on behavior of the dams: Extension to seasonal thermal loads "; Rapporto ENELHydro Polo Idraulico Strutturale, 2003. "(in Italian)"
8. Naihua R; "Arch Dam Upslide-Failure & Safety Criterion"; Proceeding of International Workshop on Arch Dams Colombia, Portugal, 1987.
9. Alexander M.G.; Beushausen H.-D.; Dehn F; Moyo P.; "Concrete repair, Rehabilitation and Retrofitting III"; CRC Press, 2013.
10. Fenves GL; Mojtahedi S; Reimer RB; "ADAP-88: A computer program for nonlinear earthquake analysis of concrete arch dams"; Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley, 1989.

References

۶. مراجع

1. Novak P; Moffat AIB; Nalluri C; R.Narayanan; Hydraulic Structures; CRC Press, 2007.
2. Kurts j; Dictionary of Civil Engineering; Springer press, 2004.
3. Meghella M.; " Study of the influence of perimetral joint on static and dynamic behavior of dams "; Rapporto Enel Hydro PISn; 6215 Protocollo CESI, 2001."(in Italian)"
4. Dolcetta M; Marazio A; Bavestrello F; "The peripheral joint at the arch dams: design, behaviour and constructive aspects"; 39th Geomechanic-Colloquy, Salzburg, 1990.
5. Semenza C; "Arch Dams: Development In Italy"; Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1960, 125(1):954-73.

Perimetral joint and pulvino effects on the behavior of arch dam built on weak rock foundation

Mobin Mansoori¹, Mohammad T. Ahmadi^{2*}

1- M.Sc. Of Hydraulic Structures, Faculty Of Civil And Environmental Eng., Tarbit Modares University

2- Prof. Of Hydraulic Structures, Faculty Of Civil And Environmental Eng., Tarbiat Modares University

*mahmadi@modares.ac.ir

Abstract:

Design and construction of a concrete arch dam needs two essential conditions: these are good rock foundation and convenient topography. When these two conditions are satisfied, arch dams would be the most desirable and the most economical types of dams. Sometimes the geometry of the valley is good, but the rock foundation is not appropriate or the rock has good material but the geometry of valley is poor. One important factor in safe design of an arch dam is the rock foundation stability problem when a large part of the external loads is transferred to the foundation by the arches. In arch dams, these forces are much larger than similar forces as compared with other dams. Moreover, the stability of an arch dam also depends on bearing capacity of the rock foundation. The idea of construction of arch dams with perimetral joint and pulvino was introduced by Italian engineers in the 40s to improve stress conditions. It was gradually expanded in the following decades. Pulvino is a thick concrete pad built between the arch dam body and the rock foundation as a strip foundation. Use of this structural component, reduces the uncertainties of the rock foundation, enabling a thinner body for the dam. Thus providing perimetral joints between the pulvino and the dam body; ensures more symmetrical distribution of stresses within the dam body. It also reduces potential tensile stresses at the boundaries of the dam body. In this study, the effect of pulvino is investigated on the behavior of a concrete arch dam body built in a valley with weak rock layers. The results are compared with the case of a conventional concrete arch dam (Control Dam); i.e., without pulvino in the same valley conditions. In order to maintain the same concrete design properties, the volume of the Control Dam had to increase by 40% in respect to the total volume of the dam with pulvino. The foundation has a weak layer in different situations identically for both dams. The only nonlinearity accounted for, corresponds to the perimetral joints. Applied loads include the weight and the hydrostatic pressure load. The dam weight is applied step by step to simulate the staged-construction of a concrete arch dam. The ANSYS 12.1 program is used to create the finite element models of the objective arch dam and its foundation. Results of this study show that use of pulvino causes symmetric and uniform distribution of stresses in the dam body even if the rock layers are weak and asymmetric. Contrary to the Control Dam case, higher tensile stresses occur only inside the pulvino and thus the main body of the dam is protected against such stresses. As pulvino is usually reinforced, the dam with pulvino and its perimetral joint remain acceptable. Thus, despite a rather expensive and harder construction job for such dams with pulvino and perimetral joints, their considerably lower concrete volume may well compensate the problem. Thus this type of concrete arch dams remains still economic and competitive for the future designs.

Keywords: Concrete Arch dam, Pulvino, Perimetral joint, Rock foundation, Weak layer

ارائه مدل رفتاری برای میراگرهای ویسکوز انقباض محوری

سیده شکیبا موسوی^{۱*}، منصور ضیایی^۲

۱- کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۲- دکترای مهندسی عمران- مهندسی زلزله، عضو هیئت‌علمی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

* S.mousavi@iiees.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۷/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۵/۰۲/۰۴]

چکیده

در دهه‌های اخیر پژوهش‌های گسترده‌ای در ارتباط با قطعات مستهلک‌کننده انرژی انجام شده و چگونگی عملکرد آن‌ها در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مختلف، بررسی شده است. در این میان میراگرهای ویسکوز، بخش مهمی از این پژوهش‌ها را به خود اختصاص داده‌اند. مطالعات انجام‌شده نشان می‌دهد که رفتار این میراگرها تنها با ثابت میرایی آن‌ها قابل بیان نیست بلکه عواملی از قبیل رفتار غیرخطی وابسته به تغییر مکان یا سرعت، سختی محوری و اصطکاک داخلی از عوامل دیگر تأثیرگذار در رفتار این سیستم‌های جاذب انرژی هستند. همچنین دامنه فرکانسی اعمال بار، انعطاف‌پذیری غلاف پیرامونی میراگر، تراکم‌پذیری سیال درونی آن و آثار حرارتی نیز در تعیین مشخصه‌های رفتاری این میراگرها تأثیرگذارند. در این مطالعه اقدام به ساخت نمونه‌ای از میراگر ویسکوز انقباض محوری، با ظرفیت ۵۰۰ کیلونیوتن و دامنه‌ی تغییر مکانی ± 150 میلی‌متر شده است. رفتار میراگر جدید، تحت آزمایش‌های چرخه‌ای بررسی و مشخصه‌های عمومی رفتاری آن در یک مدل ساده شده ارائه شده است. میراگر ساخته شده، در چرخه‌های مختلف بارگذاری به شکل متوسط دارای ۱۰ کیلونیوتن نیروی اصطکاک اولیه بوده است. همچنین با توجه به چگونگی ساخت میراگر، افزون بر نیروی میرایی ویسکوز، نیروی اصطکاک ثابته‌ای وابسته به فشار روغن به میزان ۵۰ کیلونیوتن در این میراگر وجود آمده که باعث افزایش ظرفیت عملکردی و بهبود نسبی در منحنی‌های رفتاری آن شده است. در انتها با استفاده از مدل ماکسول به ارائه مدل رفتاری این میراگر اقدام گردیده است.

واژگان کلیدی: میراگر ویسکوز انقباض محوری، مشخصه‌های عملکردی، آزمایش‌های چرخه‌ای، مدل‌های رفتاری

۱- مقدمه

دست آمده در ساختمان ممکن است موجب توقف کاربری آن شود.

به‌منظور محافظت سازه‌ها در برابر خسارت‌های ناشی از زمین‌لرزه و باد، مسئله کنترل خسارت آن‌ها مطرح شده است. کنترل خسارت در سازه به این معنی است که با در نظر گرفتن سازه به‌عنوان یک سیستم دینامیکی، برخی از ویژگی‌های آن مانند سختی، جرم و یا میرایی بایستی به‌گونه‌ای تنظیم شود که آثار دینامیکی نیروی وارد به سازه تا سطح قابل قبولی کاهش یابد. با این کار فرکانس‌های طبیعی سازه، اشکال مودی و همچنین مقادیر میرایی متناظر

روش متداول طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بالا بردن مقاومت و شکل‌پذیری اعضای اصلی سازه برای بهبود عملکرد آن در مقابل زمین‌لرزه است. در این روش، سازه در رویارویی با زلزله‌های شدید با تشکیل مفاصل پلاستیک، انرژی ورودی زلزله به سازه را کاسته و آن را مستهلک می‌نماید. این امر به سازه امکان می‌دهد تا در برابر بارهای لرزه‌ای مقاومت کرده و دچار فروریزی و تخریب نشود. هرچند این روش طراحی لرزه‌ای کاهش مرگ‌ومیرهای ناشی از زلزله را به همراه دارد اما بعد از وقوع زلزله خرابی‌های به

محوری در مطالعه‌ی فروغی کیا و ضیایی فر [6] ساخته شد. این میراگر با توجه به آنکه دارای ظرفیت نیرویی و دامنه‌ی تغییر مکانی پایینی بود، عملکرد مناسبی از خود نشان داد. در ساخت نمونه بعدی از این نوع میراگر، ضمن افزایش ظرفیت نیرویی و دامنه‌ی تغییر مکانی آن، امکان ایجاد رفتار غیرخطی نیز در آن فراهم شد. در همین ارتباط نیز مدل‌های ساده رفتاری که بیانگر رفتار این میراگر بود در فرم مدل کلون و یا ماکسول برای این نوع از میراگرها معرفی و مشخصه‌های رفتاری میراگر ساخته شده بر اساس آن‌ها تعیین شد [7]. در این پژوهش با افزایش ظرفیت نیروی محوری و اضافه نمودن دامنه‌ی حرکتی این میراگر، به ساخت نمونه‌ای در ابعاد و اندازه‌های واقعی برای کاربرد در ساختمان‌های بزرگ پرداخته شده و به ارائه مدل‌های رفتاری مناسب برای این میراگر اقدام گردیده است.

۲- میراگرهای ویسکوز متداول

این میراگر شامل یک پیستون است که در داخل یک سیلندر محتوی سیال غیرقابل تراکم حرکت می‌کند. با حرکت پیستون داخل سیلندر جریان سیال از روزنه‌های پیستون عبور می‌کند و سبب اتلاف انرژی در حرکت پیستون می‌شود. زمانی که میراگر تحت فشار است، سیال با فشار از یک طرف پیستون به طرف دیگر آن جاری می‌شود و برعکس وقتی میراگر در کشش است، سیال از طرف دیگر پیستون، تحت فشار از روزنه‌های پیستون عبور کرده و به سمت دیگر آن بازمی‌گردد. عبور سیال با فشار زیاد از درون روزنه‌های پیستون سبب ایجاد اختلاف فشار در دو طرف پیستون و تولید نیرو در میراگر می‌شود. روزنه‌های این میراگرها می‌توانند به گونه‌های متفاوتی طراحی شوند و رفتارهای مشخصی اعم از خطی یا غیرخطی را برای میراگر فراهم سازند. فشار عملکردی این میراگرها تا حدود $700 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$ نیز دیده شده است. این نوع میراگرها، از دما تأثیر زیادی نمی‌پذیرند و عملکرد آن‌ها را می‌توان به فرم خطی و یا غیرخطی سرعتی و یا تغییر مکانی تنظیم کرد. عملکرد غیرخطی سرعتی بیشتر با رابطه $F_D = C V^a$ نشان

آن‌ها طوری تغییر می‌کند که نیروهای دینامیکی ناشی از بارهای محیطی کاهش یابند. سیستم‌های کنترل خسارت سازه‌ای را می‌توان به کنترل غیرفعال، فعال، دوگانه و نیمه فعال تقسیم نمود.

پس از زلزله‌های لوما پرتا (۱۹۸۹)، نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) که در آن‌ها آسیب‌های فراوانی به سیستم‌های باربر لرزه‌ای-تقلی سازه‌ها وارد شد، توسعه و ساخت سیستم‌های غیرفعال جاذب انرژی شدت بیشتری یافت. در این سیستم‌ها کاهش پاسخ سازه‌ها از طریق افزایش پریود و میرایی صورت می‌گیرد و در عمل نیاز جدی به در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در سازه نیست. تحلیل این سازه‌ها اغلب در حالت خطی انجام می‌پذیرد و این امر سبب می‌شود که نیاز به محاسبات پیچیده و دقت و تخصص بالا در تفسیر نتایج کاهش یابد. این ویژگی‌ها در عمل موجب خواهد شد تا در آینده ساخت سازه‌های با سطح عملکرد بالاتر با استفاده از تجهیزات جاذب انرژی رواج یابد [1,2,3].

روند جدید طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله بر مبنای افزایش میرایی آن‌ها با استفاده از ابزارآلات اتلاف انرژی است. تجهیزات جاذب انرژی به گونه‌ای قرار داده می‌شوند که بخش عمده‌ای از انرژی ورودی زلزله به وسیله آن‌ها اتلاف شود و در نتیجه خسارت وارد شده به سازه که ناشی از اتلاف انرژی به صورت هیستریتیک است، کاهش یابد [4].

