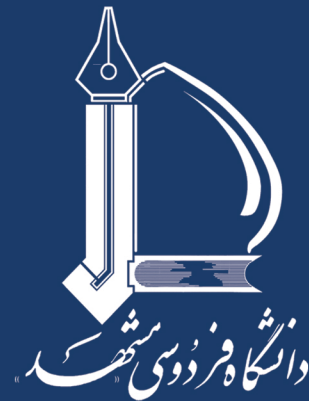




نشریه مهندسی عمران فردوسی (نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۲۶

سال ۳۲، شماره ۲
تابستان، ۱۳۹۸

- ۱ بررسی تأثیر استفاده از PVC بر خرابی رطوبتی مخلوط آسفالت گرم
غلامحسین حامدی
- ۱۷ مدل سازی رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره کوره
قوس الکتریک با استفاده از مفهوم انرژی
مرتضی جلیلی قاضی زاده - امیر کاوسی - علی اصغر صادقی - حمید فرهاد
- ۳۵ آنالیز الاستیک ورق های چندلایه با هندسه و شرایط مرزی دلخواه با استفاده
از فرمول بندی ترکیبی تئوری لایه گون
محمد طاهر کمالی - یاسر محمدی - آرش انصاری - بابک شکرالهی زاده
- ۴۵ بررسی آزمایشگاهی ضربه دبی سازه ترکیبی کالورت دایره ای - سرریز
لبه پهن
منوچهر اسمعیلوندی - مهدی اسدی آقبلاغی
- ۶۱ تأثیر زلزله های حوزه دور و نزدیک بر تحریک غیریکنواخت
سدهای بتنی وزنی
تهمینه عباسی - بهرام نوائی نیا - لیلا کلاتی ساروکلایی
- ۸۳ ارزیابی ریسک روگذری سد تبارک آباد بر پایه تحلیل فراوانی
یک متغیره و دو متغیره سیلاب
آتوسا رضازاده عنبرانی - محمود فغفور مغربی



سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

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

ویراستار ادبی : الهام دهقان

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : عاطفه نوعی باغبان

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

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

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

فهرست مطالب

۱	غلامحسین حامدی	بررسی تأثیر استفاده از PVC بر خرابی رطوبتی مخلوط آسفالت گرم
۱۷	مرتضی جلیلی قاضی زاده - امیر کاوسی علی اصغر صادقی - حمید فرهاد	مدل سازی رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره کوره قوس الکتریک با استفاده از مفهوم انرژی
۳۵	محمد طاهر کمالی - یاسر محمدی آرش انصاری - بابک شکرالهی زاده	آنالیز الاستیک ورق های چندلایه با هندسه و شرایط مرزی دلخواه با استفاده از فرمول بندی ترکیبی تئوری لایه گون
۴۵	منوچهر اسمعیلوندی - مهدی اسدی آقبلاغی	بررسی آزمایشگاهی ضریب دبی سازه ترکیبی کالورت دایره ای - سرریز لبه پهن
۶۱	تهمینه عباسی - بهرام نوائی نیا لیلا کلانی ساروکلایی	تأثیر زلزله های حوزه دور و نزدیک بر تحریک غیریکنواخت سدهای بتنی وزنی
۸۳	آتوسا رضازاده عنبرانی - محمود فغفور مغربی	ارزیابی ریسک روگذری سد تبارک آباد بر پایه تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره سیلاب

بررسی تأثیر استفاده از PVC بر خرابی رطوبتی مخلوط آسفالت گرم*

غلامحسین حامدی^(۱)

چکیده خرابی رطوبتی در مخلوط‌های آسفالتی از دست دادن دوام و مقاومت ناشی از تأثیر رطوبت تعریف می‌شود. در این پژوهش، تأثیر استفاده از ماده پلیمری پلی‌وینیل‌کلراید به عنوان اصلاح‌کننده قیر بر خرابی رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی بررسی شده است. آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم در شرایط خشک و ۱، ۳ و ۵ سیکل یخ-ذوب و روش ترمودینامیک بر اساس اندازه‌گیری اجزای انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌ها و قیرها برای بررسی تأثیر مواد پلیمری استفاده شده است. نتایج ارائه‌شده در این پژوهش نشان می‌دهد که استفاده از پلیمر پلی‌وینیل‌کلراید باعث افزایش مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر خرابی رطوبتی شده است. همچنین، پلی‌وینیل‌کلراید مقدار انرژی آزاد پیوستگی را افزایش و انرژی جداشدگی را کاهش داده است که باعث کاهش نرخ خرابی رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی می‌شود.

واژه‌های کلیدی مخلوط آسفالت گرم، خرابی رطوبتی، PVC، مقاومت کششی غیرمستقیم، روش ترمودینامیک.

Evaluation the Effect of Polyvinyl Chloride on Moisture Sensitivity of HMA

G. H. Hamed

Abstract Moisture damage is defined as loss of strength and durability of asphalt mixtures in the presence of water. In this study, the effect of Polyvinyl Chloride (PVC) polymer was evaluated as an asphalt binder modifier on the moisture damage of HMA. Indirect tensile test in dry and 1, 3 & 5 freeze-thaw conditions and thermodynamic method according to the measurements of surface free energy components of aggregates and asphalt binders were used for evaluating the effect of polymeric materials. The results of this study show that using of PVC cause an increase in the strength of the asphalt mixture against the moisture damage. Also, PVC increased the free energy of cohesion and reduced the debonding energy. These cause decreased in the rate of the moisture damage of asphalt mixtures.

Key Words Hot mix asphalt, Moisture damage, Polyvinyl Chloride, Indirect tensile strength, Thermodynamic method.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۴/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱۲/۵ می‌باشد.

(۱) استادیار گروه عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران.

مقدمه

رطوبتی که از ساختار روسازی به نحو مناسبی زهکش نشده باشد، می‌توان باعث ایجاد خرابی در لایه‌های آسفالتی روسازی شود. این رطوبت می‌تواند باعث از دست دادن پیوستگی در غشای قیر یا از دست دادن چسبندگی در سطح تماس قیر-سنگ‌دانه شود. خرابی ناشی از تأثیر رطوبت در مخلوط آسفالتی را خرابی رطوبتی می‌گویند. در واقع، رطوبت سبب می‌شود تا خصوصیات قیر تغییر یابد و آن را در برابر گسیختگی پیوستگی تضعیف نماید. همچنین، به علت آب‌دوستی سنگ‌دانه‌ها (به‌ویژه سنگ‌دانه‌های اسیدی) این انتظار وجود دارد که وارد شدن آب به سیستم قیر-سنگ‌دانه باعث ایجاد گسیختگی در سطح تماس این دو ماده شود. از دست دادن چسبندگی به‌خصوص در مورد سنگ‌دانه‌های اسیدی با احتمال و شدت بیشتری رخ می‌دهد [1].

فاکتورهای متفاوتی بر رخداد و شدت خرابی رطوبتی تأثیر می‌گذارند. این فاکتورها را می‌توان در دو دسته فاکتورهای داخلی و خارجی دسته‌بندی کرد [2]. برای بهبود عملکرد مخلوط آسفالتی در برابر خرابی رطوبتی، باید به‌نحوی فاکتورهای مؤثر در رخداد خرابی را در راستای افزایش مقاومت تغییر داد. استفاده از افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی را می‌توان منطقی‌ترین روش به‌منظور بهبود مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر رطوبت دانست [3].

آزمایش‌های متعددی برای بررسی تأثیر افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی و تعیین حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی وجود دارد که می‌توان آنها را به دو دسته آزمایش‌هایی که بر روی مخلوط‌های آسفالتی متراکم‌شده و سست انجام می‌شوند، تقسیم‌بندی کرد [4]. آزمایش لاتمن اصلاح‌شده (Modified Lottman) مناسب‌ترین آزمایش موجود در بین این آزمایش‌ها است که بر طبق تحقیقات پیشین، بیشترین سازگاری را با نتایج میدانی نشان می‌دهد. علی‌رغم دقت مناسب پیش‌بینی

حساسیت رطوبتی میدانی مخلوط‌های آسفالتی، می‌توان گفت این روش بر روی اندازه‌گیری خصوصیات اساسی مواد که به مکانیزم خرابی مربوط است، تمرکز نمی‌کند و شاخص ارائه‌شده، بیانگر مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر چندین مکانیزم مختلف خرابی در یک عدد بدون تفسیر است. در نتیجه، نمی‌توان گفت که دلیل مقاومت مناسب یا ضعیف یک مخلوط آسفالتی در برابر رطوبت چه بوده است تا مهندس طراح روسازی بر اساس تفسیر نتایج، بتواند مخلوط آسفالتی را بازطراحی کند. بر این اساس، نیاز به روشی که چسبندگی سیستم قیر-سنگ‌دانه-آب را بر اساس خصوصیات پایه‌ای مواد به‌صورت کمی درآورد، احساس می‌شود. اندازه‌گیری انرژی آزاد سطحی قیر و سنگ‌دانه قابلیت استفاده‌های مختلفی در طراحی مخلوط‌های آسفالتی دارد [5].

پژوهش‌های پیشین

در پژوهشی که در دانشگاه تگزاس انجام شده است، مطالعه جامعی بر به‌کارگیری مفهوم انرژی آزاد سطحی، اندازه‌گیری مؤلفه‌های آن و کاربرد آن در صنعت روسازی صورت گرفت. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که مفاهیم انرژی آزاد سطحی می‌تواند به انتخاب سازگارترین سیستم قیر-سنگ‌دانه برحسب چسبندگی و مقاومت در برابر خرابی رطوبتی کمک کند [6]. هِفر (Hefer) به نقش مؤلفه‌های مختلف انرژی آزاد سطحی در تعیین حساسیت رطوبتی پرداخت و از این طریق توانست بین مخلوط‌های مختلف از حیث عملکرد در شرایط مرطوب تفاوت ایجاد کند [7]. در مطالعه‌ای توسط مقدس‌نژاد و حامدی [5] با استفاده از نتایج آزمایش‌های حساسیت رطوبتی ترکیبات مختلف مخلوط‌های آسفالتی، به بررسی ارتباط بین پارامترهای ترمودینامیک و پتانسیل خرابی رطوبتی پرداخته شد. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که پارامترهای معرفی‌شده به شکل معناداری با رخداد و شدت خرابی رطوبتی ارتباط دارند. در پژوهش دیگری با استفاده از تحلیل‌های آماری

سازگاری بین قیر و سنگ‌دانه برحسب مقاومت در برابر حساسیت رطوبتی به‌کاررفته است [12].

بیان مسئله و اهداف

رخداد و شدت خرابی رطوبتی در مخلوط‌های آسفالتی با مفاهیم ترمودینامیک ارتباط نزدیک دارد. آنالیز بر اساس روش انرژی آزاد سطحی می‌تواند به فرآیند دقیق طراحی کمک کند که در زمینه صنعت روسازی کمتر مورد استفاده قرار گرفته است. بر این اساس، به نظر می‌رسد انجام پژوهشی با تعیین پارامترهای مهم از خصوصیات مواد و تطابق آن با نتایج آزمایش‌های عملکردی می‌تواند در پیش‌بینی خرابی رطوبتی راه‌گشا باشد. پژوهش حاضر به‌منظور به‌کارگیری مفاهیم تئوری ترمودینامیک در رخداد و پیش‌بینی عملکرد مخلوط‌های آسفالتی در برابر عریان‌شدگی شکل گرفته است. هدف این پژوهش توسعه مفاهیم ذکرشده در سایر علوم نیست؛ بلکه هدف، استفاده از مفاهیم و پارامترهای مؤثر به‌منظور بررسی تأثیر افزودنی‌های مختلف در پیشگیری از خرابی مخلوط‌های آسفالتی در برابر رطوبت است. مهم‌ترین اهداف پژوهش حاضر عبارت‌اند از:

۱. بررسی تأثیر استفاده از افزودنی‌های ضدعریان‌شدگی بر اجزای انرژی آزاد سطحی قیر؛
۲. معرفی و محاسبه پارامترهای مورد ارتباط با خرابی رطوبتی از تئوری ترمودینامیک؛
۳. بررسی تأثیر استفاده از افزودنی‌های ضدعریان‌شدگی بر عملکرد مخلوط‌های آسفالتی در برابر رطوبت با استفاده از پارامترهای انرژی آزاد سطحی؛
۴. بررسی تأثیر استفاده از افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از روش‌های مکانیکی؛
۵. مقایسه و تحلیل نتایج روش‌های تعیین حساسیت رطوبتی بر اساس روش‌های مکانیکی با استفاده از مفاهیم تئوری ترمودینامیک.

به بررسی تأثیر پارامترهای ترمودینامیک و طرح اختلاط بر رخداد خرابی رطوبتی پرداخته شده است. نتایج این بررسی نشان می‌دهد که پارامترهای ترمودینامیک شامل انرژی آزاد پیوستگی قیر، پوشش‌پذیری قیر بر روی سطح سنگ‌دانه، انرژی آزاد چسبندگی قیر-سنگ‌دانه و انرژی جداشدگی سیستم در رخداد عریان‌شدگی به نحو مناسبی می‌توانند حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی مختلف را پیش‌بینی کنند [8]. علاوه بر پژوهش‌های ذکر شده، پژوهش‌های محدودی نیز به نقش استفاده از افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از مفاهیم ترمودینامیک پرداختند. عربانی و حامدی [9] در پژوهشی به نقش پوشش پلیمری سطح سنگ‌دانه‌ها در کاهش خرابی رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از روش انرژی آزاد سطحی و مدول دینامیکی پرداختند. در پژوهش آنها از اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیر و سنگ‌دانه به‌منظور تعیین انرژی آزاد پیوستگی قیر و انرژی آزاد چسبندگی قیر-سنگ‌دانه استفاده شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که روش انرژی آزاد سطحی همبستگی مناسبی با نتایج آزمایش بارگذاری در آزمایشگاه را داراست. در مطالعه‌ای، خدایی و همکاران [10] به بررسی تأثیر ماده ضد عریان‌شدگی بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی پرداختند. این ماده، سطح سیلانول سنگ‌دانه‌های اسیدی را به سطح سیلوکسان تبدیل کرده و باعث کاهش حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی تحت بارگذاری سیکلی مورد استفاده در این پژوهش شده است. همچنین، نتایج روش انرژی آزاد سطحی نشان داده است که استفاده از این پوشش سبب کاهش خصوصیات اسیدی سنگ‌دانه‌ها و بهبود چسبندگی قیر-سنگ‌دانه شده است. در مطالعه دیگری، عربانی و حامدی [11] به بررسی شاخصی برای تعیین حساسیت رطوبتی بر اساس روش انرژی آزاد سطحی و بارگذاری تکراری پرداختند. در این پژوهش درصدی از سطح سنگ‌دانه‌ها که در معرض عریان‌شدگی قرار گرفته‌اند به‌عنوان شاخص برای ارزیابی

تئوری انرژی آزاد سطحی

چندین تئوری انرژی آزاد سطحی مواد را بر اساس ساختار مولکولی شان تشریح می کنند. از مهم ترین تئوری هایی که به صورت گسترده برای تشریح مؤلفه های انرژی آزاد سطحی مواد مختلف به کار رفته است، می توان به تئوری اسیدی-بازی اشاره کرد [13]. بر طبق این تئوری، انرژی آزاد سطحی کل هر ماده ای، بر اساس نوع نیروهای مولکول های سطح به سه مؤلفه تقسیم می شود. این مؤلفه ها عبارت اند از:

۱. مؤلفه غیر قطبی یا مؤلفه لیفشیتز-ون در والز (LW)؛
۲. مؤلفه اسیدی لوئیس؛
۳. مؤلفه بازی لوئیس.

انرژی آزاد سطحی کل با ترکیب این مؤلفه ها به طریق زیر به دست می آید:

$$\Gamma = \Gamma^{LW} + \Gamma^{AB} \quad (1)$$

که در آن انرژی آزاد سطحی کل ماده، Γ^{LW} مؤلفه غیر قطبی انرژی آزاد سطحی و Γ^{AB} مؤلفه قطبی انرژی آزاد سطحی است. مؤلفه قطبی انرژی آزاد سطحی طبق رابطه زیر از پارامتر اسید لوئیس (Γ^+) و باز لوئیس (Γ^-) تشکیل شده است:

$$\Gamma^{AB} = 2\sqrt{\Gamma^+\Gamma^-} \quad (2)$$

از دید ترمودینامیکی انرژی آزاد پیوستگی ΔG_i^c مقدار انرژی مورد نیاز برای ایجاد یک ترک با سطح واحد در داخل یک ماده تعریف می شود. بر اساس تعریف انرژی آزاد سطحی، ساده است تا کار کل پیوستگی را برای مواد گوناگون به شرح زیر نشان داد:

$$W^{AC} = 2\Gamma^{AB} \quad (3)$$

که در آن Γ_A انرژی آزاد سطحی کل ماده مورد نظر است. کار پیوستگی یک قیر یک پارامتر مهم است که در بعضی از معادلات پایه مکانیک شکست برای تعیین انرژی مورد نیاز برای رشد ترک های خیلی ریز در داخل فاز قیری یا فاز ماستیک مخلوط قیری به کار می رود.

انرژی آزاد چسبندگی (ΔG_a) همان طور که قبلاً تعریف شد دو مؤلفه اصلی دارد. مؤلفه قطبی یا اسیدی-

بازی و مؤلفه غیر قطبی یا لیفشیتز-ون در والز. رابطه زیر برای مشخص کردن انرژی آزاد چسبندگی بین قیر و سنگدانه مورد استفاده قرار می گیرد:

$$\begin{aligned} \Delta G_i^a &= \Delta G_i^{aLW} + \Delta G_i^{aAB} \\ &= 2 \left[\left(\sqrt{\Gamma_s^{LW}\Gamma_l^{LW}} \right) + \left(\sqrt{\Gamma_s^+\Gamma_l^-} \right) + \left(\sqrt{\Gamma_s^-\Gamma_l^+} \right) \right] \quad (4) \end{aligned}$$

که در آن ΔG_i^a انرژی آزاد چسبندگی، ΔG_i^{aLW} مؤلفه غیر قطبی انرژی آزاد چسبندگی، ΔG_i^{aAB} مؤلفه قطبی انرژی آزاد چسبندگی، Γ_l^{LW} و Γ_s^{LW} مؤلفه های انرژی آزاد سطحی قیر و Γ_s^+ و Γ_s^- مؤلفه های انرژی آزاد سطحی سنگدانه هستند. برای یک مخلوط قیر و سنگدانه رابطه (۴) هنگامی به کار می رود که مؤلفه های انرژی آزاد سطحی قیر و سنگدانه مورد نظر اندازه گیری شده باشند. رابطه زیر برای محاسبه چسبندگی قیر و سنگدانه در حضور آب مورد استفاده قرار می گیرد که اندیس های ۱، ۲ و ۳ به ترتیب نشان دهنده قیر، سنگدانه و آب است. اگر مقادیر انرژی آزاد چسبندگی منفی باشد این بدان معنی است که دو ماده تمایل به چسبندگی با یکدیگر دارند و هر چه مقدار منفی بیشتر شود این تمایل افزایش می یابد:

$$\begin{aligned} \Delta G_{132}^a &= \Gamma_{12} - \Gamma_{13} - \Gamma_{23} \\ &= - \left[\begin{aligned} &(2\Gamma_3^{LW}) + (4\sqrt{\Gamma_3^+\Gamma_3^-}) - (2\sqrt{\Gamma_1^{LW}\Gamma_3^{LW}}) \\ &- (2\sqrt{\Gamma_3^+\Gamma_1^-}) - (2\sqrt{\Gamma_1^+\Gamma_3^-}) - (2\sqrt{\Gamma_2^{LW}\Gamma_3^{LW}}) \\ &- (2\sqrt{\Gamma_3^+\Gamma_2^-}) - (2\sqrt{\Gamma_2^+\Gamma_3^-}) + (2\sqrt{\Gamma_1^{LW}\Gamma_2^{LW}}) \\ &+ (2\sqrt{\Gamma_1^+\Gamma_2^-}) + (2\sqrt{\Gamma_2^+\Gamma_1^-}) \end{aligned} \right] \quad (5) \end{aligned}$$

مصالح

در این پژوهش از دو نوع سنگدانه سنگ آهک و گرانیت با حساسیت های مختلف در برابر خرابی رطوبتی استفاده شده است. دلیل اصلی استفاده از سنگدانه های با ساختار

کانی‌شناسی مختلف این است که تأثیر نوع کانی‌های سنگ‌دانه‌ها نیز مورد بررسی قرار گیرد و جامعیت پژوهش مورد بررسی افزایش یابد. ترکیبات شیمیایی و خصوصیات فیزیکی سنگ‌دانه فوق به ترتیب در جداول (۱) و (۲) آورده شده است. دانه‌بندی سنگ‌دانه‌های مورد استفاده (دانه‌بندی میانی استاندارد ASTM برای دانه‌بندی متراکم) در جدول شماره (۳) آورده شده است. قیر خالص با درجه نفوذ ۷۰-۶۰ مورد استفاده قرار گرفت. خصوصیات مهندسی قیر مورد استفاده در جدول شماره (۴) ارائه شده است.

جدول ۱ ترکیبات شیمیایی سنگ‌دانه‌های مورد استفاده در این پژوهش (%)

نوع سنگ‌دانه	Aluminium oxide, Al_2O_3	Ferric oxide, Fe_2O_3	Magnesium oxide, MgO	Calcium oxide, CaO	Silicon dioxide, SiO_2
سنگ‌آهک	۴/۸	۳/۷	۲/۶	۹۶/۳	۱۲/۴
گرانیت	۱/۹	۷/۵	۲/۱	۳۲/۶	۵۶/۴

جدول ۲ خصوصیات فیزیکی سنگ‌دانه‌های مورد استفاده در این پژوهش

آزمایش	گرانیت	سنگ‌آهک	استاندارد	محدوده
وزن مخصوص حجمی (درشت‌دانه)	۲/۶۴	۲/۶۶	ASTM C 127	-----
وزن مخصوص مؤثر (درشت‌دانه)	۲/۶۶	۲/۶۷	ASTM C 127	-----
وزن مخصوص ظاهری (درشت‌دانه)	۲/۶۹	۲/۶۹	ASTM C 127	-----
وزن مخصوص حجمی (ریزدانه)	۲/۶۴	۲/۶۵	ASTM C 128	-----
وزن مخصوص مؤثر (درشت‌دانه)	۲/۶۶	۲/۶۸	ASTM C 128	-----
وزن مخصوص ظاهری (ریزدانه)	۲/۶۷	۲/۶۹	ASTM C 128	-----
وزن مخصوص فیلر (gm/cm^3)	۲/۶۸	۲/۶۸	ASTM D854	-----
سایش لس‌آنجلس (%)	۲۵	۴۰	ASTM C 131	حداکثر ۴۵
ذرات پولکی و سوزنی (%)	۹	۷	ASTM D 4791	حداکثر ۱۰
آزمایش سلامت (%)	۱۰	۹	ASTM C 88	حداکثر ۱۰-۲۰
شکستگی ریزدانه‌ها (%)	۶۳	۵۹	ASTM C 1252	حداقل ۴۰

جدول ۳ دانه‌بندی سنگ‌دانه‌های مورد استفاده در این پژوهش

الک (mm)	۱۹	۱۲/۵	۴/۷۵	۲/۳۶	۰/۳	۰/۰۷۵
محدوده عبوری (%)	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۴۴-۷۴	۲۸-۵۸	۵-۲۱	۲-۱۰
انتخاب‌شده (%)	۱۰۰	۹۵	۵۹	۴۳	۱۳	۶

جدول ۴ خصوصیات مهندسی قیر مورد استفاده در این پژوهش

قیر	افت وزنی (%)	نقطه اشتعال ($^{\circ}C$)	چکش‌خواری (cm)	نقطه نرمی ($^{\circ}C$)	درجه نفوذ (mm/10)	حلالیت (%)
استاندارد	ASTM D1754-78	ASTM D92-78	ASTM D113-79	ASTM D36-76	ASTM D5-73	ASTM D2042-76
۶۰-۷۰	۰/۷۵	۲۶۲	۱۰۵	۵۱	۶۹	۹۹/۵

بررسی روشن تر تفاوت در عملکرد مخلوط‌های آسفالتی مختلف، از آزمایش‌های نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم (در ۱، ۳ و ۵ سیکل یخ-ذوب) استفاده شده است.

برای انجام آزمایش حساسیت رطوبتی به روش لاتمن اصلاح شده برای هر مخلوط باید سه نمونه در شرایط مرطوب و سه نمونه در شرایط خشک ساخته شود. نمونه‌های با قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع $63/5 \pm 2/5$ میلی‌متر یا نمونه‌های با قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع 95 ± 5 میلی‌متر در این استاندارد مورد آزمایش قرار می‌گیرند. نمونه‌ها باید به نحوی متراکم شوند که درصد هوای آنها بین $7 \pm 0/5$ درصد باشد. نمونه‌های ساخته شده در این پژوهش با استفاده از دستگاه چکش مارشال ساخته شده است. برای رسیدن به درصد هوای مورد نظر ابتدا بایستی تعداد ضربات مورد نیاز برای رسیدن به این درصد از تراکم مشخص شود. به این منظور ابتدا نمونه با ۴۰ ضربه و سپس با ۵۵ ضربه متراکم شده است، در صورتی که درصد هوای ۷ درصد بین نمونه‌های کوبیده شده بین این دو تعداد ضربه باشد با استفاده از درون‌یابی مقدار ضربات لازم برای ۷ درصد حفرات هوا تعیین می‌شود. اگر درصد هوا در ۵۵ ضربه کماکان از ۷ درصد کمتر باشد، تعداد ۷۵ ضربه استفاده می‌شود تا درصد هوای متناظر با ۷۵ ضربه به دست آید. سپس با درون‌یابی بین درصد هوای متناظر در تعداد ضربه‌های ۵۵ و ۷۵ تعداد ضربات مورد نیاز برای رسیدن به ۷ درصد حفرات هوا به دست می‌آید. دلیل استفاده از مقدار ۷ درصد فضای خالی در این آزمایش این است که طبق مطالعات میدانی در درصد فضای خالی کمتر یا بیشتر از مقدار ذکر شده یا رطوبت وارد مخلوط آسفالتی نمی‌شود یا به سرعت خارج می‌شود. لذا، این درصد از فضای خالی بیشترین تأثیر منفی را در مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر رطوبت می‌گذارد.

پس از متراکم کردن نمونه‌هایی قطر، ارتفاع آنها اندازه‌گیری می‌شود. سپس، وزن مخصوص حقیقی و

PVC به وسیله پلیمریزاسیون مونومر وینیل کلراید شکل می‌گیرد. پلی وینیل کلراید از گسترده‌ترین پلیمرهای استفاده شده در گروه پلیمرهای وینیلی است. PVC به دو صورت نرم (همراه نرم‌کننده) و سخت وجود دارد که در این پژوهش از پودر نوع سخت آن به عنوان افزودنی ضد عریان‌شدگی در ۱ و ۲ درصد جرم قیر استفاده شده است.

طراحی آزمایش‌ها

اصلاح قیر با مواد افزودنی ضد عریان‌شدگی

همان‌طور که قبلاً گفته شد، در این پژوهش از ماده PVC به اندازه ۱ و ۲ درصد جرم قیر استفاده شده است. دلیل استفاده از درصدهای ذکر شده این است که طبق مطالعات پیشین این درصدها باعث بهترین عملکرد در خصوصیات شیارشدگی و خستگی شده است. به این منظور، قیر خالص تا دمای ۱۶۰ درجه گرم شده و سپس مقدار مورد نظر ماده مورد نظر اضافه شده و در هم‌زن با ۴۰۰۰ دور در دقیقه به مدت ۱۰ دقیقه عمل اختلاط انجام می‌شود. به منظور شبیه‌سازی شرایط، نمونه‌هایی که در آنها افزودنی وجود ندارد نیز در همین شرایط قرار می‌گیرند. سپس از قیرهای خالص و اصلاح‌شده در ساخت نمونه‌های مخلوط‌های آسفالتی استفاده شده است. توجه به دما و زمان انتخاب شده برای اصلاح قیر مقداری پیرشدگی برای قیر اصلاح‌شده رخ خواهد داد. برای اینکه این پیرشدگی بر روی نتایج تحلیل آزمایش‌ها تأثیر نگذارد، قیر پایه نیز تحت شرایط تجربه‌شده برای قیرهای اصلاح شده قرار گرفت.

آزمایش حساسیت رطوبتی به روش

AASHTO T283

در این پژوهش به منظور بررسی تأثیر عملکرد مخلوط‌های آسفالتی در برابر خرابی رطوبتی از روش مکانیکی بر اساس استاندارد AASHTO T283 به عنوان فراگیرترین روش موجود استفاده شده است. به منظور

که در آن، ITS مقدار مقاومت کشش غیرمستقیم $F, (kPa)$ مقدار نیروی لحظه گسیختگی $t, (kN)$ ضخامت نمونه آسفالتی (m) و d قطر نمونه آسفالتی (m) است. میانگین مقاومت کشش غیرمستقیم نمونه‌های خشک (سه نمونه) و مرطوب (سه نمونه) جداگانه حساب می‌شود. حساسیت رطوبتی یا پتانسیل عریان‌شدگی نمونه‌های مخلوط آسفالتی با نسبت میانگین مقاومت کشش غیرمستقیم نمونه‌های مرطوب به خشک (برحسب درصد) به دست می‌آید:

$$TSR = \left(\frac{ITS_{wet}}{ITS_{dry}} \right) * 100 \quad (۷)$$

که در آن TSR نسبت مقاومت کشش غیرمستقیم $ITS_{wet}, (\%)$ میانگین مقدار مقاومت کشش غیرمستقیم نمونه‌های مرطوب (kPa) و ITS_{dry} میانگین مقدار مقاومت کشش غیرمستقیم نمونه‌های خشک (kPa) است.

اندازه‌گیری اجزای انرژی آزاد سطحی قیر و سنگ‌دانه

به‌منظور اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌ها و قیرها می‌توان از روش‌های گوناگونی استفاده کرد. با توجه به حساسیت اندازه‌گیری در این آزمایش‌ها، در این پژوهش از روش‌هایی استفاده شده است که در پژوهش‌های پیشین به دقت بالاتر آنها نسبت به سایر آزمایش‌های رایج اشاره شده است [14]. انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌ها و قیرهای مورد استفاده در این پژوهش به ترتیب با استفاده از روش دستگاه جذب همگانی (Universal Sorption Device (USD) و صفحه ویلهلمی (Wilhelmy plate) که به‌وسیله بی‌هسین و لیتل [15] و هفر و هفر و همکاران [16,17] توسعه داده شده است، اندازه‌گیری شده‌اند [18].

اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌ها. دستگاه USD به‌طور غیرمستقیم با استفاده از جذب گاز

حداکثر اندازه‌گیری می‌شود و بر اساس آنها حجم و میزان حجم حفرات هوا اندازه‌گیری می‌شود. سپس، نیمی از نمونه‌های هر گروه (سه نمونه) در شرایط خشک باقی می‌مانند (نمونه‌های خشک) و نیمی از آنها (سه نمونه) باید تحت شرایط قرار گیرند (نمونه‌های مرطوب).

گروه دوم از نمونه‌ها، ابتدا به وسیله شرایط خلأ نسبی (فشار مطلق ۶۷-۱۳ کیلوپاسکال) به مدت پنج دقیقه اشباع می‌شوند. سپس به مدت ۱۰-۵ دقیقه در حالت مستغرق و بدون شرایط خلأ نگهداری می‌شوند. سپس بیرون آورده و جرم آنها اندازه‌گیری می‌شود و درصد اشباع نمونه‌ها به دست می‌آید. اگر درصد اشباع کمتر از ۷۰ درصد باشد باید نمونه‌ها را دوباره تحت شرایط خلأ قرار داد. اگر درصد اشباع نمونه‌ها بیش از ۸۰ درصد باشد، نمونه آسیب‌دیده محسوب می‌شود و باید یک نمونه جدید به‌جای آن ساخته شود و برای نمونه جدید زمان‌های شرایط خلأ کمتری در نظر گرفت تا درصد اشباع آن بین ۷۰ تا ۸۰ درصد باشد.

نمونه‌های اشباع‌شده در داخل کیسه‌های پلاستیکی قرار داده شده و در آن ۱۰ میلی‌لیتر آب ریخته می‌شود. نمونه‌ها در داخل فریزر در دمای ۱۸- درجه سانتی‌گراد به مدت ۱۶ ساعت نگهداری می‌شوند. سپس، نمونه‌ها را در حمام آب گرم با دمای ۶۰ درجه سانتی‌گراد برده و پلاستیک‌ها را برداشته و اجازه داده می‌شود ۲۴ ساعت در این دما بماند. سپس، نمونه‌ها به دمای اتاق (۲۵ درجه سانتی‌گراد) آورده می‌شوند. این نمونه‌ها را نمونه‌های مرطوب می‌نامند.

بارگذاری آزمایش مقاومت کشش غیرمستقیم با نرخ بارگذاری ۵/۰۸ سانتی‌متر (۲ اینچ) بر دقیقه انجام می‌شود تا لحظه‌ای که نمونه گسیخته شود. مقدار بار در لحظه گسیختگی ثبت می‌شود.

با استفاده از رابطه زیر مقدار مقاومت کشش غیرمستقیم هر شش نمونه به دست می‌آید:

$$ITS = 2F / \pi r d \quad (۶)$$

که در آن، R ثابت جهانی گاز، T دمای آزمایش، M وزن مولکولی بخار ماده تحقیق، n جرم بخار جذب شده در واحد جرم سنگدانه در فشار بخار p و A مساحت سطح ویژه سنگدانه است.

مساحت سطح ویژه سنگدانه از طریق رابطه کلاسیک BET با استفاده از رابطه زیر به دست می آید:

$$A = \left(\frac{n_m \times N_0}{M} \right) \times \alpha \quad (10)$$

که در آن، N_0 عدد آووگادرو، α سطح تصویر شده یک مولکول، n_m ظرفیت تک لایه ای قابل جذب بر روی سطح سنگدانه است. تعداد مولکول های مورد نیاز برای پوشاندن سطح سنگدانه در یک لایه را ظرفیت تک لایه ای قابل جذب بر روی سطح سنگدانه می گویند. این فاکتور را می توان از طریق رابطه (۱۱) به دست آورد. در این رابطه S و I به ترتیب شیب و طول از مبدأ نموداری است که p/n ($p_0 - p$) را در برابر p/p_0 نشان می دهد که در آن p_0 و n به ترتیب فشار بخار جزئی، حداکثر فشار بخار اشباع و جرم بخار جذب شده بر روی جرم واحد سنگدانه هستند:

$$n_m = \frac{1}{S+I} \quad (11)$$

رابطه بعدی برای محاسبه مؤلفه های غیر قطبی SFE با استفاده از یک حلال غیر قطبی به دست می آید:

$$\Gamma_2^{LW} = \frac{(\pi_e + 2\Gamma_1)^2}{4\Gamma_1^{LW}} \quad (12)$$

یک مایع تک قطبی (m) و یک مایع دوقطبی (b) برای تعیین مؤلفه های اسید-باز به کار گرفته می شوند:

$$\Gamma_2^+ = \frac{[\pi_e + 2\Gamma_{1m} - (\Gamma_2^{LW}\Gamma_{1m}^{LW})]}{2\Gamma_{1m}^-} \quad (13)$$

$$\Gamma_2^+ = \frac{[\pi_e + 2\Gamma_{1b} - 2(\Gamma_2^{LW}\Gamma_{1b}^{LW}) - 2(\Gamma_2^+\Gamma_{1b}^{LW})]^2}{4\Gamma_{1b}^+} \quad (14)$$

انرژی آزاد سطحی کل سنگدانه نیز از رابطه پیش رو به دست می آید:

$$\Gamma = \Gamma_2^{LW} + 2(\Gamma_2^+\Gamma_2^-) \quad (15)$$

توسط سه حلال، انرژی سطحی سنگدانه را تعیین می کند. در ابتدا سنگدانه خشک و الک شده و از الک ۴/۷۵ میلی متر عبور داده می شوند و بر روی الک ۲/۳۶ میلی متر باقی می مانند. اندازه سنگدانه با استفاده از نگه دارنده مشبک آلومینیومی در USD کنترل می شود. حدود ۴۰ گرم از سنگدانه بر روی الک ۲/۳۶ میلی متر شسته می شوند تا غبار بر روی آن ها پاک شود. سنگدانه ها در انتها درون سیکل شستشو شامل آب مقطر، متانول، هگزان و دوباره متانول قرار می گیرد. بعد از شستشو، سنگدانه ها به مدت ۴ ساعت درون اوون قرار می گیرند. پس از خشک شدن، سنگدانه به دمای اتاق آورده شده و در دسیکاتور قرار می گیرند. به محض سرد شدن مصالح، با استفاده از نگه دارنده مشبک آلومینیومی در USD قرار داده می شوند. انرژی آزاد سطحی کل و مؤلفه های مربوط به سه حلال در جدول (۵) آورده شده است.

مؤلفه های انرژی آزاد سطحی سه نوع ماده تحقیق مورد استفاده در این پژوهش در جدول (۵) آورده شده است.

برای هر یک از مایعات باید رابطه ای مانند رابطه (۸) تشکیل شود:

$$W_{s,v}^a = \pi_e + 2\Gamma_v^{total} \\ = -2 \left[\sqrt{\Gamma_s^{LW}\Gamma_1^{LW}} + \sqrt{\Gamma_s^+\Gamma_1^-} + \sqrt{\Gamma_s^-\Gamma_1^+} \right] \quad (8)$$

که در آن، $W_{s,v}^a$ کار چسبندگی بین سطح سنگدانه (s) و بخار (v)، Γ_v^{total} انرژی آزاد سطحی کل بخار ماده تحقیق و π_e فشار توزیعی تعادلی مربوط به بخار ماده تحقیق بر روی سطح سنگدانه است.

فشار توزیعی تعادلی بخار ماده تحقیق بر روی سطح سنگدانه از طریق جذب سطحی همدمایی با استفاده از رابطه (۹) به دست می آید:

$$\pi_e = \frac{RT}{MA} \int_0^{P_n} \frac{n}{p} dp \quad (9)$$

جدول ۵ مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی مواد تحقیق برای اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌ها (ergs/cm^2)

مؤلفه‌ها انرژی آزاد سطحی (ergs/cm^2)					مؤلفه‌های SFE
کل	غیر قطبی	قطبی	اسیدی	بازی	
۱۸/۴	۱۸/۴	۰	۰	۰	ان هگزان
۲۴/۷	۲۴/۷	۰	۰	۱۹/۶	اتیلن پروپیل کتون
۷۲/۸	۲۱/۸	۵۱	۲۵/۵	۲۵/۵	آب

جدول ۶ مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی مواد تحقیق برای اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیر (ergs/cm^2)

مؤلفه‌ها انرژی آزاد سطحی (ergs/cm^2)					مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی
کل	غیر قطبی	قطبی	اسیدی	بازی	
۷۲/۸	۲۱/۸	۵۱	۲۵/۵	۲۵/۵	آب
۶۲/۸	۳۴	۲۸/۸	۳/۹۲	۵۷/۴	گلیسرول
۵۸	۳۹	۱۹	۲/۲۸	۳۹/۶	فراماید

که در آن، P_t محیط صفحه آغشته به قیر، Γ_L انرژی آزاد سطحی کل مایع، θ زاویه تماس دینامیکی بین قیر و مایع آزمایش، V_{im} حجم قسمت غوطه‌ور صفحه آغشته به قیر، V حجم کل صفحه قیری و ρ_L وزن مخصوص مایع می‌باشند.

با ترکیب دو رابطه بالا رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta F = P_t \Gamma_L \cos \theta - V_{im} \cdot \rho_L \cdot g + V_{im} \cdot \rho_{air} \cdot g \quad (18)$$

با نوشتن دوباره رابطه بالا برحسب مجهول زاویه تماس همه مجهولات سمت راست تساوی را می‌توان با استفاده از روش صفحه ویلهلمی به دست آورد:

$$\cos \theta = \frac{(\Delta F + V_{im} \cdot (\rho_L - \rho_{air}) \cdot g)}{P_t \Gamma_L} \quad (19)$$

معادلات Good-van Oss-Chaudhury [25] برای ارتباط زاویه اتصال و مؤلفه‌های انرژی سطحی استفاده می‌شود:

$$\Gamma_{L1} (1 + \cos \theta) = 2[(\Gamma_{Li}^{LW} \Gamma_{L2}^{LW})^{0.5} + (\Gamma_{Li}^{-} \Gamma_{L2}^{+})^{0.5} + (\Gamma_{Li}^{+} \Gamma_{L2}^{-})^{0.5}] \quad (20)$$

اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیرها. زاویه

تماس بین قیر و یک مایع را می‌توان با استفاده از روش صفحه ویلهلمی که بر اساس تعادل نیروهای جنبشی یک صفحه بسیار نازک در حال غوطه‌ور شدن یا بیرون کشیدن از یک مایع تحت سرعت ثابت و بسیار پایین است، به دست آورد. هنگامی که یک صفحه در هوا معلق باشد، رابطه (۱۶) برای تعیین میزان نیروی لازم برای نگه داشتن آن در وضعیت تعادل به کار می‌رود:

$$F = W_{tplate} + W_{tasphalt} - V \cdot \rho_{air} \cdot g \quad (16)$$

که در آن، F نیروی لازم برای ثابت نگه داشتن صفحه، W_{plate} وزن صفحه فلزی، $W_{asphalt}$ وزن قیر، V حجم صفحه قیری، g شتاب جاذبه محلی و ρ وزن مخصوص هوا می‌باشند.

هنگامی که صفحه آغشته به قیر در یک مایع غوطه‌ور می‌شود رابطه (۱۶) به رابطه (۱۷) تبدیل می‌شود:

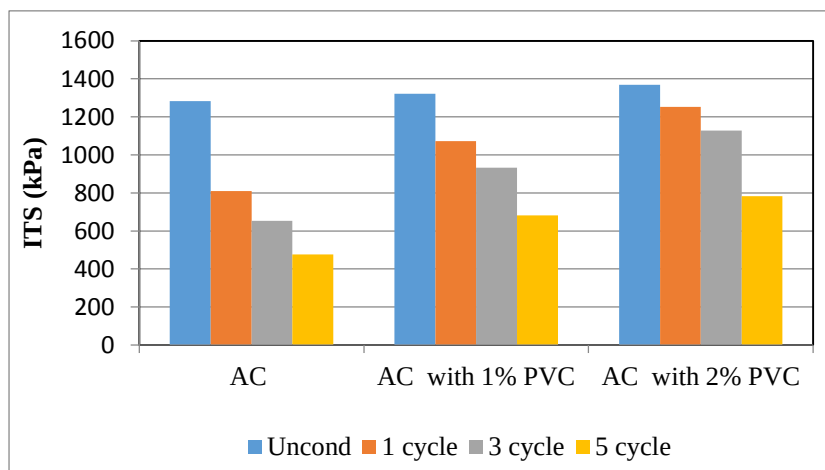
$$F = W_{tplate} + W_{tasphalt} + P_t \Gamma_L \cos \theta - V_{im} \cdot \rho_L \cdot g - (V - V_{im}) \cdot \rho_{air} \quad (17)$$

در مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌ها با افزایش تعداد سیکل‌های یخ-ذوب را می‌توان به از دست دادن چسبندگی مخلوط یا پیوستگی قیر ناشی از حضور بیشتر نمونه‌ها در معرض رطوبت نسبت داد. می‌توان از داده‌های این دو شکل نتیجه‌گیری کرد که اضافه کردن ماده PVC به عنوان ماده ضد عریان‌شدگی چسبندگی و پیوستگی را در مخلوط افزایش داده و اجازه جابه‌جایی سریع قیر را از روی سطوح سنگ‌دانه‌ها نمی‌دهد و سبب می‌شود که مخلوط پس از سیکل‌های یخ-ذوب مقاومت بالاتری در برابر رطوبت نسبت به نمونه‌های بدون مواد افزودنی داشته باشد.

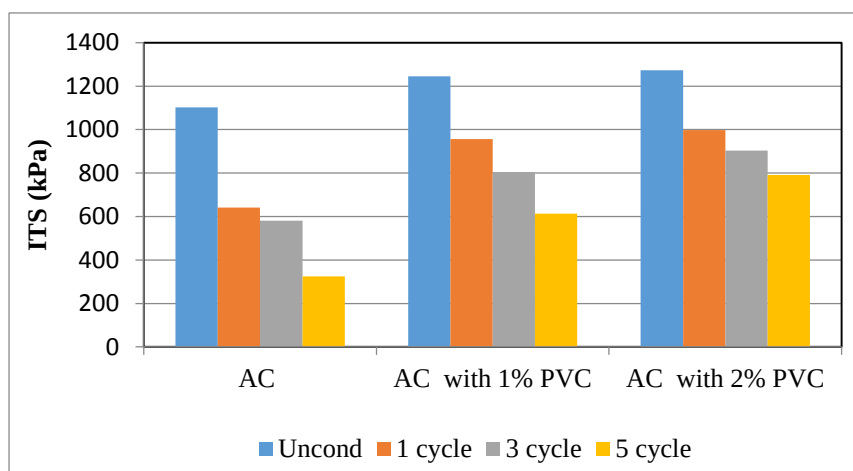
آب، گلیسرین و فورمامید در این پژوهش به خاطر مقادیر نسبتاً بزرگ مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی، غیر قابل اختلاط بودن با قیر و متفاوت بودن مقادیر مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی مورد استفاده قرار گرفتند. مؤلفه‌های انرژی سطحی آنها در جدول (۶) آورده شده است.

نتایج و بحث

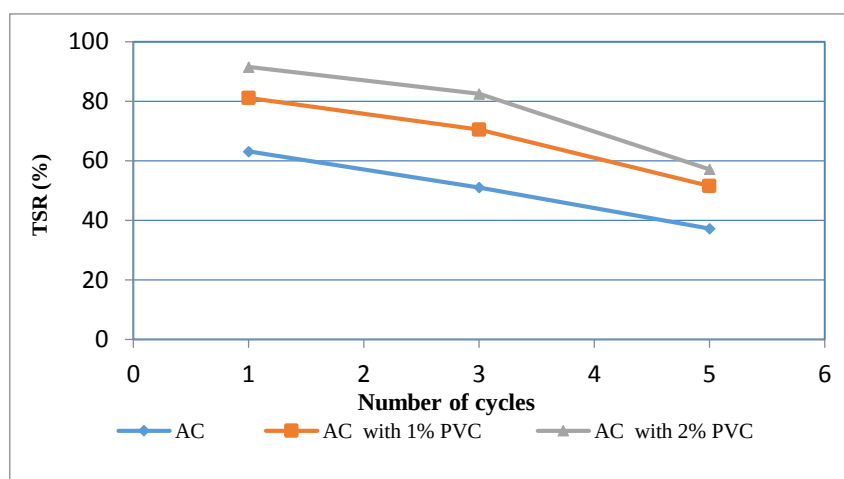
نتایج مربوط به مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌ها در سیکل‌های مختلف شرایط محیطی در شکل‌های (۱) و (۲) ارائه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه‌های ساخته‌شده با افزایش تعداد سیکل‌های یخ-ذوب کاهش می‌یابد. کاهش



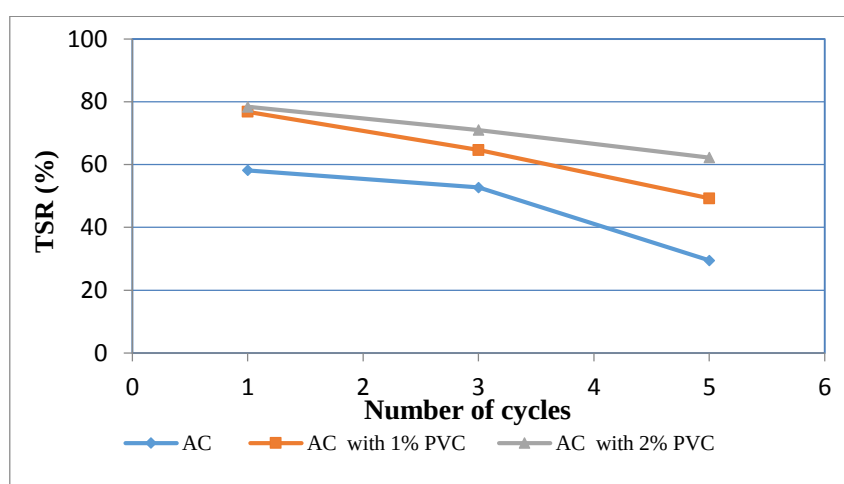
شکل ۱ نتایج آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم در نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های سنگ‌آهک



شکل ۲ نتایج آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم در نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های گرانیت



شکل ۳ نتایج آزمایش نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم در نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های سنگ‌آهک



شکل ۴ نتایج آزمایش نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم در نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های گرانیتی

مناسب برای تحمل بار نیست. این موضوع سبب می‌شود بعد از ۳ سیکل یخ-ذوب روند خرابی نمونه تسریع می‌یابد. به‌صورت کلی از داده‌های شکل‌های (۳) و (۴) مشخص است که در نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های سنگ‌آهک مقاومت بیشتری در برابر خرابی رطوبتی وجود دارد. عمده دلیل این رفتار را می‌توان از روی ساختار کانی‌های تشکیل‌دهنده این دو نوع سنگ‌دانه در جدول (۱) مشاهده نمود. در شکل (۳) مشاهده می‌شود که در نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های سنگ‌آهک استفاده از ۲ درصد PVC بهترین تأثیر را در افزایش مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر خرابی رطوبتی

نتایج مربوط به نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم در سیکل‌های مختلف یخ-ذوب در نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های سنگ‌آهک و گرانیتی به ترتیب در شکل‌های (۳) و (۴) ارائه شده است. استفاده از افزودنی‌های عریان‌شدگی باعث شده است تا مقاومت مخلوط‌های آسفالتی اصلاح‌شده نسبت به نمونه‌های کنترل بهبود یابد. همچنین، مشاهده می‌شود که در اکثر نمونه‌ها کاهش در نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم در سیکل ۳ تا ۵ نسبت به سیکل ۱ تا ۳ بیشتر است. درواقع بعد از سیکل‌های یخ-ذوب قسمتی از سطح سنگ‌دانه‌ها از قیر جدا شده و این قسمت دیگر دارای چسبندگی

نتایج مربوط به اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیرهای پایه و اصلاح‌شده در جدول (۷) ارائه شده است. همان‌طور که از داده‌های ارائه‌شده در این جدول مشخص است، مؤلفه اسیدی قیر پایه (ergs/cm^2) $1/58$ به میزان قابل توجهی از مؤلفه بازی آن ($0/61 \text{ ergs/cm}^2$) بزرگ‌تر است. این موضوع نشان‌دهنده این است که قیر خصوصیات اسیدی دارد. همچنین، از داده‌های ارائه‌شده در این جدول مشخص است که بخش عمده‌ای از انرژی آزاد سطحی قیر را مؤلفه غیر قطبی آن ($12/48 \text{ ergs/cm}^2$) تشکیل می‌دهد. درواقع، عمده چسبندگی شکل‌گرفته بین قیر و سنگ‌دانه ناشی از پیوندهای غیر قطبی یا کوالانسی است. استفاده از افزودنی PVC باعث شده است تا مؤلفه اسیدی انرژی آزاد سطحی کاهش و مؤلفه بازی آن افزایش یابد که این موضوع می‌توان باعث ایجاد چسبندگی بهتر بین قیر و سنگ‌دانه‌های اسیدی که مستعد خرابی رطوبتی هستند، شود. همچنین، استفاده از PVC باعث شده است تا مؤلفه غیر قطبی انرژی آزاد سطحی قیر به نحو قابل توجهی افزایش یابد. نکته قابل ذکر این است که تفاوت چندانی بین مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیرهای اصلاح‌شده با ۱ و ۲ درصد از PVC وجود ندارد. استفاده از افزودنی در هر دو درصد مختلف باعث شده است تا انرژی آزاد سطحی کل قیر افزایش یابد. این موضوع باعث می‌شود تا مقدار انرژی لازم برای گسیختگی در غشای قیری افزایش یابد و احتمال رخداد گسیختگی پیوستگی در ماستیک کاهش می‌یابد.

ایجاد کرده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود افزایش در درصد افزودنی‌ها در این دسته از نمونه‌ها باعث بهبود قابل توجه در نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم شده است. روند مشابهی در افزایش مقاومت مخلوط‌های آسفالتی در نتیجه استفاده از نانومواد در نمونه‌های با سنگ‌دانه‌های گرانیتی در شکل (۴) قابل مشاهده است. البته در این دسته از نمونه‌ها تفاوت در نمونه‌های با ۱ و ۲ درصد افزودنی کمتر از نمونه‌های ساخته‌شده با سنگ‌دانه‌های سنگ‌آهک است.

ترکیبات شیمیایی هر دو نوع سنگ‌دانه به‌کاررفته در این پژوهش در جدول (۱) ارائه شده است. این جدول نشان می‌دهد که سنگ‌آهک عمدتاً از کانی Cao تشکیل شده است درحالی‌که سنگ‌دانه‌های گرانیت عمدتاً از SiO_2 و Al_2O_3 تشکیل شده است. دسته‌بندی سنگ‌دانه‌ها بدین‌صورت است که سنگ‌دانه‌های سنگ‌آهک را آب‌گریز و سنگ‌دانه‌های گرانیت را آب‌دوست در نظر می‌گیرند. با استفاده از روند دو شکل زیر نیز می‌توان تشخیص داد که سنگ‌آهک در مقایسه با سنگ‌دانه گرانیتی مخلوط‌های مقاوم‌تری را در برابر رطوبت فراهم می‌کنند. همان‌طور که از نتایج نسبت کشش غیرمستقیم ارائه شده در شکل‌های زیر مشخص است مقاومت کششی نمونه‌های خشک نسبت به نمونه‌های مرطوب به میزان قابل توجهی کمتر است که این تفاوت نشانه خرابی ایجاد شده در مخلوط‌های آسفالتی ناشی از اثر رطوبت است. این کاهش در مقاومت نمونه‌های مرطوب نسبت به نمونه‌های خشک در نمونه‌های اصلاح شده نسبت به نمونه‌های کنترل کمتر است.

جدول ۷ مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی قیرهای مورد استفاده (ergs/cm^2)

مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی (ergs/cm^2)					مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی
کل	غیر قطبی	قطبی	اسیدی	بازی	
۱۴/۴۴	۱۲/۴۸	۱/۹۶	۱/۵۸	۰/۶۱	قیر ۶۰-۷۰
۱۹/۴۳	۱۹/۴۳	۲/۶۲	۱/۴۴	۱/۱۹	قیر ۶۰-۷۰ با ۱ درصد PVC
۲۰/۸۴	۲۰/۸۴	۲/۶۵	۱/۳۹	۱/۲۶	قیر ۶۰-۷۰ با ۲ درصد PVC

سنگ آهک ($143/38 \text{ ergs/cm}^2$) بزرگتر است. این مطلب باعث شکل‌گیری پیوندهایی بین قیر و سنگ‌دانه‌های گرانیتی می‌شود که در حضور آب به راحتی شکسته می‌شوند. به علاوه، مؤلفه غیر قطبی سنگ‌دانه‌های سنگ آهک در مقایسه با سنگ‌دانه‌های گرانیتی بزرگتر است. مؤلفه غیر قطبی باعث ایجاد تشکیل پیوندهای کوالانسی می‌شود که در حضور آب پایدار می‌مانند.

نتایج مربوط به پارامترهای انرژی آزاد پیوستگی، انرژی آزاد چسبندگی و انرژی جداشدگی در جدول (۹) ارائه شده است. همان‌طور که از داده‌های ارائه شده در این جدول می‌توان مشاهده نمود، اصلاح قیر باعث شده است تا انرژی آزاد پیوستگی به نحو قابل ملاحظه‌ای افزایش یابد. این مطلب باعث می‌شود تا مقاومت قیر در برابر گسیختگی پیوستگی افزایش یابد.

نتایج مربوط به اندازه‌گیری مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌ها در جدول (۸) ارائه شده است. همان‌طور که از داده‌های ارائه شده در این جدول می‌توان مشاهده نمود، سنگ‌دانه‌های سنگ آهک دارای مؤلفه بازی بزرگتر ($493/25 \text{ ergs/cm}^2$) نسبت به $10/42 \text{ ergs/cm}^2$ و مؤلفه اسیدی کوچکتر ($10/42 \text{ ergs/cm}^2$) نسبت به $19/28 \text{ ergs/cm}^2$ انرژی آزاد سطحی در مقایسه با سنگ‌دانه‌های گرانیتی هستند. بزرگ بودن مؤلفه بازی در سنگ‌دانه‌های سنگ آهک باعث می‌شود تا پیوندهای قوی‌تری بین این دسته از سنگ‌دانه‌ها و قیر که خصوصیات اسیدی دارد، شکل بگیرد و عریان‌شدگی با احتمال کمتری مورد انتظار باشد.

همچنین، مؤلفه قطبی سنگ‌دانه‌های گرانیتی ($176/19 \text{ ergs/cm}^2$) در مقایسه با سنگ‌دانه‌های

جدول ۸ مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی سنگ‌دانه‌های مورد استفاده (ergs/cm^2)

مؤلفه‌ها انرژی آزاد سطحی (ergs/cm^2)					مؤلفه‌های انرژی آزاد سطحی
کل	غیر قطبی	قطبی	اسیدی	بازی	
۲۸۶/۹۹	۱۴۳/۶۱	۱۴۳/۳۸	۱۰/۴۲	۴۹۳/۲۵	سنگ آهک
۲۸۱/۹۲	۱۰۵/۷۳	۱۷۶/۱۹	۱۹/۲۸	۴۰۲/۵۴	گرانیت

جدول ۹ انرژی آزاد سطحی پیوستگی و چسبندگی (ergs/cm^2)

مخلوط	سنگ‌دانه	قیر	انرژی جداشدگی	انرژی چسبندگی	انرژی پیوستگی
۱	سنگ آهک	قیر ۶۰-۷۰	۱۳۱/۲۳	۱۴۴/۵۵	۲۸/۸۹
۲		قیر ۶۰-۷۰ با ۱ درصد PVC	۱۲۱/۵۲	۱۶۵/۹۹	۴۴/۱۰
۳		قیر ۶۰-۷۰ با ۲ درصد PVC	۱۲۰/۰۵	۱۶۹/۰۳	۴۶/۹۷
۴	گرانیت	قیر ۶۰-۷۰	۱۲۱/۰۲	۱۲۹/۹۵	۲۸/۸۹
۵		قیر ۶۰-۷۰ با ۱ درصد PVC	۱۱۳/۳۱	۱۴۷/۳۸	۴۴/۱۰
۶		قیر ۶۰-۷۰ با ۲ درصد PVC	۱۱۲/۲۲	۱۵۱/۰۵	۴۶/۹۷

افزایش یابد. همچنین، این ماده باعث شده است تا مؤلفه غیر قطبی انرژی آزاد سطحی به میزان قابل توجهی افزایش یابد. این موضوع سبب می‌شود تا پیوندهای غیر قطبی که غیرقابل حل در آب هستند، با کیفیت بهتری شکل بگیرند. مقدار انرژی آزاد سطحی کل مربوط به قیرهای اصلاح‌شده از قیر پایه بیشتر است.

۲. انرژی آزاد چسبندگی در نمونه‌های اصلاح‌شده نسبت به نمونه‌های پایه افزایش می‌یابد و درواقع برای جدا کردن قیر از روی سطح واحد سنگ‌دانه به مقدار انرژی بیشتری نیاز است که باعث می‌شود تا احتمال رخداد عریان‌شدگی کاهش یابد. استفاده از PVC باعث می‌شود تا مقدار انرژی جداشدگی در نمونه‌های اصلاح‌شده کاهش یابد. این موضوع سبب می‌شود تا سیستم قیر-سنگ‌دانه از نظر ترمودینامیکی در حالت پایدارتری باشد و شدت رخداد عریان‌شدگی کاهش می‌یابد.

۳. استفاده از PVC باعث می‌شود تا مقدار نسبت مقاومت کششی غیرمستقیم در نمونه‌های با هر دو نوع سنگ‌دانه مورد استفاده در این پژوهش افزایش یابد.

۴. با توجه به اینکه ساختار تشکیل‌دهنده گرانیت دارای کانی‌های با خصوصیات آب‌دوستی بیشتر است، نمونه‌های ساخته‌شده با این نوع سنگ‌دانه در برابر خرابی رطوبتی مقاومت کمتری را از خود نشان داده‌اند.

۵. نتایج مربوط به هر دو پارامتر انرژی مورد استفاده در این پژوهش نشان می‌دهد که استفاده از PVC باعث می‌شود تا مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر خرابی رطوبتی افزایش یابد.

همچنین، استفاده از افزودنی‌های PVC باعث شده است تا مقدار انرژی آزاد چسبندگی در نمونه‌های حاوی هر دو نوع سنگ‌دانه افزایش یابد. این مطلب سبب می‌شود تا مقدار انرژی بیشتری برای جداسازی قیر از واحد سطح سنگ‌دانه مورد نیاز باشد. افزایش در درصد PVC باعث تغییر قابل توجهی در انرژی آزاد چسبندگی نشده است و می‌توان گفت این پارامتر در نمونه‌های حاوی ۱ و ۲ درصد افزودنی به یکدیگر نزدیک بوده است. نتایج مربوط به ستون انرژی جداشدگی نشان می‌دهد که استفاده از PVC باعث کاهش در انرژی جداشدگی شده است. این مطلب بدین معنی است که در رخداد عریان‌شدگی انرژی کمتری آزاد می‌شود. کاهش در انرژی جداشدگی سبب می‌شود تا سیستم تمایل کمتری به عریان‌شدگی داشته باشد و از نظر ترمودینامیک در حالت پایدارتری باشد.

نتیجه‌گیری

در این پژوهش سعی در استفاده از مواد افزودنی اصلاح کننده قیر به منظور مقاوم ساختن مخلوط آسفالتی در برابر خرابی ناشی از رطوبت در مخلوط‌های آسفالتی است. به منظور بررسی تأثیر افزودنی مورد استفاده در این پژوهش از روش‌های مکانیکی و ترمودینامیک استفاده شده است.

مهم‌ترین نتایج به‌دست‌آمده در این پژوهش عبارت‌اند از:

۱. استفاده از افزودنی‌های ضد عریان‌شدگی باعث شده است تا مؤلفه اسیدی و بازی قیر پایه به ترتیب کاهش و افزایش یابند. این رخداد باعث می‌شود تا میزان چسبندگی قیر با سنگ‌دانه‌های سنگ‌آهک و گرانیتی

مراجع

1. Moghadas Nejad, F., "Influence of using nonmaterial to reduce the moisture susceptibility of hot mix asphalt". *Construction and Building Materials*, Vol. 31, pp. 384-388, (2012).
2. Little, D.N. and Jones, D., "Chemical and mechanical processes of moisture damage in hot-mix asphalt pavements". *Transportation Research Board National Seminar*, San Diego, CA, USA, (2003).

3. Hamed, G.H., Moghadas Nejad, F.M., and Oveisi, K., "Estimating the moisture damage of asphalt mixture modified with nano zinc oxide". *Materials and Structures*, Vol. 49, No. 4. pp. 1165-1174, (2016).
4. Solaimanian, M., "Test methods to predict moisture sensitivity of hot-mix asphalt pavements". Transportation Research Board National Seminar. San Diego, California, (2003).
5. Hamed, G.H. and Moghadas Nejad, F., "Using energy parameters based on the surface free energy concept to evaluate the moisture susceptibility of hot mix asphalt". *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 16, No. 2. pp. 239-255, (2015).
6. Cheng, D., "Surface free energy of asphalt-aggregate system and performance analysis of asphalt concrete based on surface free energy". (2002).
7. Bond, A., Hefer, A., and Little, D., "Adhesion in Bitumen-aggregate Systems and Quantification of the effects of water on the adhesive bond", (2005).
8. Hamed, G.H. and Moghadas Nejad, F., "Evaluating the effect of mix design and thermodynamic parameters on moisture sensitivity of HMA". *Materials in Civil Engineering*: pp. In press, (2016).
9. Hamed, G.H., "Moisture Damage of Asphalt Mixture Modeling Based on Surface Free Energy Theory", PhD Thesis, Department of Civil & Environmental Engineering, Moisture Damage Modeling Based on Surface Free Energy Theory. pp. 305, (2015).
10. Khodaii, A., "Evaluating the Effect of Zycosoil on Moisture Damage of Hot Mix Asphalt Using the Surface Energy Method". *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 26, No. 2. (2013).
11. Arabani, M. and Hamed, G.H., "Using the surface free energy method to evaluate the effects of liquid antistripping additives on moisture sensitivity in hot mix asphalt". *International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 15, No. 1. pp. 66-78, (2014).
12. Hamed, G.H., "Evaluating the Effect of Asphalt Binder Modification Using Nanomaterials on the Moisture Damage of HMA". *Road Materials and Pavement Design*: p. In press, (2016).
13. Van Oss, C.J., Chaudhury, M.K., and Good, R.J., "Interfacial Lifshitz-van der Waals and polar interactions in macroscopic systems". *Chemical Reviews*, Vol. 88, No. 6., pp. 927-941, (1988).
14. Little, D.N., Bhasin, A., and Hefer, A., "Using surface energy measurements to select materials for asphalt pavement". Transportation Research Board, (2006).
15. Bhasin, A. and Little, D.N., "Characterization of aggregate surface energy using the universal sorption device". *Journal of Materials in Civil Engineering*. Vol. 19, No. 8. pp. 634-641, (2007).
16. Hefer, A.W., "Adhesion in bitumen-aggregate systems and quantification of the effects of water on the adhesive bond", Texas A&M University, (2004).
17. Hefer, A.W., Bhasin, A., and Little, D. N., "Bitumen surface energy characterization using a contact angle approach". *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 18, No. 6, p. 759-767, (2006).

18. Mercado, E.A., "Influence of fundamental material properties and air void structure on moisture damage of asphalt mixes". Texas A&M University, (2007).

مدل سازی رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره کوره قوس الکتریک با استفاده از مفهوم انرژی*

مرتضی جلیلی قاضی زاده^(۱) امیر کاوسی^(۲) علی اصغر صادقی^(۳) حمید فرهاد^(۴)

چکیده در این پژوهش به بررسی رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره کوره قوس الکتریک پرداخته شده است. پس از ارزیابی خصوصیات سرباره فولادی، پنج سری مخلوط آسفالتی با درصدهای وزنی مختلف سرباره (جایگزین بخش درشت دانه مصالح آهکی) تهیه شد. با استفاده از آزمایش خمش چهار نقطه ای، رفتار خستگی مخلوط ها در حالت کرنش کنترل شده ارزیابی شد. سپس با استفاده از عمرخستگی های به دست آمده، مدل های پیش بینی عمرخستگی توسعه داده شد. همچنین مدل خستگی بر اساس نتایج آزمایش کشش غیر مستقیم، مدول برجهندگی و بر پایه ی مفهوم انرژی شکست ارائه گردید. نتایج این مطالعه نشان داد که استفاده از سرباره، منجر به بهبود رفتار خستگی مخلوط آسفالتی می شود. همچنین مدل های توسعه داده شده دقت خوبی در پیش بینی عمرخستگی دارد. مدل به دست آمده از نتایج آزمایش کشش غیر مستقیم و مدول برجهندگی نیز نشان داد که می توان از پارامتر انرژی شکست برای تعیین عمرخستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره استفاده نمود.

واژه های کلیدی مخلوط آسفالتی، سرباره کوره قوس الکتریک، مدل خستگی، انرژی شکست.

Development of Fatigue Predictive Models for Asphalt Concrete Mixes Containing Electric Arc Furnace Steel Slag Based on Fracture Energy Concept

M. Jalili Qazizadeh A. Kavussi A. Sadeghi H. Farhad

Abstract This research was conducted in order to evaluate fatigue resistance properties of asphalt mixtures containing Electric Arc Furnace (EAF) steel slag. After evaluating properties of EAF steel slag, five sets of mixtures were prepared in laboratory. Each set consisted of a combination of a control limestone aggregate mixed with a specific amount of EAF steel slag. Four points bending beam fatigue testing was performed on all mixtures (at strain controlled mode). Based on fatigue lives, fatigue predicting models were developed. Moreover, a fatigue prediction model which was obtained from indirect tensile test, resilient modulus and was based on fracture energy was developed. The results showed that the inclusion of EAF in mixtures improved fatigue life of mixtures considerably. Very good correlations were observed between responses and fatigue life of mixtures. In addition, models based on fracture energy (DE_f/DE_{IDT}) predicted fatigue life of mixtures containing EAF materials reasonably well.

Key Words Asphalt mixture, EAF slag, Fatigue model, Fracture energy.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۵/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۲/۱۸ می باشد.

(۱) استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی قوچان.

(۲) استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

(۳) استادیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه حکیم سبزواری.

(۴) نویسنده مسئول، مربی، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه تربت حیدریه.

مقدمه

سرباره فولادی یکی از محصولات فرعی صنایع فولاد است که می توان به عنوان مصالح سنگی در لایه های روسازی مورد استفاده قرار گیرد. سرباره کوره اکسیژنی (BOF) و سرباره کوره قوس الکتریک (EAF) دو نوع متداول از سرباره است که در لایه های آسفالتی استفاده می شود [1-3]. سالانه بیش از ۳ میلیون تن سرباره فولاد در ایران تولید می شود که بیش از ۵۰٪ آن را سرباره کوره قوس الکتریک تشکیل می دهد. برخی از مزایای سرباره نسبت به مصالح سنگی متداول در روسازی، عبارت است از: مقاومت بیشتر در برابر سایش، شکستگی بیشتر و بافت زبرتر که منجر به برتری نسبی این مصالح شده است. با این وجود یکی از معایب استفاده از سرباره در لایه های روسازی، پتانسیل افزایش حجم آن به دلیل وجود عناصر آزاد منیزیم و آهن است [4].

ترک خوردگی خستگی یکی از خرابی های مهم در روسازی های آسفالتی است. حداکثر کرنش افقی در زیر لایه آسفالتی به عنوان معیار کنترل کننده ترک خستگی در روسازی آسفالتی به کار می رود. پس از عبور هر بار از روی سطح روسازی، تنش فشاری افقی در نیمه بالایی لایه آسفالتی و تنش کششی افقی در نیمه پایینی لایه آسفالتی ایجاد می شود. پس از تکرار بارگذاری، کرنش حاصل از این تنش ها سرانجام منجر به ترک خوردگی خستگی در روسازی خواهد شد [5].

عملکرد مخلوط آسفالتی تابع خصوصیات مصالح سنگی نظیر شکل، بافت سطحی، دانه بندی، مدول و خصوصیات قیر نظیر نرمی، درجه نفوذ، کندروانی، چسبندگی، سختی و ... است. همچنین، اندرکنش میان قیر و مصالح سنگی در مخلوط تأثیر بسزایی در خصوصیات مخلوط آسفالتی خواهد داشت [6]. عملکرد خستگی نیز به شدت تحت تأثیر نوع مصالح سنگی تغییر می کند [7].

پیش بینی دقیق عمر خستگی مخلوط آسفالتی به دلیل پیچیدگی پدیده خستگی تحت شرایط مختلف بارگذاری، محیطی و مصالح، بسیار مشکل است. در دهه های گذشته، مطالعات زیادی در خصوص مدل سازی رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی بر اساس نتایج آزمایشگاهی و میدانی انجام شده است. با این وجود، پژوهش های کمی در خصوص مدل سازی رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره صورت گرفته است؛ بنابراین، یکی از اهداف این پژوهش، توسعه مدل خستگی مخلوط آسفالتی حاوی سرباره کوره قوس الکتریک است. از طرف دیگر، از آنجایی که انجام آزمایش خستگی بسیار زمان بر و پرهزینه است، در این تحقیق سعی شده است مدلی بر پایه انرژی شکست با استفاده از نتایج آزمایش های کشش غیرمستقیم و مدول برجهنگی، ارائه گردد.

پیشینه تحقیق

با وجود این که مطالعات پیشین به نقش مؤثر سرباره فولاد در بهبود مقاومت مخلوط در برابر تغییر شکل های ماندگار اشاره دارد؛ اما تحقیقات کمی در خصوص رفتار خستگی این مخلوط ها انجام شده است که نتایج این مطالعات کم نیز بعضاً ضدونقیض است.

نتایج مطالعه ای که در زمینه جایگزینی ریزدانه مخلوط با سرباره انجام شده است؛ نشان داد که سختی و خصوصیات کششی مخلوط حاوی سرباره نسبت به مخلوط شاهد افزایش می یابد [8]. همچنین تحقیقات آنها نشان داد که ترکیبی از درشت دانه سرباره ای و مصالح درشت دانه آهکی منتج به عمر خستگی بیشتر مخلوط آسفالتی خواهد شد. در پژوهشی دیگر، با جایگزینی مقادیر مختلف سرباره (۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰) به جای درشت دانه آهکی در مخلوط، به این نتیجه دست یافتند که جایگزینی ۲۵٪ درشت دانه با سرباره می تواند منجر به

دست آمد، سپس ۴۵ تیرچه جهت آزمایش خستگی به روش تیرچه خمشی و ۱۵ نمونه استوانه‌ای با ابعاد نمونه - های مارشال جهت آزمایش کشش غیرمستقیم و مدول برجهندگی، تهیه شد. سپس آزمایش خستگی در حالت کرنش کنترل شده در سه سطح کرنش (۸۰۰، ۷۰۰ و ۵۰۰) و آزمایش کشش غیرمستقیم در دمای ۲۰ درجه سانتی گراد، انجام و با استفاده از روش‌های آماری، تحلیل و با یکدیگر مقایسه گردید. سپس از این نتایج برای مدل سازی رفتار خستگی مخلوط‌های آسفالتی حاوی سرباره استفاده گردید.

مواد و مصالح مصرفی

در این پژوهش از یک نوع سنگ‌دانه آهکی، یک نوع سرباره فولادی EAF (تولید کارخانه فولاد مبارکه اصفهان) و از قیر ۶۰-۷۰ به منظور ساخت نمونه‌های آسفالتی استفاده شده است. همچنین در تمامی مخلوط‌ها از پودر سنگ آهک به عنوان فیلر استفاده گردید. دانه‌بندی مصالح سنگی منطبق بر منحنی دانه‌بندی شماره ۴ (با حداکثر اندازه‌ی اسمی ۱۲/۵ میلی متر) آیین نامه‌ی روسازی آسفالتی راه‌های ایران انتخاب شد [۱۴]. به منظور امکان قیاس مخلوط‌ها با یکدیگر، مصالح سنگی به گونه‌ای انتخاب گردید که منحنی دانه‌بندی هر سه نوع مخلوط دقیقاً بر یکدیگر منطبق باشد. مشخصات مصالح سنگی آهکی، سرباره و قیر مصرفی در جداول (۱) و (۲) ارائه شده است.

همچنین به منظور تعیین عناصر و ترکیبات شیمیایی مصالح سنگی آهکی و سرباره‌ای آزمایش XRF انجام شد که نتایج در جدول (۳) ارائه شده است.

بهبود خصوصیات مخلوط آسفالتی گردد [9]. هرچند دلایل منطقی در خصوص این تغییرات، ارائه نشده است. مطالعاتی دیگر در ایتالیا در خصوص امکان استفاده از دو نوع سرباره کوره قوس الکتریک نشان داد که در سطح تنش مشخص، با افزایش سختی، مقادیر تغییر شکل، کاهش و در نتیجه مقاومت در برابر ترک خوردگی افزایش می‌یابد و عمرخستگی مخلوط در قیاس با نمونه‌های شاهد افزایش می‌یابد [10,11].

خصوصیات مکانیکی مخلوط آسفالتی حاوی سرباره و مصالح دورریز در تحقیقی دیگر مورد بررسی قرار گرفت [12]. در این مطالعه، سه نوع مصالح سنگی شامل سرباره، داسیت و بتن بازیافتی مورد استفاده قرار گرفت و یافته‌های آنها نشان داد که عمرخستگی مخلوط - های حاوی سرباره به طور قابل توجهی بیشتر از مخلوط آسفالتی متداول است [12].

در پژوهشی دیگر [13] با مقایسه عمرخستگی مخلوط آسفالتی حاوی درصد‌های مختلف سرباره کوره قوس الکتریک توسط آزمایش خمش چهار نقطه‌ای در حالت تنش کنترل شده و در دو وضعیت پیرشده و پیرنشده، نشان دادند که با افزودن سرباره عمرخستگی مخلوط آسفالتی به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته و همچنین حساسیت نسب به پیرشدگی مخلوط‌های آسفالتی حاوی سرباره قوس الکتریک در قیاس با مخلوط آهکی، کمتر است.

روش تحقیق

در این تحقیق به منظور بررسی رفتار خستگی مخلوط‌های حاوی سرباره، بخش درشت‌دانه مصالح سنگی آهکی به ترتیب با ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ درصد (وزنی) سرباره نوع EAF جایگزین گردید. با استفاده از روش طرح اختلاط مارشال بر اساس استاندارد ASTM D-6927 درصد قیر بهینه و سایر مشخصات فیزیکی و مکانیکی مخلوط‌ها به

جدول ۱ مشخصات مصالح سنگی آهکی و سرباره ای

مشخصه	استاندارد	مصالح آهکی			سرباره کوره قوس الکتریک (EAF)
		درشت دانه	ریزدانه	فیلر	
وزن مخصوص (g/cm^3)	ASTM C-127	۲/۶۵۶			۳/۰۵۵
وزن مخصوص (g/cm^3)	ASTM C-128		۲/۵۸۲		
وزن مخصوص (g/cm^3)	ASTM D-854			۲/۷۶۸	
درصد جذب آب		۱/۶۰	۱/۹۰		۱/۸۵
سایش لس آنجلس (%)	ASTM C-131	۲۰/۴			۱۳/۴
شکستگی در دو وجه (%)	ASTM D-5821	۸۰			۹۸

جدول ۲ مشخصات قیر مورد استفاده

نام آزمایش	استاندارد آشتو	نتیجه
وزن مخصوص قیر	T-228	۱/۰۱۳
درجه نفوذ (سانتی گراد)	T-49	۶۳/۷
نقطه نرمی (سانتی گراد)	T-53	۵۱/۷
کندروانی کینماتیکی در دمای ۱۳۵ درجه سانتی گراد (mm^2/s)	T-201	۶۸۸
شکل پذیری (سانتی متر)	T-51	>۱۰۰
نقطه اشتعال (سانتی گراد)	T-48	۲۸۹

جدول ۳ نتایج تحلیل XRF مصالح سنگی

درصد اکسید												مصالح آهکی
V	MnO	Na ₂ O	Sr	P ₂ O ₅	TiO ₂	K ₂ O	MgO	CaO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SiO ₂	
---	---	---	۰/۰۲۴	۰/۰۵۶	---	۰/۱۷۵	۵/۷۰۱	۴۵/۷۸۶	۰/۳۷۶	۰/۶۷	۵/۵۶۵	مصالح آهکی
۰/۶۸۷	۲/۳۲۳	۰/۳۳۷	۰/۰۳۴	۱/۵۰۲	۲/۱۱۱	۰/۲۴۸	۵/۰۱۳	۳۸/۸۶۷	۲۵/۷۵۱	۴/۰۷۳	۱۷/۴۶۷	EAF

مصالح سنگی با قیر، بدین ترتیب که با کاهش این نسبت چسبندگی بهتر صورت می گیرد که در هر دو نوع مصالح این نسبت بالاست.

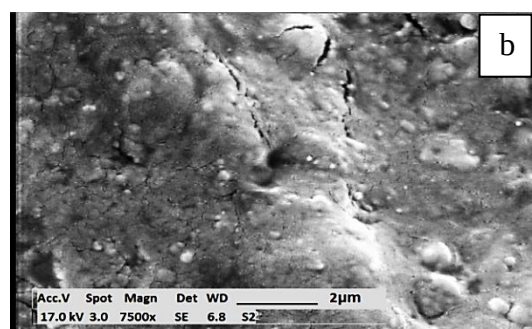
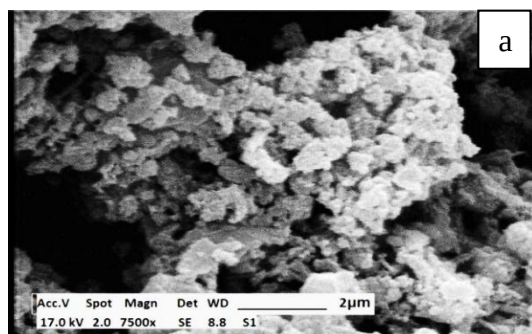
به منظور بررسی سطح، سائز حفرات و ساختار کریستالی سنگ دانه های سرباره فولاد و مقایسه ی آنها با سنگ دانه های آهکی، از میکروسکوپ الکترونی SEM استفاده شد. در این نوع میکروسکوپ، الکترون به سطح نمونه تابیده شده و سپس منعکس می گردد و توسط شناساگرها جمع آوری و تبدیل به فوتون نوری می گردد تا تصویر مرئی ایجاد شود؛ به عبارت دیگر، این نوع

همان گونه که نتایج جدول (۳) نشان می دهد، مهم ترین فازها و ترکیبات تشکیل دهنده مصالح سنگی آهکی، همان طور که از نامش پیداست، اکسید کلسیم است و در مورد سرباره فولاد کوره قوس الکتریک عبارت اند از: اکسید کلسیم (کلسیت)، اکسید آهن، کوارتز، مگنتیت و اکسید آلومینیم. حضور اکسید آهن و آلومینیوم به همراه دیگر عناصر فلزی در ترکیبات سرباره دلیل اصلی مقاومت زیاد مصالح سرباره ای در برابر سایش است. نسبت SiO_2/CaO نشانه ای از خصوصیت بازی مصالح سنگی است و تضمینی برای چسبندگی مناسب

میکروسکوپ فقط از ساختار سطحی تصویر می دهد. تصاویر گرفته شده با این روش، در شکل (۱) برای مصالح سنگی آهکی و سرباره نوع EAF نشان داده شده است.

طرح اختلاط

نمونه های آزمایش مارشال بر اساس استاندارد ASTM D-6926 ساخته شد. بدین منظور ابتدا با استفاده از منحنی دما-کندروانی قیر، دمای اختلاط و تراکم تعیین گردید. نمونه ها پس از اختلاط در دمای ۱۴۵ درجه سانتی گراد، با ۷۵ ضربه ی مارشال به هر دو طرف نمونه های ۱۰۲ میلی متری به منظور در نظر گرفتن شرایط ترافیکی سنگین، در دمای ۱۳۵ درجه سانتی گراد متراکم گردید. در این آزمایش در مجموع ۹۰ نمونه با درصد های مختلف (۲۵، ۵۰، ۷۵، ۱۰۰ درصد درشت دانه) سرباره نوع EAF که جایگزین بخش درشت دانه مصالح آهکی شده بود، بر حسب درصد های مختلف قیر تهیه گردید. برای نام گذاری نمونه های حاوی سرباره از حرف E و برای نمونه های حاوی مصالح آهکی از حرف L استفاده شده است. همچنین درصد جایگزینی سرباره به جای درشت دانه مخلوط پس از خط تیره نشان داده شده است. پس از ساخت، وزن مخصوص واقعی نمونه های متراکم شده، اندازه گیری شد. استقامت و روانی نمونه ها بر اساس استاندارد ASTM D-6927 با استفاده از دستگاه آزمایش مارشال اندازه گیری گردید که نتایج آن در جدول (۴) ارائه شده است.



شکل ۱ مقایسه بافت سطحی سنگ دانه ها با استفاده از تصاویر گرفته شده با میکروسکوپ الکترونی (a: EAF، b: سنگ دانه آهکی)

در این آزمایش از سنگ دانه هایی با اندازه اسمی ۴/۷۵ میلی متر استفاده شد. بر اساس این تصاویر سرباره های فولاد دارای سطح و بافت زبرتر و درشت تر در

جدول ۴ خلاصه نتایج طرح اختلاط مارشال

نوع نمونه	درصد قیر بهینه	استقامت مارشال (kN)	وزن مخصوص توده ای (G_{mb})	درصد جذب آب	درصد قیر جذب شده (P_{ba})	VMA	VFA
E-25	۴/۷	۱۱/۷	۲/۴۳	۰/۳۶	۰/۳۸	۱۵/۲	۷۰
E-50	۴/۹	۱۳/۱	۲/۴۹	۰/۱۳	۰/۵۸	۱۶/۴	۷۴
E-75	۵/۰	۱۳/۷	۲/۵۴	۰/۲۵	۰/۸۴	۱۶/۱	۷۵
E-100	۵/۲	۱۴/۰	۲/۵۷	۰/۲۶	۰/۹۹	۱۷/۰	۷۵
L	۴/۶	۱۰/۸	۲/۳۷	۰/۵۳	۰/۲۶	۱۴/۶	۷۰

نبوده و بعد از هر سیکل بارگذاری، مقداری تغییر شکل ماندگار خواهد داشت [17]. باین وجود اگر مقدار بار در قیاس با مقاومت مصالح کم باشد و به دفعات تکرار شود، تغییر شکل ها، تقریباً برگشت پذیر بوده و با بار وارده متناسب خواهد بود. تحت این شرایط، مصالح روسازی را می توان به عنوان مصالح الاستیک در نظر گرفت [18]. برای انجام آزمایش مدول برجهنگی، به ازای هر ترکیبی از مصالح سنگی و سرباره ای، حداقل سه نمونه در دو وضعیت (با تغییر ۹۰ درجه ای نمونه) و در دمای ۲۰ درجه سانتی گراد مطابق روش استاندارد ASTM D 4123، مورد آزمایش قرار گرفت. در این آزمایش نمونه تحت بار نیمه سینوسی با فرکانس ۱ Hz و زمان استراحت ۰/۹ ثانیه بارگذاری گردید. با استفاده از رابطه (۱) می توان ضریب برجهنگی را به دست آورد:

$$M_r = \frac{P(u+0.27)}{t\delta_h} \quad (1)$$

در این رابطه، P حداکثر بار دینامیکی (N) ، u ضریب پواسون $(0/35)$ ، t ضخامت نمونه (mm) و δ_h مجموع تغییر شکل های برگشت پذیر افقی است. برای انجام این آزمایش از دستگاه UTM-14P استفاده شد. قبل از انجام آزمایش، نمونه ها به مدت حداقل ۶ ساعت در دمای ۲۰ درجه قرار داده شد. در مجموع ۱۵ نمونه برای این آزمایش ساخته شد.