از جمله این ابزارآلات میراگرهای ویسکوز است. نوع متداول این میراگرها به صورت سیلندر و پیستونی است که در شکل (۱) مدل شماتیک آن نشان داده شده است. در این نوع از میراگرها وجود آب‌بند رزینی مابین سیلندر و پیستون و همچنین وجود کاسه‌نمد در محل اتصال سیلندر به محور میراگر انجام بازدیدهای دوره‌ای از میراگر را در فواصل زمانی معین الزامی می‌سازد. بازدیدهای دوره‌ای اغلب مستلزم صرف هزینه و زمان زیادی است که در عمل استفاده از این نوع میراگر را با اشکال مواجه می‌سازد [5].

در همین راستا نمونه‌ی اولیه میراگر ویسکوز انقباض

فرکانس بارگذاری، کمتر وابسته است به کار گرفته می‌شود. در این مدل یک فنر نیز به همراه میراگر به صورت موازی قرار داده شده است. مدل رفتاری این میراگر به صورت رابطه نیرو، سرعت و جابه‌جایی به صورت ذیل نوشته می‌شود:

$$p(t) = K_D u(t) + C_D \dot{u}(t) \quad (2)$$

در این رابطه K_D سختی محوری، C_D ثابت میرایی، $u(t)$ جابه‌جایی و $\dot{u}(t)$ سرعت نسبی دو سر میراگر است.

شکل (۳) مدل کلونین [۱۰]

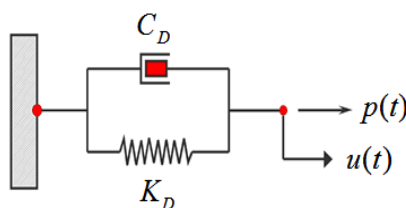


Fig.3. Kelvin Model

در این مدل وجود رفتار غیرخطی سرعتی یا تغییر مکانی می‌تواند از طریق استفاده از توابع غیرخطی برای $u(t)$ و $\dot{u}(t)$ در مدل‌سازی وارد شود.

۳-۲- مدل ماکسول

مدل متداول دیگری که برای بیان رفتار میراگرهای ویسکوز به کار می‌رود به مدل ماکسول معروف است. در این مدل، میراگر به طور سری به یک فنر متصل است. شکل (۴) نشان‌دهنده این مدل است. مدل ماکسول در فرم سه عضوی که در آن یک فنر دیگر به صورت موازی با میراگر قرار گرفته باشد نیز به کار می‌رود. در مدل ماکسول رابطه‌ی بین نیرو، جابه‌جایی و سرعت به شرح ذیل ارائه شده است.

$$F = C_D \left(\dot{u} - \frac{\dot{F}}{K} \right) \quad (3)$$

شکل (۴) مدل ماکسول [۱۰]

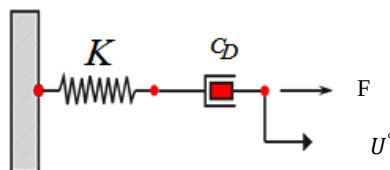


Fig. 4. Maxwell model

داده می‌شود که در آن توان سرعت « اغلب برای عملکرد لرزه‌ای، کمتر از واحد انتخاب می‌شود [4,8].

در میراگرهای ویسکوز متداول که محور اصلی آن‌ها از یک طرف سیلندر خارج می‌شود از محفظه ذخیره‌ی روغن تحت فشار (آکومولاتور) برای تنظیم حجم و فشار روغن در دو طرف پیستون استفاده می‌شود. شکل (۱) اجزای سازنده‌ی این میراگرها را نشان داده است.

شکل (۱) جزئیات تیپ سیستم میراگر ویسکوز [۹]

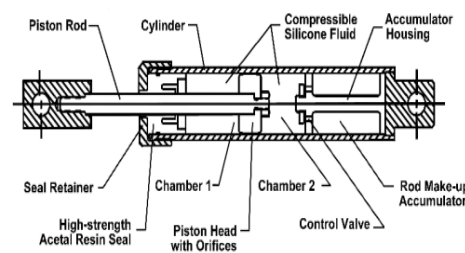


Fig. 1. Viscous Damper

۳- مدل‌سازی میراگرهای ویسکوز

مدل‌سازی میراگرهای ویسکوز می‌تواند به چند روش صورت پذیرد. ساده‌ترین مدل، مدل میراگر خطی ساده مطابق شکل (۲) است که از میراگر تنها تشکیل شده است.

شکل (۲) مدل میراگر ساده [۱۰]

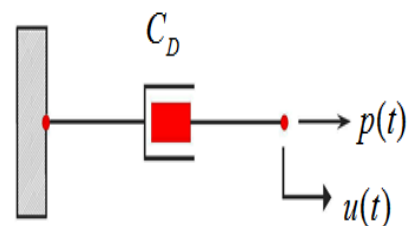


Fig. 2. A Simple model for viscous damper

در این مدل C_D ثابت میرایی و $\dot{u}(t)$ سرعت نسبی دو سر میراگر است. رابطه‌ی نیرو و سرعت نسبی دو سر میراگر به صورت زیر ارائه شده است.

$$F = C_D \dot{u}(t) \quad (1)$$

۳-۱- مدل کلونین

مدل مرسوم دیگری که برای میراگر ویسکوز به کار می‌رود، مدل کلونین است که در شکل (۳) نشان داده شده است. این مدل بیشتر برای میراگری که رفتار آن به

که در دو انتها به آن‌ها وصل می‌شود. چگونگی قرارگیری و اتصال میله به صفحات ابتدا و انتهای میراگر به گونه‌ای است که نیاز به کاسه‌نمد و آب‌بندی ندارد. برای محافظت و جلوگیری از کمانش بلوزها از یک غلاف فلزی پیرامونی بهره گرفته شده است. شکل (۶) طرح کلی میراگر را نشان می‌دهد.

شکل (۶) طرح کلی میراگر انقباض محوری

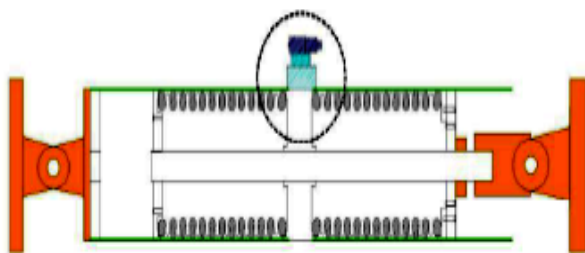


Fig. 6. A schematic representation for contractable viscous dashpots

نمونه‌ی اولیه این میراگر، نشان داده شده در شکل (۷)، در مطالعه فروغی کیا و ضیایی فر ساخته شده بود [6]. این نمونه دارای ظرفیت نیرویی پایین، در حدود ۵۰ کیلونیوتن و دارای دامنه‌ی تغییر مکانی برابر ± 30 میلی‌متر بوده است. رفتار نمونه اولیه به صورت خطی ($F_D = C \dot{u}$) گزارش شده است.

شکل (۷) نمونه اولیه ساخته شده میراگر انقباض محوری [۶]



Fig. 7. Primary sample of contractable viscous dashpot

در نمونه‌ی بعدی نشان داده شده در شکل (۸)، به جای میله‌های فولادی کناری در اطراف بلوزها از غلافی فلزی استفاده شد که ضمن کاهش احتمال کمانش بلوزها، نقش هدایت‌کننده حرکت آن‌ها را نیز به عهده داشته باشد [7]. این میراگر به صورت غیرخطی طراحی شده بود و ظرفیت نیرویی و دامنه‌ی تغییر مکانی آن به ترتیب ۲۵۰ کیلونیوتن و ± 65 میلی‌متر انتخاب شده بود. این میراگر در شکل (۸) نشان داده شده است.

در این رابطه F نیروی میراگر، C_D ثابت میرایی و $\dot{F}$ مبین مشتق زمانی نیروی میراگر است. در مدل ماکسول نیز امکان وجود رفتار غیرخطی سرعتی و یا تغییر مکانی برای میراگر با تغییر در پارامترهای مدل وجود دارد.

۴- میراگر ویسکوز انقباض محوری

حرکت پیستون نسبت به سیلندر، نیاز به استفاده از سازوکار آب‌بندی را برای میراگر ایجاد می‌کند. با جایگزینی مخازنی به جای سیلندر که خود قادر به تغییر شکل فیزیکی باشند می‌توان نیاز به آب‌بندی را از بین برد و به کاهش و یا حذف نیاز به بازرسی‌های دوره‌ای اقدام نمود. برای این کار، از اتصالات آکاردئونی^۱، تحت عنوان بلوز^۲ بهره گرفته شده است، این اتصال در شکل (۵) نشان داده شده است. اتصالات آکاردئونی از جنس فلز (به‌طور معمول فولاد ضدزنگ) ساخته شده‌اند و دارای قابلیت انعطاف‌پذیری قابل توجهی در جهت طولی می‌باشند. تحمل درجه حرارت بالا و فشار از ویژگی‌های اتصالات آکاردئونی است. این اتصالات در صنایع مختلفی مانند آب، نفت، گاز، نیروگاه‌ها و... کاربرد گسترده‌ای دارد [6, 7].

شکل (۵) برش اتصالات آکاردئونی [۷]

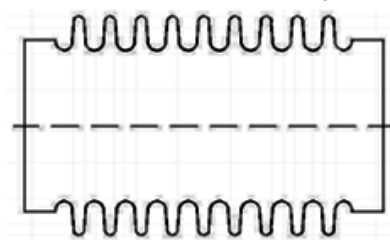


Fig. 5. A Section of the expansion joint

هدف اصلی از کاربرد بلوزها در میراگر، بهره‌گیری از قابلیت انعطاف‌پذیری محوری آن‌ها است. برای ایجاد میراگر، از دو بلوز استفاده می‌شود که در میان آن‌ها صفحه‌ای فولادی قرار دارد. در داخل بلوزها میله‌ای از میان صفحه‌ی فولادی عبور داده شده است

- 1 Expansion joint
- 2 Bellows

$$u(t) = u_0 \sin \omega t \quad (۴)$$

با توجه به محدودیت‌های موجود در شرایط بارگذاری، دامنه‌ی پیشینه آزمایش‌ها $u_0 = \pm 120$ میلی‌متر انتخاب شده است. نمونه آزمایش شده تحت فرکانس‌های بارگذاری مختلفی قرار گرفته و پاسخ‌های تغییر مکانی و نیرویی به دست آمده از عکس‌العمل‌های میراگر به صورت تاریخچه زمانی ثبت شده است. کلیه آزمایش‌ها در قاب عکس‌العمل با کمک یک جک هیدرولیکی قابل کنترل صورت گرفته است. چگونگی انجام آزمایش‌ها در شکل (۱۰) نشان داده شده است. برای اعمال بارگذاری از جک محرک ۵۰۰ کیلو نیوتنی استفاده گردیده است. بخشی از آزمایش‌های انجام شده در جدول (۱) طبقه‌بندی شده است. منحنی نیرو-تغییر مکان به دست آمده از انجام یکی از این آزمایش‌ها در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

جدول (۱) آزمایش‌های انتخابی برای مدل‌سازی رفتاری میراگر

f (Hz)	ω (rad / sec)	Disp (mm) u_0
0.1	0.628	120
0.125	0.785	120
0.167	1.047	120
0.25	1.571	120

Table.1. Selective Testing for Behavioral Modeling Damper

شکل (۱۰) قاب عکس‌العمل و طرح کلی پیکربندی آزمایش

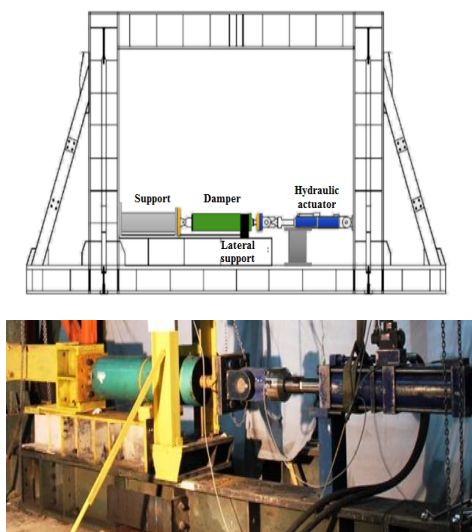


Fig. 10. A Schematic representation of the Test Setup

شکل (۸) میراگر غیرخطی انقباض محوری [۷]

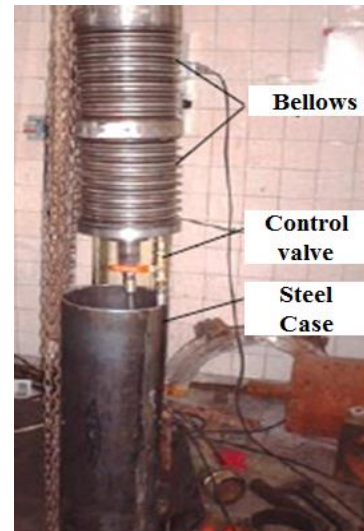


Fig. 8. Nonlinear contractable viscous dashpot

نمونه‌ی ساخته شده در این پژوهش نوع بهبودیافته‌ی میراگر قبلی است و دامنه‌ی تغییر مکانی آن ± 150 میلی‌متر و ظرفیت نیرویی آن ۵۰۰ کیلو نیوتن طراحی شده است. این میراگر با توجه به ایده و چگونگی ساخت دارای مشخصه رفتاری اصطکاکی علاوه بر رفتار ویسکوز نیز است. میراگر ساخته شده در شکل (۹) نشان داده شده است.