آزمایش کشش غیرمستقیم (تعیین دانسیته انرژی شکست)

جهت تعیین رفتار کششی مخلوط آسفالتی که می تواند به مقاومت روسازی در برابر ترک خوردگی مرتبط شود، از آزمایش کشش غیرمستقیم استفاده می شود [19]. در این آزمایش، نمونه استوانه ای به صورت خوابیده بین فک های بارگذاری دستگاه بارگذاری فشاری قرار می گیرد (این بارگذاری فشاری سبب ایجاد تنش نسبتاً یکنواختی در صفحه ی قائم خواهد شد که معمولاً گسیختگی هم در

نتایج آزمایش مارشال برای هر ۵ سری مخلوط نشان می دهد که کمترین و بیشترین درصد قیر بهینه به ترتیب مربوط به مخلوط حاوی مصالح آهکی و مخلوط با ۱۰۰٪ درشت دانه سرباره ای است. افزایش درصد قیر این مخلوط ها می تواند به دلیل خلل و فرج موجود در سنگ دانه های سرباره ای باشد. با افزایش نسبت مصالح سرباره ای، استقامت مارشال نمونه های آسفالتی افزایش یافته است. البته با افزودن تا ۲۵ درصد سرباره به مخلوط آسفالتی، افزایش استقامت مارشال، چندان قابل ملاحظه نبوده ولی با جایگزین کردن مقادیر بیشتر (حداقل ۵۰ درصد مصالح آهکی با مصالح سرباره ای) به دلیل درگیری و قفل و بست مؤثر سنگ دانه ها، این پارامتر به شکل چشمگیری افزایش می یابد به گونه ای که با جایگزین شدن کل بخش درشت دانه مصالح سنگی آهکی با مصالح سرباره ای، استقامت مارشال مخلوط آسفالتی حدود ۴۰ درصد افزایش پیدا کرده است. استقامت مخلوط آسفالتی به دو عامل اصطکاک داخلی و چسبندگی بستگی دارد [۱۵]. اصطکاک بین دانه های مصالح سنگی در درجه اول بستگی به زبری سطح دانه ها و قفل و بست و جنس آن ها و در درجه دوم بستگی به دانه بندی و حداکثر قطر دانه ها دارد. مقدار قیر مصرفی نیز بر اصطکاک بین دانه های سنگی اثر می گذارد به این ترتیب که با اضافه شدن مقدار قیر، ضخامت قیر در محل اتصال دانه ها افزایش یافته و موجب کم شدن اصطکاک می گردد. زبری سطح دانه ها موجب می شود که استقامت مخلوط آسفالتی با افزایش مقدار قیر، کمتر کاهش یابد. بنابراین هرچه سطح دانه ها زبرتر باشد، تقلیل استقامت آسفالت با افزایش مقدار قیر به مقدار قابل ملاحظه ای کمتر خواهد بود [۱۶].

کارهای آزمایشگاهی آزمایش مدول برجهنگی

مدول برجهنگی مخلوط آسفالتی یکی از مهم ترین پارامترهای طراحی به روش تئوری لایه ای است. اکثر مصالح مورد استفاده در لایه های روسازی الاستیک کامل

کرنش که از آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم بر روی مخلوط آسفالتی به دست آمده، نشان داده شده است.

دانشیه انرژی شکست (FE_{IDT})، حاصل مجموع دانشیه انرژی کرنش الاستیک (EE_{IDT}) (Elastic Strain) و دانشیه انرژی کرنش خزشی تلف شده کل (DE_{IDT}) (Dissipated Creep Strain) (Energy Density) است. مفهوم دانشیه انرژی کرنش خزشی تلف شده (DE_{IDT}) اولین بار توسط دو محقق ارائه گردید [22,23]. همان طور که در شکل (۳) نشان داده شده است FE_{IDT} سطح زیر منحنی تنش-کرنش تا لحظه گسیختگی است. در حالی که EE_{IDT} مساحت قسمتی از زیر منحنی تنش-کرنش است که توسط کرنش در لحظه گسیختگی (ϵ_f)، ضریب برجهنگی (M_f) و مقاومت کششی غیرمستقیم (σ_{IDT}) شکل می گیرد. در واقع DE_{IDT} تفاوت بین FE_{IDT} و EE_{IDT} است [21]. محاسبه DE_{IDT} وابسته به نتایج ضریب برجهنگی و مقاومت کششی غیرمستقیم خواهد بود که از رابطه (۴) به دست می آید:

$$DCSE_{IDT} = FE - EE \quad (4)$$

در تحقیقی [21] نشان دادند که DE_{IDT} با عمرخستگی مخلوط های آسفالتی همبستگی بسیار زیادی دارد. بدین ترتیب که به ازای سطح کرنشی مشخص، مخلوطی که DE_{IDT} بزرگتری دارد، عملکرد خستگی بهتری نیز خواهد داشت. همچنین این محققین بیان داشتند که DE_{IDT} ، یکی از خواص مهندسی منحصر به فرد مخلوط است که با مقاومت شکست مخلوط در ارتباط است [21].

امتداد همین صفحه اتفاق می افتد [20]. سپس نمونه تحت بار قرار گرفته و بار با نرخ تغییر شکل ثابت 50 mm/min به آن اعمال می گردد و بارگذاری تا زمان گسیختگی نمونه ادامه می یابد. این آزمایش در دمای 20°C درجه سانتی گراد انجام و جهت تعیین مقاومت کششی نمونه ها از رابطه (۲) استفاده شد:

$$S_t = \frac{2P}{\pi.t.D} \quad (2)$$

که در آن:

D : قطر نمونه $t, (m)$: ضخامت نمونه $P, (m)$: حداکثر بار (kN) و S_t : مقاومت کششی (kPa) است.

با توجه به این که آزمایش تعیین مقاومت کششی غیرمستقیم با استفاده از دستگاه UTM-14P انجام شد، بنابراین امکان ثبت تنش و کرنش در هر لحظه فراهم بود. لذا با استفاده از این مطلب امکان ترسیم منحنی تنش و کرنش و محاسبه چقرمگی (Toughness) نمونه ها وجود داشت.

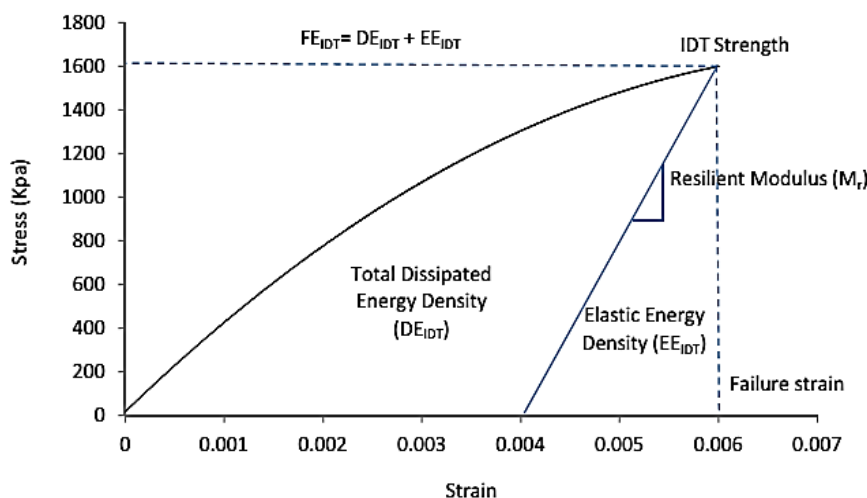
طبق تعریف، سطح زیر نمودار تنش-کرنش تا لحظه گسیختگی (حداکثر تنش کششی) معرف چقرمگی مخلوط است که نشان دهنده انرژی لازم جهت گسیختگی نمونه است و از رابطه (۳) به دست می آید:

$$FE = \int_0^{\epsilon_f} s(\epsilon) d\epsilon \quad (3)$$

که در آن:

FE : انرژی تا لحظه شکست (چقرمگی) و ϵ_f : کرنش در لحظه گسیختگی است.

به این سطح همچنین، دانشیه انرژی شکست (Fracture Energy Density) می گویند. دانشیه انرژی شکست که به عنوان سطح زیر منحنی تنش-کرنش تا نقطه حداکثر منحنی، تعریف می شود، انرژی پتانسیل لازم برای ایجاد ترک است. از این مفهوم می توان برای بررسی عملکرد خستگی مخلوط های آسفالتی استفاده نمود، زیرا با استفاده از این مفهوم می توان وضعیت تنش و کرنش را توسط یک پارامتر تا لحظه شروع ترک خوردگی در نظر گرفت [21]. در شکل (۳) نمونه ای از منحنی تنش-

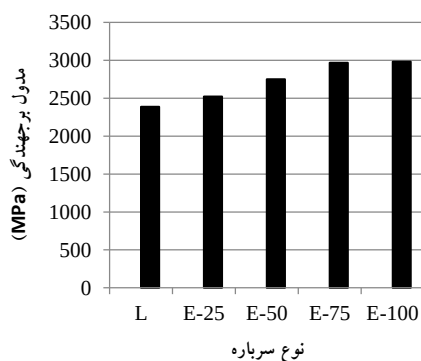


شکل ۳ نمونه ای از منحنی تنش- کرنش در آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم

نتایج آزمایش ها و تحلیل نتایج

نتایج آزمایش مدول برجهندگی

در شکل (۴) نتایج آزمایش مدول برجهندگی مخلوط ها با درصد های مختلف سرباره نشان داده شده است. نتایج نشان می دهد که افزودن سرباره منجر به افزایش ضریب برجهندگی نسبت به نمونه شاهد (نمونه حاوی مصالح آهکی) شده است. افزایش ضریب برجهندگی می تواند به دلیل شکستگی بیشتر سرباره و در نتیجه قفل و بست بیشتر مصالح سنگی باشد.



شکل ۴ میانگین ضریب برجهندگی نمونه ها در دمای ۲۰ °C

آزمایش خستگی

در این تحقیق برای انجام آزمایش خستگی از روش تیرچه خمش چهار نقطه ای مطابق روش استاندارد AASHTO T321-07 استفاده شد. تیرچه های این آزمایش با ابعاد ۳۸۰×۶۳×۵۰ میلی متر تهیه شد. سپس آزمایش خستگی در حالت کرنش کنترل شده و در سطوح کرنش ۵۰۰، ۷۰۰ و ۸۰۰ میکرو کرنش و تحت فرکانس بارگذاری ۱۰ هرتز در دمای ۲۰ درجه سانتی گراد انجام گردید. در هر سطح کرنش سه تیرچه مورد آزمایش قرار گرفت. همچنین از بارگذاری سینوسی به دلیل تطابق بهتر با واقعیت [24] استفاده شد. دلیل انتخاب این سطوح کرنش قرارگیری عمرخستگی در محدوده ۱۰۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰۰۰ (که توصیه اکثر استانداردهاست) است تا بتوان در مدل سازی استفاده نمود.

قبل از انجام آزمایش خستگی، درصد فضای خالی نمونه ها تعیین گردید تا تطابق آن ها با حدود پیشنهادی استاندارد کنترل شود. برای انجام آزمایش، نمونه ها به مدت حداقل ۶ ساعت در دمای ۲۰ درجه سانتی گراد قرار داده شد.

مقادیر میانگین دانسیته انرژی تلف شده کل نمونه ها نسبت به نمونه شاهد نشان می دهد که با افزودن سرباره، دانسیته انرژی تلف شده کل مخلوط افزایش می یابد. مقادیر بیشتر دانسیته انرژی تلف شده کل معیاری است که نشان دهنده مقاومت در برابر ترک های خستگی است. بدین مفهوم که با افزایش این پارامتر مقاومت در برابر ترک های خستگی افزایش می یابد و به عبارت دیگر عمر خستگی مخلوط، افزایش خواهد یافت؛ بنابراین با افزودن هر دو نوع سرباره به مخلوط و در نتیجه افزایش دانسیته انرژی تلف شده بیشتر، می توان انتظار داشت که این مخلوط ها عمر خستگی بیشتری نسبت به نمونه شاهد خواهد داشت. مقادیر دانسیته انرژی تلف شده کل به دست آمده از این آزمایش با نتایج به دست آمده در تحقیق ژری و همکارانش [25] مطابقت دارد. در تحقیق مذکور نشان دادند که مخلوط های حاوی سرباره دانسیته انرژی تلف شده کل بیشتری نسبت به نمونه های حاوی مصالح بازالتی دارد.

به طور کلی همان طور که نتایج آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم نشان می دهد با افزودن سرباره به مخلوط، حداکثر مقاومت کششی غیرمستقیم، چقرمگی و دانسیته انرژی تلف شده کل مخلوط نسبت به نمونه شاهد افزایش می یابد. این مطلب می تواند ناشی از شکستگی بیشتر مصالح سرباره ای و در نتیجه قفل و بست بهتر مصالح سنگی و همچنین پیوند قوی تر قیر و مصالح سرباره ای باشد. چسبندگی مصالح سنگی و قیر نقش مهمی در گسیختگی و شکست مخلوط آسفالتی ایفا می کند. مقاومت در برابر ترک خوردگی مخلوط آسفالتی تابعی از چسبندگی بین قیر و مصالح سنگی و همچنین چسبندگی قیر است؛ بنابراین با افزایش چسبندگی میان قیر و مصالح سنگی، مقاومت در برابر ترک خوردگی افزایش خواهد یافت [26]. انرژی شکست بیشتر نمونه های حاوی سرباره در قیاس با نمونه شاهد نیز نشان دهنده

به منظور بررسی معنی داری نتایج آزمایشگاهی از تحلیل های آماری استفاده گردید. هدف از انجام تحلیل های آماری، بررسی این موضوع است که تغییر در پارامترهای آزمایش ها ناشی از خطاهای آزمایشگاهی است و یا به دلیل حضور سرباره است. بدین منظور تحلیل های آماری ANOVA در سطح اطمینان ۹۵٪ بر روی پارامترهای آزمایش انجام گردید. نتایج زمانی معنی دار خواهد بود که مقدار P value کمتر از ۰/۰۵ باشد. نتایج این تحلیل ها نشان داد که در دمای ۲۰ درجه سانتی گراد، تفاوت میان مقادیر ضریب برجهندگی نمونه های حاوی ۵۰٪ یا بیشتر سرباره ها با نمونه شاهد، معنی دار است بدین مفهوم که تفاوت در مقادیر ضریب برجهندگی ناشی از افزودن سرباره است.

نتایج آزمایش کشش غیرمستقیم و تعیین دانسیته انرژی شکست

در جدول (۵) نتایج آزمایش کشش غیرمستقیم نمونه ها، شامل: حداکثر مقاومت کششی، سطح زیر نمودار تنش- کرنش تا لحظه گسیختگی و دانسیته انرژی کرنش خزشی تلف شده کل نمونه های حاوی درصد های مختلف سرباره ارائه شده است.

همان طور که ملاحظه می شود، با افزایش درصد سرباره در مخلوط، حداکثر مقاومت کششی نمونه ها افزایش می یابد. بدین ترتیب که حداکثر مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه های E-100 نسبت به نمونه شاهد حدود ۲۰٪ افزایش یافته است. یافته های این آزمایش با نتایج به دست آمده از تحقیق آسی و همکاران [9]، مطابقت خوبی دارد با این تفاوت که در تحقیق مذکور، بیشترین مقدار مقاومت کششی غیرمستقیم مربوط به نمونه ۲۵٪ سرباره بوده و توجیه منطقی در این خصوص نیز ارائه نشده است. همچنین با افزودن سرباره به مخلوط آسفالتی، سطح زیر منحنی تنش-کرنش (چقرمگی) نمونه ها افزایش می یابد. این افزایش میزان چقرمگی برای نمونه E-100 به حدود ۳۰٪ می رسد.

نیروی لازم بیشتر برای ایجاد خرابی در این نوع مخلوط- هاست و نشان می دهد که افزودن مخلوط های حاوی سرباره سبب افزایش آستانه ی تحمل مخلوط قبل از ترک خوردگی شده و به بیان دیگر نیروی بیشتری برای ترک خوردگی آن لازم است.

به منظور بررسی تأثیر افزودن درصد های مختلف سرباره بر نتایج آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم، از تحلیل های آماری به روش تحلیل واریانس استفاده شد. تحلیل واریانس تعیین می نماید که آیا میانگین یک نمونه یا چند نمونه با نمونه های دیگر در سطح اهمیت در نظر گرفته شده، متفاوت است یا خیر. با این وجود این روش تحلیل نشان نمی دهد که تفاوت معنادار آماری، مربوط به میانگین کدام نمونه یا نمونه ها است؛ بنابراین از آزمون- هایی نظیر توکی به همراه تحلیل واریانس به منظور تعیین این که میانگین کدام نمونه ها از نظر آماری متفاوت است، استفاده می شود. در آزمون توکی، همه میانگین ها برای هریک از حالات بر حسب دامنه مرتب می شود. گروهی که کمترین میانگین را دارد، رتبه یک را می گیرد. تفاوت- های جفتی بین میانگین ها که از بزرگترین میانگین و مقایسه آن با کوچکترین میانگین آغاز می شود، در هر

گروه فهرست شده و به خطای استاندارد تقسیم می شود. این مقدار با یک مقدار بحرانی دامنه استاندارد شده مقایسه می شود. اگر این مقدار از مقدار بحرانی بیشتر باشد، آنگاه نتیجه گرفته می شود که ظهور در آن گروه، از لحاظ آماری متفاوت است. برای انجام تحلیل آماری از آزمون ANOVA در سطح اطمینان ۹۵٪ بر روی نتایج آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم استفاده شد. به این ترتیب که از این آزمون برای سنجش تأثیر تغییر درصد های مختلف سرباره بر پارامترهای این آزمایش استفاده گردید. در جدول (۶) نتایج به دست آمده از تحلیل واریانس برای نتایج آزمایش های مقاومت کششی غیرمستقیم ارائه شده است.

نتایج تحلیل های آماری نشان داد که تفاوت معنی- داری بین مقادیر حداکثر مقاومت کششی نمونه های حاوی سرباره و نمونه شاهد (به جزء نمونه E-25) وجود دارد. همچنین این موضوع برای مقادیر چقرمگی (سطح زیر منحنی تنش- کرنش تا لحظه گسیختگی) نمونه های حاوی ۷۵٪ یا بیشتر سرباره با نمونه شاهد وجود دارد. دانسیته انرژی تلف شده کل نمونه ها (به جزء نمونه E-25) نیز با نمونه شاهد تفاوت معنی داری دارد.

جدول ۵ خلاصه آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم

نوع مخلوط	L	E-25	E-50	E-75	E-100
حداکثر تنش کششی (kPa)	۶۲۵	۶۹۳	۷۳۲	۷۵۰	۷۵۶
سطح زیر منحنی تا لحظه گسیختگی (kPa)	۴۲۴	۴۴۰	۵۰۵	۵۲۴	۵۴۶
دانسیته انرژی کرنش خزشی تلف شده کل (DE _{DT}) (kPa)	۳۲۲	۳۳۴	۳۸۸	۴۰۶	۴۳۷

جدول ۶ تحلیل واریانس نتایج مقاومت کششی غیرمستقیم نمونه ها

نوع نمونه	مجموع مربعات (ss)	درجه آزادی (df)	F	P	آزمون توکی
حداکثر مقاومت کششی	۸۰۴۵۹	۱۰	۳/۵۰	۰/۰۰۲	به جزء نمونه E-25
چقرمگی	۱۰۲۹۷۹	۱۰	۱۰/۷۸	۰/۰۰۰	به جزء نمونه های E-25 و E-50
دانسیته انرژی تلف شده کل	۱۰۴۴۲۹	۱۰	۱۲/۶۶	۰/۰۰۰	به جزء نمونه E-25

نتایج آزمایش خستگی

در این پژوهش، جهت بررسی عمر خستگی مخلوط‌های آسفالتی، از دو روش به شرح ذیل استفاده شده است:

۱. با استفاده از رویکرد متداول پیشنهادی استانداردهای آزمایش خستگی، مبنی بر کاهش ۵۰ درصدی سختی خمشی اولیه.

۲. روش Rowe and Bouldin (R&B) [27]. در این روش با ترسیم نسبت سختی در برابر تعداد سیکل‌های بارگذاری، عمر خستگی را می‌توان به ازای تعداد سیکلی که حداکثر مقدار نسبت سختی را نتیجه می‌دهد تعیین نمود.

نتایج عمرخستگی نمونه‌ها در سطوح کرنش مختلف بر اساس روش (۱) و (۲) به ترتیب در جداول (۷) و (۸) ارائه شده است.

جدول ۷ نتایج عمرخستگی نمونه‌ها در سطوح کرنش مختلف بر

اساس هر روش (۱)

نوع نمونه	سطح کرنش			بر اساس کاهش ۵۰ درصدی سختی خمشی اولیه
	۵۰۰	۷۰۰	۸۰۰	
L	۱۲۷۵۰۰	۳۱۲۹۰	۹۲۴۰	
E-25	۲۷۹۳۵۳	۳۱۰۴۷	۱۷۱۲۳	
E-50	۳۰۰۴۴۳	۵۰۷۴۰	۳۱۵۸۳	
E-75	۲۹۲۰۸۳	۶۶۶۱۳	۳۰۳۵۳	
E-100	۴۳۹۵۰۰	۶۶۸۳۰	۴۱۸۷۵	

جدول ۸ نتایج عمرخستگی نمونه‌ها در سطوح کرنش مختلف بر

اساس هر روش (۲)

نوع نمونه	سطح کرنش			بر اساس روش Rowe and Bouldin
	۸۰۰	۸۰۰	۸۰۰	
L	۱۶۶۹۳	۱۶۶۹۳	۱۶۶۹۳	
E-25	۲۶۸۴۰	۲۶۸۴۰	۲۶۸۴۰	
E-50	۶۸۱۸۳	۶۸۱۸۳	۶۸۱۸۳	
E-75	۷۰۵۰۷	۷۰۵۰۷	۷۰۵۰۷	
E-100	۷۱۱۴۰	۷۱۱۴۰	۷۱۱۴۰	

همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش درصد سرباره عمرخستگی نمونه‌ها بر اساس روش کاهش ۵۰ درصدی سختی خمشی اولیه، افزایش می‌یابد. بدین ترتیب که عمرخستگی نمونه‌ها به‌طور میانگین در سطوح ریزکرنش ۸۰۰، ۷۰۰ و ۵۰۰ به ترتیب حدود ۲، ۳ و ۲/۵ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته است. همچنین به‌طور مشابه، عمرخستگی در سطوح کرنش مختلف بر اساس معیار R & B، با افزایش درصد سرباره، افزایش می‌یابد. بدین ترتیب که با افزودن سرباره به مخلوط، عمرخستگی نمونه‌ها به‌طور میانگین در سطوح ریزکرنش ۸۰۰، ۷۰۰ و ۵۰۰ به ترتیب حدود ۳، ۲/۵ و ۲/۸ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته است. این افزایش عمر خستگی می‌تواند به دلیل چسبندگی بهتر مصالح سرباره-ای با قیر باشد که منجر به تقویت چسبندگی در محل تماس قیر و مصالح سنگی و در نتیجه جلوگیری از تغییر شکل و گسترش ترک‌خوردگی خواهد شد. همچنین همان‌طور که نتایج آزمایش مقاومت کششی غیرمستقیم نشان داد با افزودن سرباره، چقرمگی مخلوط نیز نسبت به نمونه شاهد افزایش می‌یابد که این مطلب نیز می‌تواند منجر به مقاومت بیشتر نمونه آسفالتی قبل از ترک‌خوردگی و در نتیجه افزایش عمرخستگی مخلوط شود.

جدول ۹ تحلیل واریانس نتایج عمرخستگی بر اساس معیار ۵۰٪

کاهش سختی خمشی اولیه در حالت پیرنشده

عمرخستگی	سطح تنش (kPa) یا کرنش (μs)	P	آزمون توکی
روش الف	۸۰۰	۰/۰۰۰	
	۷۰۰	۰/۰۰۹	به جزء E-25
	۵۰۰	۰/۰۰۰	
روش ب	۸۰۰	۰/۰۰۰	
	۷۰۰	۰/۰۰۲	به جزء E-25
	۵۰۰	۰/۰۰۰	

جدول (۹) تحلیل های آماری نتایج عمرخستگی های به دست آمده بر اساس هر دو معیار را، نشان می دهد. همان طور که ملاحظه می شود در سطوح کرنش ۵۰۰ و ۸۰۰ میکرو کرنش اختلاف معنی داری بین عمرخستگی نمونه های مختلف با نمونه شاهد مشاهده می شود اما در سطح کرنش ۷۰۰ اختلاف معنی داری برای نمونه های E-25 مشاهده نمی شود.

مدل سازی رفتاری خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره

مدل سازی رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی همواره به خاطر فراهم آوردن درکی بهتر از رفتار خستگی و همچنین امکان پیش بینی آن، مورد توجه محققین بوده است. مدل سازی رفتار خستگی علاوه بر آن که دید عمیق تری نسبت به نتایج به دست آمده و تفسیر آنها فراهم می سازد، در صورتی که مدل ارائه شده دقت و اطمینان مناسبی داشته و دربرگیرنده آثار متغیرهای مهم و ضروری مخلوط بر عمرخستگی باشد، می تواند نیاز به انجام آزمایش های طولانی و پرهزینه خستگی را در مرحله طراحی کاهش دهد. همچنین می توان عملکرد مخلوط در شرایط واقعی را تخمین زد [28]. مدل های مختلفی برای پیش بینی عمرخستگی توسط محققین مورد استفاده قرار گرفته است که پرکاربردترین آنها مدل مانیسمیت (Monismith) مطابق رابطه (۵) است که در این مقاله مورد استفاده قرار گرفته است:

$$N_f = a(1/\epsilon \text{ or } 1/\sigma)^b \quad (5)$$

که به صورت رگرسیون خطی لگاریتم طبیعی به شکل $\ln(N_f) = \ln(a) + b \ln(1/\epsilon)$ به داده های عمرخستگی - سطح کرنش یا تنش هریک از مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره برازش داده شد. در این مدل ϵ مقدار سطح کرنش، σ مقدار سطح تنش، N_f عمرخستگی مخلوط به ازای کرنش یا تنش مورد نظر، a و b ضرایب ثابت مدل است.

به منظور انجام مدل سازی از رگرسیون خطی استفاده شد. لازم به ذکر است که به منظور مدل سازی، عمرخستگی به دست آمده بر اساس دو معیار اشاره شده (معیار کاهش ۵۰ درصدی سختی خمشی اولیه و معیار R & B) مورد استفاده قرار گرفت؛ که نتایج آن در جدول (۱۰) ارائه شده است.

همان طور که در جدول (۱۰) ملاحظه می شود، ضریب همبستگی خوبی برای تمام مدل های توسعه داده شده بر اساس معیار کاهش ۵۰٪ سختی خمشی اولیه در حالت کرنش ثابت به دست آمده است که نشان دهنده ی مناسب بودن مدل های برازش داده شده به این داده ها است. همچنین به غیر از نمونه E-25، شیب تمام خطوط تقریباً یکسان بوده و روند کاهش عمرخستگی با افزایش سطح کرنش مشابه است. با دقت در نتایج به دست آمده از مدل سازی عمرخستگی نمونه ها (بر اساس معیار R & B)، مشاهده می شود که ضریب همبستگی بسیار خوبی برای تمام مدل های توسعه داده شده وجود دارد که نشان دهنده ی مناسب بودن مدل های برازش داده شده به این داده ها است. همچنین به طور مشابه به جز نمونه E-25 شیب تمام خطوط تقریباً یکسان بوده و روند کاهش عمرخستگی با افزایش سطح کرنش برای نمونه های مختلف تقریباً مشابه است.

اکثر مدل های خستگی موجود برای تعیین ضرایب مدل نیازمند انجام آزمایش هایی با تعداد سیکل های بارگذاری بسیار زیادی است که این امر سبب شده که ارزیابی عملکرد خستگی در مراحل طرح اختلاط، کمتر مورد استفاده قرار گیرد؛ بنابراین توسعه ی مدل هایی که نیاز چندانی به آزمایش های طولانی نداشته باشد بسیار مفید خواهد بود. لذا در این بخش ابتدا به معرفی مدل خستگی ارائه شده توسط لی و همکاران [21] در سال ۲۰۱۲ خواهیم پرداخت. سپس مدل ارائه شده در این مقاله که تا حدودی مشابه مدل آن ها است، مورد بررسی قرار می گیرد.

جدول ۱۰ مدل های برازش شده بر اساس هر دو روش

نوع مخلوط	$a(\frac{1}{\epsilon_{50\%}})^c$	R^2	$a(\frac{1}{\epsilon_{R\&B}})^c$	R^2
E-25	$3.55E22(\epsilon)^{-6.329}$	0.9686	$1.67E21(\epsilon)^{-5.780}$	0.953
E-50	$1.00E20(\epsilon)^{-5.376}$	0.9194	$1.00E18(\epsilon)^{-4.566}$	0.9332
E-75	$1.71E21(\epsilon)^{-5.780}$	0.9513	$2.39E18(\epsilon)^{-4.673}$	0.9644
E-100	$2.71E21(\epsilon)^{-5.814}$	0.8973	$7.67E18(\epsilon)^{-4.854}$	0.9592
L	$5.99E20(\epsilon)^{-5.780}$	0.8832	$1.34E20(\epsilon)^{-5.464}$	0.8462

نسبت به محاسبه ی ضرایب مدل اقدام و یا مستقیماً از مدل توسعه داده شده آن ها استفاده نمود.

در این مقاله و با توجه به توضیحات فوق از مدل مذکور برای مدل سازی رفتار خستگی مخلوط ها استفاده شد. بدین منظور با استفاده از رگرسیون غیرخطی ضرایب مدل و ضریب همبستگی آن تعیین شد. نتایج این تحلیل نشان داد که ضریب همبستگی به دست آمده از مدل مذکور بسیار پایین بوده و از دقت لازم برای پیش بینی عمر خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره برخوردار نیست. لذا مدل های مختلف دیگری مورد ارزیابی قرار گرفت و نهایتاً مدل ذیل (رابطه ۷) پیشنهاد گردید:

$$N_f = e^{a(\frac{DE_f}{DE_{IDT}})^b} \quad (7)$$

سپس با انجام رگرسیون غیرخطی ضرایب مدل پیشنهادی به ازای درصدهای مختلف سرباره مطابق جدول (۱۱) به دست آمد.

همان طور که ملاحظه می شود، مدل پیشنهادی با ضرایب همبستگی قابل قبول می تواند به عنوان مدلی مناسب و ساده برای پیش بینی عمر خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره کوره قوس الکتریک مورد استفاده قرار گیرد.

لی و همکارانش [21] در تحقیق خود به منظور در نظر گرفتن آثار تنش ها و کرنش ها بر رفتار خستگی مخلوط، از انرژی تلف شده اولیه در آزمایش خستگی استفاده کردند. انرژی تلف شده به ازای تعداد سیکل بارگذاری مشخص در آزمایش خستگی، معرف انرژی مصرفی جهت ایجاد صدمه در مخلوط است. انرژی تلف شده تابعی از تنش، کرنش و زاویه فاز مصالح است که ممکن است عامل محرک ایجاد خرابی در مخلوط باشد؛ بنابراین آن ها نشان دادند که نسبت انرژی تلف شده به دانسیته انرژی تلف شده کل (DE_f/DE_{IDT})، می تواند معیار مناسبی برای ارزیابی عملکرد خستگی مخلوط آسفالتی باشد. در تحقیق مذکور بعد از ارزیابی مدل های مختلف به رابطه نهایی (۶) رسیدند:

$$N_f = \frac{1}{a+b(\frac{DE_f}{DE_{IDT}})^c} \quad (6)$$

و با مقایسه ی این مدل با سایر مدل ها به این نتیجه رسیدند که مدل مذکور با دقت قابل قبولی قادر به پیش بینی عمر خستگی مخلوط های آسفالتی خواهد بود و برای به دست آوردن ضرایب مدل نیاز به انجام آزمایش های طولانی خستگی نیست و تنها با انجام آزمایش خستگی در تعداد سیکل های بسیار کم و به دست آوردن انرژی تلف شده اولیه و با در اختیار داشتن نتایج آزمایش کشش غیرمستقیم و مدول برجهنگی (مدول دینامیک)، می توان

جدول ۱۱ مدل پیشنهادی برای نمونه های حاوی سرباره EAF و در حالت کرنش کنترل شده

$e^{a\left(\frac{DE_f}{DE_{IDT}}\right)+b}$					نوع مخلوط
بر اساس روش R&B		بر اساس معیار کاهش سختی		ضرایب	
R^2	$N_{R\&B}$	R^2	N_{50}		
0.997	-5.006E4	0.984	-4.471E4	a	E-25
	15.450		15.590	b	
0.961	-6.237E4	0.981	-6.241E4	a	E-50
	15.531		16.024	b	
0.721	-2.076E5	0.656	-3.584E4	a	E-75
	20.937		14.376	b	
0.915	-5.989E4	0.826	-5.160E4	a	E-100
	15.263		15.130	b	
0.909	-1.069E5	0.831	-3.171E4	a	L
	16.771		13.665	B	

نتیجه گیری

در این پژوهش، به منظور بررسی رفتار خستگی مخلوط آسفالتی حاوی سرباره کوره قوس الکتریک، درصد های مختلفی از سرباره جایگزین قسمت درشت دانه مصالح سنگی آهکی گردید. سپس با استفاده از روش طرح مارشال، درصد قیر بهینه برای هر ترکیب تعیین و آزمایش های مقاومت کششی غیرمستقیم، مدول برجهنگی و خستگی انجام شد که نتایج این تحقیق را می توان به صورت زیر خلاصه نمود:

۱. با افزایش درصد سرباره در مخلوط آسفالتی، مدول برجهنگی آن به طور معنی داری افزایش می یابد. افزایش ضریب برجهنگی می تواند به دلیل شکستگی بیشتر سرباره و در نتیجه قفل و بست بیشتر مصالح سنگی باشد.
۲. نتایج آزمایش کشش غیرمستقیم نشان داد که استفاده از سرباره منتج به افزایش معنی دار مقاومت کششی مخلوط آسفالتی خواهد شد. این مطلب می تواند ناشی از شکستگی بیشتر مصالح سرباره ای و در نتیجه قفل و بست بهتر مصالح سنگی و همچنین پیوند قوی تر قیر

و مصالح سرباره ای باشد.

۳. همچنین نتایج این تحقیق حاکی از انرژی شکست بیشتر نمونه های حاوی سرباره در قیاس با نمونه شاهد بود که نشان دهنده نیروی لازم بیشتر برای ایجاد خرابی در این نوع مخلوط هاست و نشان می دهد که افزودن سرباره به مخلوط آسفالتی سبب افزایش آستانه ی تحمل مخلوط قبل از ترک خوردگی شده و به بیان دیگر نیروی بیشتری برای ترک خوردگی آن لازم است.

۴. نتایج آزمایش خستگی نشان داد که با افزودن سرباره به مخلوط، عمر خستگی به طور قابل ملاحظه ای افزایش می یابد. این افزایش عمر خستگی می تواند به دلیل چسبندگی بهتر مصالح سرباره ای با قیر باشد که منجر به تقویت چسبندگی در محل تماس قیر و مصالح سنگی و در نتیجه جلوگیری از تغییر شکل و گسترش ترک خوردگی خواهد شد.

۵. نتایج مدل سازی رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی حاوی سرباره کوره قوس الکتریک با استفاده از مدل مانیسیمیت نشان داد که مدل های برازش داده شده با

- دقت بسیار خوبی قابلیت پیش‌بینی عمرخستگی را خواهد داشت.
۶. نتایج مدل‌سازی خستگی با استفاده از مفهوم دانسیته انرژی شکست نشان داد که این مدل با دقت قابل قبولی قادر است رفتار خستگی مخلوط را پیش‌بینی کند و بنابراین می‌تواند به عنوان مدلی مناسب و ساده برای پیش‌بینی عمرخستگی مخلوط‌های آسفالتی
- حاوی سرباره کوره قوس الکتریک مورد استفاده قرار گیرد.
۷. با توجه به این‌که در این پژوهش تنها از یک نوع قیر و یک نوع دانه‌بندی استفاده شده است، پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی با استفاده از دانه‌بندی‌ها و قیرهای مختلف، مدل ارائه شده توسعه داده شود.

مراجع

1. Shaopeng, W., Yongjie, X. and Qunshan Y., "Utilization of steel slag as aggregates for stone mastic asphalt (SMA) mixtures", *Building and Environment*, Vol. 42, pp. 2580–5, (2007).
2. Yongjie, X., Shaopeng, W., Haobo, H. and Jin, Z., "Experimental investigation of basic oxygen furnace slag used as aggregate in asphalt mixture", *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 138, pp. 261–8, (2006).
3. Sofilić, T., Rastovčan-Mioč, A., Ćosić, M., Merle, V., Mioč, B. and Sofilić, U., "EAF steel slag application possibilities in croatian asphalt mixture production" *Chemical Engineering Transactions*, Vol. 19, (2010).
4. Waligora, J., Bulteel, D., Degrugilliers, P. and Damidot, D., "Chemical and mineralogical characterizations of LD converter steel slags: A multi-analytical technique approach", *Materials Characterization*, Vol. 61, pp. 39 – 48, (2010).
5. Kavussi, A. and Modarres, A., "Laboratory fatigue models for recycled mixes with bitumen emulsion and cement", *Construction and Building Materials*, Vol. 24, pp. 1920–7, (2010).
6. You, Z. and Buttlar, W., "Discrete Element Modeling to Predict the Modulus of Asphalt Concrete Mixtures", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Special Issue: Micromechanical Characterization And Constitutive Modeling of Asphalt Mixes, pp. 140–6, (2004).
7. Bazin, P. and Saunier, J.B., "Deformability, Fatigue and Healing Properties of Asphalt Mixes", *Second International Conference on The Structural Design of Asphalt Pavements Proceeding*, Ann Arbor, Michigan, (1967).
8. Bagamapadde, U. and Wahhab, S.A., "Optimization of Steel Slag Aggregate for Bituminous Mixes in Saudi Arab", *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 5-30, (1998).
9. Asi, I.M., Qasrawi, H.Y. and Shalabi, F.I., "Use of Steel Slag Aggregate in Asphalt Concrete Mixes", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 34 (8), pp. 902–11, (2007).
10. Pasetto, M. and Baldo, N., "Experimental evaluation of high performance base course and road base asphalt concrete with electric arc furnace steel slags", *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 181, pp. 938–48, (2010).

11. Pasetto, M. and Baldo N., "Mix design and performance analysis of asphalt concretes with electric arc furnace slag", *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 3458–68, (2011).
12. Arabani, M., and Azarhoosh A.R., "The Effect of Recycled Concrete Aggregate and Steel Slag on the Dynamic Properties of Asphalt Mixtures", *Construction and Building Materials*, Vol. 35, pp. 1–7, (2012).
13. Kavussi, A. and Jalili Qazizadeh, M., "Fatigue characterization of asphalt mixes containing electric arc furnace (EAF) steel slag subjected to long term aging", *Construction and Building Materials*, Vol. 72, pp. 158–166, (2014).
۱۴. نشریه شماره ۲۳۴، "آیین نامه روسازی آسفالتی راه های ایران"، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، ویرایش اول، (۱۳۹۰).
۱۵. مقدم نیری، محمدرضا، جلیلی قاضی زاده، مرتضی و محمدزاده مقدم، ابوالفضل؛ "کاربرد سرباره فولاد در پروژه های راه سازی"، اولین سمینار فرآوری و کاربردهای سرباره قوس الکتریک، پژوهشکده فولاد دانشگاه صنعتی اصفهان، ۱۳۴-۱۲۷، (۱۳۸۶).
۱۶. توسلی، حمید، "طرح و کنترل بتن آسفالتی گرم"، چاپ اول، انتشارات قلم، (۱۳۷۲).
17. Kavussi, A. and Modarres, A., "A model for resilient modulus determination of recycled mixes with bitumen emulsion and cement from ITS testing results", *Construction and Building Materials*, Vol. 24, pp. 2252-2259, (2010).
18. Huang, Y.H., "Pavement Analysis and Design", Prentice Hall, New Jersey, (2004).
19. Anagnos, J.N. and Kennedy T.W., "Practical Method of Conducting The Indirect Tensile Test", Center of Highway Research, University of Texas at Austin, Research Report 98-10, Austin, Texas, (1972).
20. Aksoy, A., Samlioglu, K., Tayfur, S., Ozen, H. "Effect of Various Additives on Moisture Damage Sensitivity of Asphalt Mixtures", *Construction and Building Materials*, Vol. 19, pp 11-18, (2005).
21. Li, Q., Jong Lee, H. and Kim, T.W., "A simple fatigue performance model of asphalt mixtures based on fracture energy", *Construction and Building Materials*, Vol. 27, pp. 605-11, (2012).
22. Roque, R., Birgisson, B., Sangpetngam, B. and Zhang, Z.W., "Hot mix asphalt fracture mechanics: a fundamental crack growth law for asphalt mixtures", *Journal Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 71, pp. 816–27, (2002).
23. Birgisson, B., Montepara, A., Romeo, E., Roque, R., Roncella, R. and Tebaldi, G., "Determination of fundamental tensile failure limits of mixtures", *Journal Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 76, pp.303–44, (2007).
24. Mamlouk, M., Souliman, M., and Zeiada, W., "Optimum Testing Conditions to Measure HMA Fatigue and Healing Using Flexural Bending Test", TRB annual meeting, (2012).
25. Xie, J., Chen, J., Shaopeng, W., Lin, J. and Wei, W., "Performance characteristics of asphalt mixture with basic oxygen furnace slag", *Construction and Building Materials*, Vol. 38, pp. 796–803, (2013).
26. Khodary, M., "Evaluation of Fatigue Resistance for Modified Asphalt Concrete Mixtures Based on

- Dissipated Energy Concept", PhD thesis, Technische Universität Darmstad, (2010).
27. Rowe, G.M. and Bouldin, M.G., "Improved Techniques to Evaluate the Fatigue Resistance of Asphaltic Mixtures", Proceedings of 2nd Euroasphalt and Eurobitume Congress, Barcelona, Spain, (2000).
28. Tayebali, A., Rowe, A., G.M. and Sousa, J.B., "Fatigue Response of Asphalt Aggregate Mixtures", *Journal of Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 61, pp. 333-360, (1994).

آنالیز الاستیک ورق‌های چندلایه با هندسه و شرایط مرزی دلخواه با استفاده از فرمول‌بندی ترکیبی تئوری لایه‌گون*

محمد طاهر کمالی^(۱) یاسر محمدی^(۲) آرش انصاری^(۳) بابک شکرالهی‌زاده^(۴)

چکیده در این مقاله یک حل سه‌بعدی با فرمول‌بندی ترکیبی لایه‌گون جهت ورق‌های کامپوزیت لایه‌ای با هندسه و شرایط مرزی دلخواه ارائه شده است. در این مطالعه میدان‌های جابه‌جایی و تنش خارج از صفحه به صورت مجموع یک سری توابع با ضرایب مجهول در نظر گرفته می‌شوند. شرایط مرزی و پیوستگی جابه‌جایی‌ها و تنش‌های بین لایه‌ای در مرز لایه‌های دقیقاً ارضا می‌شوند. معادلات تعادل و سازگاری، با استفاده از اصل تغییرات ریزنر اعمال می‌شوند. نتایج نشان می‌دهند که فرمول‌بندی ترکیبی نسبت به فرمول‌بندی جابه‌جایی دارای همگرایی سریع‌تری است و تنش‌های بین لایه‌ای را با دقت بهتری ارائه می‌کند.

واژه‌های کلیدی ورق‌های کامپوزیت چندلایه‌ای، اصل تغییرات ریزنر، فرمول‌بندی ترکیبی لایه‌گون، تنش‌های بین لایه‌ای، شرایط مرزی.

Elastic Analysis of Multi-Layer Plates with Arbitrary Geometry and Boundary Conditions Using Layerwise Mixed Formulation

M.T. Kamali Y. Mohamadi A. Ansari B. Shokrolahi-Zadeh

Abstract In this paper, a three-dimensional solution with mixed layerwise formulation is presented for multi-layer composite plates with arbitrary geometry and boundary conditions. In this study, the displacement field the out-of plane stresses are considered as a sum of a series of functions with unknown coefficients. The boundary conditions and the continuity of the displacement field and the traction stresses between the layers are exactly satisfied. Equilibrium and compatibility equations are also applied using the Reissner's variational principle. The results show that the mixed formulation has faster convergence than displacement based formulation, and provides more accurate values of interlaminar stresses.

Key Words Multi-Layer Composite Plates, Reissner's Variational Principle, Layerwise Mixed Formulation, Interlaminar Stresses, Boundary Conditions.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۴/۲۸ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۹/۲۹ می‌باشد.

Email: kamali@hormozgan.ac.ir

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

(۲) فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان.

(۳) فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان.

(۴) استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان.

مقدمه

مصالح کامپوزیت به خاطر رفتار ناهمسانگرد دارای برخی ویژگی‌های ممتاز نسبت به مواد همسانگرد هستند. به طور نمونه مواد کامپوزیت لایه‌ای دارای سختی و مقاومت زیادی در راستای الیاف هستند. با ترکیب چندین لایه کامپوزیتی می‌توان یک ورق کامپوزیتی با خواص مورد نظر را به دست آورد. مقاومت و سختی بالا، وزن کم، مقاومت در برابر حرارت، رطوبت و خوردگی مواد کامپوزیتی، به طوری که همه این ویژگی‌ها را نمی‌توان در یک ماده همگن پیدا کرد، باعث شده است که این مصالح کاربردهای فراوانی در مهندسی عمران و صنایع هوافضا پیدا کنند. با توجه به افزایش روزافزون کاربرد مصالح کامپوزیت، ارائه روش‌های دقیق‌تر جهت بررسی رفتار این سازه‌ها به منظور استفاده بهینه از آنها ضروری است.

تنوع تئوری‌های مختلف تحلیل ورق‌های چندلایه کامپوزیتی عمدتاً به خاطر فرضیاتی است که به نحوه تغییرات کمیت‌های مجهول در راستای ضخامت ورق‌ها مربوط می‌شود. بررسی برخی تئوری‌های متداول ورق‌های چندلایه در مقالات مروری [1-4] و کتاب‌های [5,6] آمده است. معمولاً با استفاده از روش‌های مبتنی بر حساب تغییرات، معادلات حاکم بر مسئله برای تئوری‌های مختلف به دست می‌آید. روش‌های مبتنی بر فرمول‌بندی جابه‌جایی بر اساس قانون تغییر شکل مجازی و روش‌های مبتنی بر فرمول‌بندی ترکیبی بر اساس قانون تغییراتی هلینگر-ریزنر و واشیزو [7,8] می‌باشند. تئوری کلاسیک ورق‌ها (CPT) برای ورق‌های نازک دارای دقت مناسبی است و برای ورق‌های ضخیم، دقت خود را از دست می‌دهد از نخستین کارهای مربوط به ورق‌های کامپوزیت، می‌توان به کارهای مراجع [9,10] با استفاده از تئوری تغییر شکل برشی مرتبه اول (FSDT) اشاره نمود. در این راستا تئوری‌های لایه‌گون [11] و زیگزگ مرتبه بالا [12,13] و روش‌های مبتنی بر الاستیسیته سه‌بعدی [14-16] برای تحلیل ورق‌های ضخیم به وجود آمده‌اند.

در تحلیل ورق‌های کامپوزیت چندلایه‌ای، محاسبه هرچه دقیق‌تر تنش‌های بین لایه‌ای (تنش‌های خارج از صفحه) دارای اهمیت زیادی است، زیرا که پدیده‌های لغزش و جداشدگی بین لایه‌ها بر اثر این تنش‌ها به وجود می‌آید. تنش‌های بین لایه‌ای در مرز مشترک بین لایه‌ها پیوسته می‌باشند. در روش‌های تغییراتی مبتنی بر فرمول‌بندی جابه‌جایی، پیوستگی تنش‌های بین لایه‌ای به طور دقیق ارضاء نمی‌شود و با توجه به اهمیت برآورد هرچه دقیق‌تر تنش‌های بین لایه‌ای، روش‌های تغییراتی مبتنی بر فرمول‌بندی ترکیبی نظیر روش‌های با فرمول‌بندی ترکیبی و تئوری لایه‌گون به وجود آمده‌اند. در خصوص تحلیل ورق‌های لایه‌ای با استفاده از فرمول‌بندی ترکیبی و تئوری لایه‌گون می‌توان به کارهای [17-24] اشاره نمود. در این مطالعات، غالباً هندسه مستطیلی ورق بررسی شده است و از روش اجزای محدود استفاده شده است.

در تحقیق حاضر به بررسی کامپوزیت لایه‌ای الاستیک با هندسه و شرایط مرزی دلخواه با استفاده از فرمول‌بندی ترکیبی و تئوری لایه‌گون پرداخته می‌شود. در فرمول‌بندی ارائه شده، علاوه بر پیوستگی میدان جابه‌جایی و تنش‌های بین لایه‌ای در مرز مشترک بین لایه‌ها، شرایط مرزی طبیعی و هندسی نیز به طور دقیق ارضاء می‌گردند. در این مقاله، روند همگرایی روش با فرمول‌بندی ترکیبی با روش با فرمول‌بندی مبتنی بر جابه‌جایی مقایسه شده است. همچنین اثر نسبت طول به ضخامت ورق ($\frac{L}{h}$) بر تغییرات تنش‌های بین لایه‌ای در امتداد ضخامت بررسی شده است.

بیان مسئله و فرمول‌بندی روش لایه‌گون

مطابق شکل (۱)، یک ورق کامپوزیت با هندسه دلخواه متشکل از M لایه $i, i = 1, 2, \dots, M$ را در نظر بگیرید. نگاه مختصات کارتزین طوری انتخاب می‌شود که مختصات z در راستای ضخامت لایه‌ها قرار گیرد. توابع

$$B_{\alpha}(x, y) = \prod_{j=1}^{nb} [\Gamma_j^{(\alpha)}(x, y)]^{\eta_j^{(\alpha)}} \quad (5)$$

که در آن nb تعداد مرزها، $\Gamma_j^{(\alpha)}(x, y) = 0$ معادله مرز j ام و $\eta_j^{(\alpha)}$ به صورت زیر تعریف می شود.

$$\eta_j^{(\alpha)} = \begin{cases} 0 & \text{if } \alpha \neq 0 \text{ on } j\text{th boundary} \\ 1 & \text{if } \alpha = 0 \text{ on } j\text{th boundary} \end{cases} \quad (6)$$

به طریق مشابه تنش های خارج از صفحه در لایه k ام نیز به صورت زیر بیان می شوند
برای $\alpha = \sigma_{xz}, \sigma_{yz}, \sigma_{zz}$:

$$\alpha^{(k)} = \sum_{n=0}^{N_{\alpha}} \varphi_{n-(\alpha)}^{(k)}(x, y) \psi_{n-(\alpha)}^{(k)}(z) \quad (7)$$

$$\varphi_{n-(\alpha)}^{(k)}(x, y) = \sum_{m=0}^{p_{\alpha}} \sum_{l=0}^{p_{\alpha}-m} d_r^{(\alpha)-\gamma} x^m y^l \quad (8)$$

$$\psi_{n-(\alpha)}^{(k)}(z) = \prod_{i=0}^{N_{\alpha}} \frac{(z - z_i^{(k)})}{(z_i^{(k)} - z_i^{(k)})} \quad (9)$$

$$r = \frac{(2p_{\alpha} - m + 3)m}{2} + l + 1, \gamma = (k-1)N_{\alpha} + n \quad (10)$$

در رابطه (۸)، $\varphi_{0-(\alpha)}^{(1)}(x, y)$ و $\varphi_{N_{\alpha}-(\alpha)}^{(M)}(x, y)$ بر اساس شرایط مرزی طبیعی در وجوه پایینی و بالایی ورق به طور دقیق تعیین خواهند شد باعث می شود شرایط مرزی طبیعی به دقت ارضا شود.

روابط ساختاری

مؤلفه های تانسورهای تنش و کرنش را به صورت مؤلفه های تنش و کرنش خارج صفحه، σ_n, ε_n و داخل صفحه، σ_p, ε_p به صورت زیر تفکیک می کنیم:

$$\sigma_n = \begin{Bmatrix} \sigma_{zz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix}, \sigma_p = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}, \varepsilon_n = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix}, \varepsilon_p = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (11)$$

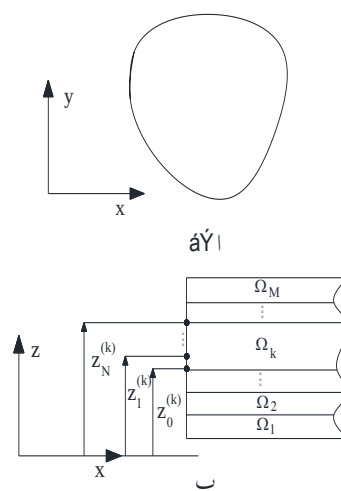
جابه جایی u, v, w به ترتیب در جهات x, y, z در لایه k ام بر اساس تئوری لایه گون به صورت زیر بیان می شود:
برای $\alpha = u, v, w$:

$$\alpha^{(k)} = \sum_{n=0}^{N_{\alpha}} \varphi_{n-(\alpha)}^{(k)}(x, y) \psi_{n-(\alpha)}^{(k)}(z) \quad (1)$$

$$\varphi_{n-(\alpha)}^{(k)}(x, y) = B_{\alpha}(x, y) \sum_{m=0}^{p_{\alpha}} \sum_{l=0}^{p_{\alpha}-m} d_r^{(\alpha)-\gamma} x^m y^l \quad (2)$$

$$\psi_{n-(\alpha)}^{(k)}(z) = \prod_{i=0}^{N_{\alpha}} \frac{(z - z_i^{(k)})}{(z_i^{(k)} - z_i^{(k)})} \quad (3)$$

$$r = \frac{(2p_{\alpha} - m + 3)m}{2} + l + 1, \gamma = (k-1)N_{\alpha} + n + 1 \quad (4)$$



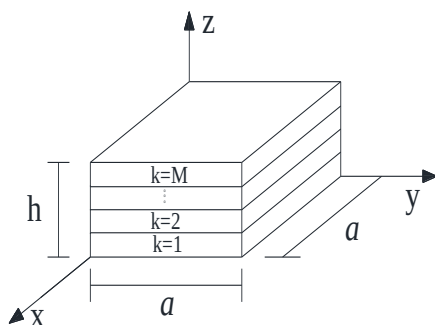
شکل ۱ ورق کامپوزیت M لایه با هندسه دلخواه: الف) پلان ورق
ب) نمای ورق

در روابط فوق، $B_{\alpha}(x, y)$ برای ارضای شرایط مرزی اساسی همگن لحاظ شده است، p_{α} مرتبه چند جمله ای در صفحه xy ، N_{α} مرتبه چند جمله ای لاگرانژ در راستای z ، $d_r^{(\alpha)-\gamma}$ ضریب مجهول، r و γ نیز شمارنده می باشند. تابع مرز $B_{\alpha}(x, y)$ به صورت زیر تعریف می شود [14]:

نیز ارضا کرد. ارضای معادلات تعادل و شرایط سازگاری با استفاده از قانون تغییراتی ریزنر [25-27] به صورت زیر امکان پذیر است:

$$\sum_{k=1}^M \iiint_{\Omega_k} [\delta \varepsilon_{pG}^T \sigma_{pH} + \delta \varepsilon_{nG}^T \sigma_{nM} + \delta \sigma_{nM}^T (\varepsilon_{nG} - \varepsilon_{nH})] d\Omega_k - \delta W^e = 0 \quad (18)$$

که در آن عملگر δ ، بیانگر تغییرات و W^e ، کار انجام شده توسط نیروهای خارجی است. رابطه (۱۸) منجر به یک دستگاه معادلات خطی بر حسب ضرایب مجهول، d خواهد شد.



شکل ۲ ورق کامپوزیت چندلایه مربعی

نتایج و بحث

به منظور صحت سنجی و کارایی روش ارائه شده، مطابق شکل (۲)، ورق‌های مربعی کامپوزیت سه لایه $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ و چهار لایه $0^\circ / 90^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ را در نظر بگیرید. مطابق شکل (۲)، مبدأ مختصات در یکی از گوشه‌های ورق، محور z در راستای ضخامت و محورهای x, y در امتداد لبه‌های ورق قرار دارند. خامت لایه‌ها یکسان و ضخامت کل ورق برابر h فرض می‌شود. ورق‌های لایه‌ای موجود تحت بارگذاری عرضی سینوسی بر روی وجه بالایی آنها به صورت زیر قرار دارد:

$$t_z = q_0 \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{a}\right) \quad (19)$$

با استفاده از قانون هوک، رابطه بین مؤلفه‌های تنش و کرنش را برای یک لایه کامپوزیت رشته‌ای در صفحه xy می‌توان به صورت زیر نوشت [25]:

$$\sigma_n = C_{nn} \varepsilon_n + C_{np} \varepsilon_p \quad (12)$$

$$\sigma_p = C_{pn} \varepsilon_n + C_{pp} \varepsilon_p \quad (13)$$

$$C_{nn} = \begin{bmatrix} C_{33} & 0 & 0 \\ 0 & C_{55} & C_{45} \\ 0 & C_{45} & C_{44} \end{bmatrix}, C_{pn} =$$

$$\begin{bmatrix} C_{13} & 0 & 0 \\ C_{23} & 0 & 0 \\ C_{36} & 0 & 0 \end{bmatrix}, C_{np} = C_{pn}^T, C_{pp} =$$

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{26} \\ C_{16} & C_{26} & C_{66} \end{bmatrix}$$

(۱۴)

که در آن C_{ij} ، ضرایب الاستیک ماده هستند. روابط (۱۲) و (۱۳) را می‌توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$\sigma_{pH} = \bar{C}_{pp} \varepsilon_{pG} + \bar{C}_{pn} \sigma_{nM} \quad (15)$$

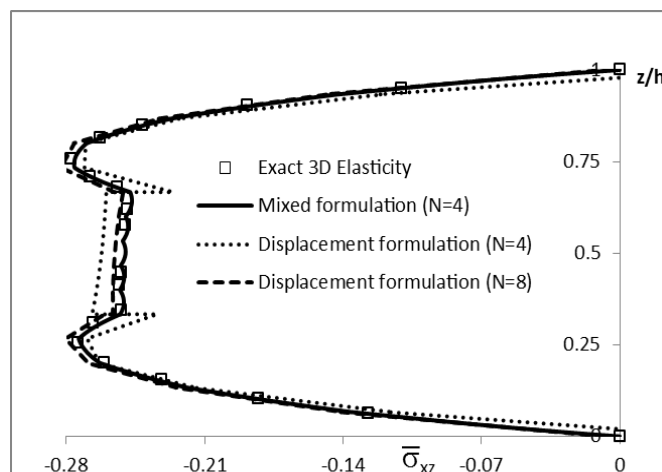
$$\varepsilon_{nH} = \bar{C}_{np} \varepsilon_{pG} + \bar{C}_{nn} \sigma_{nM} \quad (16)$$

که در آن:

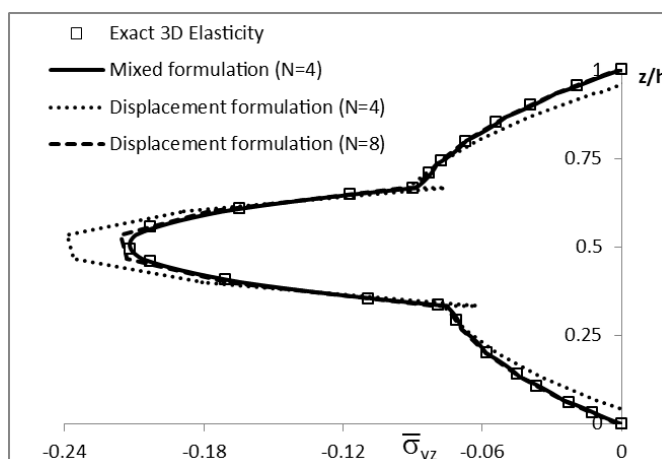
$$\begin{aligned} \bar{C}_{pp} &= C_{pp} - C_{pn}(C_{nn})^{-1}C_{np}, \bar{C}_{pn} = \\ &C_{pn}(C_{nn})^{-1}, \bar{C}_{np} = -(C_{nn})^{-1}C_{np}, \bar{C}_{nn} 0 = \\ &(C_{nn})^{-1} \end{aligned} \quad (17)$$

در روابط (۱۳) و (۱۴)، تنش خارج از صفحه به دست آمده از رابطه (۵) و ε_{pG} کرنش درون صفحه‌ای به دست آمده از روابط هندسی کرنش - جابه‌جایی و رابطه (۱) است و زیرنویس H بیانگر مقادیر به دست آمده از رابطه هوک است.

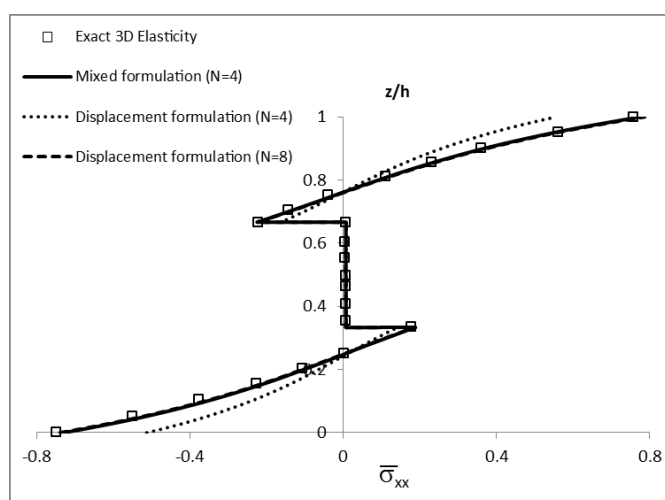
با برر سی روابط (۱) تا (۱۰) می‌توان نشان داد که پیوستگی میدان جابه‌جایی و تنش‌های خارج از صفحه در مرز بین لایه‌ها برقرار است؛ بنابراین برای کامل شدن حل مسئله، باید معادلات تعادل و شرایط سازگاری را



شکل ۳ تغییرات تنش برشی بی بعد شده $\bar{\sigma}_{xz}(a, a/2, z)$ در راستای ضخامت برای کامپوزیت سه لایه ای $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$



شکل ۴ تغییرات تنش برشی بی بعد شده $\bar{\sigma}_{yz}(a/2, a, z)$ در راستای ضخامت برای کامپوزیت سه لایه ای $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$



شکل ۵ تغییرات تنش عمودی بی بعد شده $\bar{\sigma}_{xx}(a/2, a/2, z)$ در راستای ضخامت برای کامپوزیت سه لایه ای $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$

$$B_u(x, y) = y(y - a), B_v(x, y) = x(x - a), B_w(x, y) = x(x - a)y(y - a) \quad (27)$$

تمام تکیه‌گاه‌ها گیردار:

$$B_u(x, y) = B_v(x, y) = B_w(x, y) = x(x - a)y(y - a) \quad (28)$$

مقادیر تنش‌ها به صورت زیر بی‌بعد شده‌اند:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{xz} \left(a, \frac{a}{2}, z \right) &= \sigma_{xz} \left(a, \frac{a}{2}, z \right) \frac{h}{q_0 a}, \bar{\sigma}_{yz} \left(\frac{a}{2}, a, z \right) = \sigma_{yz} \left(\frac{a}{2}, a, z \right) \frac{h}{q_0 a}, \bar{\sigma}_{xx} \left(\frac{a}{2}, \frac{a}{2}, z \right) = \sigma_{xx} \left(a/2, a/2, z \right) \frac{h^2}{q_0 a^2} \end{aligned} \quad (29)$$

در کلیه مثال‌ها $\alpha = 1, p_\alpha = 9$ و تکیه‌گاه‌ها مفصلی می‌باشند.

در شکل‌های (۳) تا (۵) برای ورق کامپوزیت سه لایه‌ای متعامد $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ ، تغییرات تنش‌های برشی نرمال شده خارج از صفحه، $\bar{\sigma}_{xz}(a, a/2, z)$ و $\bar{\sigma}_{yz}(a/2, a, z)$ و تنش عمودی نرمال شده درون صفحه، $\bar{\sigma}_{xx}(a/2, a/2, z)$ در راستای ضخامت ورق رسم شده‌اند. در شکل‌های (۳) تا (۵) روند همگرایی نتایج فرمول‌بندی ترکیبی و فرمول‌بندی مبتنی بر جابه‌جایی بر اساس $N_\alpha = N, \alpha = u, v, w, \sigma_{zz}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}$ با هم مقایسه شده‌اند و با مقادیر حل دقیق مبتنی بر الاستیسیته سه‌بعدی [28] مقایسه شده‌اند. این شکل‌ها نشان می‌دهند که در حالت $N = 4$ ، نتایج فرمول‌بندی ترکیبی نسبت به فرمول‌بندی مبتنی بر جابه‌جایی، دارای انطباق بهتری با نتایج حل دقیق می‌باشند. در حالت $N = 4$ ، در فرمول‌بندی مبتنی بر جابه‌جایی، تنش‌های برشی بین‌لایه‌ای $\bar{\sigma}_{xz}$ و $\bar{\sigma}_{yz}$ در مرز بین لایه‌ها، $\frac{z}{h} = \frac{1}{3}, \frac{2}{3}$ ، ناپیوسته است که با

خواص الاستیک هر لایه، با فرض اینکه جهت رشته‌ها در جهت محور ۱ باشد، به صورت زیر است:

$$E_1 = 25E_2, E_2 = E_3, G_{12} = G_{13} = 0.5 E_2, G_{23} = 0.2 E_2, \nu_{12} = \nu_{13} = \nu_{23} = 0.25 \quad (20)$$

با توجه به بارگذاری داده شده، شرایط مرزی طبیعی به صورت زیر است:

$$\sigma_{zz} = \sigma_{xz} = \sigma_{yz} = 0, \text{ on } z = 0, \quad (21)$$

$$\sigma_{zz} = q_0 \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{a}\right), \sigma_{xz} = \sigma_{yz} = 0, \text{ on } z = h, \quad (22)$$

بنابراین برای ارضای شرایط مرزی طبیعی، توابع $\varphi_{N_\alpha - (\alpha)}^{(M)}(x, y)$ و $\varphi_{0 - (\alpha)}^{(1)}(x, y)$ را به صورت زیر انتخاب می‌کنیم:

$$\varphi_{0 - (\alpha)}^{(1)} = 0, \alpha = \sigma_{zz}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz} \quad (23)$$

$$\varphi_{N_\alpha - (\sigma_{zz})}^{(M)} = q_0 \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{a}\right), \varphi_{N_\alpha - (\alpha)}^{(M)} = 0, \alpha = \sigma_{xz}, \sigma_{yz} \quad (24)$$

شرایط مرزی اساسی برای حالات تکیه‌گاه مفصلی و گیردار به صورت زیر است:

تمام تکیه‌گاه‌ها مفصلی:

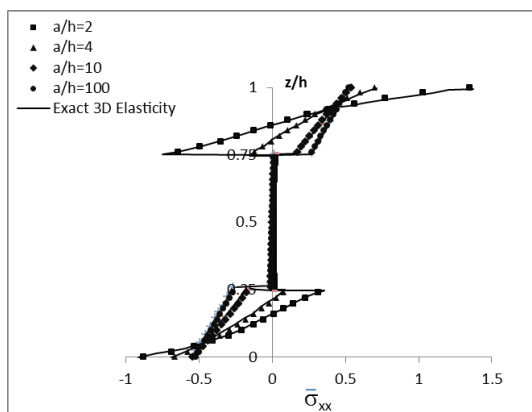
$$u = 0 \text{ on } y = 0, a, v = 0 \text{ on } x = 0, a, w = 0 \text{ on } x = 0, a, y = 0, a \quad (25)$$

تمام تکیه‌گاه‌ها گیردار:

$$u = v = w = 0 \text{ on } x = 0, a, y = 0, a \quad (26)$$

برای ارضای شرایط مرزی اساسی، توابع مرز برای حالت‌های تکیه‌گاه مفصلی و گیردار به صورت‌های زیر در نظر گرفته می‌شوند:

تمام تکیه‌گاه‌ها مفصلی:



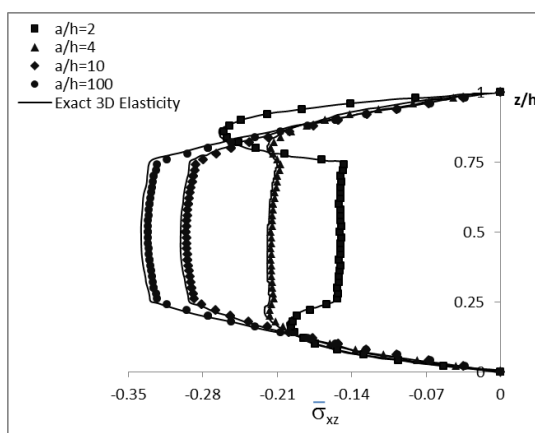
شکل ۸ اثر a/h بر تغییرات تنش عمودی بی بعد شده $\bar{\sigma}_{xx}(a/2, a/2, z)$ در راستای ضخامت برای کامپوزیت چهار لایه ای $0^\circ / 90^\circ / 90^\circ / 0^\circ$

به منظور صحت سنجی بیشتر، برای ورق کامپوزیت چهار لایه ای متعامد $0^\circ / 90^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ ، در شکل های (۶) تا (۸)، اثر طول به ضخامت، a/h ، بر توزیع تنش های برشی نرمال شده خارج از صفحه، $\bar{\sigma}_{xz}(a, a/2, z)$ و $\bar{\sigma}_{yz}(a/2, a/2, z)$ و تنش عمودی نرمال شده درون صفحه، $\bar{\sigma}_{xx}(a/2, a/2, z)$ ، را ستای ضخامت ورق برر سی شده اند و با نتایج حل دقیق مقایسه شده اند. با توجه به شکل های (۶) تا (۸)، نتایج فرمول بندی ترکیبی دارای انطباق خیلی خوبی با نتایج حل دقیق [28] می باشند.

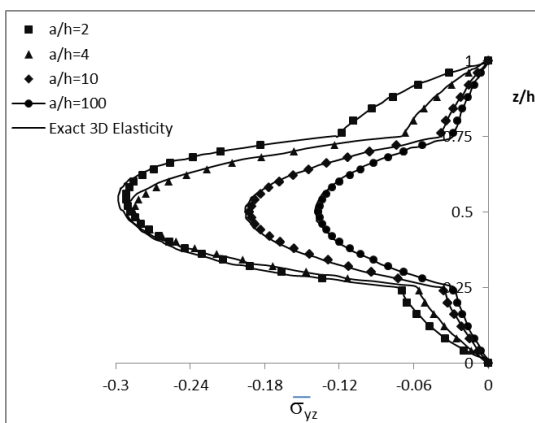
نتیجه گیری

در این مقاله یک حل نیمه تحلیلی سه بعدی با فرمول بندی ترکیبی و تئوری لایه گون جهت ورق های کامپوزیت لایه ای با هندسه و شرایط مرزی دلخواه ارائه شده است. در این مطالعه سه مؤلفه میدان جابه جایی و سه مؤلفه تنش خارج از صفحه به صورت مجموع یک سری توابع با ضرایب مجهول در نظر گرفته می شوند. این توابع طوری انتخاب شده اند که شرایط مرزی اساسی همگن و شرایط مرزی طبیعی غیر همگن و همچنین پیوستگی جابه جایی ها و تنش های بین لایه ای در مرز بین لایه های مجاور به طور دقیق ارضا می شود. معادلات تعادل و

نتایج حل دقیق هم خوانی ندارد، در حالی که فرمول بندی ترکیبی پیوستگی به طور دقیق ارضا شده است و نتایج دارای انطباق خیلی خوبی با نتایج حل دقیق است. با توجه به شکل (۵)، در حالت $N = 4$ ، در فرمول بندی مبتنی بر جابه جایی، مقدار حداکثر تنش عمودی $\bar{\sigma}_{xx}$ ، کمتر از مقدار واقعی برآورد می شود. در شکل های (۳) تا (۵)، نتایج فرمول بندی مبتنی بر جابه جایی در حالت $N = 8$ ، بهبود یافته و به نتایج حل دقیق همگرا شده است.



شکل ۶ اثر a/h بر تغییرات تنش برشی بی بعد شده $\bar{\sigma}_{xz}(a, a/2, z)$ در راستای ضخامت برای کامپوزیت چهار لایه ای $0^\circ / 90^\circ / 90^\circ / 0^\circ$



شکل ۷ اثر a/h بر تغییرات تنش برشی بی بعد شده $\bar{\sigma}_{yz}(a/2, a/2, z)$ در راستای ضخامت برای کامپوزیت چهار لایه ای $0^\circ / 90^\circ / 90^\circ / 0^\circ$

سازگاری نیز با استفاده از اصل تغییرات ریزنر با دقت مناسب اعمال می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که فرمول-بندی ترکیبی نسبت به فرمول‌بندی مبتنی بر جابه‌جایی دارای همگرایی سریع‌تری است و تنش‌های بین لایه‌ای را با دقت بهتری ارائه می‌کند. تنش‌های خارج از صفحه به‌دست‌آمده بر اساس این روش دارای انطباق خیلی خوبی با نتایج حل دقیق است.

مراجع

1. Carrera E., "Theories and finite elements for multilayered, anisotropic, composite plates and shells", *Archives of Computational Methods in Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 87–140, (2002).
2. Reddy J.N., Robbins Jr D.H., "Theories and computational models for composite laminates", *Applied Mechanics Reviews*, Vol. 47, No. 6, pp. 147–69, (1994).
3. Noor A.K., Burton W.S., "Assessment of shear deformation theories for multilayered composite plates", *Applied Mechanics Reviews*, Vol. 42, No. 1, pp. 1-13, (1989).
4. Carrera E., "Historical review of zig-zag theories for multilayered plates and shells", *Applied Mechanics Reviews*, Vol. 56, No. 3, pp. 287-308, (2003).
5. Reddy J.N., "Mechanics of laminated composite plates and shells – theory and analysis", CRC Press, Boca Raton, (2004).
6. Reddy J.N., "An introduction to the finite element method", McGraw-Hill, New York, (2006).
7. Washizu K., "Variational methods in elasticity and plasticity", Pergamon Press, New York, (1982).
8. Reddy J.N., "Energy principles and variational methods in applied mechanics", John Wiley & Sons, New York, (2002).
9. Reissner E., "On a variational theorem in elasticity", *Journal of Mathematical Physics*, Vol. 29, pp. 90–95, (1950).
10. Mindlin R.D., "Influence of rotary inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates", *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 18, pp. 31–38, (1951).
11. Reddy J.N., "A generalization of two-dimensional theories of laminated plates", *Communications in Applied Numerical Methods*, Vol. 3, pp. 173–180, (1987).
12. Cho M. and Parmerter R.R., "An efficient higher order plate theory for laminated composites", *Composite Structures*, Vol. 20, pp. 113–123, (1992).
13. Cho M. and Parmerter R.R., "Efficient higher order composite plate theory for general lamination configurations", *AIAA Journal*, Vol. 31, pp. 1299–1306, (1993).
14. Shodja H.M. and Kamali M.T., "Three-dimensional analysis of piezocomposite plates with arbitrary geometry and boundary conditions", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 40, pp. 4837–4858, (2003).
15. Kamali M.T. and Shodja H.M., "A semi-analytical method for piezocomposite structures with arbitrary

- interfaces", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 194, pp. 4588–4604, (2005).
16. Kamali M.T. and Pourmoghaddam S., "Three-dimensional analysis of multi-layer composite plates of arbitrary shape and boundary conditions with shear slip interfaces", *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, Vol. 23, pp. 481–493, (2016).
 17. Moleiro F., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. and Reddy, J.N., "Layerwise mixed models for analysis of multilayered piezoelectric composite plates using least-squares formulation", *Composite Structures*, Vol. 119, pp. 134–149, (2015).
 18. Moleiro F., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. and Reddy, J.N., "A layerwise mixed least-squares finite element model for static analysis of multilayered composite plates", *Computers & Structures*, Vol. 89, pp. 1730–1742, (2011).
 19. Moleiro F., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. and Reddy, J.N., "Layerwise mixed least-squares finite element models for static and free vibration analysis of multilayered composite plates", *Composite Structures*, Vol. 92, pp. 2328-2338, (2010).
 20. Moleiro F., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. and Reddy, J.N., "Mixed least-squares finite element models for static and free vibration analysis of laminated composite plates", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 198, pp. 1848-1856, (2009).
 21. Moleiro F., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. and Reddy, J.N., "Mixed least-squares finite element model for the static analysis of laminated composite plates", *Computers & Structures*, Vol. 86, pp. 826-838, (2008).
 22. Garcia Lage R., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. and Reddy, J.N., "Analysis of adaptive plate structures by mixed layerwise finite elements", *Composite Structures*, Vol. 66, pp. 269-276, (2004).
 23. Garcia Lage R., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. and Reddy, J.N., "Analysis of laminated adaptive plate structures using layerwise finite element models", *Computers & Structures*, Vol. 82, pp. 1939-1959, (2004).
 24. Garcia Lage R., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. and Reddy, J.N., "Modelling of piezolaminated plates using layerwise mixed finite elements", *Computers & Structures*, Vol. 82, pp. 1849-1863, (2004).
 25. Carrera E., "Evaluation of layerwise mixed theories for laminated plates analysis," *AIAA Journal*, Vol. 36, pp. 830-839, (1986).
 26. Reissner E., "On a certain mixed variational theory and proposed applications," *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 20, pp. 1366-1368, (1984).

27. Reissner E., "On a mixed variational theorem and on a shear deformable plate theory," *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 23, pp. 193-198, (1986).
28. Pagano N.J., "Exact solutions for rectangular bidirectional composites and sandwich plates", *Journal of Composite Materials*, Vol. 4, pp. 20-34, (1970).

بررسی آزمایشگاهی ضریب دبی سازه ترکیبی کالورت دایره‌ای-سرریز لبه‌پهن*

منوچهر اسمعیلوندی^(۱) مهدی اسدی آقبلاغی^(۲)

چکیده در این مقاله به بررسی ویژگی‌های هیدرولیکی جریان عبوری از درون یک سیستم مرکب کالورت دایره‌ای-سرریز به صورت آزمایشگاهی برای ۱۲ مدل پرداخته شد. منحنی دبی-اشل برای مدل‌های مختلف ارائه شد. نتایج نشان داد که به ازای یک هد مشخص دبی سازه ترکیبی بیشتر از مجموع دبی کالورت و دبی سرریز بود. همچنین، ضریب دبی برای سازه ترکیبی بین ۰/۲۵ تا ۰/۷۳، برای سرریز بین ۰/۲۵ تا ۰/۶۳ و برای کالورت ۰/۳۳ تا ۰/۷۷ تغییر می‌کرد. پارامتر بدون بعد H/D (هد به قطر) بیشترین تأثیر را بر روی ضریب دبی داشته است. علاوه بر این، معادلات رگرسیونی برای تخمین ضریب دبی ارائه شدند.

واژه‌های کلیدی آنالیز ابعادی، اندازه‌گیری دبی جریان، رگرسیون خطی، معادله دبی، منحنی دبی-اشل.

Experimental Study of Discharge Coefficient of Broad Crest Weir-Circular Culvert Combined Structure

M. Esmayilvandi

M. Asadi-Aghbolaghi

Abstract In this research, the hydraulic characteristics of flow through circular culverts and over broad crested weir are experimentally investigated for 12 models. Stage discharge rating curve was presented for each model. The results show that for a specific head, the discharge of combined structure is greater than the summation of discharge of weir and culvert. Also, the discharge coefficient for the combined structure is varying from 0.25 to 0.73 and for the weir is varying from 0.25 to 0.63 and for the culvert is varying from 0.33 to 0.77. The dimensionless parameter H/D (head to diameter) has the greater influence on discharge coefficient. In addition, regression equations are presented for estimation of discharge coefficient.

Key Words Dimensional Analysis, Discharge Equation, Flow discharge measurement, Linear regression, Stage discharge rating curve.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۵/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱۱/۴ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد سازه‌های آبی، گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه شهرکرد.

(۲) نویسنده مسئول، عضو هیأت علمی گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه شهرکرد. Email: mahdi.asadi.a@gmail.com

مقدمه

از آنجایی که برای عبور آب از زیر جاده‌های درجه دو و سه، از زیرگذر (کالورت) استفاده می‌شود، در هنگام بارندگی‌های شدید در سیل‌های با دوره بازگشت بالا کالورت قادر به انتقال همه آب جمع شده در زیر جاده نخواهد بود و از آنجایی که به کارگرفتن یک کالورت بزرگ‌تر یا چند کالورت، برای این چنین مواردی از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست، لذا جاده طوری ساخته می‌شود، که خود جاده به صورت یک سرریز عمل می‌کند، آب جمع شده در پشت جاده، می‌تواند پس از عبور از روی جاده به مسیر خود ادامه دهد؛ و پس از فروکش کردن سیل جاده مجدداً قابل استفاده خواهد بود.

از گذشته تا به امروز کالورت‌ها با هدف انتقال آب از زیر جاده‌ها مورد استفاده مهندسين قرار گرفته است و هیدرولیک و ساختار آن همواره مورد بررسی محققین قرار گرفته است. اگرچه کالورت‌ها ظاهراً ساختمان هیدرولیکی ساده‌ای دارند، اما طراحی آن‌ها به دلیل حالت‌های بسیار متنوعی که جریان آب در آن‌ها پیدا می‌کند کار آسانی نیست و به سادگی نمی‌توان آن‌ها را به دو دسته جریان‌های سطحی و تحت فشار تقسیم‌بندی کرد [1].

چاو ویژگی هیدرولیکی کالورت‌ها را بر اساس پر بودن یا نبودن کالورت‌ها تقسیم‌بندی می‌کنند [2]. درواقع، الگوهای جریان مختلف بسیاری در کالورت وجود دارد که در طراحی آن‌ها باید عواملی چون شیب، طول، مواد سازنده کالورت، هد آب بالادست، افت ورودی و غیره در نظر گرفته شوند. بیرامی شرایط جریان در کالورت‌ها را به دو دسته تقسیم کرد: اگر شرایط سطح آب در پایین‌دست، شیب کف مجرا و عمق آب در بالادست به نحوی است که جریان در مجرا به صورت تحت فشار نباشد، عمق بحرانی در مقطع ورودی تشکیل می‌گردد [3]. این وضعیت را کنترل ورودی می‌نامند. اگر تمام شرایط به نحوی است که

کالورت به صورت پر عمل می‌نماید این وضعیت را کنترل خروجی می‌گویند. هندرسون برای محاسبه دبی عبوری (Q) از یک کالورت دایره‌ای در شرایطی که جریان به صورت $0.8 < \frac{H_1 - z_{inlet}}{D} < 0$ و $0.025 < \sin \theta < 0.361$ باشد دبی آن از معادله:

$$\frac{Q}{D} = 0.432 \sqrt{g \frac{(H_1 - z_{inlet})^{1.9}}{D^{0.4}}} \quad (1)$$

و در حالتی که $0.025 < \frac{H_1 - z_{inlet}}{D} < 1.2$ و $0 < \sin \theta < 0.361$ باشد دبی از معادله:

$$\frac{Q}{D} = 0.438 \sqrt{g (H_1 - z_{inlet})^{1.5}} \quad (2)$$

محاسبه می‌شوند که در آن D، قطر کالورت و H_1 ، هد آب بالادست جریان، z_{inlet} ، ارتفاع کف ورودی کالورت، g شتاب ثقل و θ ، زاویه شیب کف کالورت است [4].