شکل (۹) میراگر انقباض محوری در مقیاس واقعی



Fig.9. A Full-scale contractable viscous dashpot

۵- آزمایش‌ها تجربی

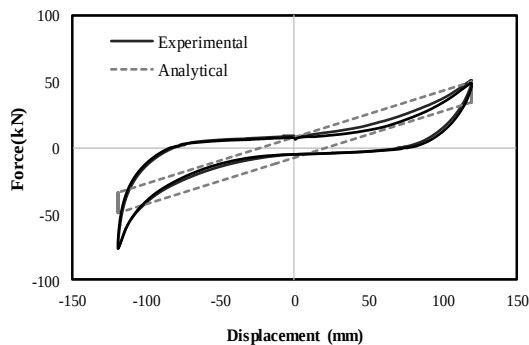
الگوی بارگذاری میراگر به صورت کنترل تغییر مکانی با تحریک سینوسی به فرم رابطه ۴ در دامنه و فرکانس‌های مختلف بوده است.

شد. در این آزمایش نشان داده می‌شود که رفتار الاستیک میراگر در عمل به صورت غیرخطی است. با ساده‌سازی این رفتار، سختی محوری این میراگر در فرم خطی به میزان 0.35 کیلونیوتن بر میلی‌متر به دست آمده است. منحنی رفتاری مدل‌سازی شده برای عملکرد اصطکاکی و الاستیک میراگر در شکل (۱۲-الف) با خطوط نقطه‌چین رسم شده است. شکل (۱۲-ب) مبین مدل رفتاری میراگر مورد بحث در عملکرد اصطکاکی و الاستیک است که در آن K_D سختی بلوزها و f_d اصطکاک داخلی میراگر است.

شکل (۱۲) نتایج آزمایش و مدل رفتاری میراگر تحت بارگذاری

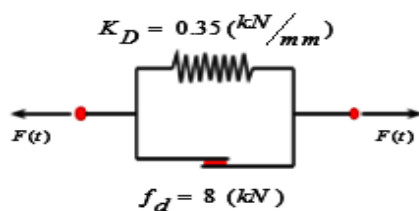
سینوسی با زمان تناوب 40 ثانیه

الف - منحنی نیرو-تغییر مکان



a. Force – displacement Curve

ب- مدل رفتاری اصطکاکی - الاستیک میراگر



b. Frictional-Elastic Model of damper

Fig. 12. Test Results and Behavioral Model for damper subjected to excitation force with 40 sec. period

پس از تعیین سختی الاستیک و اصطکاک داخلی میراگر آزمایش‌های اصلی روی میراگر مطابق با جدول (۱) به انجام رسید. در انجام این آزمایش‌ها از نیرو و جابه‌جایی اندازه‌گیری شده در میراگر به صورت تاریخچه زمانی استفاده شده است. با داشتن جابه‌جایی نسبی دو سر میراگر سرعت

شکل (۱۱) نمونه‌ای از منحنی نیرو-تغییر مکان آزمایش‌های انتخابی

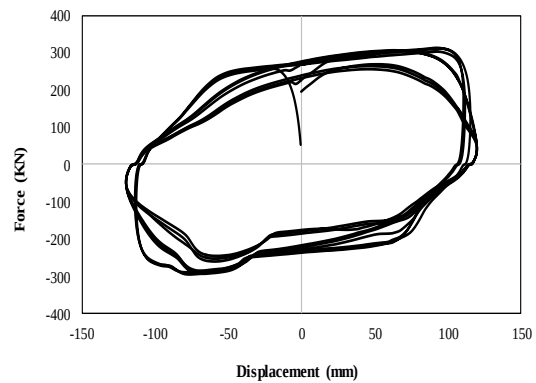


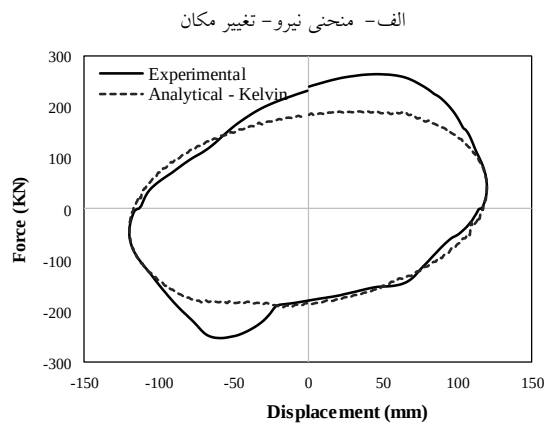
Fig. 11. One of the Force – Displacement Curve for the Contractable Viscous Dashpot

با توجه به این نمودار می‌توان دریافت که فرض رفتار غیرخطی برای میراگر بحث شده باید مورد بررسی قرار گیرد.

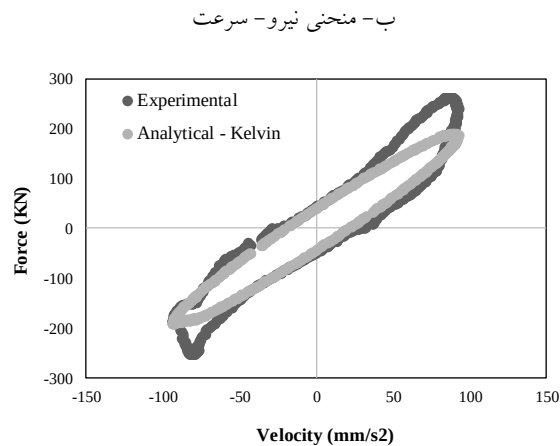
۶- ارائه مدل رفتاری

برای ارائه مدل رفتاری میراگر در ابتدا، بارگذاری سینوسی بسیار آرامی با زمان تناوب 120 ثانیه و سپس 40 ثانیه به میراگر اعمال می‌شود. در این دو حالت چون سرعت بارگذاری بسیار پایین است، رفتار ناشی از ویسکوزیته در میراگر دیده نخواهد شد و در نتیجه میزان سختی و اصطکاک اولیه در سیستم، قابل محاسبه خواهد بود. رفتار اصطکاکی باعث می‌شود تا منحنی نیرو-تغییر مکان در رفت و برگشت با یکدیگر اختلاف داشته باشند و در فاصله‌ی مساوی در جهت‌های مثبت و منفی محورهای نیرو و تغییر مکان را قطع کنند. همچنین نیرویی متناسب با تغییر مکان وجود خواهد داشت که ناشی از رفتار الاستیک اتصالات آکاردئونی است. این نیرو منحنی نیرو تغییر مکان میراگر را از حالت افقی به فرم زاویه‌دار با محورهای نیرو-تغییر مکان متمایل می‌کند. نمونه‌ای از این رفتار در شکل (۱۲) نشان داده شده است. مقدار نیرو در تغییر مکان صفر معادل با اصطکاک داخلی میراگر بوده و در چرخه‌های متوالی حدود 8 تا 10 کیلونیوتن است. در نمونه‌ی ساخته‌شده قبلی این نیرو برابر با $1/25$ کیلونیوتن برآورد شده بود. می‌توان از نیروی اصطکاک به دست آمده در این میراگر، به عنوان فیوز عملکردی بهره برد و مانع از حرکت میراگر تحت ارتعاشات محیطی با دامنه کم

شکل (۱۴) منحنی‌های رفتاری میراگر در فرکانس ۰/۱۲۵ هرتز با فرض مدل کلین



a. Force – displacement Curve – (kelvin Model)



b. Force – Velocity Curve – (kelvin Model)

Fig. 14. Behavioral Curves for Damper in Ferequency 0.125 Hz – Kelvin Model

نمودارهای به دست آمده برای مدل کلین، نشانگر آن است که این مدل به خوبی نتوانسته است بیانگر نتایج حاصل از انجام آزمایش باشد. برای بررسی بیشتر، استفاده از مدل ماکسول برای بیان رفتار میراگر در دستور کار قرار گرفت. در این ارتباط پس از کسر نیروهای ناشی از سختی محوری میراگر و نیروی اصطکاک اولیه، نیروی ویسکوز میراگر به دست می‌آید. در این مرحله با حل معادله ماکسول (معادله ۳) با سعی و خطا و هماهنگی مدل با نتایج به دست آمده از آزمایش، می‌توان پارامترهای مدل را تخمین زد. نتایج حاصل

لحظه‌ای میراگر قابل محاسبه بوده و ثابت میرایی ویسکوز آن معین خواهد شد.

در این پژوهش ابتدا با فرض استفاده از مدل کلین مطابق شکل (۱۳) که در آن یک فنر الاستیک به همراه یک میراگر ویسکوز خطی به‌طور موازی وجود دارد به برآورد پارامترهای این مدل رفتاری پرداخته شد. ثابت فنر الاستیک با استفاده از نتایج آزمایش قبلی برابر $K_D = 0.35 \text{ (kN/mm)}$ فرض شد ولی ملاحظه شد که میزان اصطکاک داخلی میراگر با افزایش سرعت بارگذاری متفاوت خواهد بود. نتایج به دست آمده برای ثابت میرایی C که حاصل تقسیم نیروی میراگر بدون اثر اصطکاک بر سرعت لحظه‌ای میراگر است نیز مبین تغییر در میزان ثابت میرایی بر حسب سرعت بارگذاری بود.

شکل (۱۳) مدل کلین خطی با اثر اصطکاک داخل

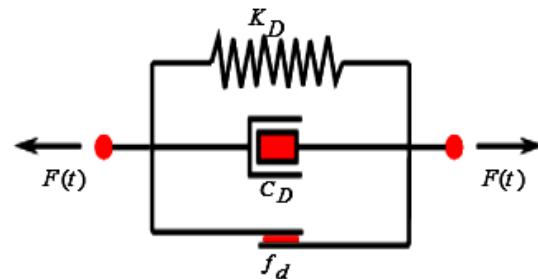


Fig. 13. Kelvin-linear model with the effect of internal friction

جدول (۲) نتایج مدل‌سازی با استفاده از مدل خطی کلین

f (HZ)	ω (rad/sec)	C_D (N . sec/ mm)	K_D (kN/mm)	f_d (kN)
0.1	0.628	2200	0.35	8.15
0.125	0.785	2000	0.35	9.51
0.167	1.047	1950	0.35	14
0.25	1.571	1900	0.35	17.4

Table.2. The Results of Modeling by Kelvin-Linear Model

نتایج به دست آمده از این آزمایش‌ها در جدول (۲) نشان داده شده‌است. منحنی نیرو - تغییر مکان و نیرو - سرعت به دست آمده برای این آزمایش در مقایسه با منحنی حاصل از مدل کلین در شکل (۱۴) آورده شده است.

جدول (۳) نتایج مدل سازی ماکسول

f (Hz)	ω (rad / sec)	C_D (N . sec/ mm)	K (N / mm)	f_d (kN)
0.1	0.628	2200	6000	8.158
0.125	0.785	2000	12000	9.518
0.167	1.047	1950	18000	14.04
0.25	1.571	1800	50000	17.14

Table.3. The Results of Modeling by Maxwell Model

از عدم هماهنگی مناسب منحنی آزمایشگاهی با منحنی به دست آمده از مدل ماکسول در شکل (۱۶) می توان دریافت که افزون بر نیروی به دست آمده از مدل ماکسول ($F(t)$) نیروی دیگری نیز وجود دارد که باعث افزایش ظرفیت نیروی میراگر شده است. بررسی ها نشان می دهد که این نیرو مرتبط با فشار روغن و در ارتباط مستقیم با تغییر مکان نسبی دو سر میراگر است. میزان این نیرو به طور متوسط ۴۵ تا ۵۰ کیلونیوتن برآورده شده است که در نمودار شکل (۱۷) برای فرکانس ۰/۱۲۵ هرتز نشان داده شده است.

این نیرو در عمل به سبب اصطکاک جداره ی خارجی بلوزهای فلزی با غلاف فولادی اطراف آنها اتفاق افتاده است. علت آنکه این نیرو با فشار روغن در ارتباط است، آن است که با افزایش فشار داخلی میراگر، عدم تقارن نسبی در ساخت نمونه سبب می شود تا محور بلوزها با محور غلاف زاویه پیدا کند و باعث ایجاد نیروی اصطکاک مابین غلاف و بلوز شود. این ویژگی در عمل به افزایش ظرفیت میراگر می - انجامد. ممکن است بتوان از این ویژگی در آینده برای طراحی نسل های بعدی این میراگر به شکل مؤثری سود برد.

شکل (۱۷) منحنی نیروی اصطکاک اولیه و ثانویه در فرکانس ۰/۱۲۵ هرتز

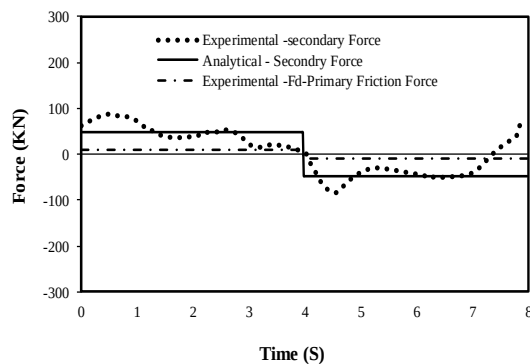


Fig. 17. Primary and Secondary Friction Force Curve in Frequency 0.125 Hz

از مدل سازی میراگر با مدل ماکسول (شکل ۱۵) در (جدول ۳) نشان داده شده است. نتایج به دست آمده از آزمایش برای نیرو- تغییر مکان در فرکانس تحریک ۰/۱۲۵ هرتز در مقایسه با مدل ماکسول در (شکل ۱۶) نشان داده شده است.

شکل (۱۵) مدل سازی ماکسول با اثر اصطکاک داخلی

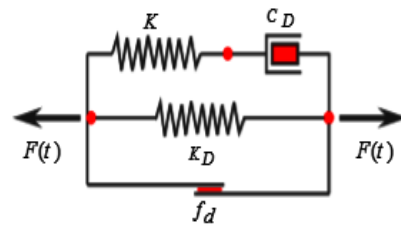
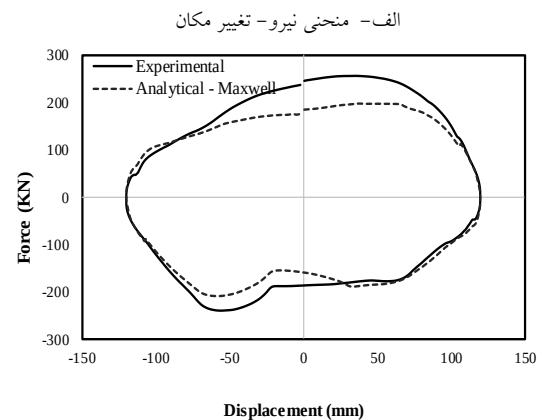
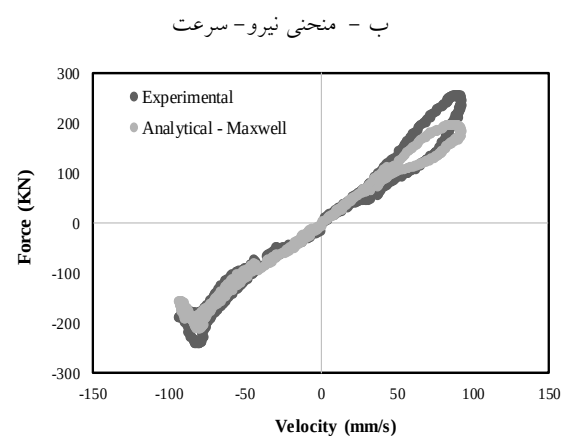


Fig. 15. Maxwell model with the effect of internal friction

شکل (۱۶) منحنی های رفتاری میراگر در فرکانس ۰/۱۲۵ هرتز با فرض مدل ماکسول



a. Force - Displacement curve - (Maxwell Model)



b. Force - Velocity curve - (Maxwell Model)

Fig. 16. Behavioral Curves for damper in frequency 0.125 Hz - Maxwell Model

۷- نتیجه گیری

در این پژوهش به ساخت و آزمایش میراگر ویسکوز انقباض محوری در ابعاد واقعی برای به کارگیری در سازه‌ها پرداخته شده است. نمونه ساخته شده در آزمایش به بیشینه نیروی ۳۱۰ کیلونیوتن در فرکانس ۰/۲۵ هرتز رسید و امکان ادامه بارگذاری تا حد طراحی شده ۵۰۰ کیلونیوتن میسر نشد. این میراگر در عمل دارای رفتاری غیرخطی است و امکان ایجاد رفتار غیرخطی مؤثرتری در آن نیز وجود دارد. از ویژگی‌های مهم این میراگر عدم نیاز آن به ساخت قطعات با دقت بالا و هزینه‌های زیاد است. همچنین از آنجایی که آب‌بندی مخازن این میراگر به وسیله جوش بین قطعات حاصل می‌شود، مسئله نشت روغن از آن وجود ندارد و این ویژگی به کاستن هزینه‌های عملیاتی آن خواهد انجامید. علاوه بر این میراگر ساخته شده به سبب دارا بودن اصطکاک داخلی، دارای عملکرد فیوز اصطکاکی نیز هست که برای جلوگیری از عملکرد میراگر در زمان وقوع تحریکات کم دامنه مؤثر خواهد بود. در این پژوهش همچنین به ارائه مدلی برای رفتار میراگر مذکور پرداخته شده است که نوع تغییر یافته‌ی مدل ماکسول است. در این مدل اثر اصطکاک داخلی میراگر نیز مدنظر قرار گرفته است. با تصحیحات انجام گرفته روی این مدل، توانایی آن در تخمین رفتار میراگر در فرکانس‌های بارگذاری انجام شده بهبود یافته است.

۸- تشکر و قدردانی

این پژوهش با کمک‌های مالی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله تحت پروژه‌ی پژوهشی شماره ۷۱۴۴ به انجام رسیده است. مؤلفین از همکاری شرکت ارتعاش صنعت آریا و آزمایشگاه سازه پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله در انجام این پژوهش کمال تشکر را دارند.

۹- مراجع

References

- [1] FEMA 445. *Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines* 2000, Federal Emergency Management Agency: Washington DC, USA.
- [2] ASCE/SEI *Seismic Rehabilitation Standards Committee* 2007, Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06). American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [3] Eurocode 8: *Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings.* European Standard EN 1998-1:2004, Comite European De Normalisation : Brussels, Belgium, 2004.
- [4] Soong T.T. & Dargush G.F. 1997 *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. Wiley, New York.
- [5] Lavan O. & Dargush G.F. 2009 Multi-objective evolutionary seismic design with passive energy dissipation systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(6), 758-790.
- [6] Fouroughikia B. 2007 *Recommend, Build and Test a Viscous Damper Controllable with Modern Features*. Master's thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology. (In Persian)
- [7] Pezeshki H. 2010 *Experimental Studies on a Controllable Nonlinear Viscous Dashpot for Near-field Application in Base Isolated Buildings*. Master's thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology. (In Persian)
- [8] Taylor D. P. & Constantinou M. C. 1998 Fluid dampers for applications of seismic energy dissipation and seismic isolation. Taylor Devices, Incorporated.
- [9] Dong B., Sause R. & Ricles J. M. 2016 Seismic response and performance of a steel MRF building with nonlinear viscous dampers under DBE and MCE. *Journal of Structural Engineering*, 142(6), 04016023.
- [10] Whittaker A. S. & Constantinou M. C. 2004 Chapter 12, *Seismic Energy Dissipation Systems for Buildings*. Borzognia and Bertero (eds), CRC Press LLC.
- [11] Mousavi Sh. 2014 *Investigation On The Behavior of a New Contractable Viscous Dashpot In Mass Isolation Building(Experimental Studies)*. Master's thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology. (In Persian)

Constitutive Model for Contractible Viscous Dashpots

Sh. Mousavi^{1*}, M. Ziyaeifar^{2*}

1- M.Sc., Earthquake Engineering, Structural Research Center of International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES)

2- Assoc. Prof., Structural Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES)

^{} S.mousavi @iiees.ac.ir, *^{*} Mansour@iiees.ac.ir

Abstract:

New techniques in seismic design of structural systems are based on flexibility and energy dissipation approach. In this approach, the role of energy dissipaters is quite important. The behaviors of these devices and the way they dissipate energy have always been a concern for many researchers to improve the efficiency of these important parts of the structural systems. There has been a large number of investigations on behavioral aspects of energy dissipating devices capable of using in seismic design of structural systems. The concept of adding dissipating supplemental devices to a structure assumes that much of the energy imposed to the structure from a transient will be absorbed, not by the structure itself, but rather by supplemental damping elements. Among them, viscous devices have received considerable attention. The behavior of these energy dissipaters are dependent, not only on the relative velocity, but also on a large number of other parameters including relative displacement, compressibility of fluid, internal friction etc. The behavior of viscous devices are also dependent on the frequency of excitation and their thermal conditions. Determination of mechanical characteristics of these devices is usually based on experimental studies including cyclic tests in different amplitudes and frequencies.

In this study, a new type of viscous dashpot in which the main body of the device has been made of contractible steel bellows (developed in IIEES) is chosen for experimental studies. The viscous device has the capacity of 500 kN and axial deformability of $\pm 150\text{mm}$. The tests have been carried out using an actuator capable of providing axial forces up to 300 kN in cyclic tests with displacement range of $\pm 120\text{mm}$. Axial forces on dashpot and resulted deformations on the device during experiments have been used to find the relationships between applied forces and induced relative displacement and velocity on the device. According to the results, the dashpot shows a dominant viscous behavior. It also represents a small frictional behavior in order of 10 kN (on average). The device also shows a frictional feature that is proportional to its internal fluid pressure. This feature is due to a small asymmetry in manufacturing some parts of the device, but it can be used later to improve the behavior of contractible dashpots. To be able to develop a model for this device, the test results are used in the form of cyclic behavior and time series. The time series results show the fact that there is not a linear proportionality between forces and velocity experienced by the dashpot in all the range of excitation frequencies. In addition, according to the test results, damping constants for this device is also dependent on the excitation frequency. Different types of behavioral models have been examined for the device. The proper model is proposed based on the three element type Maxwell model. The model can be further improved to represent the pressure dependent frictional forces in this dashpot.

Keywords: Energy Dissipaters, Experimental Studies, Contractible Dashpots, Frictional Behavior, Viscous Behavior

اثر مؤلفه قائم زلزله روی تقاضای لرزه‌ای قاب‌های بتنی میان مرتبه

رضا وهدانی^۱، مختار انصاری^{۲*}، مسعود انصاری^۳

۱- استادیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲- استادیار دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه بزرگمهر قائنات

۳- کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

*Ansari@buqaen.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۴/۰۷/۲۰

تاریخ پذیرش: ۹۵/۳/۱۹

چکیده- با توجه به خسارت‌های سازه‌ای به وجود آمده در زمین لرزه‌های نزدیک گسل اخیر که به مؤلفه‌ی قائم زمین لرزه نسبت داده می‌شود و بروز آسیب‌های متعدد در ستون‌های بتنی که باعث تخریب پیشرونده نیز می‌شود، علاقه‌مندی برای بررسی اثر مؤلفه‌ی قائم در پاسخ‌های لرزه‌ای افزایش یافته است. در این پژوهش، قاب‌های بتنی میان‌مرتبه طراحی شده با ضوابط لرزه‌ای، تحت تحریک هم‌زمان مؤلفه قائم و افقی زلزله و تحریک مؤلفه افقی زلزله به تنهایی قرار گرفت. برای تحلیل تاریخیچه زمانی از دو گروه شتاب نگاشت‌های نزدیک و دور از گسل، استفاده شد. پاسخ‌های سازه‌ای نیروی محوری کششی، فشاری و نوسان نیروی محوری ستون‌ها، نسبت نیاز به ظرفیت برشی ستون‌ها و لنگر بیشینه‌ی وسط دهانه‌ی تیر، در دو حالت با و بدون تحریک مؤلفه‌ی قائم، مقایسه شد و اثر حضور مؤلفه‌ی قائم، برای شتاب نگاشت‌های دور و نزدیک گسل، برای دهانه‌ی کناری و میانی، قاب‌های بتنی به صورت مجزا به دست آمد. نتایج نشان می‌دهد که نیروی کششی و بروز کشش در ستون‌های کناری بحرانی‌تر از ستون‌های میانی، خواهد بود. حضور مؤلفه‌ی قائم باعث کاهش نیروی فشاری کمینه و حرکت به سمت کشش می‌شود که این مقدار در بحرانی‌ترین حالت، به صورت میانگین بین شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل به ۸۴٪ کاهش می‌رسد. حضور مؤلفه‌ی قائم باعث افزایش نیاز به ظرفیت برشی می‌شود و در بیشترین حالت به ۳۱٪ افزایش نسبت نیاز به ظرفیت برشی منجر می‌شود.

واژگان کلیدی: مؤلفه‌ی قائم زمین لرزه، نیروی محوری ستون، نسبت نیاز به ظرفیت برشی، حوزه‌ی نزدیک گسل.