سرریزها را بر حسب شکل تاج و این که آیا تمام یا قسمتی از عرض کانال را گرفته‌اند، تقسیم‌بندی می‌نمایند. در معمول‌ترین تقسیم‌بندی‌ها، سرریزها به دو گروه سرریزهای لبه‌تیز و سرریزهای لبه‌پهن تقسیم می‌شوند. ژئوس و همکاران آزمایش‌هایی برای مطالعه اثر عرض پایین و ارتفاع پایینی یک سرریز مستطیلی مرکب لبه‌پهن بر روی ضریب دبی انجام دادند [5]. برای این منظور، آن‌ها ۹ مدل سرریز لبه‌پهن مستطیلی مرکب را با دبی‌های مختلف آزمایش کردند. آن‌ها اثر پارامترهای مدل را بر روی ضریب دبی بررسی کردند و همچنین نتایج تحقیق آنان با تحقیقات پیشین که بر روی سرریز مستطیلی ساده انجام شده بود، مقایسه کردند و به این نتیجه رسیدند که عرض و ارتفاع پایین سرریز تأثیر بسزایی بر روی ضریب دبی دارد و با افزایش آن‌ها، دبی زیادتر می‌شود. عظیمی و همکاران با انجام آزمایش‌هایی مقدار ضریب دبی را برای یک سرریز در یک کانال باز با طول تاج محدود و تاج شیب‌دار و با رمپ بالادست یا پایین‌دست به دست آوردند. آن‌ها با استفاده از معادله سرریز لبه‌پهن و دنبال کردن مطالعاتی که اخیراً بر روی سرریز لبه‌پهن انجام شده است، با

سوری و همکاران [۱۲ و ۱۳] به بررسی آزمایشگاهی موقعیت قرارگیری سازه استوانه‌ای در راستای عمود بر جریان بر روی ضریب دبی عبوری از سازه پرداختند. نتایج ایشان نشان داد که بیشترین و کمترین ضریب دبی در سازه‌های سرریز استوانه‌ای و دریچه استوانه‌ای مشاهده شده است. همچنین با تبدیل سازه از سرریز-دریچه استوانه‌ای به دریچه استوانه‌ای کاهش سریعی در مقادیر پارامترهای بدون بعد نسبت عمق بالادست به قطر سازه و نسبت تفاضل عمق آب بالادست و پایین‌دست به قطر سازه حاصل می‌شود که علت آن کاهش میزان پس‌زدگی آب است.

حیدرپور و همکاران [۱۴] خصوصیات هیدرولیکی سرریز-دریچه نظیر ضریب دبی جریان و پارامترهای مؤثر بر جریان ترکیبی را به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. آنها معادله‌ای برای ضریب دبی ارائه کردند که تطابق خوبی بین داده‌های آزمایشگاهی و معادلات ارائه‌شده دیده شد. نورالهی و همکاران [۱۵] در یک مطالعه آزمایشگاهی به بررسی عملکرد هیدرولیکی دریچه تلفیقی از دریچه کشویی و دریچه طبلی پرداختند. نتایج مطالعه ایشان نشان داد که در دریچه کشویی استوانه‌ای ضریب فشردگی تا نزدیک به یک افزایش می‌یابد. همچنین آن‌ها روابطی برای تشخیص شرایط جریان آزاد و مستغرق در دریچه‌های کشویی استوانه‌ای و نیم‌استوانه‌ای ارائه کردند.

با توجه به بررسی منابع به عمل آمده به نظر می‌رسد که تحقیقات اندکی در زمینه سازه‌های ترکیبی صورت گرفته است، لذا ضروری است که تحقیقات گسترده‌ای برای این سازه‌ها انجام گیرد. تنها تحقیقی که در این زمینه انجام شده است می‌توان به تحقیق گاوان و همکاران [۱۶] اشاره کرد که با مطالعه بر روی یک سازه ترکیبی شامل یک سرریز با کالورت مربعی در یک فلوم ۱۲ متری شیشه‌ای به این موضوع پی بردند که ضریب دبی (برای سیستم مرکب کالورت-سرریز) با نسبت ارتفاع آب در پشت سازه ترکیبی به قطر کالورت رابطه

استفاده از نتایج آزمایشگاهی یک همبستگی قوی برای ضریب دبی ارائه دادند [۶]. مهری و همکاران [۷] با استفاده از سامانه استنتاج فازی و مدل فازی-عصبی و با انجام مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی ضریب دبی سرریزهای لبه‌تیز و لبه‌پهن مستطیلی را بررسی کردند. آنها عنوان کردند که دو مدل ذکرشده، با دقت خوبی ضریب دبی را برآورد می‌کند.

آکسوی و دوقان [۸] به صورت آزمایشگاهی زاویه رسیدن جریان بر روی دبی یک سرریز لبه‌پهن بررسی کردند. نتایج آنها نشان داد که ضریب دبی علاوه بر طول سرریز تابعی از زاویه رسیدن جریان است و یک رابطه بدون بعد برای ضریب دبی ارائه کردند. سویدان و همکاران [۹] به صورت آزمایشگاهی و عددی اثر تلاطم جریان اطراف یک سرریز استوانه‌ای که در یک فاصله از بستر قرار گرفته است بررسی کردند. آنها معادلات حاکمه دو بعدی جریان متلاطم را با ANSYS Fluent حل کردند. آنها نتایج عددی را با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کردند که نتایج دو روش تطابق خوبی با هم نشان داد. ادریس و همکاران [۱۰] ضریب دبی سرریز کنگره‌ای دوزنقه‌ای را بر روی پانزده مدل فیزیکی بررسی کردند. نتایج مطالعه آنها نشان داد که ضریب دبی ابتدا با افزایش هد افزایش پیدا می‌کند و پس‌ازاینکه هد به یک مقدار معین رسید با افزایش هد ضریب دبی کاهش پیدا می‌کند. گروهی از محققین در تحقیقات خود به مطالعه جریان در سازه‌های ترکیبی (جریان روگذر و جریان درون‌گذر) پرداخته‌اند و برای این سازه ترکیبی ضریب دبی ارائه نموده‌اند. مسعودیان و همکاران [۱۱] به بررسی آزمایشگاهی ضریب دبی سرریز-دریچه استوانه‌ای پرداختند. نتایج آزمایش ایشان نشان داد که ضریب دبی سازه ترکیبی در محدوده آزمایش‌ها بین ۰/۷۵ و ۱/۰۵ متغیر است و نشان دادند که قطر سازه و بازشدگی دریچه بر ضریب دبی اثر می‌گذارد؛ و آن‌ها یک رابطه برای ضریب دبی با ضریب همبستگی بالا ارائه کردند.

در این مقاله، ضریب دبی یک سیستم کالورت دایره‌ای-سرریز به صورت آزمایشگاه تحقیق شد، تأثیر پارامترهایی مانند زاویه شیب کناری سرریز (θ)، قطر کالورت (D)، ارتفاع سرریز (P)، عرض کف سرریز (b)، بر روی ضریب دبی سازه ترکیبی بررسی می‌شود؛ و مقدار ضریب دبی برای هر یک از سازه‌های کالورت، سرریز و سازه ترکیبی سرریز کالورت محاسبه می‌شود.

مواد و روش‌ها

آزمایش‌ها در یک فلوم مستطیلی آزمایشگاهی با طول ۱۲ متر، عرض و ارتفاع ۴۰ سانتی‌متر واقع در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه شهرکرد انجام گرفت. فلوم دارای یک سرریز مثلثی در انتهای مخزن ابتدایی خود است که با استفاده از این سرریز دبی ورودی به کانال به کمک رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$Q = \frac{8}{15} C (\sqrt{2g}) (H^{2.5} \cdot \tan^{\frac{\alpha}{2}}) \quad (11)$$

که در آن α زاویه رأس سرریز که این زاویه ۹۰ درجه است و H ارتفاع آب روی سرریز و g ثقل و در نهایت C ضریب دبی ورودی به کانال است که رابطه دبی اشل پس از کالیبره سازی و ساده سازی به صورت معادله (۱۲) ارائه می‌شود:

$$Q = 1.45 H^{2.5} \quad (12)$$

برای اندازه‌گیری عمق جریان نیز از یک کولیس با محدوده دقت ± 0.1 میلی‌متر استفاده شد.

برای ساخت قسمت سرریز در مدل‌های ترکیبی سرریز- کالورت، ورق‌هایی از جنس گالوانیزه با ضخامت 0.75 میلی‌متر و برای قسمت کالورت در سازه‌های ترکیبی سرریز- کالورت از لوله‌هایی از جنس پی‌وی سی استفاده شده است. آزمایش‌ها در سه حالت مختلف انجام شد، در حالت اول جریان فقط از داخل کالورت عبور می‌کرد و مجرای سرریز بسته شد، در حالت دوم جریان فقط از روی سرریز عبور می‌کرد و

مستقیم دارد (y/D)، یعنی با افزایش آب پشت بند و یا کاهش قطر کالورت ضریب دبی زیاد می‌شود. آنها همچنین ضریب دبی را برای کالورت به صورت معادله (۳) و (۴) (به ترتیب رگرسیون خطی و نمایی) ارائه کردند:

$$C_d = 0.44 - 0.384 \frac{Y}{L} + 0.098 \frac{Y}{D} \quad (3)$$

$$C_d = 0.275 \frac{(\frac{Y}{D})^{0.51}}{(\frac{Y}{L})^{0.239}} \quad (4)$$

و برای سرریز معادلات (۵) (رگرسیون خطی) و (۶) و (۷) (رگرسیون نمایی) را ارائه کردند [16]:

$$C_d = 0.412 + 0.038 \frac{H}{P} - 0.047 \frac{H}{b} + 0.273 \frac{H}{L} - 0.001 \tan(\theta) \quad (5)$$

برای $\theta = 0$:

$$C_d = 0.553 \frac{(\frac{H}{P})^{0.05} (\frac{H}{b})^{2.621}}{(\frac{H}{L})^{2.56}} \quad (6)$$

و برای $\theta > 0$:

$$C_d = 0.365 (\tan \theta)^{0.182} \frac{(\frac{H}{P})^{0.07} (\frac{H}{b})^{0.136}}{(\frac{H}{L})^{0.065}} \quad (7)$$

و برای سازه ترکیبی معادلات (۸) (رگرسیون خطی) و (۹) و (۱۰) (رگرسیون نمایی) را ارائه کردند [16]:

$$C_d = 0.479 - 1.447 \frac{H}{P} - 0.076 \frac{H}{b} + 1.021 \frac{H}{L} + 1.044 \frac{H}{D} - 0.012 \tan \theta \quad (8)$$

برای $\theta = 0$:

$$C_d = 0.832 \frac{(\frac{H}{P})^{1.265} (\frac{H}{L})^{0.771}}{(\frac{H}{b})^{0.689} (\frac{H}{D})^{1.277}} \quad (9)$$

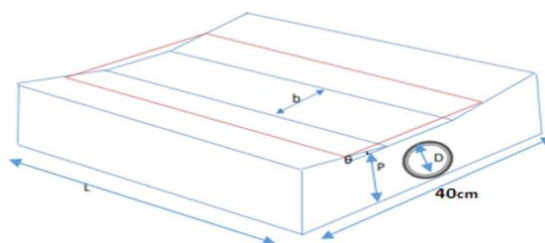
و برای $\theta > 0$:

$$C_d = 0.394 (\tan \theta)^{0.06} \frac{(\frac{H}{b})^{0.018} (\frac{H}{L})^{0.092} (\frac{H}{D})^{1.272}}{(\frac{H}{P})^{1.292}} \quad (10)$$

گروه و هر گروه شامل سه مدل می‌باشند (جدول ۱). در تمامی آزمایش‌ها عمق آب $11/8$ و $30/2$ سانتی‌متر، دبی جریان بین $3/16$ و $42/21$ لیتر بر ثانیه، D بین ۵ تا ۱۰ سانتیمتر، θ بین ۰ تا ۱۵ درجه، ارتفاع سرریز بین ۷ تا ۱۲ سانتیمتر، عرض کف بین ۱۵ تا ۴۰ سانتیمتر و با طول ثابت ۶۰ سانتی‌متر بوده است.

مجرای کالورت بسته شد و در حالت سوم، جریان از سازه ترکیبی کالورت-سرریز عبور می‌کرد.

شکل (۱) مدل سازه ترکیبی کالورت-سرریز (combined culvert-weir) را نشان می‌دهد. این مدل‌ها در قطر (D)، عرض کف (b)، ارتفاع سرریز (P)، زاویه جانبی سرریز (θ)، مختلفی ساخته شدند و هر یک از مدل‌های ترکیبی با Sc نام‌گذاری شده است که به چهار



شکل ۱ مدل‌ها و شماتیکی از مدل ترکیبی کالورت-سرریز

جدول ۱ مدل ترکیبی سرریز-کالورت دایره‌ای در ابعاد هندسی مختلف

گروه	مدل	طول سازه (L) (سانتی‌متر)	عرض کف سرریز (b) (سانتی‌متر)	ارتفاع سرریز (P) (سانتی‌متر)	قطر لوله (D) (سانتی‌متر)	زاویه شیب سرریز (θ) (درجه)
	Sc1 (P/D=1.4)	۶۰	۴۰	۷	۵	۰
گروه اول	Sc2 (P/D=1.33)	۶۰	۴۰	۱۰	۷/۵	۰
	Sc3 (P/D=1.2)	۶۰	۴۰	۱۲	۱۰	۰
	Sc4 (P/D=1.4)	۶۰	۱۵	۷	۵	۵
گروه دوم	Sc5 (P/D=1.33)	۶۰	۱۵	۱۰	۷/۵	۵
	Sc6 (P/D=1.2)	۶۰	۱۵	۱۲	۱۰	۵
	Sc7 (P/D=1.4)	۶۰	۱۵	۷	۵	۱۰
گروه سوم	Sc8 (P/D=1.33)	۶۰	۱۵	۱۰	۷/۵	۱۰
	Sc9 (P/D=1.2)	۶۰	۱۵	۱۲	۱۰	۱۰
	Sc10 (P/D=1.4)	۶۰	۱۵	۷	۵	۱۵
گروه چهارم	Sc11 (P/D=1.33)	۶۰	۱۵	۱۰	۷/۵	۱۵
	Sc12 (P/D=1.2)	۶۰	۱۵	۱۲	۱۰	۱۵

جریان در سازه ترکیبی کالورت - سرریز

شکل (۲) جریان عبوری از سازه ترکیبی کالورت-سرریز را نشان می‌دهد. در آزمایش‌های انجام شده برای سرریز اگر جریان عبوری از کالورت مستغرق باشد ($P/D < 1.4$) حتماً جریان در سازه ترکیبی مستغرق است (خواه جریان از روی سرریز در سازه ترکیبی مستغرق باشد یا نباشد). اگر جریان عبوری از روی سرریز و درون کالورت آزاد باشد ممکن است جریان در سازه ترکیبی آزاد یا مستغرق باشد.

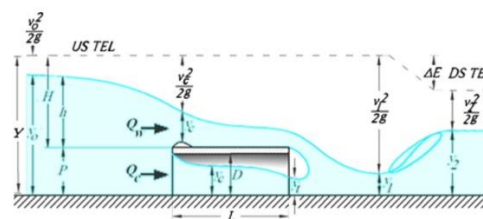
میزان دبی عبوری از روی سازه ترکیبی کالورت-سرریز برابر است با مجموع دبی عبوری از روی کالورت و سرریز به صورت جداگانه یعنی:

$$Q_t = Q_c + Q_w \quad (13)$$

که در آن Q_t دبی عبوری از سازه ترکیبی، Q_c دبی عبوری از کالورت، Q_w دبی عبوری از سرریز است. از آنجا دبی عبوری از یک کالورت دایره‌ای از معادله (۴) محاسبه می‌شود [17]:

$$Q_c = C_{dc} \frac{\pi D^2}{4} \times \sqrt{2g \times (Y - y_1)} \quad (14)$$

که در آن D قطر کالورت، Y بار مؤثر آب نسبت به کف کالورت و y_1 عمق اولیه پرش در پایین دست سازه و C_{dc} ضریب دبی است. سهم سرریز در مقدار دبی عبوری از معادله (۵) محاسبه می‌شود:



شکل ۲ جریان عبوری از سازه ترکیبی کالورت-سرریز [16]

لزجت صرف نظر کرد [18]، با توجه به اینکه حداقل عدد ویر در این تحقیق ۲۵ است، لذا از اثر کشش سطحی صرف نظر شد؛ و Fr عدد فرود بالادست سازه است. لذا از تأثیر آن چشم پوشی می گردد. در نتیجه ارتباط بین پارامترهای مؤثر و میزان ضریب دبی عبوری از سازه ترکیبی کالورت-سرریز به دست می آید:

$$C_d = \left(\frac{H}{P}, \frac{H}{L}, \frac{H}{D}, \frac{H}{b}, \tan \theta, Fr \right) \quad (19)$$

برای کاهش پارامترهای بدون بعد پارمترها بر یکدیگر تقسیم شدند، لذا:

$$C_d = \left(\frac{P}{D}, \frac{H}{b}, \frac{H}{L}, \tan \theta, Fr \right) \quad (20)$$

همچنین ضریب دبی عبوری از سرریز (بدون حضور کالورت) از معادله (۲۱) به دست می آید:

$$C_d = \left(\frac{H}{P}, \frac{H}{b}, \tan \theta, Fr \right) \quad (21)$$

همچنین برای یک کالورت (بدون حضور سرریز) وابستگی ضریب دبی در معادله (۲۲) قابل مشاهده است:

$$C_d = \left(\frac{V}{D}, \frac{V}{L}, Fr \right) \quad (22)$$

بحث و نتایج

برای هر مدل، به طور متوسط ۱۰ آزمایش در ده دبی مختلف، انجام شد. شایان یادآوری است میزان دبی های ورودی به کانال بین ۳ تا ۴۵ لیتر بر ثانیه متغیر بوده است. بدین منظور در این آزمایش بر اساس زاویه کناری سرریز، با قراردادن سازه ترکیبی کالورت-سرریز در چهار گروه، رابطه هد-دبی برای سازه کالورت-سرریز، کالورت و سرریز ترسیم شده است (شکل های ۳ و ۴). در تمامی مدل ها با افزایش هد آب بالادست، میزان دبی عبوری از سازه ترکیبی زیاد می شود. در بعضی از مدل ها، منحنی دبی-هد سازه های سرریز و کالورت همدیگر را در نقاطی قطع می کنند که بیانگر این است در واقع در این هد ثابت دبی عبوری از روی سرریز و دبی جریان از داخل کالورت یکسان می باشند که در زیر این نقاط به ازای یک هد مشخص میزان دبی عبوری از داخل کالورت بیشتر از سرریز و در بالای آن دبی

$$Q_w = C_{dw} \left(\frac{2}{3} \times b \times H^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2 \times g} + \frac{8}{15} \times \tan \theta \times H^{\frac{5}{2}} \times \sqrt{2 \times g} \right) \quad (15)$$

که در آن H هد آب بالادست و θ زاویه جانبی سرریز و C_{dw} ضریب دبی است؛ و معادله کلی تئوری برای سازه ترکیبی کالورت-سرریز برابر است با:

$$(Q_t)_{act} = C_d \times \left(\frac{\pi D^2}{4} \times \sqrt{2g \times (Y - y_1)} + \left(\frac{2}{3} \times b \times H^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2 \times g} + \frac{8}{15} \times \tan \theta \times H^{\frac{5}{2}} \times \sqrt{2 \times g} \right) \right) \quad (16)$$

که در آن C_d ضریب دبی سازه ترکیبی است. بر روی ضریب دبی سازه ترکیبی عواملی چون ارتفاع سرریز (P)، عرض کف سرریز (b)، میزان زاویه کناری سرریز ($\tan \theta$)، ارتفاع آب بالادست، طول سازه ترکیبی (L)، قطر کالورت (D)، جرم مخصوص آب (ρ)، لزجت دینامیکی آب (μ)، کشش سطحی (σ) و نیروی گرانش (g) اثر دارند:

$$\varphi(C_d, P, b, \tan \theta, H, L, D, \rho, g, \sigma, \mu, V) = 0 \quad (17)$$

که با استفاده از آنالیز ابعادی و معادله باکینگهام به صورت بی بعد و به شکل زیر بیان می گردند:

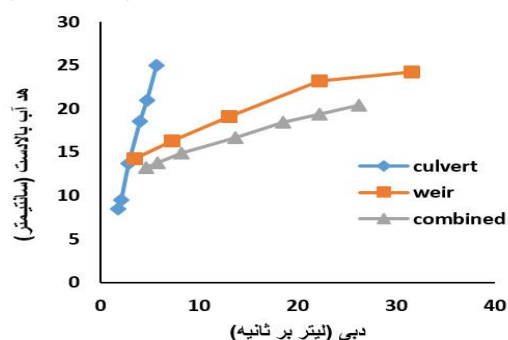
$$C_d = \varphi \left(\frac{H}{P}, \frac{H}{L}, \frac{H}{D}, \frac{H}{b}, \tan \theta, W, R, Fr \right) \quad (18)$$

که در رابطه بالا W عدد ویر است که نشان دهنده نسبت نیروی اینرسی به کشش سطحی است و زمانی که تیغه ای آب از ضخامت کافی برخوردار باشد اثر آن ناچیز است و R عدد بدون بعد رینولدز است که بیانگر نسبت نیروی اینرسی به نیروی لزجت است و برای اعداد رینولدز بزرگتر از ۴۰۰ اثر لزجت ناچیز و برای اعداد بزرگتر از ۱۰۰۰ اثر لزجت به طور کامل از بین می رود [9]، با توجه به اینکه حداقل عدد رینولدز در این تحقیق $10^4 \times 1/1$ است، لذا از اثر لزجت صرف نظر شد. همچنین، در صورتی که عمق جریان از $1/7$ سانتی متر بزرگتر یا عدد ویر بزرگتر از ۱۲ باشد می توان از اثر

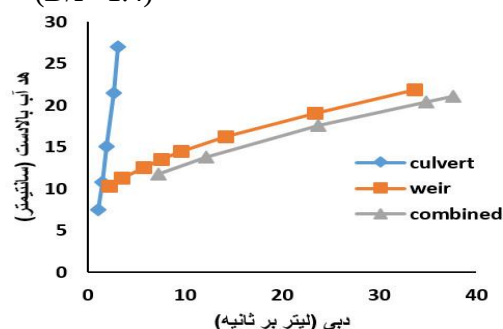
می‌تواند این باشد که در سازه ترکیبی تنگ‌شدگی خطوط جریان و در نتیجه افت انرژی نسبت به عملکرد دو سازه به صورت کمی کمتر اتفاق می‌افتد.

عبوری از روی سرریز بیشتر از کالورت است. همچنین، برای یک هد مشخص دبی سازه ترکیبی بزرگ‌تر از مجموع دبی سازه کالورت و سرریز است. دلیل آن

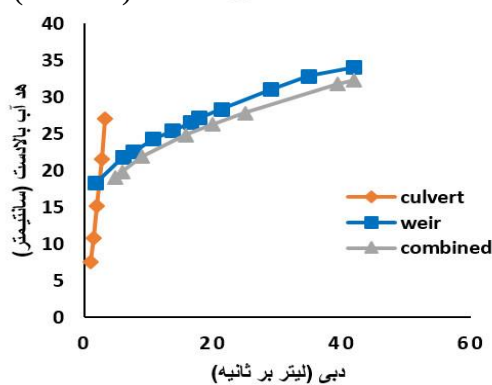
مدل ۲ (D/P=1.33)



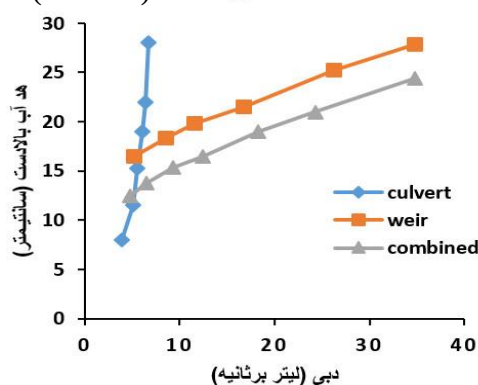
مدل ۱ (D/P=1.4)



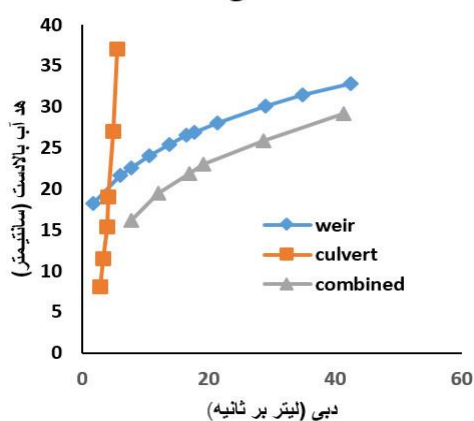
مدل ۴ (D/P=1.4)



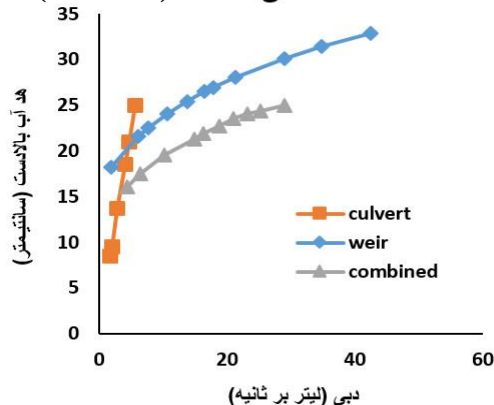
مدل ۳ (D/P=1.2)



مدل ۶ (D/P=1.2)

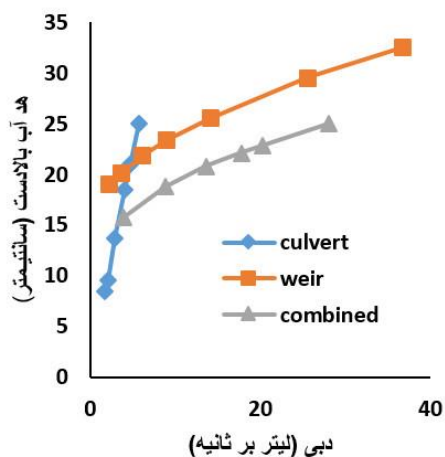


مدل ۵ (D/P=1.33)

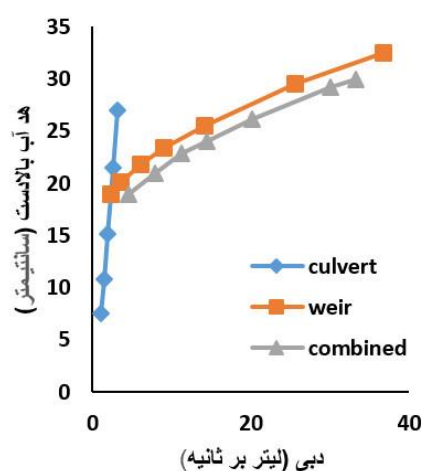


شکل ۳ رابطه دبی-هد برای مدل ۱-۶ (گروه اول و دوم)

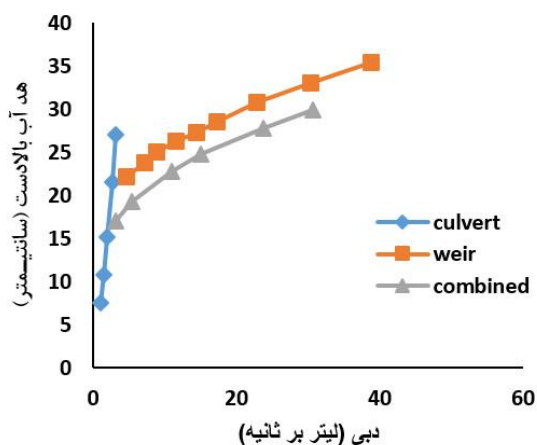
مدل ۸ (D/P=1.33)



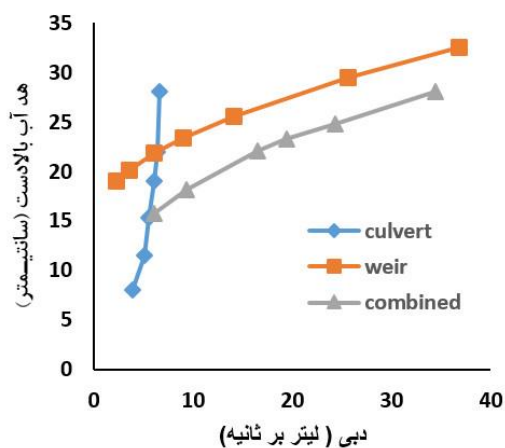
مدل ۷ (D/P=1.4)



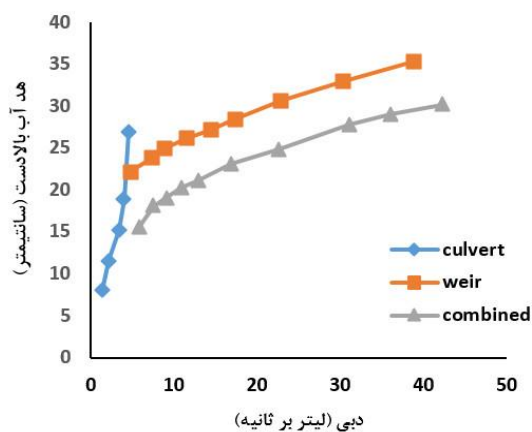
مدل ۱۰ (D/P=1.4)



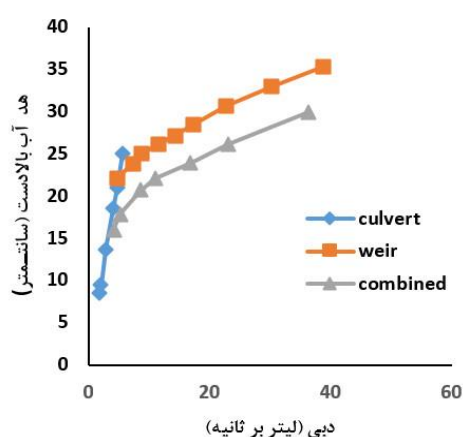
مدل ۹ (D/P=1.2)



مدل ۱۲ (D/P=1.2)



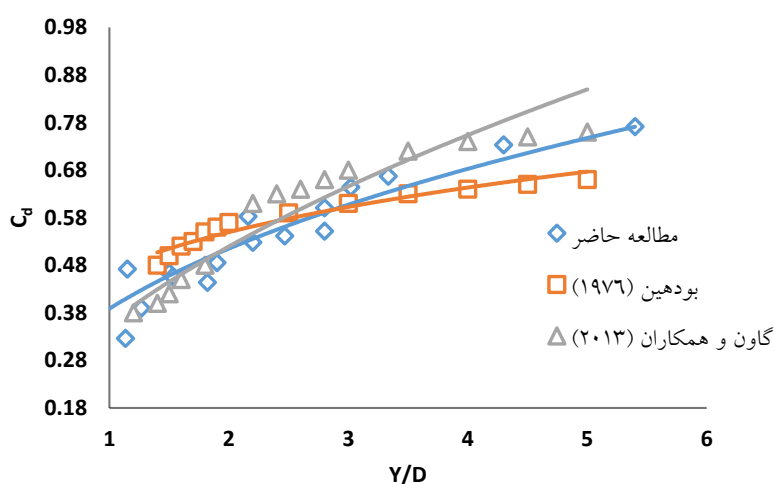
مدل ۱۱ (D/P=1.33)



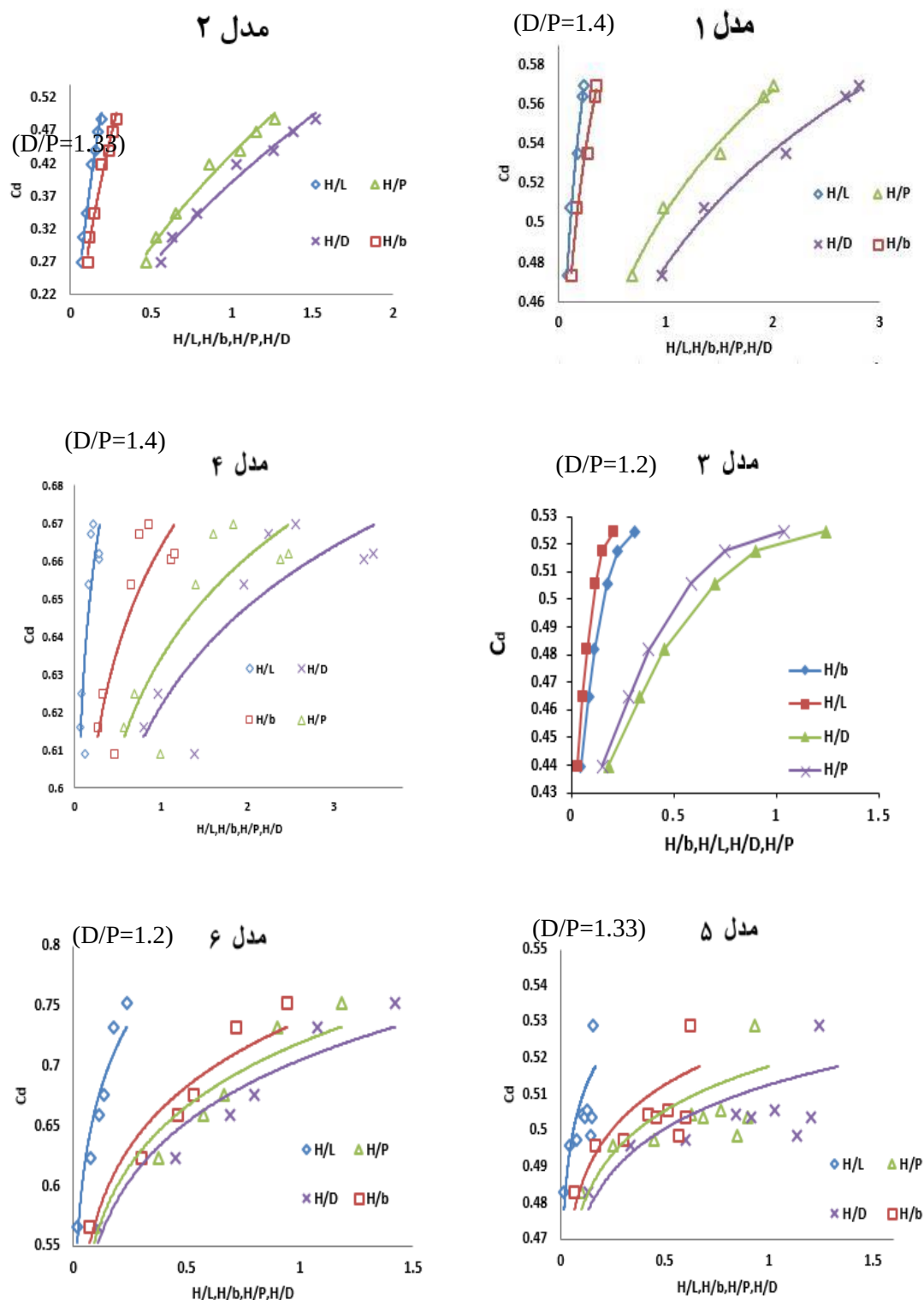
شکل ۴ رابطه دبی-هد برای مدل ۷-۱۲ (گروه سوم و چهارم)

سازه ترکیبی در تمامی مدل‌های ۱ تا ۱۲ ضریب دبی آب عبوری از سازه ترکیبی افزایش می‌یابد. میزان ضریب دبی برای مدل‌های ۱ تا ۳ در گروه اول بین ۰/۲۷ تا ۰/۵۹ است. میزان ضریب دبی برای مدل‌های ۴ تا ۶ در گروه دوم بین ۰/۴۸ تا ۰/۷۵ و میزان ضریب دبی برای مدل‌های ۷ تا ۹ در گروه سوم بین ۰/۴۸ تا ۰/۷۳ و میزان ضریب دبی برای مدل‌های ۹ تا ۱۲ در گروه چهارم بین ۰/۴ تا ۰/۷۴ را نشان می‌دهد. این شکل‌ها نشان می‌دهند که میزان تغییرات ضریب دبی بین ۰/۲۷ تا ۰/۷۵ است که بیشترین مقدار آن برای مدل ۶ و کمترین مقدار آن برای مدل ۲ مشاهده می‌شود. در مقایسه مدل‌های هر یک از گروه‌های اول تا چهارم می‌توان مشاهده کرد که با کاهش ارتفاع سرریز ضریب دبی جریان افزایش می‌یابد. در مقایسه گروه اول با گروه دوم می‌توان به تأثیر عرض جریان بر ضریب دبی اشاره کرد که با کاهش عرض، ضریب دبی زیادت‌ر شده است. در مقایسه گروه دوم با چهارم اثر زاویه جانبی سرریز نشان‌دهنده کاهش ضریب دبی جریان با افزایش زاویه جانبی سرریز است.

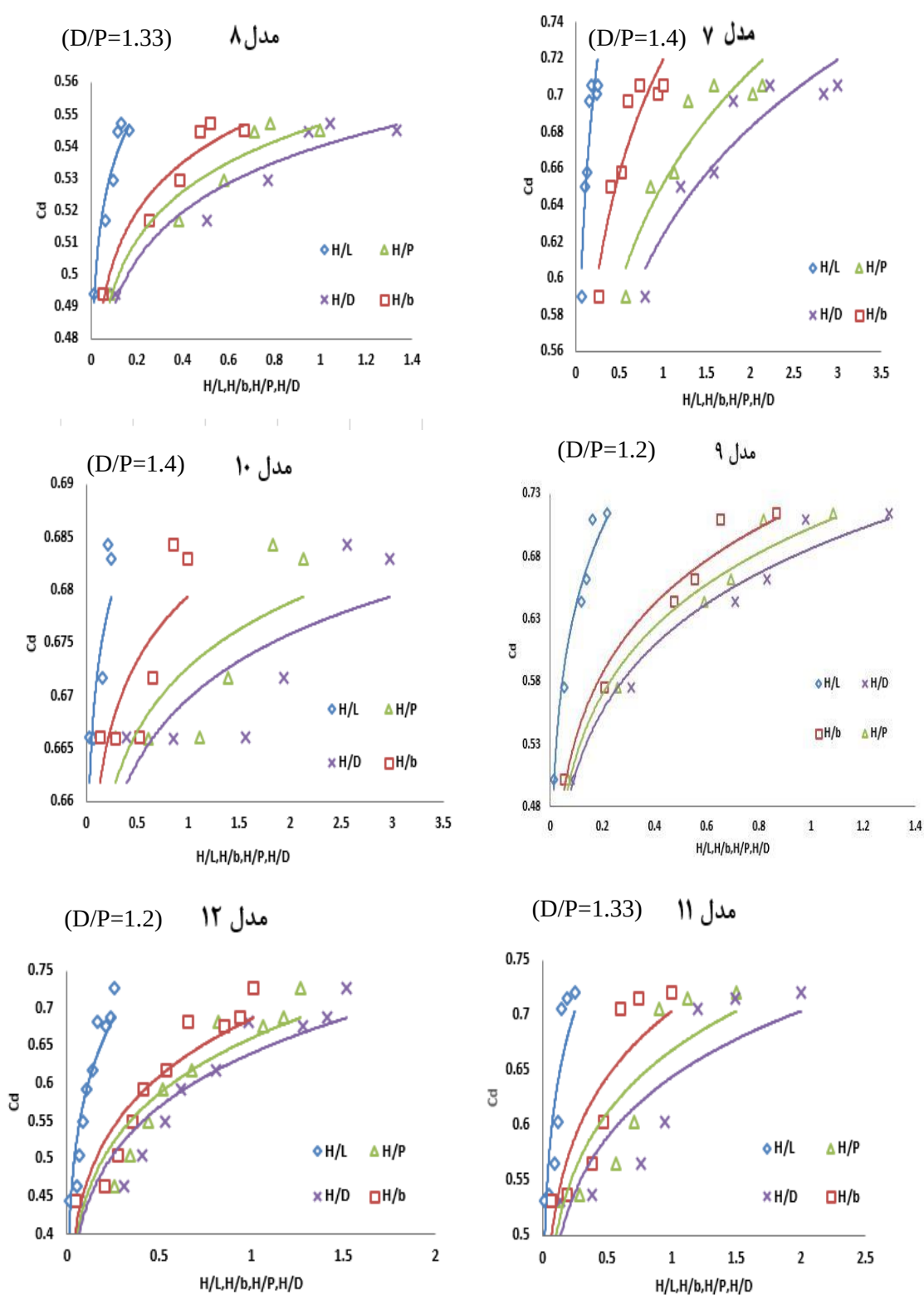
شکل (۵) ضریب دبی عبوری از کالورت در برابر نسبت هد آب بالادست جریان در فلوم به قطر کالورت ($\frac{Y}{D}$) برای مطالعه حاضر، داده‌های بوده‌ها برای کالورت دایره‌ای و گاون و همکاران برای کالورت مربعی در شرایط یکسان در کالورت ($\frac{Y}{D} \geq 1.5, y_4 \leq 1.0$) را نشان می‌دهد، ه در تمامی مدل‌ها با افزایش نسبت ($\frac{Y}{D}$) ضریب دبی عبوری از کالورت افزایش می‌یابد. شایان ذکر است، مطالعه گاون و همکاران بر روی یک مدل ترکیبی کالورت مربعی-سرریز انجام شده است [8,10]. ضریب دبی سازه ترکیبی نسبت به پارامترهای بی‌بعد تأثیرگذار برای مدل‌های مختلف در شکل‌های (۶) و (۷) رسم شده است. نتایج نشان می‌دهد که تمام پارامترهای بدون بعد بر روی ضریب دبی اثر می‌گذارند و با افزایش هرکدام از این پارامترهای بدون بعد ضریب دبی به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. در بین این پارامترها دو پارامتر H/L و H/b بیشترین اثر را بر روی ضریب دبی دارند، به‌طوری‌که با افزایش کم آنها مقدار ضریب دبی به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. علاوه‌برآن، با افزایش نسبت هد آب بالادست به هر یک از پارامترهای عرض و ارتفاع سرریز و قطر کالورت، در



شکل ۵ رابطه ضریب دبی با نسبت هد آب بالادست به قطر کالورت با طول ثابت



شکل ۶ میزان تغییرات C_d با هریک از H/L ، H/b ، H/P ، H/D برای مدل‌های ۱-۶ (گروه اول و دوم)

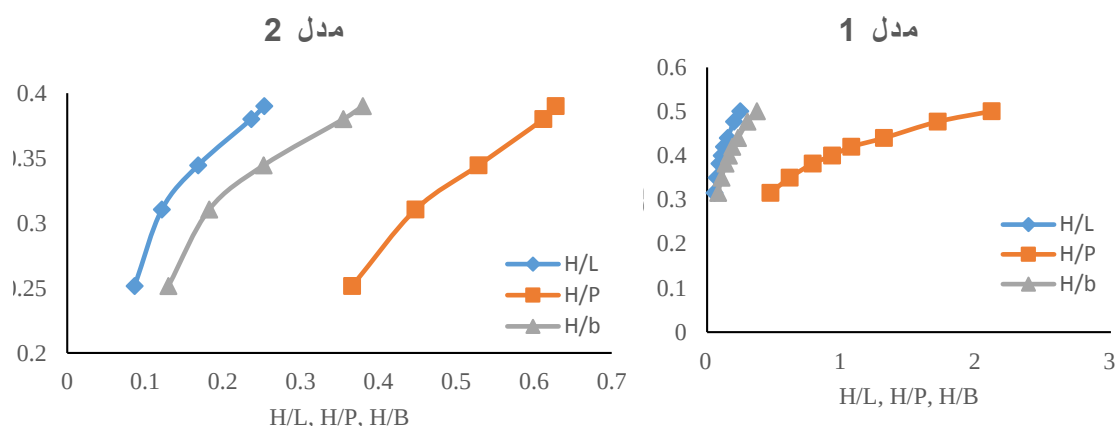


شکل ۷ میزان تغییرات C_d با هریک از $H/L, H/b, H/P, H/D$ برای مدل‌های ۶-۱۲ (گروه سوم و چهارم)

روی ضریب دبی داشته و به ازای افزایش ۲۰ درصدی آن مقدار C_d ، ۲/۳۸ درصد افزایش می‌یابد.