۱- مقدمه

سازه‌ها بیشتر در مواجهه با زمین لرزه‌ها در سه جهت تحریک می‌شوند. در چند دهه‌ی اخیر تحریک‌های افقی زمین لرزه‌ها به طور گسترده بررسی شده و در شیوه‌های طراحی مورد بحث و بررسی قرار گرفته‌اند، اما مؤلفه‌ی قائم بیشتر در طراحی نادیده گرفته شده است [1-3] یا فقط در اعضای خاصی بنا به توصیه‌ی برخی آیین‌نامه‌ها مانند EC-8 و FEMA 356، در طراحی در نظر گرفته شده‌اند و در موارد در نظر گرفته شده هم با استفاده از طیفی که از مقیاس کردن طیف افقی به دست آمده است، طراحی انجام شده است که

این موضوع می‌تواند غیر واقع گرایانه باشد و منجر به پاسخ‌های ناصحیح به دلیل عدم توجه به ویژگی‌های خاص تحریک قائم و خواص سازه در جهت قائم، شود. همچنین مؤلفه‌ی قائم زمین لرزه از دیدگاه تحلیل خطر کمتر بررسی شده است [4-7].

در این پژوهش به بررسی اثر حضور تحریک قائم زمین لرزه در تحلیل لرزه‌ای قاب خمشی بتنی، در دو بخش مجزای رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل و تفاوت‌های آن‌ها با هم پرداخته می‌شود. انواع پاسخ‌ها و پارامترهای لرزه‌ای، و حساسیت و همبستگی آنها بر حضور

تحریک قائم در تحلیل، شده است.

۲- تاریخچه پژوهش‌ها

در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک به لحاظ فاصله کوتاه بین محل شکست (منبع تولید موج) و محل دریافت آن، فرصتی برای میرا شدن فرکانس‌های بالا نبوده، از همین رو تاریخچه زمانی شتاب آن‌ها محتوای فرکانسی بالایی دارند، همچنین بررسی‌ها نشان داده است که در حوزه‌ی نزدیک گسل شتاب نگاشت‌ها دارای مؤلفه‌ی قائم شدیدتری نسبت به حوزه‌ی دور از گسل خواهند بود [8-9]. به صورت معمول مؤلفه‌ی قائم محتوای انرژی کمتری نسبت به مؤلفه‌ی افقی دارد، اما مؤلفه‌ی قائم تمایل دارد که محتوای انرژی خود را در یک دامنه‌ی فرکانسی باریک آزاد کند که این موضوع سبب آسیب رسیدن به سازه‌هایی که زمان تناوب قائمشان در این دامنه قرار می‌گیرد، می‌شود. میرایی کمتر سازه‌ها در جهت قائم هم در این موضوع نقشی خواهد داشت. پس از مشخص شدن آثار مخرب مؤلفه‌ی قائم، پژوهش‌های مختلفی حول این موضوع انجام گرفت، ارائه‌ی طیف قائم با استفاده طیف افقی، ارائه‌ی طیف قائم مستقل، بررسی آثار مؤلفه‌ی قائم در رفتار غیرخطی سازه‌ها، بررسی اثر مؤلفه‌ی قائم در نیروهای محوری و بروز کشش در ستون، بررسی اثر بروز کشش و کاهش سختی در پاسخ‌های سازه، از جمله‌ی این پژوهش‌ها بود که نمود آیین‌نامه‌ای پیدا نکرد [10-12].

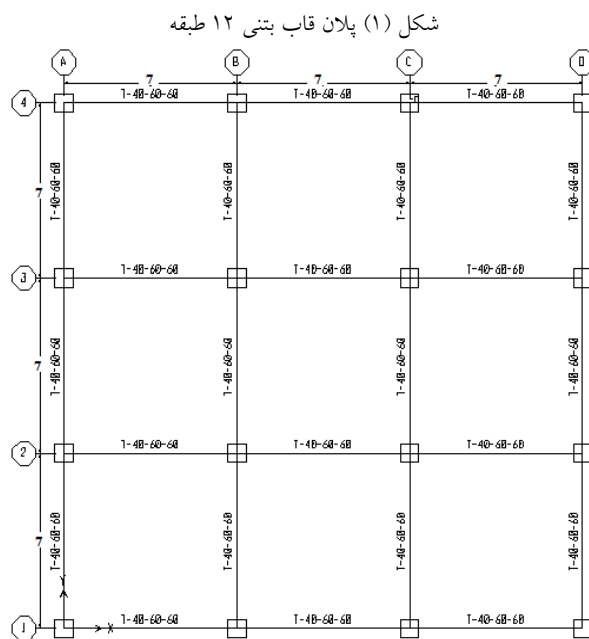


Fig. 1. Plan of 12 story concrete frame structure

تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت تحریک ۹ شتاب نگاشت نزدیک گسل و ۹ شتاب نگاشت دور از گسل انجام شده است. در شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل از دو مؤلفه قائم و مؤلفه افقی عمود بر گسل و در شتاب نگاشت‌های دور از گسل از دو مؤلفه ی قائم و مؤلفه افقی بزرگتر، استفاده شده است، هر یک از شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل با یکی از شتاب نگاشت‌های دور از گسل متناظر است و از یک زمین لرزه‌ی واحد در دو فاصله متفاوت برداشت شده است. شتاب نگاشت‌ها برای استفاده در تحلیل به صورتی مقیاس شده‌اند که دارای شتاب بیشینه‌ی افقی یکسان و برابر 0.35g باشند و نسبت شتاب بیشینه‌ی قائم به افقی، قبل و بعد از مقیاس سازی

۳- مشخصات قاب‌های بتنی و رکوردهای استفاده شده در تحلیل تاریخچه زمانی

در این مقاله قاب خمشی بتنی ۱۲ طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و دارای سه دهانه‌ی ۷ متری در تحلیل‌ها استفاده شده است، این مدل یک ساختمان مسکونی سه بعدی واقعی و متقارن و یکسان در دو جهت افقی است، سازه طراحی لرزه‌ای شده است و ویژگی‌های مقاطع و فولاد گذاری در شکل (۱) مشاهده می‌شود. مدل بر اساس آیین‌نامه ACI 318-05 برای شتاب مبنای طرح 0.35g با شکل‌پذیری متوسط در منطقه با

یکسان باشد.

مشخصات شتاب نگاشت‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول (۱) مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل

Far Fault Records						
Rec Num	Earthquake Name	Year	Mn	Closest Distance (km)	H ₁ Scaled pga(g)	V Scaled pga(g)
f ₁	Morgan Hill	1984	6.19	31.88	0.35	0.14
f ₂	Loma Prieta	1989	6.93	41.03	0.35	0.15
f ₃	Loma Prieta	1989	6.93	44.11	0.35	0.13
f ₄	Northridge-01 1994-01-17 12:31	1994	6.69	57.51	0.35	0.28
f ₅	Northridge-01 1994-01-17 12:31	1994	6.69	53.94	0.35	0.19
f ₆	Northridge-01 1994-01-17 12:32	1994	6.69	59.62	0.35	0.09
f ₇	Chi-Chi, Taiwan 1999- 09-20	1999	7.62	28.17	0.35	0.22
f ₈	Chi-Chi, Taiwan 1999- 09-20	1999	7.62	44.76	0.35	0.09
f ₉	Chi-Chi, Taiwan 1999- 09-20	1999	7.62	41.67	0.35	0.17
Mean				44.74	0.35	0.16
Near Fault Records						
Rec Num	Earthquake Name	Year	Mn	Closest Distance (km)	S _N Scaled pga(g)	V Scaled pga(g)
n ₁	Morgan Hill	1984	6.19	0.53	0.35	0.17
n ₂	Loma Prieta	1989	6.93	9.96	0.35	0.23
n ₃	Loma Prieta	1989	6.93	3.88	0.35	0.32
n ₄	Northridge-01	1994	6.69	5.43	0.35	0.56
n ₅	Northridge-01	1994	6.69	5.43	0.35	0.56
n ₆	Northridge-01	1994	6.69	5.19	0.35	0.16
n ₇	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.62	3.14	0.35	0.16
n ₈	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.62	2.76	0.35	0.31
n ₉	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.62	9.35	0.35	0.38
Mean				5.07	0.35	0.32

Table 1. Far fault and near fault record properties

۴- مدلسازی قاب‌های بتنی با روش فایبر

برنامه اجزا محدود ZeusNL قادر است پاسخ تغییر شکل‌های بزرگ قاب‌های سه‌بعدی را تحت بارهای دینامیکی و استاتیکی، با احتساب آثار غیرخطی هندسی و رفتار غیر ارتجاعی مصالح، پیش‌بینی کند [14]. گسترش رفتار غیرارتجاعی در طول اعضا و در عرض مقطع اعضا، با استفاده از تفکیک طول اعضا به چند قسمت و تقسیم سطح مقطع عضو به تعداد زیادی شبکه‌های کوچک بر اساس روش فایبر، به صورت واضح مدل می‌شود که تخمین دقیق توزیع خسارت را فراهم می‌آورد. در مدلسازی قاب‌های بتنی از روش پلاستیسیت گسترده که دارای خاصیت توزیع رفتار غیرخطی در طول المان است، برای مدلسازی استفاده می‌شود. المانهای استفاده شده برای مدلسازی، المانهای تیر-ستون غیرخطی مبتنی بر جابه‌جایی هستند. مدل‌های با خاصیت غیرخطی توزیع شده، رفتار غیرارتجاعی اعضای بتن مسلح را با دقت بهتری توصیف می‌کنند [15-19]. در مقایسه با روش پلاستیسیت متمرکز، در روش پلاستیسیت گسترده، ویژگی غیرخطی مصالح در هر مقطعی از المان ممکن است رخ دهد و رفتار عضو از انتگرال‌گیری وزنی پاسخ مقطع بدست می‌آید. در عمل، از آنجا که انتگرال‌های المان به صورت عددی محاسبه می‌شود، تنها رفتار برخی از مقاطع در نقاط انتگرال‌گیری، بررسی می‌شود. تغییر شکل‌ها و نیروهای المان که مجهولات اولیه مدل است، از طریق توابع درونیابی مناسب به ترتیب از روی جابه‌جایی‌ها و نیروهای المان در مختصات کلی به دست می‌آیند. در این پژوهش از روش پلاستیسیت گسترده و المانهای تیر-ستون غیرخطی مبتنی بر جابه‌جایی با روش انتگرال‌گیری گوس-لژاندر برای مدلسازی رفتار غیرخطی اعضای بتنی استفاده می‌شود [20-23].

شکل (۲) به صورت شماتیک طریقه مدلسازی قاب بتنی با روش فایبر مبتنی بر جابه‌جایی را نشان می‌دهد.

۵- بحث و بررسی نتایج

تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت شتاب

شکل (۴) نیروی محوری بیشینه ی فشاری تحت اثر شتاب نگاشت های دور از گسل

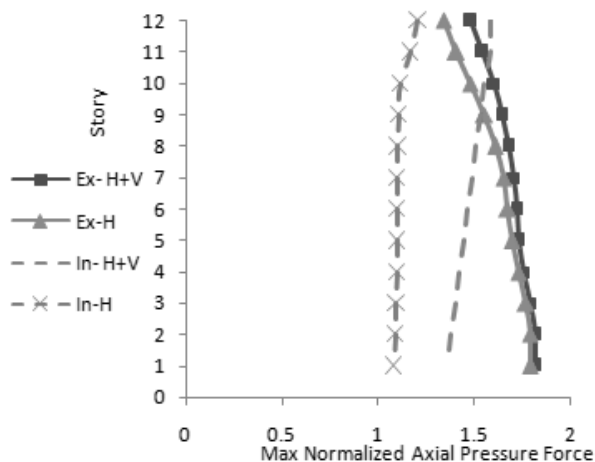


Fig. 4. Column's normalized max axial pressure force, caused by far fault records

۵-۱- بررسی تقاضای نیروی محوری بیشینه فشاری ستون

شکل‌های (۳ و ۴) نیروی محوری بیشینه ی بدون بعد بر اساس نیروی محوری ثقلی، برای ستون‌های طبقات مختلف کناری و میانی، به ترتیب برای شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل و دور از گسل ارائه می‌کند. با توجه به شکل‌های (۳ و ۴) مشخص است که در همه موارد حضور مؤلفه ی قائم باعث افزایش نیروی فشاری ستون می‌شود که مقدار افزایش برای ستون‌های میانی و طبقات بالاتر، شدیدتر است. همچنین مقادیر افزایش برای شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل بزرگتر است.