شکل (۸) تغییرات C_d را در برابر پارامترهای H/B ، H/P و H/L برای سرریز نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشخص است با افزایش هر یک از این پارامترهای بدون بعد ضریب دبی سرریز به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد.

همچنین برای هر یک از پارامترهای بی‌بعد در جدول (۲) درصد تغییرات ضریب دبی برای تمامی ۱۲ مدل سازه ترکیبی به ازای مقدار ۲۰ درصد افزایش برای هر یک از متغیرها بررسی شده است. با توجه به این جدول، میانگین افزایش درصد C_d به ازای افزایش ۲۰ درصدی هر یک از پارامترهای H/D ، H/P ، H/b و H/L این نتیجه حاصل می‌شود که H/D بیشترین تأثیر را بر



شکل ۸. میزان تغییرات C_d با هر یک از H/D ، H/P ، H/b و H/L برای سرریز

جدول ۲. آنالیز حساسیت برای هر یک از متغیرهای مستقل

ردیف	مدل	درصد افزایش C_d به ازای افزایش ۲۰ درصدی H/L	درصد افزایش C_d به ازای افزایش ۲۰ درصدی H/P	درصد افزایش C_d به ازای افزایش ۲۰ درصدی H/D	درصد افزایش C_d به ازای افزایش ۲۰ درصدی H/b
۱	SC1	۰/۳۵	۱/۲۶	۲/۹۹	۰/۹۸
۲	SC2	۰/۳۶	۱/۰۶	۲/۴۸	۱/۷۱
۳	SC3	۰/۳۳	۰/۸۳	۱/۷	۰/۸۹
۴	SC4	۰/۲۸	۰/۵۶	۴/۸۹	۲/۴۷
۵	SC5	۰/۳	۰/۵۹	۲/۰۲	۲/۶
۶	SC6	۰/۳	۰/۶	۱/۵۶	۲/۶۶
۷	SC7	۰/۲۸	۰/۵۶	۲/۸۶	۲/۴۷
۸	SC8	۰/۲۹	۰/۵۹	۲/۰۲	۲/۵۹
۹	SC9	۰/۳	۰/۶۱	۱/۵۶	۲/۶۷
۱۰	SC10	۰/۲۸	۰/۵۷	۲/۸۵	۲/۴۶
۱۱	SC11	۰/۲۹	۰/۵۹	۲/۰۲	۲/۶
۱۲	SC12	۰/۳	۰/۶۱	۱/۵۶	۲/۶۶
میانگین		۰/۳۵	۰/۷	۲/۳۸	۲/۲۳

میزان ضریب همبستگی $R^2 = 0.71$ در سطح احتمال ۰/۰۵ معنی‌دار باشد:

$$C_d = 0.42 - 0.25Fr + 0.018\frac{P}{D} + 0.21\frac{H}{b} + 0.27 \tan \theta + 0.13\frac{H}{L} \quad (26)$$

که برای داده‌های این مقاله جزر میانگین مربعات خطا ۰/۰۵۹۲ و متوسط خطای نسبی ۰/۰۸۸ که این مقادیر برای مطالعه گاوان [۱۶]، به ترتیب، برابر با ۰/۲۶ و متوسط خطای نسبی ۰/۳۵۶ است؛ که همان‌طور که مشخص است، نتایج مطالعه حاضر دقیق‌تر است.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق ضریب دبی یک سیستم ترکیبی کالورت-سرریز به صورت آزمایشگاهی بررسی شد. نتایج نشان داد که ضریب دبی برای سازه ترکیبی بین ۰/۲۵ تا ۰/۷۳، برای سرریز بین ۰/۲۵ تا ۰/۶۳ و برای کالورت ۰/۳۳ تا ۰/۷۷ تغییر می‌کرد. پارامتر بدون بعد H/D (هد به قطر) بیشترین تأثیر را بر روی ضریب دبی داشته است. همچنین، با کاهش شیب جانبی سرریز، ضریب دبی عبوری هم در سازه سرریز و هم در سازه سرریز-کالورت افزایش می‌یابد.

در یک هد ثابت میزان دبی عبوری از سازه ترکیبی کالورت-سرریز از مجموع دبی آب عبوری از روی یک سرریز و داخل یک کالورت بیشتر است، علت آن این است که وقتی هرکدام از سازه‌ها به صورت مجزا عمل می‌کنند تنگ‌شدگی خطوط جریان نسبت به سازه مرکب بیشتر و در نتیجه افت انرژی بیشتر می‌شود، بنابراین دبی سیستم مرکب بزرگ‌تر از مجموع دبی هر یک از دو سازه است. علاوه بر این، معادلات رگرسیونی برای تخمین ضریب دبی ارائه شدند.

ضریب دبی به دست آمده برای کالورت

با استفاده از رگرسیون خطی برای کالورت، با میزان ضریب همبستگی $R^2 = 0.89$ ، معادله زیر برای ضریب دبی کالورت حاصل می‌شود:

$$C_d = 0.27 + 0.11\frac{Y}{D} - 0.049\frac{Y}{L} + 0.51Fr \quad (23)$$

برای این مطالعه جزر میانگین مربعات خطا (RMSE) ۰/۰۳۹۵ و متوسط خطای نسبی ۰/۰۶۱ است. این در حالی است که برای معادلات پیشنهادی گاوان [۱۶]، برای کالورت مستطیلی، ۰/۰۶۱ و ۰/۰۵۵ و متوسط خطای نسبی ۰/۰۹۸ و ۰/۰۹۲ است که نشان‌دهنده دقت بالاتر مطالعه حاضر است. دلیل می‌تواند این باشد که در مطالعه حاضر کالورت دایره‌ای است که واضح است رابطه پیشنهادی در این مقاله جواب بهتر می‌دهد.

ضریب دبی به دست آمده برای سرریز

با استفاده از رگرسیون خطی برای سرریز با میزان ضریب همبستگی $R^2 = 0.88$ باشد:

$$C_d = 0.82 + 0.14Fr + 0.51\frac{H}{P} - 0.71\frac{b}{L} - 0.75 \tan \theta \quad (25)$$

که برای آن مقدار جزر میانگین مربعات خطا ۰/۰۳۶۶ و متوسط خطای نسبی ۰/۰۵۸ که همین مقادیر، به ترتیب، برای مطالعه گاوان [۱۶] ۰/۱۲۴ و ۰/۱۹۲ به دست آمد؛ که علت دقت بیشتر مطالعه حاضر در نظر گرفتن عدد فرود بالادست در رگرسیون هست، در صورتی که در مطالعه ایشان این پارامتر در نظر گرفته نشده است.

ضریب دبی به دست آمده برای سازه ترکیبی

کالورت - سرریز

با استفاده از رگرسیون خطی برای کالورت-سرریز با

مراجع

1. Meselhe, E.A., and Hebert, K. "Laboratory measurements of flow through culverts", *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 133(8), 973-976, (2007).
2. Chow, V.T., "Open Channel Hydraulics", McGraw-Hill book company, (1959).
3. بیرامی، م.، سازه‌های انتقال آب. انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان. ۱۳۸۹. صفحات ۲۴۸ تا ۳۴۷.
4. Henderson, F.M., "Open Channel Flow", Mac-Millan Pub.co. (1966).
5. Gogus, M., Defne, Z., and Ozkandemir, V., "Broad-crested weirs with rectangular compound cross sections", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. Vol. 132(3), pp. 272-280, (2006).
6. Azimi, A.H., Rajaratnam, N., and Zhu, D.Z., "Discharge characteristics of weirs of finite crest length", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 135 (12), pp. 1081-1085. (2009).
7. مهری، ی.، عباسی، ن.، و ارونقی، ه.، "پیش‌بینی ضریب دبی در سرریز لبه‌پهنو لبه تیز با بهره‌گیری از سامانه استنتاج فازی و فازی-عصبی تطبیقی". تحقیقات منابع آب ایران، ۱۳(۲): صص. ۱۶۸-۱۷۴، (۱۳۹۶).
8. Aksoy, A.O., and Dogan, M., "Experimental investigation of the approach angle effects on the discharge efficiency for broad crested weirs", *Anadolu University Journal of Science and Technology A- Applied Sciences and Engineering*, Vol. 17(2), pp. 279-286, (2016).
9. Soydan, N.G., Şimşek, O., and Aköz, M.S., "Prediction and validation of turbulent flow around a cylindrical weir", *European Water*, Vol. 57, pp. 85-92, (2017).
10. Idrees, A.K., Al-Ameri, R. Chua, L.H.C., and Das, S., "Determination of discharge coefficient for flow over cycle compound trapezoidal plan from, labyrinth weir", *International Journal of Civil Engineering and Technology*, Vol. 7(4), pp. 314-328, (2016).
۱۱. مسعودیان، م.، فندرسکی، ر.، قره‌گزلو، م.، "مطالعه ضریب بدهی سرریز-دریچه استوانه‌ای و تعیین رابطه‌ای آن با ضریب بدهی دریچه‌ی و سرریز جداگانه". مجله مهندسی منابع آب، ۶: صص. ۵۱-۶۲، (۱۳۹۲).
۱۲. سوری، ا.، مسعودیان، م.، کردی، ا.، و راتچر، ک.، "بررسی آزمایشگاهی تغییرات ضریب دبی و افت انرژی در سرریز-دریچه استوانه‌ای با حرکت قائم". نشریه مهندسی عمران و محیط‌زیست، ۴۴(۴): صص. ۶۵-۷۸، (۱۳۹۲).
۱۳. سوری، ا.، مسعودیان، م.، راتچر، ک.، و کردی، ا.، "بررسی آزمایشگاهی موقعیت سازه سرریز-دریچه استوانه‌ای در راستای عمود بر جریان بر روی ضریب دبی جریان". مجله پژوهش آب ایران، ۲(۲): صص. ۳۳-۴۱، (۱۳۹۴).
۱۴. حیدرپور، م.، رضویان، س.ح.، و حسینی، ی.، "تعیین ضریب دبی در مدل ترکیبی سرریز نیم‌دایره‌ای و دریچه کشویی در کانال دایره‌ای". مجله پژوهش آب ایران، ۱۳: صص. ۱۴۹-۱۵۵، (۱۳۹۲).
۱۵. نورالهی، م.، ضیایی، ع.ن.، و بهشتی، ع.ا.، "بررسی آزمایشگاهی مشخصات جریان در دریچه‌های کشویی با لبه استوانه‌ای و نیم استوانه‌ای". نشریه مهندسی عمران فردوسی، جلد ۲۹(۲): صص. ۳۱-۴۶، (۱۳۹۶).
16. Guven, A., Hassan, M., and Sabir, S.H., "Experimental investigation on discharge coefficient for a combined broad crested weir-box culvert structure", *Journal of Hydrology*, Vol. 500, pp. 97-103, (2013).
17. Novak, P., Guinot, V. Jeffrey, A. and Reeve, D.E., "Hydraulic Modelling – an Introduction, Principles,

methods and applications”, Taylor & Francis, (2010).

18. Bodhaine, G.L., “Measurment of peak discharges at culverts by indirect methods”, Government Printing Office, US Geological Survey, Washington (DC), (1976).

تأثیر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک بر تحریک غیریکنواخت سدهای بتنی وزنی*

تهمینه عباسی^(۱) بهرام نوائی‌نیا^(۲) لیلا کلانی ساروکلائی^(۳)

چکیده در این تحقیق پاسخ دینامیکی سدهای بتنی وزنی تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی و مکانی زلزله‌های حوزه دور و نزدیک بررسی شده است. بدین منظور برای تحریک غیریکنواخت، عامل زمانی با تأخیر در زمان رسیدن مؤلفه زلزله با سرعت موج برشی مشخص به تکیه‌گاه‌ها و عامل مکانی با تابع انسجام هریچندران-وانمارک و با احتساب مرکز سطحی زلزله در سه موقعیت مختلف مدل‌سازی شده است. نتایج نشان می‌دهد که پاسخ‌ها متأثر از محتوای فرکانسی زلزله‌های یکنواخت و غیریکنواخت است. ضمن اینکه اثر غیریکنواختی زلزله بر پاسخ فشار هیدرودینامیک نسبت به پاسخ‌های تغییر مکان تاج سد و تنش در پاشنه کم‌تر است.

واژه‌های کلیدی تحریک غیریکنواخت، اندرکنش سد و مخزن، روش لاگرانژی، سدهای بتنی وزنی، زلزله‌های حوزه دور و نزدیک.

Effect of Far and Near Fault Earthquake on Non-uniform Excitation of Concrete Gravity Dams

T. Abbasi B. Navayi Neyaa L. Kalani Sarokolayi

Abstract In this study, response of concrete gravity dams considering dam-reservoir interaction using Lagrangian approach under uniform and non-uniform excitation of near and far fault earthquake is investigated. For this purpose for wave passage effect, shear wave velocity of earthquake is used. For incoherence effect the Harichandran and Vanmarke coherency model and also earthquake epicenter in three positions is considered. The results show that dam responses depend on frequency content of uniform and non-uniform excitation. In addition, non-uniform excitation has less effect on hydrodynamic pressure in comparison with crest displacement and heel stress in dam.

Key Words Non-uniform excitation, Dam-Reservoir interaction, Lagrangian approach, Concrete gravity dam, near and far fault earthquake.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۵/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱۰/۲۹ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۲) نویسنده مسنول، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

(۳) استادیار، دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی طبری بابل.

مقدمه

در تحلیل سازه‌ها تحت اثر زمین‌لرزه، اغلب از انتشار غیریکنواخت امواج در خاک صرف نظر شده و فرض می‌گردد امواج زلزله به‌طور هم‌زمان و بدون تغییر در محتوای فرکانسی به تمام قیده‌های سازه می‌رسند. درحالی‌که در حالت کلی امواج لرزه‌ای ممکن است بسته به نسبت طول موج زلزله به ابعاد افقی سازه، به شکل غیریکنواخت به تکیه‌گاه‌های سازه برخورد نماید [۱]. عوامل مؤثر بر توزیع غیریکنواخت شتاب زمین که سبب تحریک غیریکنواخت سدهای بتنی وزنی می‌گردد را می‌توان به دو عامل زمان و مکان نسبت داد [2,3]. عامل زمان به دلیل پیمودن طول متفاوت مسیر توسط امواج لرزه‌ای به وجود می‌آید و به‌صورت تأخیر زمانی رسیدن امواج از یک نقطه به نقطه دیگر در سطح زمین نمایان می‌شود. امواج لرزه‌ای ناشی از این عامل بدون هیچ تغییری در شکل و محتوای فرکانسی، تنها با ایجاد اختلاف فاز در موقعیت‌های مکانی مختلف انتشار می‌یابند [۱]. عامل مکان نیز تحت تأثیر غیریکنواختی خاک بستر و کاهش پیوستگی امواج لرزه‌ای به وجود آمده و می‌تواند در دامنه امواج و یا محتوای فرکانسی و در نتیجه تاریخچه زمانی شتاب زمین تغییر ایجاد نماید. غیریکنواختی خاک بستر که متأثر از جنس خاک منطقه و توپوگرافی نقاط مقید تکیه‌گاهی است، برای سدهای بتنی که بر روی بستر سنگی همگن بنا می‌گردند از اهمیت کمتری برخوردار است [۱]. کاهش پیوستگی امواج که در مراجع مختلف تحت عناوین تابع انسجام یا همبستگی تعریف می‌گردد، به معنی تغییرات تصادفی شکل و فاز امواج بوده و به نحوه بازتاب و شکست امواج در لایه‌های مختلف زمین در مسیر حرکت از کانون زلزله تا نقاط مقید تکیه‌گاهی بستگی دارد [4,5]. توزیع غیریکنواخت شتاب زمین باعث تغییر در الگوی پاسخ سازه نسبت به حالت متداول تحلیل‌های یکنواخت می‌گردد. لذا انجام چنین تحلیل‌هایی برای دستیابی به نتایج دقیق‌تر ضروری است. تحریک غیریکنواخت توسط بسیاری از محققان به‌عنوان

یکی از مسائل مهم در تحلیل دینامیکی سدها مطرح شده است [6-10]. محققین با در نظرگیری فرضیات ساده-شونده‌ای تأثیر این عامل را بر پاسخ خطی و غیرخطی سدها و نیز فشار هیدرودینامیکی آنها مورد بررسی قرار دادند. وجه تمایز این تحقیقات روش تعیین شتاب‌های تحریک غیریکنواخت در نقاط مختلف تکیه‌گاهی و نیز نحوه اعمال آنها بر سازه‌ها است. تحریک غیریکنواخت اولین بار توسط بوغدانوف در سال ۱۹۶۵ مطرح گردید. وی بیان نمود که در صورت معلوم بودن حرکت غیریکنواخت میدان آزاد زمین در نقاط مختلف تکیه‌گاه-ها، پاسخ سازه می‌تواند با تحلیل در دامنه زمان یا فرکانس محاسبه گردد [11]. ونگ و چوپرا در سال ۲۰۱۰ پاسخ دینامیکی خطی چندین سد قوسی را تحت تحریک غیریکنواخت با در نظر گرفتن اندرکش سد-پی-مخزن بررسی نمودند. ایشان با توجه به تحریکات ثبت شده در بدنه و پی سد، تاریخچه زمانی تحریک سایر نقاط را تولید و نتیجه گرفتند که تأثیر تحریک غیریکنواخت بر رفتار سد بسته به عواملی چون دوری و نزدیکی به گسل، مراکز عمقی و سطحی، عمق کانونی و محتوای فرکانسی زلزله می‌تواند قابل توجه باشد [12]. زلزله‌های نزدیک گسل یا اصطلاحاً زلزله‌های حوزه نزدیک که در مرجع [12] و نیز برخی کارهای دیگر از آن استفاده گردیده به زلزله‌هایی اطلاق می‌شود که فاصله مرکز سطحی زلزله تا ایستگاه ثبت زلزله کمتر از یک حد معینی باشد. برخی از محققین این فاصله را تا ۱۵ کیلومتر و برخی دیگر حتی ۵۰ کیلومتر در نظر می‌گیرند. سرعت‌نگاشت و لرزه-نگاشت حاصل از حوزه نزدیک عموماً دارای پالس شدید بوده و این در حالی است که چنین ویژگی در رکوردهای حوزه دور دیده نمی‌شود. ضمن اینکه شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور برخلاف نزدیک عموماً دارای فرکانس پایین می‌باشند. غبارا و قائمیان [13] و میرزا بزرگ و همکاران [14] با استفاده از روش اجزا محدود به بررسی پاسخ دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی وزنی و سدهای قوسی تحت تحریک غیریکنواخت زمین تحت اثر زلزله

و مدل هیندی و نواک نسبت به سایر مدل‌ها دقت بیشتری دارند [21].

در این تحقیق تأثیر هر دو عامل زمانی و مکانی در تحریک غیریکنواخت به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفته و پاسخ‌های حاصل از آنها با نتایج تحریک یکنواخت مقایسه شده است. کلیه بررسی‌ها برای سه شتاب‌نگاشت حوزه دور و سه شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک با موقعیت‌های مختلف مرکز سطحی در پنجه و پاشنه سد و نیز بالادست مخزن صورت گرفته است.

روش‌های محاسباتی

مدل‌سازی تحریک غیریکنواخت

برای تحریک غیریکنواخت زمانی و مکانی شتاب دو نقطه m و n بر روی سطح زمین را می‌توان با در نظرگیری دو عامل زمان و مکان، با رابطه (۱) به یکدیگر مرتبط نمود [5].

$$A_n(\omega) = \gamma_{nm} \cdot A_m(\omega) \quad (1)$$

$$\gamma_{nm} = \gamma_{nm}^w \cdot \gamma_{nm}^s \cdot |\gamma_{nm}^i| \quad (2)$$

در روابط فوق $A_n(\omega)$ و $A_m(\omega)$ شتاب نقاط n و m بر حسب فرکانس زاویه‌ای حرکت امواج ω و γ_{nm}^w معرف عامل زمانی ناشی از سرعت انتشار موج در بستر سد و γ_{nm}^s و γ_{nm}^i نیز نشان‌دهنده عوامل مکانی است. γ_{nm}^s متأثر از جنس خاک منطقه و توپوگرافی در دو نقطه مورد بررسی و γ_{nm}^i نیز متأثر از بازتاب و شکست امواج در مسیر حرکت از کانون زلزله تا نقاط مذکور است [8].

شتاب تحریک غیریکنواخت زمانی

در حالت خاص با فرض بستر همگن و ایزوتوپ، سه عبارت رابطه (۲) به شکل γ_{nm}^s و γ_{nm}^i برابر یک و جمله γ_{nm}^w برابر $e^{-i\omega(\tau_{n,m})}$ می‌باشند که $\tau_{n,m}$ تأخیر زمانی رسیدن موج از نقطه n به m بوده و از رابطه (۳) محاسبه می‌گردد [۱]:

$$\tau_{n,m} = \frac{l_{n,m}}{c_{n,m}} \quad (3)$$

پرداختند. ایشان در تحلیل‌های خود برای مدل‌سازی تأخیر زمانی حرکت امواج در غیریکنواختی حرکت زمین از سرعت امواج برشی ۶۵۰ متر بر ثانیه و بینهایت استفاده نمودند و نتیجه گرفتند که این اثر در سد بتنی وزنی پایین فلت منجر به افزایش تغییر مکان تاج سد تحت زلزله ۱۹۷۶ کوینا و در سد بتنی قوسی امیرکبیر منجر به کاهش تنش‌های طره‌ای و شعاعی سد تحت زلزله منجیل شده است. هوانگ در سال ۲۰۰۲ رفتار غیرخطی سد بتنی وزنی کوینا را به روش اجزا محدود بررسی نمود. وی در تحلیل‌های خود ضمن استفاده از اجزای با طول بینهایت در بالادست مخزن و مرزهای پی، رفتار غیرخطی هندسی و مادی سد، پی و آب مخزن را نیز لحاظ نمود. وی با در نظرگیری تأخیر زمانی حرکت امواج تحت اثر زلزله، نتیجه گرفت که غیریکنواختی حرکت زمین تأثیر بسزایی بر پاسخ غیرخطی سدهای بتنی وزنی داشته و می‌تواند الگوی ترک و نیز توزیع تنش در سد را تغییر دهد. ایشان همچنین نتیجه گرفتند که اثر غیریکنواختی تحریک به مشخصات هندسی سد و نیز مشخصات لرزه‌ای حرکت زمین وابسته است [4]. کلانی و نوائی‌نیا اثر هم‌زمان مؤلفه‌های انتقالی و گهواره‌ای زلزله و حرکات غیریکنواخت انتقالی ناشی از عامل تأخیر زمانی را بر روی سد بتنی وزنی پایین فلت بررسی نمودند و به صورت کلی و با در نظرگیری اثر توأم مؤلفه‌های انتقالی و گهواره‌ای شتاب زمین، نشان دادند که حرکات غیریکنواخت زمین که از تأخیر زمانی حرکت امواج در کف سد نشأت گرفته است می‌تواند بر توزیع پاسخ‌ها تأثیرگذار باشد [۱۵]. هریچندران و وانمارک [16,17]، هائو و همکاران [18]، هیندی و نواک [19] و آبراهامسون [20] مدل‌های مختلفی را برای تولید مؤلفه‌های تحریک غیریکنواخت مکانی ناشی از کاهش پیوستگی امواج لرزه‌ای ارائه نمودند. تفاوت این مدل‌ها، در رویدادهای زلزله و ساختگاه‌ها، روند عددی استفاده از اطلاعات ثبت شده و توابع میان‌یابی مختلف است. سانتاکروز و همکاران در سال ۱۹۹۹ نشان دادند که دو مدل هریچندران و وانمارک

این مدل‌ها، در رویدادهای زلزله و ساختگاه‌ها، روند عددی استفاده از اطلاعات ثبت شده و توابع میان‌یابی مختلف است. در این تحقیق برای مدل‌سازی تابع انسجام، مدل هریچندران و وانمارک که مطرح‌ترین و متداول‌ترین مدل در این زمینه بوده و نسبت به سایر مدل‌ها دقت بیشتری دارد [21]، انتخاب گردیده است.

هریچندران و وانمارک در سال ۱۹۸۶ با بررسی رکورد چهار زلزله ثبت شده توسط شبکه لرزه سنجی SMART 1 در منطقه تایوان، تابع زیر را برای مدل‌سازی انسجام ارائه نمودند [16]:

$$|\gamma(v, \omega)| = A \exp \left[-\frac{2v}{\alpha\theta(\omega)} (1 - A + \alpha A) \right] + (1 - A) \exp \left[-\frac{2v}{\theta(\omega)} (1 - A + \alpha A) \right] \quad (7)$$

که در آن ω فرکانس زاویه‌ای، f فرکانس و $\theta(\omega)$ نیز فرکانس وابسته به نوسانات مقیاس مکانی است و به صورت رابطه (۸) تعریف می‌گردد:

$$\theta(\omega) = K \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^b \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (8)$$

A ، α ، K ، ω_0 و b نیز پارامترهایی هستند که با توجه به مشخصات هر زلزله و ساختگاه آن برآورد می‌شوند. در تحقیق حاضر، از مقادیر پارامتری مدل عمومی هریچندران، مطابق زیر که در مرجع [16] پیشنهاد گردیده استفاده می‌شود:

$$A = 0.636 \quad \alpha = 0.0186 \quad K = 31200(m) \\ \omega_0 = 9.49 \left(\frac{rad}{s} \right) \quad b = 2.95$$

برای تعریف تابع انسجام از فاصله ایستگاه‌ها تا مرکز سطحی زلزله (v) و سرعت زاویه‌ای (ω) یا فرکانس (f) زلزله استفاده گردیده است. مقادیر پارامتری توابع مختلف انسجام، با توجه به مشخصات زلزله و ساختگاه آن محاسبه می‌گردند.

در رابطه فوق $l_{n,m}$ فاصله دو نقطه مورد بررسی و $C_{n,m}$ سرعت موج برشی است. شتاب نقطه n را می‌توان بر حسب زمان به صورت رابطه (۹) بازنویسی نمود $(t \geq \tau_{n,m})$:

$$A_n(t) = A_m(t - \tau_{n,m}) \quad (9)$$

شتاب تحریک غیریکنواخت مکانی

غیریکنواختی بستر در سدهای بتنی وزنی که معمولاً بر روی بستر سنگی همگن بنا نهاده می‌شوند از اهمیت کمتری برخوردار است و لذا دو عبارت γ_{nm}^s و γ_{nm}^w در رابطه (۲) برابر یک و جمله $|\gamma_{nm}^i|$ برابر $|\gamma(v, \omega)|$ می‌باشند [۱].

به منظور تولید مؤلفه‌های تحریک غیریکنواخت تحت اثر عامل مکانی لازم است تا شتاب‌نگاشت زلزله مورد نظر با تبدیل فوریه، از حوزه زمان به حوزه فرکانس، مطابق رابطه (۵)، تبدیل گردد [22]:

$$F(\omega) = \int_0^{T_0} \ddot{u}_g(t) e^{-i\omega t} dt \quad (5)$$

که در رابطه (۵)، $\ddot{u}_g(t)$ ، $F(\omega)$ و ω به ترتیب کل مدت زمان زلزله، شتاب زلزله، تابع فرکانس و فرکانس زاویه‌ای زلزله مورد نظر می‌باشند. اندازه تابع فرکانس که به عنوان دامنه فوریه شناخته می‌شود از رابطه (۶) قابل محاسبه است [22]:

$$|F(\omega)| = \left[\left(\int_0^{T_0} \ddot{u}_g(t) \cos \omega t dt \right)^2 + \left(\int_0^{T_0} \ddot{u}_g(t) \sin \omega t dt \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

تابع انسجام. مدل‌های مختلفی برای تابع انسجام جهت تعیین کاهش پیوستگی امواج با افزایش فاصله بین تکیه‌گاه‌ها به عنوان یکی از دو عامل مکانی که در تحریک غیریکنواخت مؤثر است، بیان شده است. سه تابع از انسجام پرکاربرد هریچندران و وانمارک، آبراهامسون و نیز هیندی و نواک [16,20] است. تفاوت

بردار شتاب حرکت زمین است. با جایگذاری رابطه

(۱۰) در رابطه (۹) می‌توان نوشت:

$$[M]\ddot{U}(t) + [C]\dot{U}(t) + [K]U(t) = P_{\text{eff}}(t) + \{P_s\} \quad (11)$$

که در آن $P_{\text{eff}}(t) = -[M]I\ddot{U}_g(t)$ بردار بار گرهی مؤثر ناشی از تحریک یکنواخت و I نیز بردار تغییر مکان شبه استاتیکی است که در حالت تحریک یکنواخت شامل درایه‌های صفر و یک است.

در این تحقیق از المان‌های نه گرهی، با ۴ نقطه انتگرال‌گیری جهت انتگرال‌گیری کاهش‌یافته برای مدل-سازی محیط سیال در روش لاگرانژی و از المان‌های هشت گرهی با ۹ نقطه انتگرال‌گیری برای محیط جامد و حالت تنش مسطح استفاده می‌شود. به‌منظور اعمال شرط مرزی بین جامد و سیال از المان‌های میان رویه‌ای شش گرهی با سه نقطه انتگرال‌گیری و ضخامت صفر استفاده می‌گردد [۲۶، ۲۵]. ماتریس جرم مورد استفاده در این تحقیق به روش هیتون [۲۷] به فرم یک ماتریس قطری در نظر گرفته می‌شود. مطابق با شکل (۱) برای سیستم سد-مخزن سدهای بتنی وزنی در حالت دویعدی، سه شرط مرزی می‌توان در نظر گرفت که شامل انتشار امواج در بالادست مخزن (S_1)، شرط مرزی اندرکنش بین سد و مخزن (S_2) و امواج سطحی در سطح مخزن (S_3) می‌باشند [۲۵].

رابطه‌سازی اجزای محدود

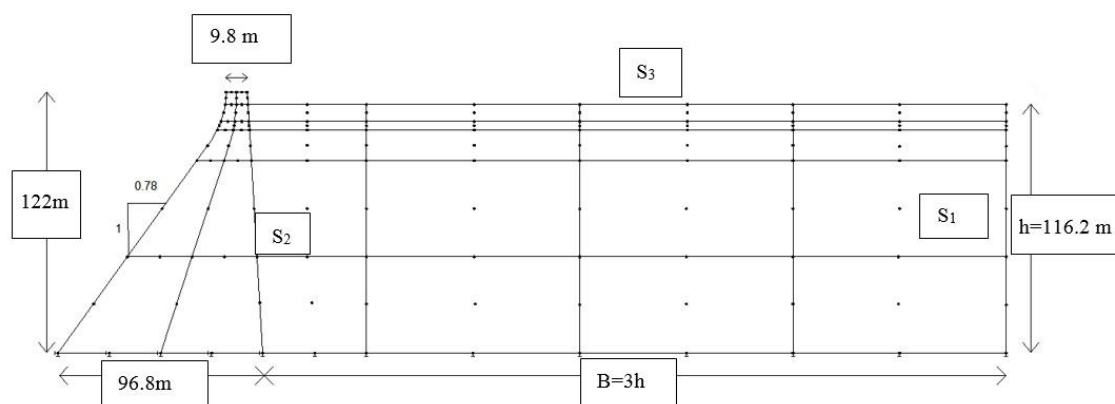
در این تحقیق از روش لاگرانژی-لاگرانژی برای تحلیل سیستم سد-مخزن سدهای بتنی وزنی به دلیل رابطه سازی واحد در سیستم سد و مخزن استفاده می‌گردد. در حالت کلی معادله تعادل دینامیکی حرکت، در روش لاگرانژی-لاگرانژی برای سیستم سد-مخزن که تحت شتاب زمین قرار گرفته برحسب تغییر مکان نقاط گرهی، به فرم رابطه (۹) بیان می‌شود [۲۳]:

$$[M]\ddot{U}^t(t) + [C]\dot{U}^t(t) + [K]U^t(t) = \{P_s\} \quad (9)$$

در رابطه فوق $[M]$ ، $[K]$ و $[C]$ به ترتیب ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی، $\dot{U}^t(t)$ و $U^t(t)$ به ترتیب بردارهای سرعت و تغییر مکان دینامیکی نقاط گرهی سیستم، P_s بردار بار گرهی ناشی از وزن و فشار هیدرو استاتیک و $\ddot{U}^t(t)$ بردار شتاب کل درجات آزادی سازه است که از حاصل جمع بردار شتاب شبه استاتیکی $\ddot{U}^s(t)$ و دینامیکی $\ddot{U}^d(t)$ مطابق رابطه (۱۰) به دست می‌آید:

$$\ddot{U}^t(t) = \ddot{U}^s(t) + \ddot{U}^d(t) = I\ddot{U}_g(t) + \ddot{U}^d(t) \quad (10)$$

در رابطه فوق I بردار تغییر مکان شبه استاتیکی بوده که ناشی از تغییر مکان صلب درجات آزادی سازه به ازای تغییر مکان واحد زمین و $\ddot{U}_g(t)$ نیز



شکل ۱ مدل اجزا محدود، مرزها و مشخصات هندسی سد پایین‌فالت به همراه مخزن

امواج در مرز بالادست مخزن، C_{rad} به دست می‌آید.

$$[C] = [C_{int}] + [C_{rad}] \quad (۱۷)$$

میرایی ویسکوز داخلی در حالت خطی معمولاً به صورت ضریبی از ماتریس جرم و سختی الاستیک سیستم مطابق رابطه (۱۸) تعریف می‌شود [۲۵]:

$$C_{int} = \alpha[M] + \beta[K] \quad (۱۸)$$

ضرایب α و β با توجه به مرجع [۲۵] و میرایی ناشی از انتشار امواج در بالادست مخزن نیز از رابطه (۱۹) قابل محاسبه است [18]:

$$C_{rad} = \rho_w \cdot C_w \int_{S_1} N^T \cdot N \cdot ds \quad (۱۹)$$

که در رابطه فوق C_w سرعت انتشار موج در آب و برابر $\sqrt{\frac{K_w}{\rho_w}}$ است.

نحوه انتخاب زلزله حوزه دور و نزدیک

در این تحقیق از شتاب‌نگاشت‌های تفت (مؤلفه افقی S69E)، طبس (مؤلفه طولی) و ال‌سترو (مؤلفه N-S) مربوط به حوزه دور و شتاب‌نگاشت‌های نورث‌ریج (مؤلفه طولی)، سن‌فرناندو (S74W) و بم (مؤلفه طولی) مربوط به حوزه نزدیک استفاده گردیده است. عوامل مؤثر در انتخاب شتاب‌نگاشت‌های یاد شده عبارت‌اند از:

۱. مقدار حداکثر سرعت حرکت زمین (PGV)
۲. فاصله ایستگاه‌های ثبت زلزله تا مرکز سطحی آن
۳. حرکات پالس‌گونه تاریخیچه زمانی تغییر مکان و سرعت

جدول (۱) مقایسه پارامتر PGV و فاصله ایستگاه‌های ثبت زلزله تا مرکز سطحی زلزله‌های حوزه دور و نزدیک را نشان می‌دهد.

ماتریس سختی کل سیستم از سرهم نمودن ماتریس سختی نظیر اجزای سد K_D ، مخزن K_R و نیز اجزای میان رویه‌ای K_{INT} مطابق رابطه (۱۲) به دست می‌آید [۲۵]:

$$[K] = [K_D] + [K_R] + [K_{INT}] \quad (۱۲)$$

ماتریس سختی اجزای سد از رابطه (۱۳) محاسبه می‌گردد:

$$K_D = \int_{V_s} B^T D B \, dv \quad (۱۳)$$

در رابطه فوق B ماتریس دیفرانسیلی توابع شکل B^T ترانواده ماتریس B و v_s دامنه المان سد و D نیز ماتریس الاستیسته در حالت تنش مسطح است. ماتریس سختی اجزای سیال را نیز می‌توان از رابطه (۱۴) محاسبه نمود [۲۵]:

$$K_R = \int_{V_R} B^T C_R B \, dv + S_f \quad (۱۴)$$

ماتریس الاستیسته C_R اجزای سیال، در روش لاگرانژی به صورت رابطه (۱۵) تعریف می‌گردد که در آن K_w مدول بالک آب و S_f نیز سختی ناشی از امواج سطحی بوده که در ماتریس سختی اجزای سیال در نظر گرفته شده و از رابطه (۱۶) محاسبه می‌شود [28]:

$$C_R = \begin{bmatrix} K_w & 0 \\ 0 & 100K_w \end{bmatrix} \quad (۱۵)$$

$$S_f = \rho_w \cdot g \int_{S_3} N^T N \, ds \quad (۱۶)$$

در روابط فوق N تابع شکل گره‌های سطح سیال، S_3 دامنه سطح سیال، V_R دامنه مخزن، ρ_w چگالی آب و g نیز شتاب ثقل می‌باشند. ماتریس سختی اجزای میان رویه‌ای K_{INT} با اعمال شرایط مرزی بین محیط جامد و سیال که شامل آزادی لغزشی در جهت قائم و نیز عدم جدایی مخزن از سد (عدم آزادی لغزشی در جهت افقی) است، در نظر گرفته می‌شود [29]. ماتریس میرایی کل سیستم مطابق رابطه (۱۷) از سرهم‌بندی میرایی ویسکوز داخلی اجزای سد و مخزن، C_{int} ، میرایی ناشی از انتشار

جدول ۱ مقایسه پارامتر PGV و فاصله ایستگاه‌های ثبت زلزله تا مرکز سطحی زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

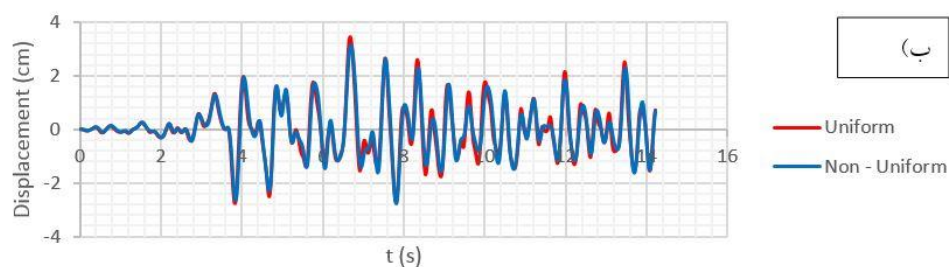
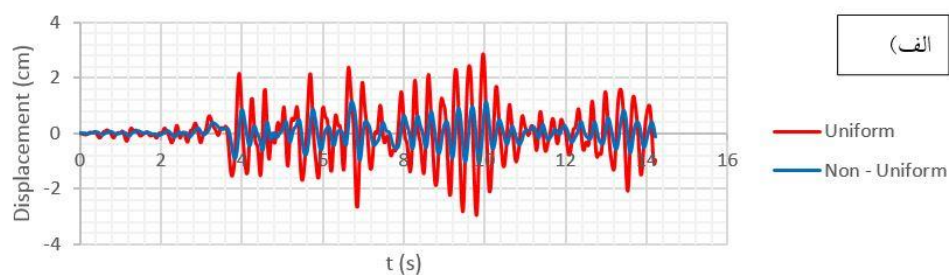
زلزله حوزه					
دور			نزدیک		
فاصله (km)	PGV (cm/s)	نام زلزله	فاصله (km)	PGV (cm/s)	نام زلزله
۳۵,۰۰	۱۷,۱۲۲	تفت	۱۱,۷۹	۶۳,۶۸۱	نورثریج
۷۴,۶۶	۱۳,۶۵۵	طیس	۱۱,۸۶	۹۸,۶۸۳	سن‌فرناندو
۲۸,۲۴	۲,۴۱۰	ال-سترو	۰,۰۵	۲۴,۶۷۲	بم

نتایج عددی

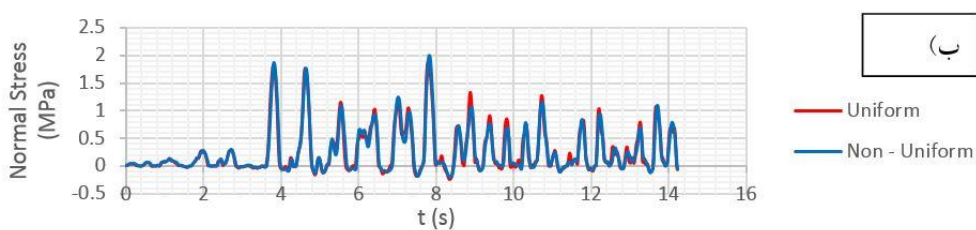
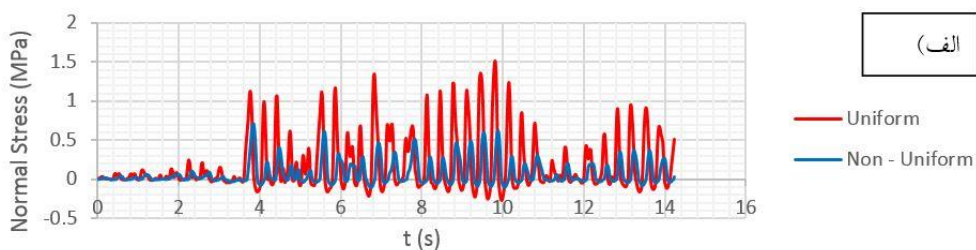
به ۰,۷۸ و ارتفاع مخزن نیز $h=116.2m$ است. تعداد اجزای انتخابی در محیط سد و مخزن بر اساس آنالیز حساسیت به ترتیب ۱۲ و ۲۰ و نیز ۵ جز میان‌رویه‌ای در نظر گرفته شده است.