۵-۲- بررسی تقاضای نیروی محوری کمینه فشاری ستون

شکل‌های (۵ و ۶) مقدار نیروی محوری بیشینه ی کششی بدون بعد بر اساس نیروی محوری ثقلی، را برای ستون‌های مختلف کناری و میانی به ترتیب برای زمین لرزه‌های نزدیک و دور از گسل نمایش می‌دهد. با توجه به شکل‌ها مشخص است که از نظر مقادیر مطلق، کشش برای ستون‌های کناری محتمل‌تر است اما در کاهش نیروی محوری و حرکت به سمت کشش، تحت تأثیر مؤلفه ی قائم، مانند نتایج نیروی فشاری، ستون‌های میانی و طبقات بالاتر و حوزه ی نزدیک گسل، اندازه‌های بزرگتری دارند.

نگاشت‌های مختلف در دو حالت تحریک با و بدون مؤلفه ی قائم انجام شده است و پاسخ‌های نیروی محوری بیشینه ی فشاری، بیشینه ی کششی (کمینه ی فشاری)، نوسان نیروی محوری، لنگر بیشینه ی وسط دهانه ی تیر و نسبت نیاز به ظرفیت برشی ستون برداشت و تغییرات آنها در اثر حضور مؤلفه ی قائم زمین لرزه بررسی شده است.

شکل (۲) مدلسازی قاب بتنی با روش فایبر در نرم افزار Zeus-NL

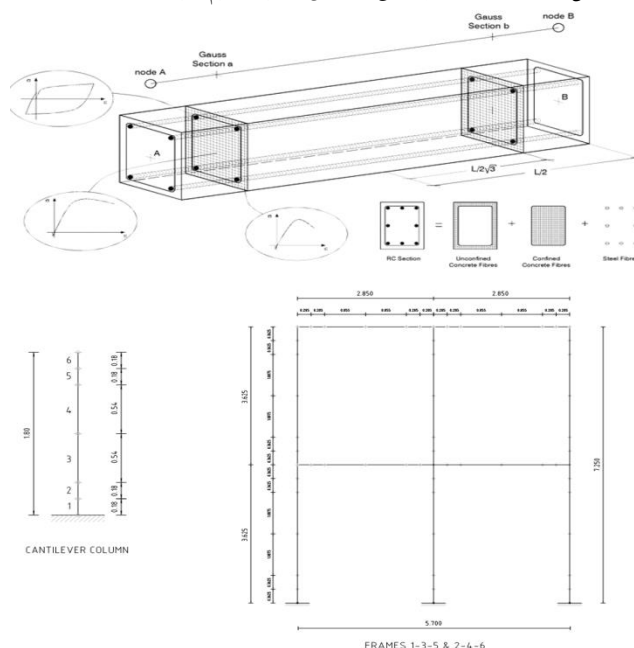


Fig. 2. Fibre modeling of the concrete frame element in the analytical model in Zeus-NL

شکل (۳) نیروی محوری بیشینه ی فشاری، تحت اثر شتاب نگاشت های نزدیک گسل

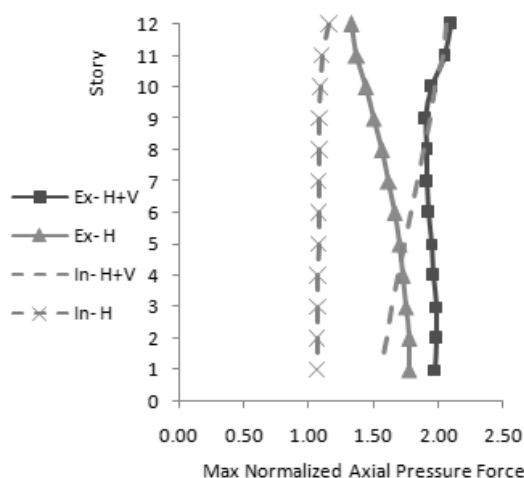


Fig. 3. Column's normalized max axial pressure force, caused by near fault records

شکل (۵) نیروی محوری کمینه ی فشاری تحت اثر شتاب نگاشت های

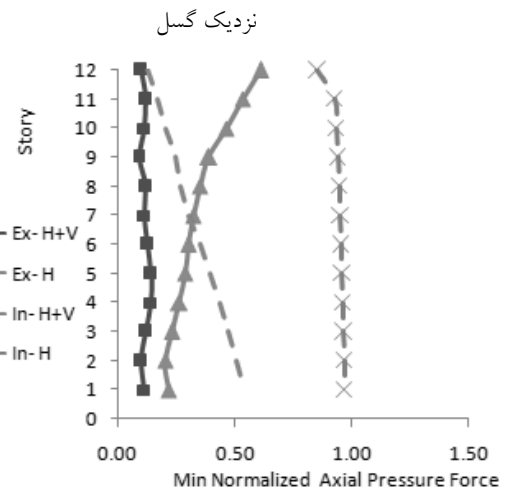


Fig. 5. Column's normalized min axial pressure force, caused by near fault records

شکل (۶) نیروی محوری کمینه ی فشاری تحت اثر شتاب نگاشت های

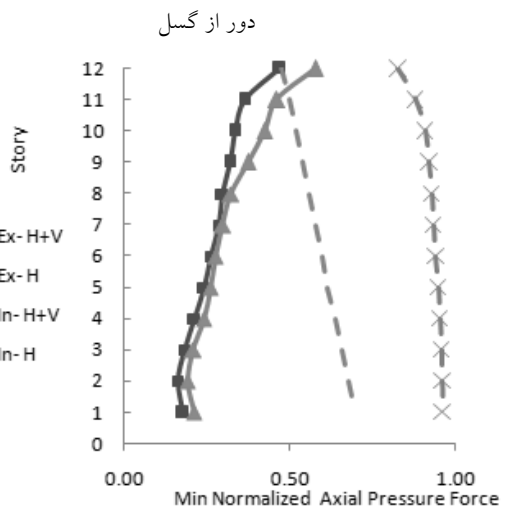


Fig. 6. Column's normalized min axial pressure force, caused by far fault records

شکل (۷) نوسانات نیروی محوری تحت اثر شتاب نگاشت های نزدیک

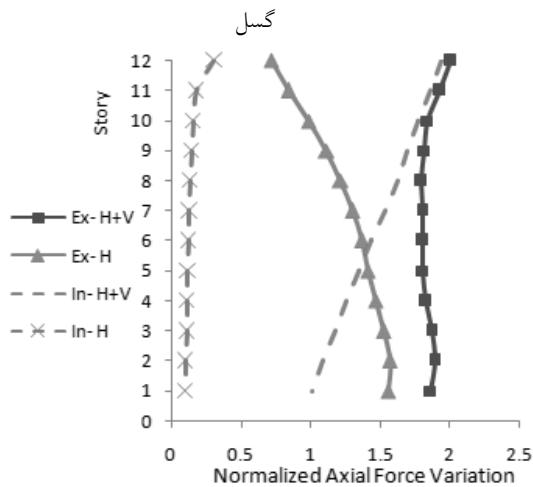


Fig. 7. Column's normalized axial force variation, caused by near fault records

شکل (۸) نوسانات نیروی محوری تحت اثر شتاب نگاشت های دور از

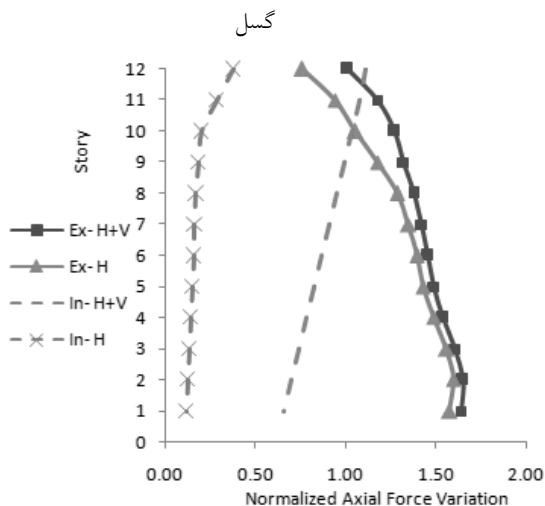


Fig. 8. Column's normalized axial force variation, caused by far fault records

۴-۵- بررسی افزایش تقاضای ممان وسط تیر

شکل (۹) مقدار افزایش لنگر بیشینه ی بدون بعد نسبت به لنگر بار ثقلی، در وسط دهانه ی تیر را برای تیرهای طبقات مختلف دهانه ی کناری و میانی، برای شتاب نگاشت های نزدیک و دور از گسل نمایش می دهد. نتایج قبل در این قسمت نیز تصدیق می شود و برای ستون های میانی و طبقات بالاتر و حوزه ی نزدیک گسل، مقادیر بزرگتری از افزایش پاسخ ارائه شده است.

۵-۳- بررسی نوسان تقاضای نیروی محوری

شکل های (۷ و ۸) مقدار نوسان نیروی محوری بدون بعد بر اساس نیروی محوری ثقلی را، برای ستون های کناری و میانی طبقات مختلف، به ترتیب برای زمین لرزه های نزدیک گسل و دور از گسل نمایش می دهد. نتایج مانند نتایج قبل افزایش بیشتر نوسان در ستون های میانی، طبقات بالاتر و حوزه ی نزدیک گسل را نشان می دهد.

با توجه به روابط فوق و خروجی‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی نسبت بیشترین نیروی برشی به کمترین ظرفیت برشی در ستون‌های مختلف، در دو حالت تحریک با و بدون مؤلفه‌ی قائم، به دست می‌آید و اثر مؤلفه‌ی قائم در تغییرات نسبت نیاز به ظرفیت برشی، مشخص می‌شود. شکل‌های (۱۰ و ۱۱) نسبت نیاز به ظرفیت برشی را برای ستون‌های کناری و میانی به ترتیب برای زمین لرزه‌های نزدیک و دور از گسل نمایش می‌دهد.

شکل (۱۰) نسبت نیاز به ظرفیت برشی، برای شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل

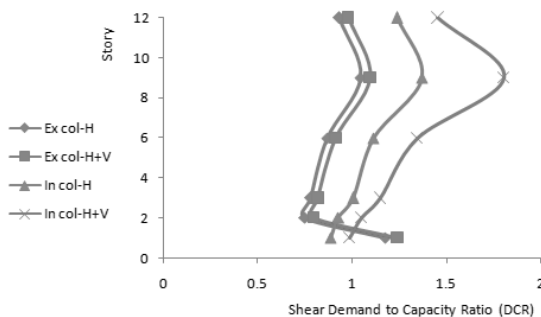


Fig. 10. Column's shear DCR, caused by near fault records

شکل (۱۱) نسبت نیاز به ظرفیت برشی، برای شتاب نگاشت‌های دور از گسل

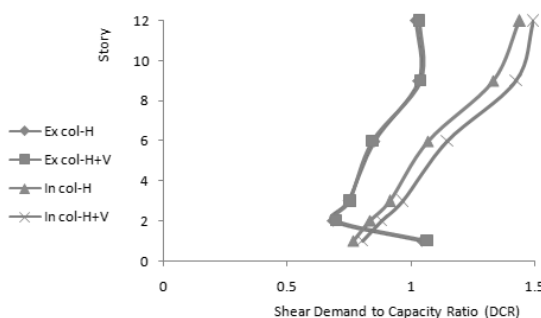


Fig. 11. Column's shear DCR, caused by far fault records

۶- نتیجه‌گیری

اضافه شدن مؤلفه‌ی قائم به تحریک، مقادیر شدیدتری از نیروی فشاری را ایجاد می‌کند، که این تأثیر برای زمین لرزه‌های نزدیک گسل نسبت به زمین لرزه‌های دور از گسل، بیشتر خواهد بود.

در طبقات بالاتر، درصد اختلاف نیروی محوری فشاری بیشینه در دو حالت تحریک، که نماینده‌ی اثر مؤلفه‌ی قائم

شکل (۹) درصد افزایش لنگر وسط دهانه‌ی تیر

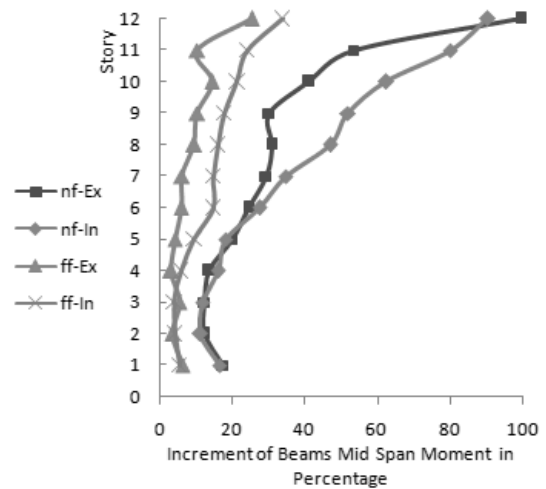


Fig. 9. Increment of beam's mid span moment in percentage

۵-۵- بررسی نسبت تقاضا به ظرفیت برشی ستون‌های بتنی
نسبت نیاز به ظرفیت برشی (DCR برش) نیز برای ستون‌های کناری و میانی طبقات مختلف بررسی می‌شود. با توجه به نوسان نیروی محوری تحت تأثیر تحریک قائم و با توجه به وابستگی تنش برشی مجاز بتن به تنش قائم آن، ظرفیت برشی ستون‌ها تحت تحریک قائم دچار تغییر خواهد شد. ظرفیت برشی ستون از مجموع ظرفیت برشی بتن و خاموت به دست می‌آید که با توجه به ابعاد بزرگ مقاطع ناشی از سیستم باربر جانبی قاب خمشی، در طراحی ظرفیت برشی بتن بیش از مقدار برش طراحی بوده و خاموت حداقل در مقطع وجود دارد. تنش برشی مجاز بتن از روابط (۱ و ۲) به ترتیب برای حالت نیروی محوری فشاری و کششی به دست می‌آید. و رابطه‌ی (۳) ظرفیت برشی خاموت حداقل را نشان می‌دهد.

$$V_c = (1 + \frac{N_u}{14A_g}) (\frac{\sqrt{f'_c}}{6}) b_w d \quad (1)$$

$$V_c = (1 + \frac{0.3N_u}{A_g}) (\frac{\sqrt{f'_c}}{6}) b_w d \geq 0 \quad (2)$$

$$V_s)_{\min} = (\frac{A_v}{S})_{\min} f_{yt} d = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3)$$

که در آن نیروی محوری کششی به صورت منفی و نیروی فشاری به صورت مثبت وارد می‌شود و همه‌ی ابعاد برحسب N و mm و MPa است.

است، بیشتر می‌شود.

اضافه شدن مؤلفه‌ی قائم به تحریک، کاهش مقادیر نیروی فشاری و حرکت به سمت کشش را ایجاد می‌کند، که این تأثیر برای زمین لرزه‌های نزدیک گسل نسبت به زمین لرزه‌های دور از گسل و در طبقات بالاتر بیشتر است.

نیروی محوری کمینه‌ی فشاری مطلق و بدون بعد، برای ستون کناری نسبت به ستون میانی کمتر است و ستون‌های کناری بیشتر در معرض کشش است که بخشی به علت حرکات رفت و برگشتی جانبی و بخشی به علت اثر مؤلفه‌ی قائم است. در ستون‌های میانی به علت نزدیکی به مرکز و کاهش اثر حرکات جانبی در بروز کشش، ایجاد کشش فقط در اثر مؤلفه‌ی قائم است، بنابراین در ستون‌های طبقات بالاتر، بروز کشش محتمل‌تر است.

در ستون‌های کناری، اثر مؤلفه‌ی قائم در بروز کشش در طبقات بالا و اثر مؤلفه‌ی افقی در بروز کشش در طبقات پایین بیشتر است، با ترکیب این دو حالت، اثر مؤلفه‌ی افقی غالب است و کشش در ستون‌های پایین‌تر اتفاق می‌افتد؛ همچنین در ستون‌های کنار در حالت تحریک افقی و در حوزه‌ی دور از گسل نیز کشش رخ می‌دهد و پیامدهای ناشی از کشش مانند کاهش ظرفیت برشی وجود خواهد داشت که بیانگر اهمیت موضوع حتی در عدم حضور مؤلفه‌ی قائم است.

با کاهش ضریب نیروی محوری، نیروی محوری فشاری کمینه، کمتر و به ناحیه‌ی کشش نزدیک‌تر می‌شود و این اثر در ستون کناری شدیدتر است. همچنین تعداد بروز کشش به وسیله‌ی شتاب نگاشت‌های مختلف، در ضرایب بار ثقلی کوچک، بیشتر است و پیش بارگذاری ثقلی کمتر برای بروز کشش بحرانی‌تر است. حالت ایجاد کشش برای ستون‌های کناری، نسبت به ستون‌های میانی محتمل است، همچنین ایجاد کشش برای ستون‌های میانی در طبقات بالا و برای ستون‌های کناری در طبقات پایین، محتمل است. همچنین استنباط می‌شود که وقوع کشش در ستون‌های طبقات پایین، بیشتر منسوب به تحریک افقی و کشش رخ داده در طبقات بالا منسوب به تحریک قائم است.

اضافه شدن مؤلفه‌ی قائم به تحریک، افزایش نوسان نیروی محوری را ایجاد می‌کند، که این تأثیر برای زمین لرزه‌های نزدیک گسل نسبت به زمین لرزه‌های دور از گسل بیشتر خواهد بود. مقدار نوسانات نیروی محوری ستون کناری در دو حالت تحریک با و بدون مؤلفه‌ی قائم، به ویژه در طبقات پایین، نزدیک به هم هستند که به علت اثر مؤلفه‌ی افقی است، اما در طبقات بالاتر اثر مؤلفه‌ی افقی در نوسانات نیروی محوری کم می‌شود و اثر مؤلفه‌ی قائم نمایان می‌شود. اما در ستون‌های میانی در حالت تحریک افقی نوسانات نیروی محوری بسیار اندک و تحت تحریک توأم قائم و افقی به صورت یکسانی در همه‌ی طبقات افزایش پیدا می‌کند.

با افزایش ضریب بار ثقلی، نیروی فشاری بیشینه ستون‌ها افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش ضریب بار ثقلی، تغییرات نیروی محوری بیشتر می‌شود.

با توجه به منحنی ظرفیت اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی ستون، با افزایش ضریب بار ثقلی، مقادیر نیروی کششی بیشینه به تدریج از ناحیه کشش خارج شده و مقادیر تقاضا به سمت منطقه‌ی امن منحنی ظرفیت حرکت می‌کنند.

نسبت‌های نیاز به ظرفیت برشی برای ستون‌های کناری تحت تحریک هم زمان افقی و قائم و تحریک افقی، مقادیری نزدیک به هم با افزایش اندکی در حالت تحریک توأم قائم و افقی، ارائه خواهند داد، این مقادیر حتی در زمین لرزه‌های نزدیک و دور از گسل هم نزدیک به هم و کمتر یا نزدیک به یک است. اما در ستون‌های میانی مقادیر DCR به طور کلی بزرگتر از مقادیر متناظر در ستون‌های کناری است به جز مورد ستون کناری طبقه اول که مقادیر DCR بزرگ ناشی از نیروی برشی بزرگ به وجود آمده در تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی، دارد. همچنین مقادیر DCR در اثر تحریکات شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل به صورت کلی بزرگتر از مقادیر متناظر دور از گسل هستند. حضور مؤلفه‌ی قائم در همه‌ی موارد باعث بزرگتر شدن نسبت DCR می‌شود. درصد افزایش نسبت DCR برای ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های کناری و برای شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل نسبت به نگاشت‌های دور از گسل،

[9] Somerville; P; "The characteristics and Quantification of near fault ground motions" ;Proc., FHWA/NCEER Workshop on the National Representation of Seismic Ground Motion for New and Existing Highway Facilities; Tech. Rep. No. NCEER-97-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State Univ. of New York at Buffalo, N.Y, 1997, 205-252.

[10] Di Sarno; L; Elnashai; A.S; Manfredi; G; " Assessment of RC columns subjected to horizontal and vertical ground motions recorded during the 2009 L'Aquila (Italy) earthquake"; Engineering Structures; 33(2), 2011, 1514-1535.

[11] Newmark; N. M; Blume; J. A; Kapur; K. K; "Seismic design spectra for nuclear power plants"; J. Power Div; 99(2), 1973, 287-303.

[12] Collier; C. J; Elnashai; A. S; "A PROCEDURE FOR COMBINING VERTICAL AND HORIZONTAL SEISMIC ACTION EFFECTS"; Journal of Earthquake Engineering; 5(4), 2001, 521-539.

[13] American Concrete Institute; ACI; "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)", 2005.

[14] Elnashai; A.S; Papanikolaou; V; Lee; D; "ZeusNL—a system for inelastic analysis of structures"; Mid-America Earthquake Center; University of Illinois at Urbana-Champaign. [CD-Release 04-01], 2004.

[15] Filippou; F.C; Issa; A; "Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals"; EERC report 88-12. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, 1988.

[16] Taucer; F.F; Spacone; E; and Filippou; F.C; "A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response of Reinforced Structures"; Report number UCB/EERC-91/17, Earthquake Engineering Research Center, 1991.

[17] Filippou; F.C; D'Ambrisi; A; and Issa; A; "Nonlinear static and dynamic analysis of reinforced concrete subassemblages"; Report No. UCB/EERC-92/08, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, 1992.

[18] Kwak; H.G; Filippou; F.C; "Nonlinear FE Analysis of R/C Structures under Monotonic loads"; Journal of Computers & Structures; 65(1), 1997, 1-16.

[19] Spacone; E; Filippou; F.C; and Taucer; F.F; "Fibre Beam-Column Model for Non-linear Analysis of R/C frames: part I. formulation"; Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 25, 1996, 711-725.

[20] Beery; P.M; Eberhand; O.M; "Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Column"; PEER-2007/07, Pacific Earthq. Engrg. Res. Center; Univ. of California at Berkeley, California, 2007.

[21] Hachem; M.M; Mahin; S.A; and Moehle; J.P; "Performance of Circular Reinforced Concrete Bridge Columns Under Bidirectional Earthquake Loading"; PEER-2003/06, Pacific Earthquake Engineering Research Center; Univ. of California at Berkeley, California, 2003.

[22] Ranf; T.R; Eberhand; M; "Model Selection for Performance-Based Earthquake Engineering of Bridges"; Ph.D thesis; University of Washington, 2007.

بسیار بزرگ‌تر است و در بیشترین حالت برای ستون میانی طبقه نهم و زمین لرزه‌های نزدیک گسل ۳۵٪ افزایش نسبت نیاز به ظرفیت برشی به وجود خواهد آمد.

حضور مؤلفه‌ی قائم باعث افزایش لنگر خمشی و نوسان لنگر خمشی وسط دهانه‌ی تیرها خواهد شد، که مقدار افزایش‌ها برای تیرهای دهانه‌ی میانی و برای شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل بیشتر خواهد بود و در بیشترین حالت ۱۰۰٪ افزایش لنگر در وسط دهانه‌ی تیر خواهیم داشت. افزایش طول دهانه باعث افزایش لنگر خمشی بیشینه و بیشترین نوسان لنگر خمشی می‌شود، اما میزان افزایش برای تیرهای دهانه‌های میانی و شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل بیشتر است و با افزایش طول دهانه‌ی تیر، به صورت تصاعدی با شیب رو به افزایش، رشد می‌کند.

References

۷- مراجع

[1] Elnashai; A. S; Papazoglou; A. J; "Vertical earthquake ground motion - Evidence, effects and simplified analysis procedures"; Research Report ESEE-95/6; Imperial College, December, 1995.

[2] Elnashai; A. S; Papazoglou; A. J; "PROCEDURE AND SPECTRA FOR ANALYSIS OF RC STRUCTURES SUBJECTED TO STRONG VERTICAL EARTHQUAKE LOADS"; Journal of Earthquake Engineering; 1(1), 1997, 121-155.

[3] Broderick; B. M; Elnashai; A. S; Ambraseys; N. N; Barr; J. Goodfellow; R; and Higazy; M; "The Northridge (California) earthquake of 17 October 1994; observations, strong-motion and correlative response analyses"; Engineering Seismology and Earthquake Engineering; Report No. ESEE 4/94, 1994,

[4] Kim; S. J; Elnashai; A. S; "Seismic assessment of RC structures considering vertical ground motion"; MAE center report; no. 08-03. USA: University of Illinois at Urbana-Champaign, 2008.

[5] Kim; S.J; Holub; C.J; Elnashai; A.S; "Experimental investigation of the behavior of RC bridge piers subjected to Horizontal and vertical earthquake motion" ;Engineering Structures; 33(7), 2011, 2221-2235.

[6] Kim; S.J; Holub; C.J; Elnashai; A.S; "Analytical assessment of the effect of vertical earthquake motion on RC bridge piers"; ASCE J StructEng; 137(2), 2011, 252-60.

[7] Kim; S.J; Elnashai; A.S; "Characterization of shaking intensity distribution and Seismic assessment of RC buildings for the Kashmir (Pakistan) earthquake of October 2005"; Journal EngStruct; 31(12), 2009, 2998-3015.

[8] Somerville; P.G; Graves; R; "Conditions that give rise to unusually large long period ground motion"; The Structural Design of tall building; 2(3), 1993, 211-232.