در شکل‌های (۲) و (۳) به ترتیب پاسخ تغییرمکان تاج سد و تنش نرمال پاشنه سد پایین‌فلت در حالت مخزن خالی و مخزن پر و در شکل (۴) فشار هیدرودینامیک در پاشنه سد در موقعیت مرکز سطحی زلزله در پنجه سد، تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله تفت مقایسه گردیده است. همان‌طور که شکل‌ها نشان می‌دهد، اختلاف پاسخ‌های ناشی از تحریک یکنواخت و غیریکنواخت در حالت مخزن خالی نسبت به حالت مخزن پر بیشتر بوده و در مجموع پاسخ‌های ناشی از تحریک یکنواخت بیشتر از تحریک غیریکنواخت است. به‌منظور بررسی اثر غیریکنواختی مکانی شتاب‌نگاشت، در شکل (۵) و (۶) به ترتیب پاسخ تغییرمکان تاج سد و تنش نرمال پاشنه سد پایین‌فلت در حالت مخزن خالی و مخزن پر و در شکل (۷) فشار هیدرودینامیک در موقعیت مرکز سطحی زلزله در پنجه سد، تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله تفت مقایسه گردیده است. همان‌طور که شکل‌ها نشان می‌دهد، اختلاف پاسخ‌های ناشی از تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی نیز در حالت مخزن خالی نسبت به حالت مخزن پر بیشتر بوده و در مجموع پاسخ‌های ناشی از تحریک یکنواخت بیشتر از تحریک غیریکنواخت است.

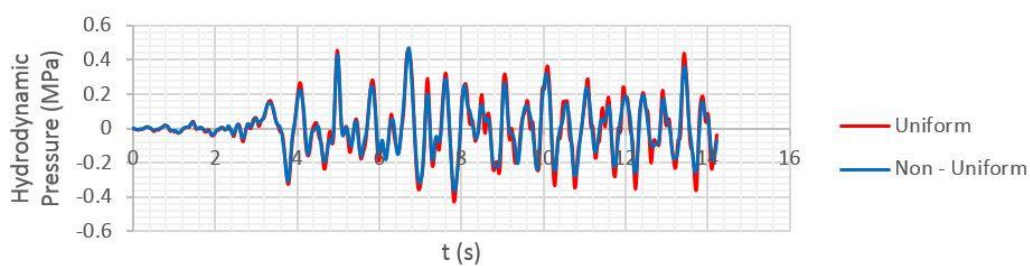
بر اساس مدل ارائه شده برای سیستم سد-مخزن، برنامه کامپیوتری به زبان فرترن ۹۰ تهیه و محاسبات به کمک آن صورت پذیرفته است. به منظور صحت‌سنجی مدل مورد استفاده و نیز برنامه کامپیوتری تهیه شده، نمونه‌های مختلفی مورد بررسی قرار گرفته‌اند که شامل صحت-سنجی تشکیل درست بردار l ، تغییرمکان و تنش در سد، فشار در محیط مخزن به‌صورت مجزا و در حالت سد و مخزن و نیز عملکرد اجزای میان‌رویه‌ای می‌باشند. نتایج حاصله صحت مدل مورد استفاده و برنامه کامپیوتری تهیه شده را نشان داده است [۱۵, ۲۵, ۲۶, ۳۰] و [13] که به دلیل محدودیت حجم مقاله از ارائه آن صرف‌نظر گردیده است. در این تحقیق پاسخ سد بتنی وزنی پایین‌فلت به ارتفاع ۱۲۲ متر و طول ۹۶,۸ متر واقع در ایالت کالیفرنیا آمریکا با فرض ایزوتوپ و همگن بودن و رفتار الاستیک خطی مصالح سد و مخزن تحت بارگذاری یکنواخت و غیریکنواخت زلزله بررسی شده است. مشخصات مکانیکی مواد شامل چگالی kg/m^3 ۱۰۰۰ و مدول بالک $2,07 GPa$ برای آب مخزن و نیز چگالی $2500 kg/m^3$ ، مدول الاستیسیته $22,4 GPa$ و ضریب پواسون ۰,۲ برای مصالح بتن سد لحاظ شده است [۱]. در شکل (۱) مشخصات هندسی و همچنین مدل اجزا محدود سد پایین‌فلت نشان داده شده که در آن شیب بالادست سد و پایین‌دست سد به ترتیب ۱ به ۰,۰۵ و ۱



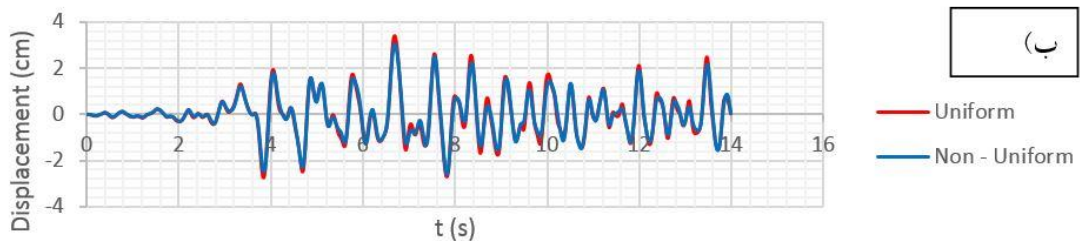
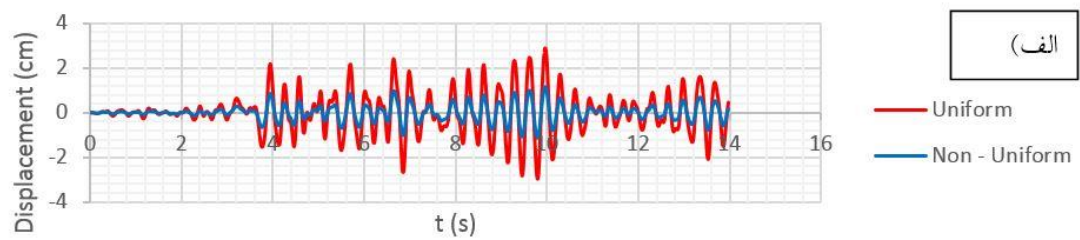
شکل ۲ تغییر مکان تاج سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله تفت الف) مخزن خالی ب) مخزن پر



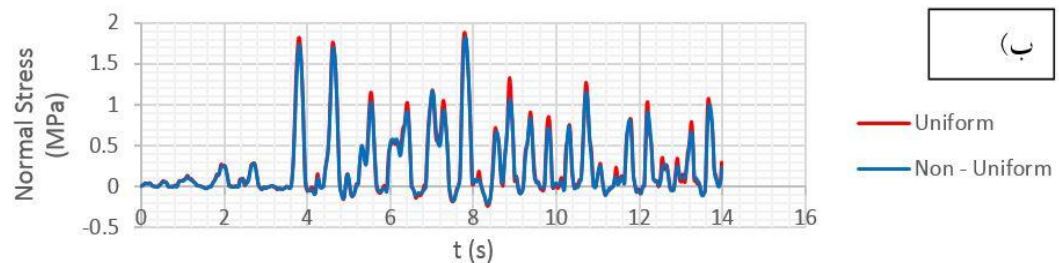
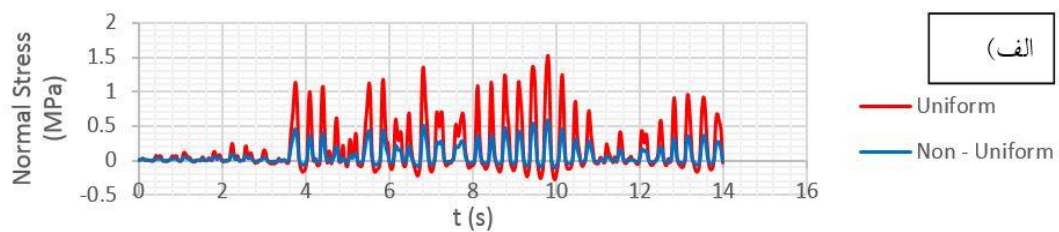
شکل ۳ تنش نرمال پاشنه سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله تفت الف) مخزن خالی ب) مخزن پر



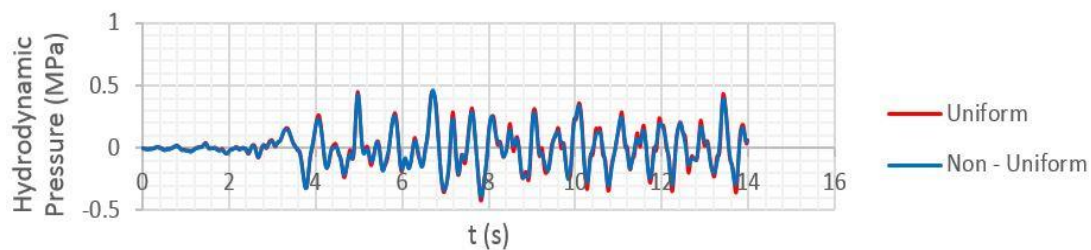
شکل ۴ فشار هیدرودینامیک پاشنه سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله تفت



شکل ۵ تغییر مکان تاج سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله تفت الف) مخزن خالی ب) مخزن پر



شکل ۶ تنش نرمال پاشنه سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله تفت الف) مخزن خالی ب) مخزن پر



شکل ۷ فشار هیدرودینامیک پاشنه سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله تفت

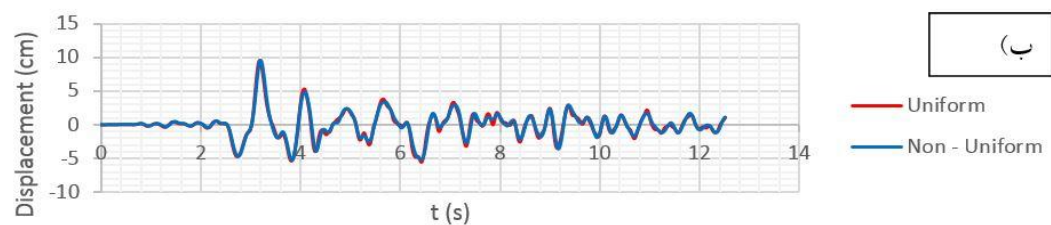
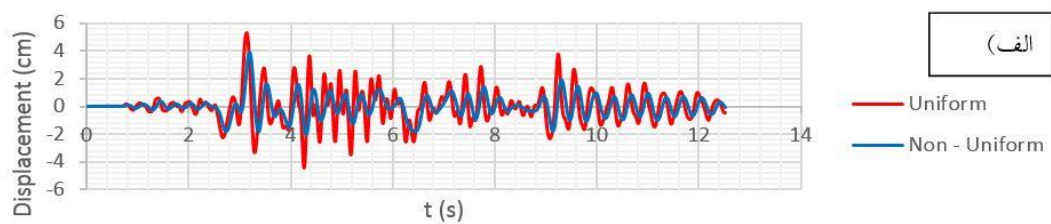
به منظور بررسی اثر زلزله‌های نزدیک بر پاسخ‌های سد به تحریک یکنواخت و غیریکنواخت در شکل (۸) و (۹) به ترتیب پاسخ تغییر مکان تاج سد و تنش نرمال پاشنه سد پایین فلت در حالت مخزن خالی و مخزن پر و در شکل (۱۰) برای فشار هیدرو دینامیک در موقعیت مرکز سطحی زلزله در پنجه سد، تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله نورث‌ریج و در شکل‌های (۱۱) الی (۱۳) تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله نورث‌ریج مقایسه گردیده است.

همان‌طور که شکل‌ها نشان می‌دهد، اختلاف پاسخ‌های ناشی از تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زلزله‌های نزدیک نیز در حالت مخزن خالی نسبت به حالت مخزن پر بیشتر بوده و در مجموع پاسخ‌های ناشی از تحریک یکنواخت بیشتر از تحریک غیریکنواخت است. به‌طور کلی مقایسه شکل‌های (۲) الی (۷) با شکل-های (۸) الی (۱۳) نشان می‌دهد که تأثیر غیریکنواختی بر پاسخ‌های زلزله تفت، حوزه دور، نسبت به پاسخ‌های زلزله نورث‌ریج، حوزه نزدیک، بیشتر است. در جدول‌های (۲) الی (۱۳) مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت به ازای سه زلزله دور و سه زلزله نزدیک در سه موقعیت مرکز سطحی نشان داده شده است. جدول (۲) و (۳) نشان می‌دهد اثر تحریک غیریکنواخت زمانی زلزله تفت نسبت به یکنواخت بر تغییر مکان تاج سد در موقعیت مرکز سطحی زلزله در پاشنه سد در حالت مخزن خالی ۱۴۳,۳۸۳ درصد درحالی‌که در حالت مخزن پر ۱۵,۶۴۲ درصد است و تحت اثر تحریک غیریکنواخت مکانی نیز در حالت مخزن خالی ۱۴۲,۴۳۷ درصد درحالی‌که در حالت مخزن پر ۱۰,۳۱۲ درصد است.

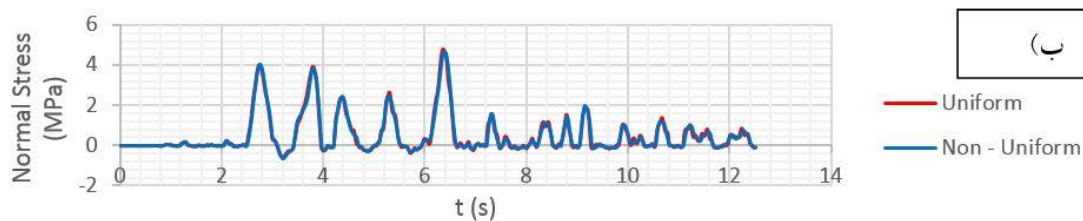
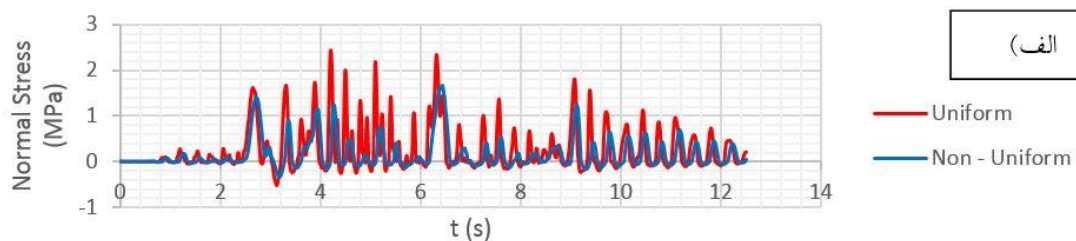
جدول (۴) و (۵) نشان می‌دهد اثر تحریک غیریکنواخت زمانی زلزله طبس بر فشار هیدرو دینامیک

پاشنه سد در موقعیت مرکز سطحی زلزله در پنجه سد ۱۹۲,۳۷۳ درصد است و تحت اثر تحریک غیریکنواخت مکانی نیز ۵,۹۳۲ درصد است. جدول‌های (۶) و (۷) نشان می‌دهد اثر تحریک غیریکنواخت زمانی زلزله ال-سترو بر تنش پاشنه سد در موقعیت مرکز سطحی زلزله در پنجه سد در حالت مخزن خالی ۵۷,۴۳۹ درصد درحالی‌که در حالت مخزن پر ۱,۶۱۳ درصد است و تحت اثر تحریک غیریکنواخت مکانی نیز در حالت مخزن خالی ۴۷,۴۰۵ درصد درحالی‌که در حالت مخزن پر ۳,۲۲۶ درصد است. جدول‌های (۸) و (۹) نشان می‌دهد اثر تحریک غیریکنواخت زمانی زلزله نورث‌ریج بر تغییر مکان تاج سد در موقعیت مرکز سطحی زلزله در پنجه سد در حالت مخزن خالی ۲۶,۵۳۶ درصد درحالی‌که در حالت مخزن پر ۰,۵۴۵ درصد است و تحت اثر تحریک غیریکنواخت مکانی نیز در حالت مخزن خالی ۴۵,۴۳۱ درصد درحالی‌که در حالت مخزن پر ۶,۵۹۸ درصد است. جدول‌های (۱۰) و (۱۱) نشان می‌دهد اثر تحریک غیریکنواخت زمانی زلزله سن‌فرناندو بر فشار هیدرو دینامیک پاشنه سد در موقعیت مرکز سطحی زلزله در بالادست مخزن ۲۴,۰۸۹ درصد است و تحت اثر تحریک غیریکنواخت مکانی نیز ۶,۲۸۴ درصد است.

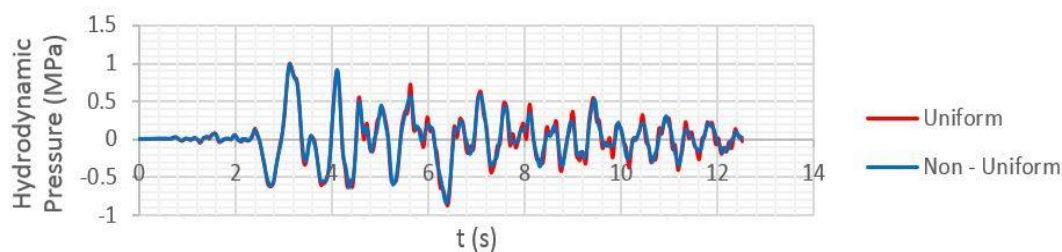
جدول‌های (۱۲) و (۱۳) نشان می‌دهد اثر تحریک غیریکنواخت زمانی زلزله بم بر تنش پاشنه سد در موقعیت مرکز سطحی زلزله در بالادست مخزن در حالت مخزن خالی ۶۵,۵۷۱ درصد درحالی‌که در حالت مخزن پر ۲۰,۲۷۲ درصد است و تحت اثر تحریک غیریکنواخت مکانی نیز در حالت مخزن خالی ۷۹,۰۸۰ درصد درحالی‌که در حالت مخزن پر ۱۸,۰۹۵ درصد است.



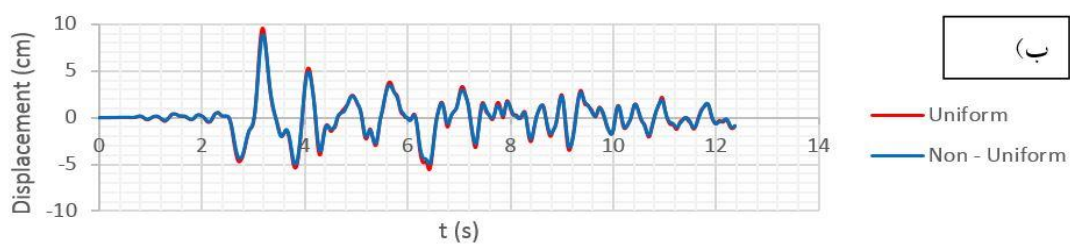
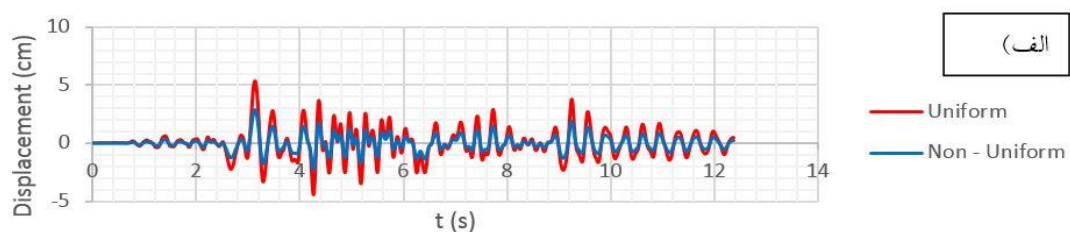
شکل ۸ تغییر مکان تاج سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله نورتریج (الف) مخزن خالی (ب) مخزن پر



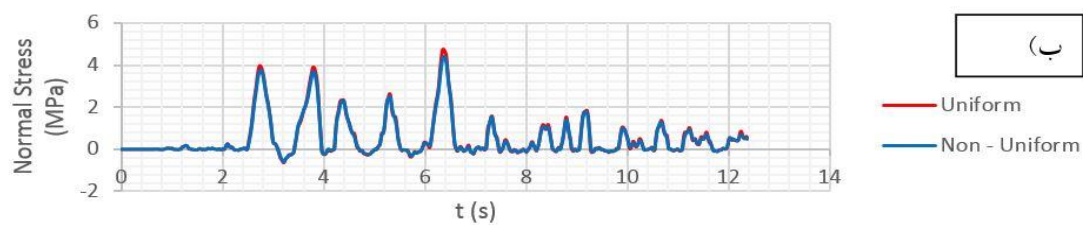
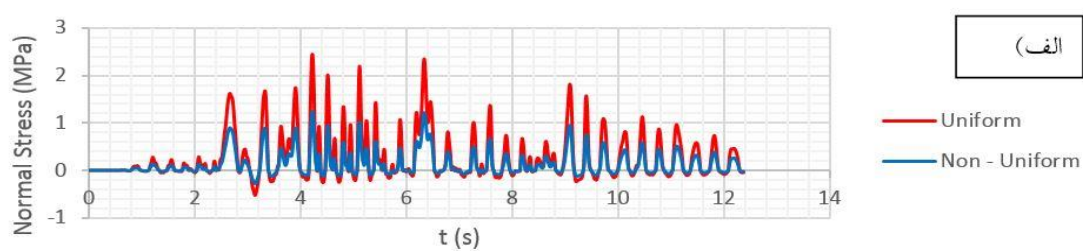
شکل ۹ مقایسه تنش نرمال پاشنه سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله نورتریج (الف) مخزن خالی (ب) مخزن پر



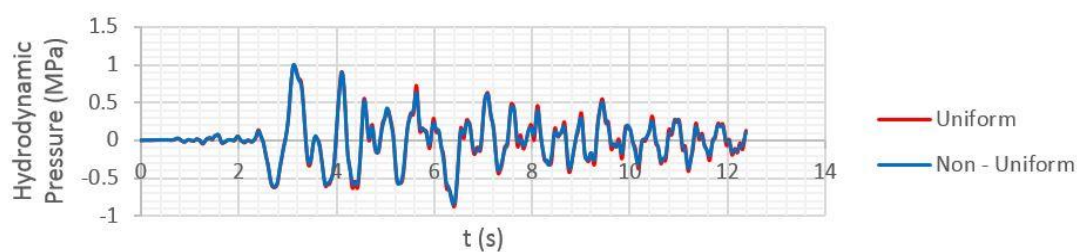
شکل ۱۰ فشار هیدرودینامیک پاشنه سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله نورتریج



شکل ۱۱ مقایسه تغییر مکان تاج سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی نورتریج الف) مخزن خالی ب) مخزن پر



شکل ۱۲ مقایسه تنش نرمال پاشنه سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی نورتریج الف) مخزن خالی ب) مخزن پر



شکل ۱۳ فشار هیدرودینامیک پاشنه سد تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله نورتریج

جدول ۲ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله تفت

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	-2.962	9.80	1.139	6.72	138.454	3.433	6.68	3.133	6.70	8.739
	پاشنه			1.285	10.14	143.383			2.896	6.70	15.642
	بالادست مخزن			1.285	11.04	143.383			2.891	6.70	15.788
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	1.517	9.80	0.718	3.84	52.670	1.880	7.80	1.993	7.82	-6.011
	پاشنه			0.641	7.00	57.745			1.978	7.82	-5.213
	بالادست مخزن			0.641	7.90	57.745			1.775	7.84	5.585
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	0.454	6.70	0.470	6.72	-3.524
	پاشنه			-	-	-			0.478	6.72	-5.286
	بالادست مخزن			-	-	-			0.450	6.72	0.880

جدول ۳ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله تفت

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	-2.962	9.80	1.158	9.96	139.095	3.433	6.68	3.058	6.68	10.923
	پاشنه			1.257	9.96	142.437			3.079	6.68	10.312
	بالادست مخزن			0.447	9.96	115.091			2.880	6.68	16.108
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	1.517	9.80	0.718	9.80	52.670	1.880	7.80	1.832	7.82	2.553
	پاشنه			0.641	9.80	57.745			1.828	7.82	2.766
	بالادست مخزن			0.641	9.80	57.745			1.821	7.82	3.138
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	453.92	6.70	0.467	6.72	-2.863
	پاشنه			-	-	-			0.465	6.72	-2.423
	بالادست مخزن			-	-	-			0.470	6.72	-3.524

جدول ۴ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله طبس

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	-1.088	24.26	-0.509	24.30	53.217	2.222	24.96	2.190	24.96	1.440
	پاشنه			0.513	24.94	147.151			2.115	24.96	4.815
	بالادست مخزن			0.513	25.96	147.151			2.020	24.96	9.091
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	0.827	21.48	0.384	21.52	53.567	1.284	22.36	1.269	22.38	1.168
	پاشنه			0.371	22.38	55.139			1.282	22.38	0.156
	بالادست مخزن			0.371	23.40	55.139			1.208	22.38	5.919
فشار هیدرودینامی ک (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	-0.354	26.12	0.327	25.86	192.373
	پاشنه			-	-	-			0.314	25.88	188.701
	بالادست مخزن			-	-	-			-0.316	26.12	10.734

جدول ۵ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله طبس

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	-1.088	24.26	-0.419	24.26	61.489	2.222	24.96	2.096	24.96	5.671
	پاشنه			-0.468	24.26	56.985			2.106	24.96	5.220
	بالادست مخزن			-0.161	24.26	85.202			2.039	24.96	8.236
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	0.827	21.48	0.318	21.48	61.548	1.284	22.36	1.240	22.38	3.427
	پاشنه			0.361	21.48	56.348			1.245	22.38	3.037
	بالادست مخزن			0.123	21.48	85.127			1.218	22.38	5.140
فشار هیدرودینامیک (MPa) A	پنجه	-	-	-	-	-	-0.354	26.12	-0.333	26.12	5.932
	پاشنه			-	-	-			-0.335	26.12	5.367
	بالادست مخزن			-	-	-			-0.325	26.12	8.192

جدول ۶ مقادیر حداکثر پاسخها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله الاسترو

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	0.604	1.405	0.286	1.505	52.649	0.638	12.605	0.623	1.930	2.351
	پاشنه			-0.264	1.560	143.709			0.559	12.605	12.382
	بالادست مخزن			-0.263	3.195	143.543			0.561	1.930	12.069
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	0.289	1.250	0.123	1.665	57.439	0.434	16.86	0.427	16.870	1.613
	پاشنه			0.146	1.530	49.481			0.404	16.865	6.912
	بالادست مخزن			0.146	3.165	49.481			0.409	12.925	5.760
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	-0.121	12.915	-0.114	12.915	5.785
	پاشنه			-	-	-			-0.113	12.915	6.612
	بالادست مخزن			-	-	-			-0.109	12.905	9.917

جدول (۷): مقادیر حداکثر پاسخها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله الاسترو

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	0.604	1.405	0.313	1.405	48.179	0.638	12.605	0.595	12.610	6.740
	پاشنه			0.341	1.405	43.543			0.599	12.610	6.113
	بالادست مخزن			0.145	1.405	75.993			0.572	12.610	10.345
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	0.289	1.250	0.152	1.245	47.405	0.434	16.86	0.420	16.86	3.226
	پاشنه			0.165	1.245	42.907			0.422	16.86	2.765
	بالادست مخزن			0.073	1.240	74.740			0.413	16.86	4.839
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	-0.121	12.915	-0.116	12.915	4.132
	پاشنه			-	-	-			-0.116	12.915	4.132
	بالادست مخزن			-	-	-			-0.113	12.915	6.612

جدول ۸ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله نورث‌ریج

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	5.340	3.125	3.923	3.185	26.536	9.533	3.185	9.585	3.205	-0.545
	پاشنه			3.998	3.210	25.131			9.599	3.210	-0.692
	بالادست مخزن			3.997	3.765	25.150			7.965	3.200	16.448
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	2.449	4.215	1.675	6.440	31.605	4.780	6.360	4.668	6.380	2.343
	پاشنه			1.651	6.410	32.585			4.679	6.400	2.113
	بالادست مخزن			1.651	6.965	32.585			3.721	6.405	22.155
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	0.996	3.135	0.975	3.135	2.108
	پاشنه			-	-	-			0.985	3.130	1.104
	بالادست مخزن			-	-	-			1.001	3.135	-0.502

جدول ۹ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله نورث‌ریج

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	5.340	3.125	2.914	3.125	45.431	9.533	3.185	8.904	3.195	6.598
	پاشنه			3.123	3.125	41.517			8.961	3.190	6.000
	بالادست مخزن			1.500	3.125	71.910			8.602	3.200	9.766
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	2.449	4.215	1.239	4.215	49.408	4.780	6.360	4.416	6.375	7.615
	پاشنه			1.351	6.325	44.835			4.455	6.370	6.799
	بالادست مخزن			0.702	6.330	71.335			4.245	6.375	11.192
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	0.996	3.135	0.997	3.135	-0.100
	پاشنه			-	-	-			0.998	3.135	-0.201
	بالادست مخزن			-	-	-			1.000	3.135	-0.402

جدول ۱۰ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله سن‌فرناندو

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	-11.048	8.21	-10.815	8.23	2.109	-18.713	8.34	-19.116	8.34	-2.154
	پاشنه			-10.466	8.23	5.268			-19.368	8.34	-3.500
	بالادست مخزن			-10.466	8.40	5.268			-15.410	8.36	17.650
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	6.237	7.83	6.157	7.85	1.283	11.258	8.33	10.950	8.33	2.736
	پاشنه			5.835	7.85	6.445			10.996	8.33	2.327
	بالادست مخزن			5.835	8.02	6.445			8.491	8.33	24.578
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	2.387	8.58	2.400	8.59	-0.545
	پاشنه			-	-	-			2.418	8.59	-1.299
	بالادست مخزن			-	-	-			1.812	8.59	24.089

جدول ۱۱ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله سن‌فرناندو

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	-11.048	8.21	-5.146	8.21	53.421	-18.713	8.34	-17.555	8.34	6.188
	پاشنه			-5.616	8.21	49.167			-17.663	8.34	5.611
	بالادست مخزن			-2.030	8.21	81.626			-16.917	8.34	9.598
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	6.237	7.83	2.903	7.83	53.455	11.258	8.33	10.105	8.33	10.242
	پاشنه			3.182	7.83	48.982			10.202	8.33	9.380
	بالادست مخزن			1.158	7.83	81.433			9.540	8.33	15.260
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	2.387	8.58	2.288	8.58	4.148
	پاشنه			-	-	-			2.298	8.58	3.728
	بالادست مخزن			-	-	-			2.237	8.59	6.284

جدول ۱۲ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت زمانی زلزله بم

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	6.419	4.240	2.800	3.980	56.379	-4.781	3.800	4.434	3.655	192.742
	پاشنه			-2.886	4.190	144.960			-4.229	3.830	11.546
	بالادست مخزن			-2.886	4.905	144.960			-3.821	3.820	20.079
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	4.197	4.390	1.732	3.805	58.732	2.205	3.800	2.109	3.850	4.354
	پاشنه			1.445	4.835	65.571			1.963	3.850	10.975
	بالادست مخزن			1.445	5.550	65.571			1.758	3.850	20.272
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	556.87	3.595	0.555	3.590	0.359
	پاشنه			-	-	-			0.566	3.590	-1.616
	بالادست مخزن			-	-	-			0.582	3.590	-4.488

جدول ۱۳ مقادیر حداکثر پاسخ‌ها تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت مکانی زلزله بم

پاسخ	مرکز سطحی	مخزن خالی					مخزن پر				
		یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)	یکنواخت		غیریکنواخت		اختلاف (%)
		مقدار	زمان	مقدار	زمان		مقدار	زمان	مقدار	زمان	
تغییر مکان تاج (cm)	پنجه	6.419	4.240	3.247	4.235	49.416	-4.781	3.800	-4.285	3.805	10.374
	پاشنه			3.555	4.240	44.617			-4.330	3.805	9.433
	بالادست مخزن			1.464	4.235	77.193			-4.028	3.810	15.750
تنش پاشنه (MPa)	پنجه	4.197	4.390	1.981	4.390	52.800	2.205	3.800	1.937	3.815	12.154
	پاشنه			2.240	4.390	46.628			1.960	3.815	11.111
	بالادست مخزن			0.878	4.390	79.080			1.806	3.815	18.095
فشار هیدرودینامیک A (MPa)	پنجه	-	-	-	-	-	0.557	3.595	0.568	3.590	-1.975
	پاشنه			-	-	-			0.568	3.590	-1.975
	بالادست مخزن			-	-	-			0.578	3.590	-3.770

نتیجه‌گیری

در این تحقیق که از سه شتاب‌نگاشت مربوط به ایستگاه‌های حوزه دور زلزله‌های تفت، طبس و ال‌سترو و همچنین از سه شتاب‌نگاشت مربوط به ایستگاه‌های حوزه نزدیک زلزله‌های نورث‌ریج، سن‌فرناندو و بم برای بررسی تحریک غیریکنواخت مکانی و زمانی در تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی خطی روی سد بتنی وزنی پایین‌فالت استفاده شده، نتایج زیر حاصل گردیده است:

۱. پاسخ سازه به شدت به محتوای فرکانسی و سرعت موج برشی زلزله‌های حوزه دور و نزدیک وابسته است.
۲. تحریک غیریکنواخت زمانی و مکانی در حالت مخزن خالی سبب کاهش چشم‌گیری در پاسخ‌ها نسبت به تحریک یکنواخت شده است.
۳. برخلاف سدها در حالت مخزن خالی، اختلاف پاسخ‌ها در حالت مخزن پر تحت تحریک غیریکنواخت زمانی و مکانی نسبت به یکنواخت کم‌تر بوده ولی پاسخ‌ها

مراجع

۱. کلانی ساروکلایی، لیلا، «تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی وزنی تحت حرکات ناهمگون انتقالی و دورانی زلزله»، رساله دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه مازندران، (۱۳۹۲).
2. Alves, S. W., "Nonlinear analysis of Pacoima dam with spatially nonuniform ground motion", Ph. D thesis, California Institute of Technology, (2005).
3. Harichandran, R. S., "Spatial variation of earthquake ground motion, what is it, how do we model it, and what are its engineering Implications", Department of Civil and Enviromental Engineering, Michigan State Univ, East Lansing, Mich, (1999).
4. Huang, J., "Earthquake performance assessment of concrete gravity dams subjected to spatially varying seismic ground motions", Structure and Infrastructure Engineering, pp. 1-16, (2002).
5. Zerva, A. and Zervas, V., "Spatial variation of seismic ground motions: An overview", *Applied Mechanics Reviews*, Vol. 55, No.3, pp. 271-297, (2002).
6. Bayractor, A. Dmanogl, A. and Calayir, Y., "Asynchronous dynamic analysis of dam-reservoir-foundation systems by the Lagrangian approach", *Coumputers and Structures*, Vol. 58, No.5, Pp. 925 -935, (1996).
7. Bayractor, A. and Dumanoglu, A., "The effect of the asynchronous ground motion on hydrodynamic pressures", *Computers and Structures*, Vol. 68, No.1, Pp. 271-282, (1998).

- تحت اثر زلزله غیریکنواخت عمدتاً بیشتر از زلزله یکنواخت است.
۴. موقعیت مرکز سطحی زلزله در تحریک غیریکنواخت زمانی و مکانی علاوه بر اینکه مقادیر حداکثر پاسخ‌ها را تغییر می‌دهد تاریخچه زمانی پاسخ‌ها را نیز دستخوش تغییرات قابل توجهی می‌نماید.
 ۵. اثر تحریک غیریکنواخت بر روی پاسخ فشار هیدرودینامیک نسبت به تغییر مکان تاج سد و نیز تنش در پاشنه سد کم‌تر است.
 ۶. تأثیر غیریکنواختی زمانی و مکانی بر مقادیر حداکثر پاسخ‌های تغییر مکان تاج سد و تنش در پاشنه سد برای حالت مخزن خالی تحت زلزله حوزه دور نسبت به حوزه نزدیک بیشتر است. این پدیده برای حالت مخزن پر دارای روند خاصی نبوده درحالی‌که برای مقادیر حداکثر فشار هیدرودینامیک تحت زلزله حوزه نزدیک از دور بیشتر است.

8. Bilici, Y., et al., "Stochastic dynamic response of dam-reservoir-foundation systems to spatially Varying earthquake ground motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, No.3, pp. 444-458, (2009).
9. Chopra, A. K. and Wang, J. T., "Earthquake response of arch dams to spatially varying ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No.8, pp. 887-906, (2010).
10. Chen, M. T. and Harichandran, R. S., "Response of an earth dam to spatially varying earthquake ground motion", *Engineering Mechanics*, Vol. 127, No.9, pp. 932-939, (2001).
11. Bogdanoff, J. L., Goldberg, J. E. and Schiff, A. J., "The Effect of Ground Transmission Time on the Response of Long Structures", pp. 627-640, (1965).
12. Wang, J. T. and Chopra, A. K., "Linear analysis of concrete arch dams including dam-water-foundation rock interaction considering spatially varying ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No.7, Pp. 731-750, (2010).
13. Ghobarah, A. and Ghaemian, M., "Travelling wave effect on hydrodynamic forces on dams", *Journal of European Engineering*, Vol. XIII, No.3, Pp. 22-34, (1999).
14. Mirzabozorg, H. and Varmazyari, M., "Dam-reservoir-massed foundation system and travelling wave along reservoir bottom", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol. 30, No.8, Pp. 746-756, (2010).
۱۵. کلانی ساروکلائی، لیلا، نوائی‌نیا، بهرام، «تحلیل دینامیکی سدهای بتنی وزنی در اثر حرکات غیریکنواخت انتقالی و دورانی زلزله با در نظر گرفتن اندرکنش سد و مخزن»، نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر، مهندس سی عمران و محیط زیست، دوره ۴۸، شماره ۱، صص ۹۱-۱۰۳، (۱۳۹۵).
16. Harichandran, R. S. and Vanmarcke, E. H., "Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time", *J. Engrg. Mech., ASCE*, Vol. 112, No.2 Pp. 154-174, (1986).
17. Harichandran, R. S., et al., "Response of long-span bridges to spatially varing ground motion," *J. Struct. Eng, ASCE*, Vol. 122, No.5, Pp. 476-484, (1996).
18. Hao, H., Oliviera, C. S. and Penzien, J., "Multiple-station ground motion processing and simulation based on SMART-1 array data," *Nuclear Engrg. And Des.*, Vol. 111, No.3, Pp. 293-310, (1989).
19. Hindy, A. and Novak, M., "Earthquake response of buried insulated pipes", *J. Engrg. Mech. Div., ASCE*, Vol. 106, No.6 , pp. 1135-1149, (1980).
20. Abrahamson, N. A., "Spatial variation of multiple support inputs", Proc., 1st U.S. Seminar on Seismic Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, Dept. of Civ. Engrg., University of California at Berkeley, Calif., and California Department of Transportation, San Francisco, (1993).
21. Santa-Cruz, S., Heredia-Zavoni, E. and Harichandran, R. S., "Low-frequency behavior coherency for strong ground motion in Mexico City and Japan," 12WCEE, No.0076, (2000).

22. Fenves, G. and Chopra, A. K., "Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, No.5, Pp. 663-680, (1984).
23. El-Aidi, B. and Hall, J. F., "Non-linear earthquake response of concrete gravity dams part 1: Modelling", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, No.6, Pp. 837-851, (1989).
24. Chopra, A. K., "Dynamic of structures, theory and application to earthquake engineering", 3rd ED., Prentic Hall of India, (2008).
۲۵. نوائی‌نیا، بهرام، «تحلیل هیدرودینامیک سد و مخزن به روش لاگرانژی»، ر ساله کار شنا سی ار شد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، (۱۳۶۹).
۲۶. احمدی، محمدتقی، نوائی‌نیا، بهرام، «تحلیل دینامیکی سد و مخزن به روش لاگرانژی»، مجله بین‌المللی مهندسی دانشگاه علم و صنعت، جلد ۶، شماره ۱، (۱۳۷۴).
27. Hinton, E., Rock, T. and Zienkiewicz, O., "A note on mass lumping and related processes in the finite element method", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 4, No.3, Pp. 245-249, (1976).
28. Wilson, E. L. and Khalvati, M., "Finite elements for the dynamic analysis of fluid-solid systems", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 19, No.11, Pp. 1657-1668, (1983).
29. Beer, G., "An isoparametric joint/interface element for finite element analysis", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 21, No.4, Pp. 585-600, (1985).
۳۰. عباسی، تهمینه، «تحلیل هیدرودینامیک سد و مخزن به روش لاگرانژی تحت تحریک غیریکنواخت»، ر ساله کار شنا سی ار شد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، (۱۳۹۵).

ارزیابی ریسک روگذری سد تبارک آباد بر پایه تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره سیلاب*

آتوسا رضازاده عنبرانی^(۱) محمود فغفور مغربی^(۲)

چکیده از میان دلایل مهم شکست سد خاکی روگذری عمده ترین دلیل است. در تحلیل شکست سد به علت روگذری تحلیل عدم قطعیت و محاسبه ریسک ضروری است. در این پژوهش کاربرد تحلیل ریسک شکست سد خاکی بر اثر سرریز شدن آب از بدنه سد بر پایه تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره سیلاب با استفاده از توزیع لوگ نرمال برای سد خاکی تبارک آباد واقع در خراسان رضوی بررسی شده است. نتایج تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب در شش هیدروگراف جریان ورودی و با در نظر گرفتن Q_p-V (ترکیب دبی و حجم سیلاب) برای دوره بازگشت های توأم ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال ارائه شده است. ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره سیلاب و برای همه هیدروگراف های حاصل از تحلیل فراوانی دو متغیره و شش تراز اولیه آب در مخزن با در نظر گرفتن دبی اوج سیل، تراز اولیه آب و ضریب دبی سرریز به عنوان متغیرهای غیرقطعی ارزیابی شده است. برای انجام تحلیل عدم قطعیت از روش شبیه سازی مونت کارلو و تکنیک نمونه گیری لاتین هایپرکیوب استفاده شده است. نهایتاً، نتایج به دست آمده با استفاده از هر دو روش تحلیل فراوانی سیلاب یک متغیره و دو متغیره در دوره بازگشت های مختلف با هم مقایسه گردید. نتایج نشان داد که ریسک روگذری برآورد شده در همه دوره بازگشت ها بر اساس تحلیل فراوانی سیلاب دو متغیره بیشتر از روش تک متغیره بوده که خطرات بیشتری به همراه دارد. همچنین هیدروگراف $V1-Q$ که دارای بیشترین حجم سیلاب بوده، در همه ارتفاع ها از ریسک بیشتری نسبت به بقیه هیدروگراف ها برخوردار است. در برآورد ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره، بالا رفتن تراز آب در مخزن، نسبت به استفاده از سیلاب های با دوره بازگشت طولانی تر، منجر به روند افزایش ریسک محسوس تری خواهد شد، به طوری که در ارتفاع ۶۶ متری تراز سطح آب، مقدار ریسک روگذری برای سد بسیار بالا است.

واژه های کلیدی عدم قطعیت، ریسک روگذری، تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره سیلاب، شبیه سازی مونت کارلو، نمونه گیری لاتین هایپرکیوب.