Effect of Vertical Component of Earthquake on Seismic Demand of Medium-Rise Concrete Frames

R. Vahdani¹, M. Ansari^{2*}, M. Ansari³

1- Assistant Prof., Earthquake Eng. Dept., Faculty of Civil Eng., Semnan University

2- Assistant professor of Engineering, Faculty of Civil Eng, Bozorgmehr university of Qaenat

3- PhD of Structural Engineering, Faculty of Civil Eng, Tarbiat Modares University

* Ansari@buqaen.ac.ir

Abstract:

According to the observations after the recent near-field earthquakes, structural damages are mostly attributed to the vertical component of the ground motion, i.e. concentration of the damages in column members leading to progressive structural collapse. This is why investigation of ground motion's vertical component effect has been widely regarded in recent studies. In seismic design, this component is considered less than other components of earthquake. However, in near fault earthquakes, large vertical acceleration components cause extensive damages compared to the ones with horizontal acceleration. Failure and damage in concrete columns is among the examples of the negative effects of vertical component. Vertical component of earthquake is considered in the design of specific members on the recommendation of seismic codes such as EC-8 and FEMA 356. The design is intended to use the scaled horizontal component, where this can result in incorrect answers due to lack of stimulation because of the specific characteristics of vertical component of earthquake and structural properties in the vertical direction. Also, the vertical component of earthquake is

less studied in seismic risk analyses. In this study, the effects of vertical earthquake excitations on medium-rise concrete moment frames are investigated in two separate stages including near field and far field records.

In this research, various structural models, representative of real structures and designed in accordance to seismic codes and under actual gravitational loads have been subjected, simultaneously, to horizontal and vertical components of near- and far-field ground motion records at two stages. Nonlinear time history and progressive dynamic analyses have been performed in this regard. Furthermore, the effect of elevation or reduction of initial gravitational forces as well as columns' initial axial forces have been investigated by applying differing gravitational loading coefficients. Structural response parameters including tensional and compressional axial loads of the columns as fluctuating forces, columns' uplift forces at various plan positions and under various gravitational coefficients, the interactive axial-flexural forces of the columns at different gravitational coefficients, shear demand-to-capacity of columns, axial deformation of the columns in presence and absence of vertical component of the earthquake, have been comparatively investigated and the effect of vertical ground motion component has been assessed, separately, for far- and near-field acceleration records and for external and internal columns placed at different stories.

The obtained results reveal that tensional uplift forces are more critical in external columns than the internal ones. This is mainly true for lower stories, while at the upper stories the tensional forces experienced by internal columns are seen to be more critical. The existence of vertical component of earthquake leads the minimum compression forces to increase and change toward tension range. The amount of this reduction has been witnessed to reach to 84% in the more extreme case. It was also seen that for smaller gravitational coefficients, tensional axial forces are more frequently observed. The presence of earthquake's vertical component has been shown to amplify the columns' shear demand by the values reaching to 31% at the most extreme cases.

Keywords: Vertical Component of Earthquake , Axial Force, Shear Demand VS Capacity, Near-Field earthquake.

Contents

The effect of municipal sewage sludge ash as replacement of cement on physical, mechanical and durability properties of concrete	1
M.A Arshad Torabi, S. Danesh, M.Tavakkolizadeh	
Performance of stress variables in predicting the shear strength of unsaturated soils	13
A.R. Bagherieh, A. Farsijani , R. Farpour	
Multi-Level Behavior Factors for Steel Moment Frame Accompanied with RC Slit Shear Wall System	29
S B. Beheshti Aval, M Rahmani Qeranqayah	
Assessment of the Park Ang Damage Index for Seismic Performance Levels of RC Moment Frames	43
M. Pazuki, A.A. Tasnimi	
System Identification of Arch Dams Using Stochastic Subspace based on Standard Correlation Analysis	53
Reza Tarinejad , Mehran Pourgholi, Saman Yaghmaei Sabegh	
Experimental Studies of Cohesion Effect on Stability of Soil Slopes Reinforced with stone column	65
M. Hajiazizi, M. Nasiri	
Experimental Study of Effect of Hydraulic and Geometric Properties of Side Weir on Lateral Variation of Bed Form Dimensions of Main Channel	79
M. Hassanzadeh, S.A. Ayyoubzadeh, M. Saneie, M. Faramarz	
Free Vibration of Beam-Like Media in Three-Dimensional Mode Resting on a Pasternak Elastic Foundation	89
M. Z. RoshanBakhsh, B. Navayi Neya	
Application of Reinforcement Concrete Layer Method for Retrofit of Slant Jack Arch Roofs in Masonary Buidlings	101
M. Raissi Dehkordi, S. Veismoradi, SH. Yousefi, M. Eghbali	
Effect of Near and Far Field Earthquakes on Strength Reduction Factor and Inelastic to Elastic Displacement Ratio: Demand Ductility Concept	115
Navid Siahpolo, Mohsen Gerami Reza Vahdani	
Investigating the Effects of Tire Type and Axle Load on Cracking of Asphaltic Pavements Using Finite Element Method	127
Hasan Taherkhani, Masoud Jalali	
Evaluation of Stripping in Asphalt Concrete Pavement by Experimental Methods	135
Ali Abdi, Amir Kavusi	
The Upstream Froude Number Effect on the Flow Field of the U shaped Channel along the Side Weir in the Supercritical Flow Regimes	145
H. Azimi, A. Eghbalzadeh, M. Javan	
Optimization of form and topology of Nonlinear Continuous Structures Using Evolutionary Structural Optimization (ESO)	157
Yasser Alavinia, Mohammad Hossein Abolbashari	
Application of Membrane Technologies in Wastewater Treatment of Desalting Plants	167
S. Fayyaz, M. Eslami, F. Mashhoon	
Design of optimal controller of structures: Differential evolution algorithm	179
J. Katebi, M. Shoei parchin	
Tension Stiffening Modeling of Steel Fiber Reinforced Concrete	191
R. Kamranirad, M. Soltani M	
Vibration Based Damage Identification of Masonry Walls Using Distinct Element Modeling	203
N. Maddahi, N. Khaji	
Optimal Implementation of Exponential Basis Functions Method on Different Software Platforms and Performance Comparison	217
F. Mossaiby	
Perimetral joint and pulvino effects on the behavior of arch dam built on weak rock foundation	233
Mobin Mansoori, Mohammad T. Ahmadi	
Constitutive Model for Contractible Viscous Dashpots	243
Sh. Mousavi, M. Ziyaeifar	
Effect of Vertical Component of Earthquake on Seismic Demand of Medium Rise Concrete Frames	253
R. Vahdani, M. Ansari, M. Ansari	
Subscription	265

Guide for authors

Authors are requested to follow the instructions below in the submitted manuscripts. It must be noticed that Modares civil journal is officially a Persian journal and manuscripts must be provided in Farsi.

Manuscripts - to be submitted in Modares civil journal - include the research papers expressing the authors investigations in civil engineering branches (Structural Engineering, Earthquake Engineering, Hydraulic Structures, Water resource and coastal engineering, Geotechnical Engineering, Road construction, Transportation Management, water and environmental engineering). The journal is indexed in scientific database of ISC and SID.

Submission of an article implies that the work described has not been published previously (except in the form of an abstract or as part of a published lecture or academic thesis or as an electronic preprint), or is not under review by another journal. Authors are responsible for the points which are mentioned through the text and the journal has the official right for accepting or rejecting the manuscripts.

Manuscripts to be published in this journal are of two types:

- Original research papers (preferably no more than 12 pages of journal format including tables and illustrations with minimum and maximum of 2500 and 3500 words, respectively)

Short communications (no more than 10 pages of journal format including tables and illustrations with maximum of 2500 words)

Note 1: Review papers are accepted if written by experienced authors having special publications on the reviewed topics.

Note 2: Translated papers are not considered in review process.

Note 3: Journal format contains single line double column manuscripts written by Narrow B Lotus font (12pt) in Microsoft Word 2007

Ensure that the following items are provided in your manuscript:

- Title, Abstract, Keywords (4 words), all in Farsi
- Authors Names. They must be introduced by their full name and their affiliation. One author has been designated as the corresponding author with contact details:
 - E mail address
 - Full postal address
 - Telephone and Fax number
- Papers extracted from the PhD or MSc dissertations, are published with the names of student, supervisor and advisors. In this case, the supervisor is introduced as corresponding author.
- Body of the manuscript including introduction, description of the applied or proposed research approach, analysis and discussion, conclusion, acknowledgment and references.
- Title, Keywords (4 words), Author names and addresses all in English.
- English Extended Abstract (maximum of one page and 500 words)

Please check the following notes in the body of your manuscript:

- Fundamental expressions and terms must be represented by best phrases in Farsi. Abbreviations are to be referenced in footnotes
- Figures, graphs and tables must be represented by their referred order. Figures are to be sent individually with the resolution of 300 dpi in black-and-white format. Title of the figures and tables must be presented in both Farsi and English, at the lines up and bottom of the objects, respectively.
- Using grid and border lines are not accepted for tables and graphs.
- Under the "Reference" section, referred publications must be sorted by their appearance through the text. The way in which the references are introduced is as below:
 - 1) Books: Last name, First name of the author(s), Title, Translator's name, Publication country (city), Publication company, Year of publication, Number of pages.
 - 2) Papers: Last name, First name of the author(s), Title, Journal Name, Series (Volume), Year of publication, page numbers.

• To submit the paper, an author have to:

- Register in journal's web page
- Follow the step by step procedure of uploading the required information
- Upload the manuscript and related files
- Obtain the submission code and save it for further use

• Editorial office of Journal:

Faculty of civil and environmental engineering, Tarbiat Modares University, Jalal e al e Ahmad highway, Tehran.

Post box: 14115 143

Phone and Fax: +98 21 82884950

Website: <http://civil.journals.modares.ac.ir>

Email: civiljournal@modares.ac.ir

Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)
Scientific Research Quarterly
Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

Founder and Publisher: Tarbiat Modares University
Executive Manager: Farhad Daneshjoo (Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)
Editor In Chief: Masoud Ghodsian (Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)
Assistant Director: Zahra khoiniha

Editorial Board:

Dr. Abas	Afshar	(Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology)
Dr. Ali Akbar	Aghakochak	(Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University)
Dr. Mohammad Taghi	Ahmadi	(Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University)
Dr. Hamid	Behbahani	(Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology)
Dr. Farhad	Daneshjoo	(Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University)
Dr. Hossein	Ganjidoust	(Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University)
Dr. GholamReza	Ghodrati Amiri	(Prof. of Civil Eng. Iran University of Science and Technology)
Dr. Masoud	Ghodsian	(Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University)
Dr. Aboalfazl	Hassani	(Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University)
Dr. Shahrokh	Malek	(Assist.Prof. of Civil Eng. University of Tehran)
Dr. Shervin	Maleki	(Prof. of Civil Eng. Sharif University of technology)
Dr. Seyed Ahmad	MirBagheri	(Assoc.Prof. of Civil Eng., K.N.Toosi University of Science and Tech.)
Dr. MajdAldin	Hosseini	(Assoc.Prof. of Civil Eng., Amirkabir University of Technology)
Dr. Mahmood	Safarzadeh	(Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University)
Dr. Ali Akbar	Salehi	(Prof. of Civil Eng. Tarbiat Modares University)
Dr. Masoud	Tajrishi	(Assoc.Prof. of Civil Eng., Sharif University of technology)
Dr. Shahaboddin	Yasrobi	(Assoc.Prof. of Civil Eng., Tarbiat Modares University)

Editorial Arbitrators Board:

A.A. Aghakouchek , Tarbiat Modares University	A. Fakhimi Tarbiat Modares University
M. Ahmadi Tarbiat Modares University	A.R. Ghari Quran University of Isfahan
A. Pak Sharif University	Gh.R. Ghodrati Amiri , Elm O San'at University
N. Khaji , Tarbiat Modares University	A.H. Ghazviniyan , Tarbiat Modares University
S. Dordaei Tarbiat Modares University	A. Ghanbari , Kharazmi Univesity
S.M. Zahraei , Tehran University	A. Kadousi , Tarbiat Modares University
Sh. Shahbeik , Tarbiat Modares University	Sh.P. Kahouni , Amir Kabir University
H. Shakib , Tarbiat Modares University	M. Kokabi , Tarbiat Modares University
M.R. Ameri , University of Shiraz	Sh. Maleki , Sharif University
A. Arabzadeh Tarbiat Modares University	J. Vaseghi Amiri , Babol Noshirvani University
B. Asgariyan , Khajeh Nasir Toosi University	M.A. Hadiyanfard , Shiraz University of Technology
M.N. Ouliyaei , Tarbiat Modares University	Sh.D. Yasrebi , Tarbiat Modares University

Executive Expert Zahra khoiniha
Technical Editor: Mersede Berenji
English Editor Atefe J.Mohamadi and Fateme Torabi
Type and Layout Saeede Kalantari
Publication Supervisor: Mostafa Janjani

Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)
Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University
P O. Box 14115 397, Tehran Iran
Tel & Fax: +98(21)82884950
E mail: civiljournal@modares.ac.ir
This Journal is indexed in the ISC and Scientific Information Database.
(www.ISC.ir) & (www.SID.ir)