Overtopping Risk Evaluation of Tabarak-Abad Dam based on Univariate and Bivariate Flood Frequency Analysis

A. Rezazadeh Anbarani

M. Faghfour Maghrebi

Abstract Among the most important causes of dam failure, overtopping is the main causes. Analysis of dam failure due to overtopping is essential to calculate the failure risk considering the uncertainties. In this study, the application of risk analysis for earth dam failure due to overtopping based on univariate and bivariate flood frequency analysis has been investigated using log-normal distribution for the Tabarak-Abad earth-fill dam located in Khorasan Razavi province of Iran. Considering Q_p-V combinations (flood peak discharge - flood volume) for the joint return periods of 50, 100 and 200 years, the results of the bivariate flood frequency analysis have been proposed in the form of six inflow hydrographs. The overtopping risk has been evaluated based on the univariate flood frequency analysis for all hydrographs resulted from bivariate frequency analysis with different return periods and six initial depth of water in the reservoir, considering quantile of flood peak discharge, initial depth of water in the reservoir and discharge coefficient of spillway as uncertain variables. Uncertainty analysis is conducted using Monte Carlo simulation method and Latin hypercube sampling technique. Finally, comparison of univariate and bivariate flood frequency analysis within different periods indicates that bivariate flood frequency analysis method resulted in greater estimated overtopping risk values in all return periods which is accompanied with higher degree of risk. Also, the $V1-Q$ hydrograph, which has the highest volume of flood, is associated with a higher risk in all waterlevels in comparison to other hydrographs. Moreover, to evaluate overtopping risk based on univariate and bivariate frequency analyses, the increasing trend of risk values for rising water level in the reservoir is more tangible than that of increasing return periods. So that at the water level of 66 meters, overtopping risk for the dam is very high.

Key Words Uncertainty, Overtopping risk, Univariate and bivariate flood frequency analysis, Monte Carlo Simulation, Latin Hypercube Sampling.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۸/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۱/۳۱ می باشد.

(۱) دانش آموخته کارشناسی ارشد آب و سازه های هیدرولیکی، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

Email: magherebi@um.ac.ir

(۲) نویسنده مسئول: استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

در سدها یا سازه‌های کنترل سیلاب برای جلوگیری از هرگونه فروپاشی و یا شکست ناگهانی سازه، باید توجه ویژه‌ای به دبی سیلاب شود. به عنوان مثال، با طراحی مناسب سرریز سد و ظرفیت کنترل سیلاب یک مخزن می‌توان ایمنی سد را اطمینان بخشید و از هرگونه مشکلات نامطلوب مانند روگذری جلوگیری کرد. از این رو، برآورد دقیق دبی طراحی سیلاب و هیدروگراف جریان برای طراحی سازه‌های هیدرولیکی مورد نیاز است. دبی طراحی سیلاب به عنوان حداکثر جریان سیل که یک سازه می‌تواند با اطمینان عبور دهد، تعریف می‌شود [1]. در ارزیابی ریسک سیلاب از آنالیز تک متغیره استفاده می‌شود که تنها متغیر دبی اوج سیلاب مدنظر قرار می‌گیرد اما این روش یک تکنیک خیلی دقیق نیست و موجب دستیابی به اطلاعات محدود در زمینه ریسک سیلاب می‌گردد، درحالی‌که در برنامه‌ریزی و طراحی‌های هیدرولوژیکی مرتبط با مدیریت سیلاب تنها آگاهی نسبت به متغیر دبی اوج سیلاب کافی نیست و نیاز به اطلاعات و آگاهی در زمینه سایر متغیرهای مهم یعنی تداوم و حجم سیلاب نیز است. برای دسترسی به اطلاعات در زمینه متغیرهای سیلاب با استفاده از تحلیل‌های آماری چند متغیره، نیاز به توابع توزیع تجمعی و توابع چگالی احتمال توأم متغیرهای سیلاب است [۲].

بسیاری از تلاش‌ها برای تحلیل فراوانی دو متغیره و چند متغیره سیلاب با در نظر گرفتن ارتباط بین متغیرهای مختلف سیلاب از جمله دبی اوج، حجم سیلاب و مدت‌زمان سیل انجام شده است. Bobee و [3] Cunnane و Rasmussen [4] مطالعات جامعی درباره‌ی استفاده از تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره ارائه دادند و به این نتیجه رسیدند که تحلیل فراوانی تک متغیره نمی‌تواند ارزیابی دقیقی از پارامترهای سیل ارائه دهد. از این رو، باید تحلیل فراوانی دو متغیره یا چند متغیره سیلاب برای مشخص کردن بهتر هیدروگراف جریان با در نظر گرفتن سایر عوامل مهم مانند حجم رواناب و یا مدت‌زمان سیل به کارگرفته شود. Goel و همکاران [5] فراوانی سیلاب سه متغیره را که عبارت‌اند

از حجم سیلاب، دبی اوج و تداوم جریان با استفاده از توزیع نرمال تحلیل کردند. Yue [6] از توزیع نرمال دو متغیره برای تحلیل توزیع احتمال همبسته توأم دبی پیک و حجم و توزیع احتمال همبسته توأم حجم و مدت‌زمان سیل استفاده کرد. Yue [7] با استفاده از توزیع لوگ نرمال دو متغیره، روشی برای توزیع احتمال همبسته توأم دبی پیک و حجم و توزیع احتمال همبسته توأم حجم و مدت‌زمان ارائه کرد. همچنین توزیع‌های توأم، توزیع‌های شرطی و دوره بازگشت‌های مرتبط با این متغیرهای تصادفی از توزیع‌های حاشیه‌ای به دست آمد. De Michele و همکاران [8] یک توزیع احتمالی دو متغیره را با استفاده از تابع مفصل و توزیع مقدار حدی تعمیم‌یافته دو متغیره برای دو پارامتر دبی سیل و حجم ارائه کردند. مفصل‌ها توابعی هستند که توزیع‌های چند متغیره را به توزیع‌های حاشیه‌ای یک متغیره پیوند می‌دهند. همچنین، رفتار مخزن با استفاده از تعداد زیادی از هیدروگراف‌های سیل برای بررسی ایمنی هیدرولوژیکی مخازن و کفایت سرریز سد، در نظر گرفته شده بود.

Yanmaz و [9] Gunindi اطمینان‌پذیری روگذری یک سد را با استفاده از تحلیل فراوانی سیلاب دو متغیره ارزیابی کردند. تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب با در نظر گرفتن ترکیب دبی پیک سیلاب و حجم رواناب و برای دوره بازگشت ۱۰۰ سال و با استفاده از توزیع گاما دو متغیره انجام شد. از طریق مطالعه آن‌ها، حداکثر ارتفاع مخزن و ریسک روگذری با انجام احتمالاتی روند یابی مخزن بر اساس روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو تعیین شد. منصوری و همکاران [۱۰] به منظور توسعه کاربرد آنالیز ریسک در تحلیل ایمنی سدها، به محاسبه خطر روگذری سد خاکی ونک با در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای مؤثر در این پدیده با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو و لاتین هاپرکیوب پرداختند. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن عدم قطعیت این پارامترها در احتمال شکست سد مؤثر بوده است. همچنین دقت در برآورد بزرگی بی پیک سیلاب نقش بسزایی در کاهش ریسک روگذری سد دارد. درحالی‌که تأثیر تراز اولیه آب بر میزان خطرپذیری سد قابل اغماض

سیلاب برای سد تبارک آباد واقع در خراسان رضوی ارائه شده است. عوامل اصلی غیرقطعی در تحلیل فراوانی تک متغیره سیلاب عبارتند از: دبی اوج سیل (Q_p)، عمق اولیه آب در مخزن (H_0) و ضریب تخلیه سرریز (C_d) و عوامل غیرقطعی در تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب، عمق اولیه آب در مخزن و ضریب تخلیه سرریز می باشند.

توزیع دو متغیره لوگ نرمال

در توزیع لوگ نرمال دو متغیره، تابع چگالی احتمال (PDF: Probability Density Function) لوگ نرمال دو متغیره به صورت زیر تعریف می شود:

$$f(x_1, x_2) = \frac{1}{2\pi x_1 x_2 \sigma_{Y_1} \sigma_{Y_2} \sqrt{1 - \rho^2}} \exp\left(-\frac{q}{2}\right) \quad (1)$$

که در آن:

$$q =$$

$$\frac{1}{1 - \rho^2} \left[\left(\frac{\ln(x_1) - \mu_{Y_1}}{\sigma_{Y_1}} \right)^2 - 2\rho \left(\frac{\ln(x_1) - \mu_{Y_1}}{\sigma_{Y_1}} \right) \left(\frac{\ln(x_2) - \mu_{Y_2}}{\sigma_{Y_2}} \right) + \left(\frac{\ln(x_2) - \mu_{Y_2}}{\sigma_{Y_2}} \right)^2 \right]$$

σ_{Y_i} و μ_{Y_i} به ترتیب میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی در حالت لگاریتمی ($Y_i = \ln X_i, i=1,2$) که از فرمول های (۲) و (۳) به دست می آیند [13]:

$$\sigma_{Y_i} = \left[\ln \left(1 + \frac{\sigma_{X_i}^2}{\mu_{X_i}^2} \right) \right] \quad (2)$$

$$\mu_{Y_i} = \ln(\mu_{X_i}) - \frac{\sigma_{Y_i}^2}{2} \quad (3)$$

که در آن ها μ_{X_i} و σ_{X_i} میانگین و انحراف معیار متغیر تصادفی X_i برای $i=1,2$ بوده و ρ برابر با ضریب همبستگی دو متغیر تصادفی Y_1 و Y_2 است که به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rho = \frac{E[(Y_1 - \mu_{Y_1})(Y_2 - \mu_{Y_2})]}{\sigma_{Y_1} \sigma_{Y_2}} \quad (4)$$

است. بر اساس نتایج آنالیز ریسک، با تلفیق اثر باد و سیل میزان ریسک سد به طور محسوسی افزایش می یابد. گودرزی و همکاران [11] با استفاده از تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره و توزیع احتمالاتی گامبل لاجستیک دو متغیره برای دوره بازگشت ۱۰۰ سال و با استفاده از شبیه سازی مونت-کارلو و لاتین هایپرکیوب، احتمال روگذری سد درودزن در جنوب ایران را بررسی کردند. نتایج نشان داد که ریسک روگذری با افزایش سطح اولیه آب در هر دو روش عدم قطعیت افزایش می یابد. ذهبیون و شرافتی [۱۲] ریسک روگذری سد را با در نظر گرفتن عدم قطعیت بارش و سیلاب تحلیل کردند. آنها با استفاده از مدل های RPG (Rain Pattern Generator) و HEC1، سیلاب با در نظر گرفتن عدم قطعیت های بارش و پارامترهای مدل بارش - رواناب تولید نمودند. همچنین با استفاده از شبیه سازی مونت کارلو تحلیل ریسک روگذری سد جامیشان در استان کرمانشاه انجام شده که اثرات ابعاد سرریز، ارتفاع سد و تراز نرمال بر ریسک بررسی شده است. نتایج نشان داد که در مقایسه دو عامل هیدرولیکی مؤثر بر سرریز شدن سد، حجم کنترل سیلاب بر ریسک شکست آن تأثیر بیشتری دارد.

سالاری و همکاران [۲] از توابع مفصل برای مدل بندی ساختار همبستگی و همچنین برآورد توابع توزیع تجمعی شرطی و نیز دوره های بازگشت توأم ترکیب های مختلف متغیرهای سیلاب در ایستگاه هیدرومتری اهواز بر روی رودخانه کارون استفاده کردند. آنها همچنین بیان کردند که طرح این سناریو های متفاوت می تواند برای ارزیابی ریسک مرتبط با مسائل هیدرولوژیکی از قبیل طراحی سرریز و کنترل سیلاب مفید باشد. نتایج نشان دهنده کارایی و انعطاف پذیری کاربرد توابع مفصل در تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب بود.

همان طور که گفته شد بیشتر مباحث مطرح شده در زمینه ریسک روگذری سدها، استفاده از تحلیل فراوانی تک متغیره سیلاب بر اساس دبی اوج برای تولید هیدروگراف ورودی به عنوان پارامتر عدم قطعیت بوده است. در این مطالعه، ریسک روگذری و تحلیل عدم قطعیت بر اساس مفهوم فراوانی تک متغیره و دو متغیره

$$\frac{dV}{dt} = I(t) - Q(t) \quad (۹)$$

که در آن $I(t)$ دبی ورودی به مخزن، $Q(t)$ دبی خروجی از مخزن، V حجم آب در مخزن و t زمان است. می توان با حل معادله (۹) با استفاده از روش رانگ-کوتا (Rung-Kutta) مرتبه چهارم، حداکثر ارتفاع آب در مخزن را محاسبه کرد. می دانیم:

$$dV = A(H) \times dH \quad (۱۰)$$

که در آن $A(H)$ سطح پلان مخزن در رقوم H است. با جایگزینی معادله (۱۰) در معادله پیوستگی (معادله ۹) نتیجه زیر حاصل می شود:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t) - Q(t)}{A(H)} \quad (۱۱)$$

با در نظر گرفتن رابطه سرریز به جای $Q(t)$ حاصل می شود:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t) - C_d L H^{3/2}}{A(H)} \quad (۱۲)$$

که در آن L به عنوان طول تاج و H تراز سطح آب در دریاچه سد نسبت به تراز تاج و C_d ضریب تخلیه سرریز است، همچنین سمت راست معادله اخیر تابعی از H و t است؛ بنابراین:

$$\frac{dH}{dt} = f(t, H) \quad (۱۳)$$

حال با استفاده از ضرایب رانگ-کوتا که به صورت زیر هستند و معلوم بودن H_i که ارتفاع آب در مخزن در گام زمانی i ام است، می توان H_{i+1} مخزن را در گام زمانی $i+1$ به دست آورد:

$$H_{i+1} = H_i + \frac{1}{6}(K_1 + 2K_2 + 2K_3 + K_4) \quad (۱۴)$$

که در آن:

$$\begin{aligned} K_1 &= \Delta t \times f(t_i, H_i) \\ K_2 &= \Delta t \times f\left(t_i + \frac{\Delta t}{2}, H_i + \frac{1}{2}K_1\right) \\ K_3 &= \Delta t \times f\left(t_i + \frac{\Delta t}{2}, H_i + \frac{1}{2}K_2\right) \\ K_4 &= \Delta t \times f(t_i + \Delta t, H_i + K_3) \end{aligned} \quad (۱۵)$$

تابع توزیع تجمعی (CDF: Cumulative Distribution Function) توزیع دو متغیره لوگ نرمال $F(X_1, X_2)$ به صورت آنالیتیک قابل حل نیست و باید به صورت انتگرال عددی محاسبه شود. دوره بازگشت برای دو متغیر X_1 و X_2 که به ترتیب با T_{x1} و T_{x2} نشان داده می شوند، می توان به صورت زیر نوشت:

$$T_{x1} = \frac{1}{1-F(x_1)} (F(x_1) = P[X_1 \leq x_1]) \quad (۵)$$

$$T_{x2} = \frac{1}{1-F(x_2)} (F(x_2) = P[X_2 \leq x_2]) \quad (۶)$$

دوره بازگشت توأم به دو حالت "یا" و "و" و دوره بازگشت شرطی با توجه به هدف طراحی تقسیم می شوند. محاسبات مربوط به دوره بازگشتی که به "یا" معروف است که در آن یکی از متغیرهای تصادفی X_1 یا X_2 یا هر دو از حدود آستانه X_1 یا X_2 بیشتر شوند، که به صورت زیر نوشته می شود:

$$T_{x1, x2} = \frac{1}{1-F(x_1, x_2)} \quad (۷)$$

دوره بازگشتی که به "و" معروف است یکی از متغیرهای تصادفی X_1 و X_2 از حدود آستانه X_1 و X_2 بیشتر شوند که به شکل زیر بیان می گردد [14]:

$$T_{x1, x2} = \frac{1}{1-F_{x1}(x_1) - F_{x2}(x_2) - F_{x1, x2}(x_1, x_2)} \quad (۸)$$

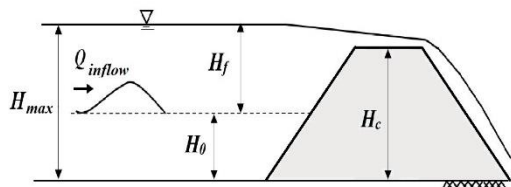
شرایط انواع دیگر دوره بازگشت دو متغیره توسط Yue [14] و Salvadori و De Michele [8] ارائه شده است. در این پژوهش، نوع "یا" دوره بازگشت توأم در تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب استفاده شده است.

روند یابی مخزن

هدف اصلی از تحلیل پدیده شکست ناشی از سرریز شدن آب از بدنه سد خاکی، تخمین ارتفاع آب در مخزن با توجه به دبی ورودی و مقایسه با ارتفاع تاج است. در این راستا، سیلاب درون مخزن روند یابی می شود که ساده ترین فرم آن به صورت زیر نوشته می شود:

روگذری P_f به صورت زیر خواهد بود:

$$P_f = P[H_f + H_0 > H_c] = P[H_f > H_c - H_0] \quad (۱۸)$$



شکل ۱ نمای شماتیک روگذری سد

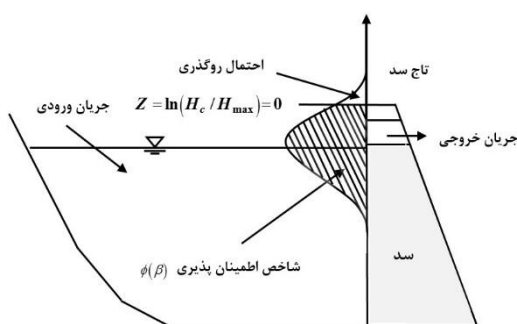
از این رو تابع عملکرد به صورت زیر نوشته می شود:

$$Z_f = \ln\left(\frac{H_c}{H_{max}}\right) \quad (۱۹)$$

که در آن Z_f تابع عملکرد سیل و H_{max} بالاترین سطح آب در طول یک رویداد سیل، بر اساس روند یابی مخزن محاسبه شده است. در نهایت، ریسک روگذری به صورت زیر محاسبه می شود:

$$Risk = 1 - \phi\left(\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = 1 - \phi(\beta) \quad (۲۰)$$

که در آن β نشان دهنده شاخص اطمینان پذیری بوده و به عنوان نسبت میانگین تابع عملکرد μ_z به انحراف معیار استاندارد σ_z تعریف می شود. همچنین $\phi(\beta)$ احتمال نرمال تجمعی مربوط به β است (شکل ۲) [18].



شکل ۲ برآورد ریسک روگذری سد [18]

آنالیز عدم قطعیت

هدف از آنالیز عدم قطعیت تعیین ویژگی های آماری خروجی های سیستم و یا بررسی اثر عوامل تغییرپذیر در

با معلوم شدن H_{i+1} مقدار Q_{i+1} از رابطه سرریز محاسبه می شود. به همین ترتیب می توان H ها و دبی های خروجی را برای گام های زمانی بعدی به دست آورد [15]. برای افزایش دقت نتایج و همچنین کاهش اثر غیر قطعی بودن Δt می توان فاصله زمانی را کاهش داد. از این رو در این مقاله، گام زمانی ۳۰ دقیقه ای انتخاب شده است.

مدل سازی ریسک سد

شکست یک سیستم زمانی به وقوع می پیوندد که سیستم قادر به انجام عملکرد قابل انتظار نباشد، شکست می تواند باری (L) تعریف شود که از مقاومت و یا ظرفیت سیستم (R) فراتر رود. شناسایی بار وارده و مقاومت، اساس آنالیز ریسک بوده و به نوع ساختار هیدرولیکی و فیزیک مسئله بستگی دارد. احتمال شکست به صورت $P(L > R)$ تعریف می شود [16].

ریسک نیز می تواند به شرح زیر نشان داده شود:

$$\alpha = Risk = P(Z < 0) \quad (۱۶)$$

که در آن Z تابع عملکرد است که تابعی از اجزا متغیرهای بار و مقاومت است. این تابع بر اساس تابع توزیع آن می تواند اشکال متفاوتی داشته باشد که در زیر آمده است [17]:

$$Z = R - L; Z = \ln\left(\frac{R}{L}\right); Z = \left(\frac{R}{L}\right) - 1 \quad (۱۷)$$

مدل سازی ریسک برای روگذری سیل

روگذری به حالتی گفته می شود که بخش خروجی سد قادر به تخلیه آب با سرعت کافی نباشد و سطح آب از ارتفاع تاج سد بالاتر بیاید. در تجزیه و تحلیل روگذری، حداکثر ارتفاع آب در مخزن (H_{max}) و ارتفاع سازه ای سد (H_c) به ترتیب می توانند بار و مقاومت سیستم در نظر گرفته شوند. اگر (H_f) ارتفاع بالا آمده آب مخزن به وسیله نیروی سیل (F) و H_c ارتفاع تاج سد و H_0 ارتفاع سطح اولیه آب مخزن قبل از وقوع F باشد آنگاه روگذری زمانی رخ می دهد که $H_f + H_0 > H_c$ شود (شکل ۱) [18]. لذا ریسک

شرایط همگرایی بهبود می یابد، ولی تعداد شبیه سازی های انجام گرفته در فرآیند تحلیل افزایش می یابد و بدین ترتیب مدت زمان اجرای فرایند MCS طولانی تر می شود. از این رو، تعیین و انتخاب مقدار مناسب برای تعداد تکرارها به منظور دستیابی به همگرایی، یکی از عوامل مهم در اجرای فرایند MCS محسوب می شود [۱۹].

نمونه گیری لاتین هایپرکیوب

(Latin Hypercube Sampling)

برای افزایش دقت خروجی های شبیه سازی مونت کارلو، روش های کاهش واریانس مختلفی وجود دارد که بدون افزایش حجم نمونه این کار را انجام می دهد [16] LHS یکی از روش های عمده کاهش واریانس است که کارایی پارامترهای آماری خروجی را افزایش می دهد. در روش LHS، هنگام نمونه گیری از یک تابع n متغیره، تقسیم بندی محدوده ها با احتمال وقوع $1/n$ صورت می گیرد که البته این محدوده ها با یکدیگر همپوشانی ندارند. برای یک توزیع احتمال مطلوب، LHS یک مقدار تصادفی از هر یک از محدوده متغیرهای بدون تکرار را استخراج می کند. سرعت همگرایی LHS از روش شبیه سازی مونت کارلو بیشتر است [17]. الگوریتم نمونه گیری متغیرهای تصادفی مستقل (k) با استفاده از تکنیک LHS را می توان به صورت زیر خلاصه کرد:

مرحله ۱: تقسیم بندی محدوده متغیرهای ورودی به مقدار n

مرحله ۲: تولید متغیرهای یکنواخت $u \sim U(0,1)$ u_k

مرحله ۳: محاسبه P_k از معادله زیر:

$$P_k = \frac{1}{n} u_k + \left(\frac{k-1}{n} \right) \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (21)$$

مرحله ۴: تعیین متغیرهای تصادفی x_k از CDF معکوس به شرح زیر است [20]:

$$x_k = F^{-1}[P_k] \quad (22)$$

عکس العمل سیستم است. انتخاب روش مناسب آنالیز عدم قطعیت به ماهیت مسئله، اطلاعات در دسترس، پیچیدگی مسئله و نوع نتایج مورد نظر بستگی دارد. متداول ترین روش های مورد استفاده برای آنالیز عدم قطعیت در مدل های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی روش شبیه سازی مونت کارلو و روش نمونه گیری لاتین هایپرکیوب است.

شبیه سازی مونت کارلو

(Monte Carlo Simulation)

یکی از روش های ارزیابی عدم قطعیت و آنالیز ریسک که کاربرد زیادی در علوم مختلف دارد روش شبیه سازی مونت کارلو است. فرآیند تولید ورودی های تصادفی متعدد برای انجام شبیه سازی های متعدد برای تعیین خروجی های تصادفی متعدد، شبیه سازی مونت کارلو (MCS) نامیده می شود. با افزایش قابل توجه در قابلیت های کامپیوتری و توسعه تکنیک های کاهش واریانس در سال های اخیر، استفاده از این روش در زمینه های مختلف علمی افزایش یافته است. فرآیند مونت کارلو یک شبیه سازی عددی برای برگرداندن متغیرهای آماری بر اساس یک توزیع آماری مشخص است. در این روش بعد از شناسایی متغیرهای غیرقطعی مؤثر در عملکرد سامانه، با توجه به تغییرات طبیعی این متغیرها، یک توزیع احتمالاتی برای هر یک در نظر گرفته می شود. برای استفاده از هر توزیع احتمالاتی باید پارامترهای آن مشخص شوند. بعد از تعیین پارامترهای توزیع های مورد نظر، برای هر متغیر غیرقطعی، در هر تکرار از این روش یک سری اعداد تصادفی برای هر یک از متغیرها در سامانه تولید می شود و سامانه با استفاده از هر ترکیب از اعداد تولید شده شبیه سازی می شود. روند اجرای MCS زمانی به پایان می رسد که همگرایی لازم برای خروجی مدل شبیه سازی حاصل شده باشد. میزان همگرایی در این روش به تعداد تکرارها و همچنین تعداد متغیرهایی که به طور تصادفی تولید می شوند، بستگی دارد. به طوری که هر چه تعداد متغیرها بیشتر باشد، مدل با تکرار بیشتر به جواب همگرا می شود. همچنین با افزایش تعداد تکرارها

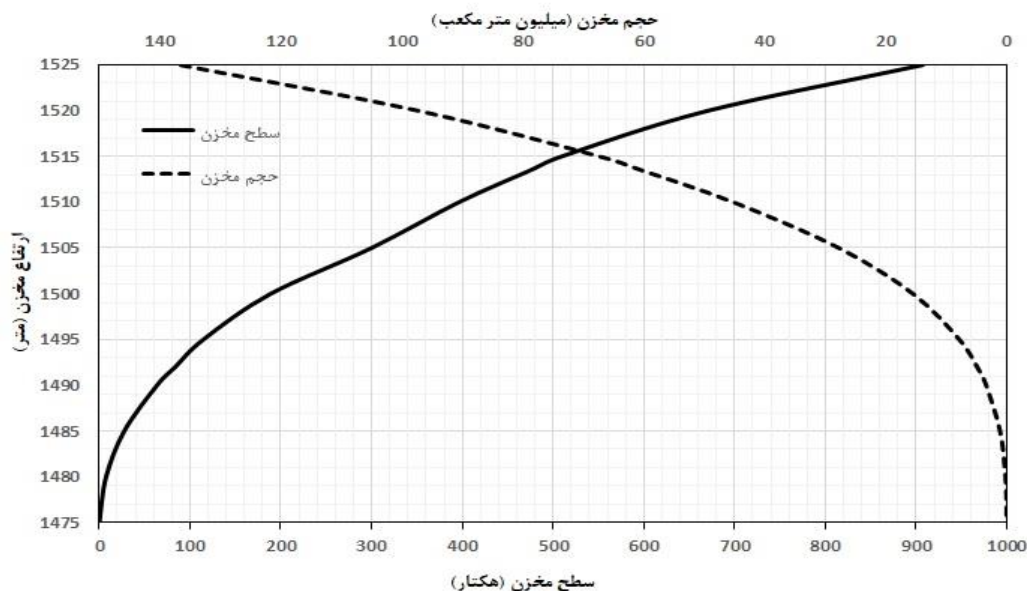
محدوده مورد مطالعه (سد تبارک آباد)

سد مخزنی خاکی - سنگریزه‌ای تبارک‌آباد در ۲۵ کیلومتری شمال شرقی شهر قوچان در ۱/۵ کیلومتری پایین‌دست رو ستای تبارک‌آباد که یکی از سر شاخه‌های فرعی رودخانه اترک است، احداث گردیده است. ساختگاه سد تبارک در مختصات جغرافیایی $58^{\circ}42'30''$ طول شرقی و $37^{\circ}10'30''$ عرض شمالی، در مجاورت رو ستای تبارک آباد واقع گردیده است. تبارک آباد تأمین و تنظیم آب مورد نیاز را برای ۱۶۵۰ هکتار از اراضی پایاب

و همچنین تأمین قسمتی از نیاز آب شرب درازمدت قوچان به میزان ۱۴ میلیون متر مکعب در سال در صورتی که تأمین آب شرب درازمدت شهر قوچان از منابع آب‌های زیرزمینی و آهکی امکان‌پذیر نباشد، فراهم می‌کند. در جدول (۱) خلاصه‌ای از مشخصات اصلی سد تبارک‌آباد نشان داده شده است، همچنین شکل (۱) بیانگر منحنی‌های حجم - ارتفاع مخزن سد و سطح - ارتفاع مخزن تبارک‌آباد است.

جدول ۱ مشخصات سد تبارک آباد

مشخصات سد	توضیحات	مشخصات سد	توضیحات
نوع سد	خاکی سنگریزه‌ای با هسته رسی	حجم آب قابل تنظیم	۲۷/۵ میلیون متر مکعب
مساحت حوضه	۵۶۰ کیلومتر مربع	حجم مخزن در تراز نرمال	۶۰ میلیون متر مکعب
نام رودخانه	تبارک آباد	حجم مرده	۱۳ میلیون متر مکعب
تراز نرمال از سطح دریا	۱۵۱۳/۵ متر	نوع سرریز	آزاد با تبدیل نوع بادبزی
تراز تاج	۱۵۲۱/۵ متر از سطح دریا	ظرفیت سرریز	۱۱۰۷ متر مکعب بر ثانیه
عرض تاج	۱۰ متر	طول تاج سرریز	۴۵ متر
طول تاج	۱۹۸ متر	ارتفاع سد	۷۴ متر



شکل ۳ تغییرات سطح و حجم مخزن سد تبارک‌آباد در برابر تراز ارتفاعی

جدول ۲ میانگین و انحراف معیار Q_p در دوره بازگشت‌های مختلف

$Q_p (m^3/s)$		دوره بازگشت (سال)
انحراف معیار	میانگین	
۸۱/۷۶۸	۳۶۲/۰۴۴	۵۰
۱۱۲/۳۰۵	۴۵۶/۷۳۸	۱۰۰
۱۴۹/۲۱۶	۵۶۵/۲۹۴	۲۰۰

۲. تراز اولیه سطح آب (H_0): متوسط تراز سطح آب در مخزن سد بر اساس سطح آب مشاهده شده و ثبت شده در مدت ۱۳ سال (۱۳۸۰-۱۳۹۳) محاسبه شده است. میانگین و انحراف معیار استاندارد عمق آب به ترتیب ۵۰/۱ متر و ۳/۲۸ متر بودند. علاوه بر این، پنج عمق دیگر به عنوان عمق اولیه و به منظور در نظر گرفتن اثر تغییرات عمق اولیه بر احتمال روگذری فرض شده‌اند (جدول ۳).

جدول ۳ مقادیر حداقل عمق اولیه آب

عمق میانگین (m)	۵۰/۱	۵۴	۵۸	۶۱	۶۴	۶۶
-----------------	------	----	----	----	----	----

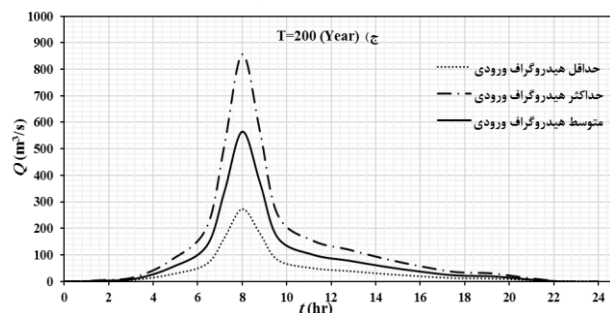
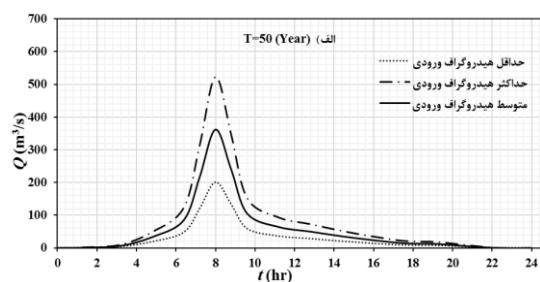
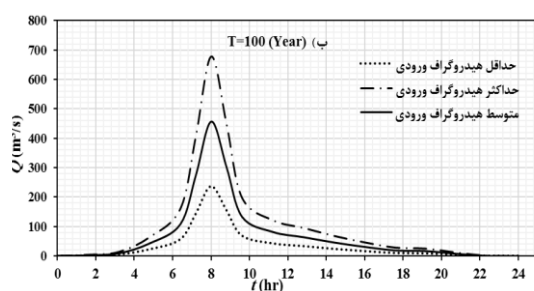
۳. ضریب تخلیه سرریز (C_d): بر اساس گزارش‌های فنی سد تبارک آباد میانگین و انحراف معیار استاندارد ضریب تخلیه به ترتیب ۲/۰۸ و ۰/۰۶۹ در نظر گرفته شده است.

تعیین عوامل عدم قطعیت

از بین عوامل شناسایی شده اثرگذار در رفتار سیستم‌های آبیگری و طغیان سد، پارامترهایی چون دبی ورودی، تراز اولیه آب مخزن، منحنی تراز حجم مخزن سد، ظرفیت سرریز و... می‌توانند مشمول عدم قطعیت‌های گوناگون باشند. پارامترهای غیرقطعی در نظر گرفته شده در این مطالعه عبارت‌اند از:

۱. سیلاب حداکثر با دوره بازگشت‌های مختلف (Q_p): مهم‌ترین دلایل برای انتخاب این پارامتر به عنوان متغیر عدم قطعیت خطا در ثبت داده‌ها، فقدان داده و وجود دبی‌های جانبی ورودی به مخزن است. این متغیر تنها در تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره، غیرقطعی در نظر گرفته می‌شود. همچنین با استفاده از تحلیل فراوانی سیل، مقادیر میانگین و انحراف معیار استاندارد دبی اوج برای سیل با دوره بازگشت‌های مختلف با استفاده از نرم‌افزار Hyfran Plus در جدول (۲) ارائه شده است.

برای سیل با دوره بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال، حداقل، حداکثر و متوسط هیدروگراف ورودی به مخزن سد تبارک آباد به ترتیب در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۴ حداقل، حداکثر و متوسط هیدروگراف ورودی برای دوره بازگشت‌های (الف) ۵۰، (ب) ۱۰۰ و (ج) ۲۰۰ سال

تیپ پنج سه پارامتره، لگاریتم پیرسون تیپ III، لوگ نرمال سه پارامتره، پیرسون تیپ پنج، گامبل حداکثر، لوگ - لوجستیک و مقداری حدی تعمیم یافته هستند.

نتایج آزمون نکویی برازش با استفاده از نرم افزار Easy Fit برای انتخاب توزیع مناسب بر اساس آزمون کای مربع در جدول (۵) آمده است. نتیجه آزمون نشان می دهد که همه توزیع ها برای داده های سیل مطلوب هستند و هیچ گونه اختلاف معناداری بین توزیع تئوری و توزیع داده های تجربی وجود ندارد اما همان طور که مشاهده می شود توزیع لوگ نرمال برای سیلاب برازش بهتری نسبت به دیگر توزیع ها دارد.

تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب نیز با استفاده از توزیع لوگ نرمال صورت گرفت. علت انتخاب توزیع لوگ نرمال دو متغیره این است که مناسب ترین توزیع برای متغیر دبی اوج بوده و بر متغیر حجم سیلاب نیز برازش خوبی یافته است. نتایج آزمون نکویی برازش برای پارامتر حجم سیلاب نیز بر اساس آزمون کای مربع در جدول (۶) ارائه شده است.

مشخصات پارامترهای ورودی مانند میانگین (μ)، انحراف معیار استاندارد (σ) و تابع توزیع احتمال (PDF) که مناسب برای داده تصادفی غیرقطعی بودند، در جدول (۴) ارائه شده است.

جدول ۴: خصوصیت آماری پارامترهای متغیر

متغیر	نوع	PDF	میانگین	انحراف معیار
H_0 (m)	تصادفی	نرمال	جدول (۳)	۳/۲۸
Q_p (m ³ /s)	تصادفی	لوگ نرمال	جدول (۲)	جدول (۲)
C_d	تصادفی	نرمال	۲/۰۸	۰/۰۶۹

تحلیل فراوانی سیلاب

برای تخمین حداکثر دبی سیل در دوره بازگشت های مختلف در تحلیل فراوانی تک متغیره سیلاب، توزیع های آماری مختلفی بر مقادیر حداکثر سیلاب سالانه برای یک دوره ۴۹ ساله (از سال ۱۳۴۴ تا ۱۳۹۲) برازش داده شده است. توزیع های مورد استفاده لوگ نرمال، پیرسون

جدول ۵: برازش توزیع های مختلف آماری بر حداکثر مقادیر سیلاب سالانه (m³/s)

آزمون کای مربع				توزیع احتمال
رتبه	نتیجه	مقادیر بحرانی	مقادیر آماری	
۷	مطلوب	۹/۴۸۷	۱/۷۰۳۳	پیرسون تیپ V
۱	مطلوب	۹/۴۸۷	۰/۸۰۵۱	لوگ نرمال
۶	مطلوب	۹/۴۸۷	۱/۷۰۱۷	پیرسون V سه پارامتره
۲	مطلوب	۹/۴۸۷	۰/۸۱۳۴۴	مقداری حدی تعمیم یافته
۳	مطلوب	۹/۴۸۷	۰/۸۱۵۳	لوگ - لوجستیک
۴	مطلوب	۹/۴۸۷	۰/۹۴۸۴	لوگ نرمال سه پارامتره
۵	مطلوب	۹/۴۸۷	۱/۰۴۹۱	لگاریتم پیرسون تیپ III
۸	مطلوب	۹/۴۸۷	۷/۳۳۱۳	گامبل حداکثر

جدول ۶: نتایج آزمون نکویی برازش بر حداکثر مقادیر سیلاب سالانه و حجم سیلاب

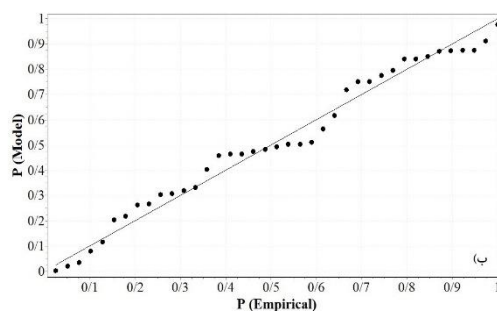
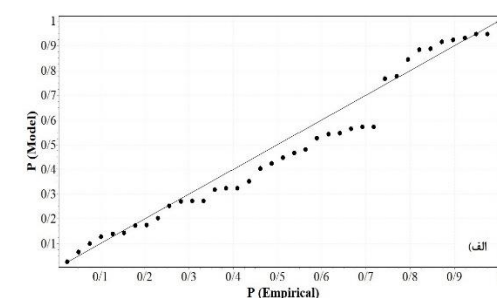
توزیع لوگ نرمال			متغیر
نتیجه	مقادیر بحرانی	مقادیر آماری	
مطلوب	۱۱/۰۷۷	۱/۱۵۰۵	حجم سیلاب (m ³)

تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب

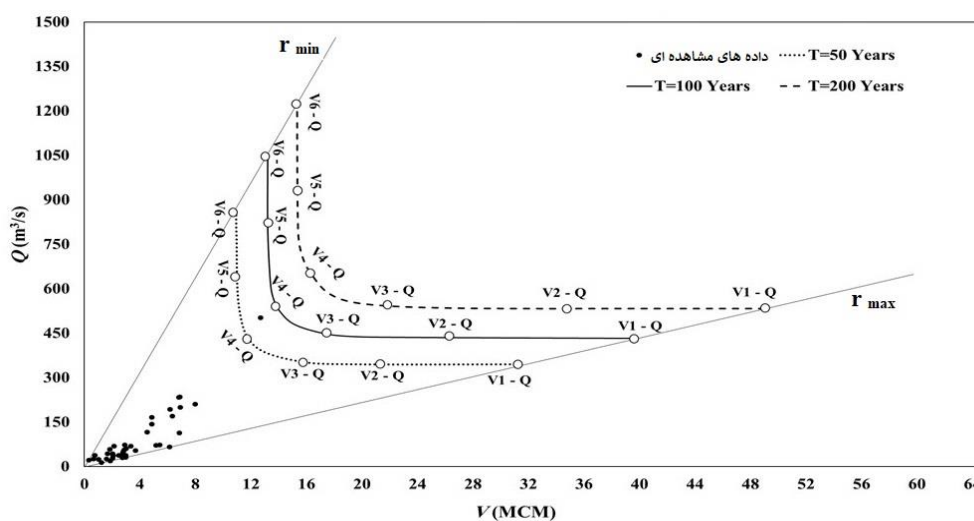
تحلیل‌های توأم بر خلاف تحلیل‌های تک متغیره که تنها یک عدد را به ازای هر دوره بازگشت در اختیار قرار می‌دهند، بازه‌ای از مقادیر را برای هر متغیر به ازای هر دوره بازگشت در اختیار قرار می‌دهند. مجموعه‌ای از دبی اوج و حجم سیلاب با دوره بازگشت توأم محاسبه شده و در شکل (۷) رسم شده است. در این مطالعه از دوره بازگشت توأم "یا" برای دبی اوج و حجم سیلاب استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، منحنی دوره بازگشت توأم می‌تواند به‌طور جانبی در امتداد محورهای گسترش یابد، درحالی‌که بر اساس اهمیت داده‌ها، فرمت متناهی قابل قبول است و باید توسط حدود پایین و بالا محدود شوند. از این رو، بر اساس روش پیشنهادی Hable [21]، منحنی‌ها با خطوط عبوری از مبدأ با شیب‌های حداکثر $Q_p/V (r_{max})$ و حداقل $Q_p/V (r_{min})$ محدود می‌شوند. همان‌طور که در شکل مشخص است r_{min} و r_{max} که به ترتیب شیب حداکثر و حداقل نامیده می‌شوند، خطوط ماکزیمم و مینیمم هستند که از میان داده‌های مشاهداتی عبور کرده‌اند. برای دوره بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال شش نقطه (V1-Q) تا (V6-Q) با مقادیر مشخص حجم و دبی در نظر گرفته شده‌اند.

علاوه بر این، شکل (۵) نمودار P-P (Probability - Plot) را بر اساس توزیع احتمال اتخاذ شده به ترتیب

برای Q_p و V نشان می‌دهد. نمودار P-P نمودار احتمال - احتمال و یا درصد - درصد است. نمودار P-P با استفاده از تابع توزیع تجمعی $F(x)$ ساخته شده است. اگر روند نمودار خطی باشد بدان معنی است که مدل از توزیع در نظر گرفته شده پیروی می‌کند.



شکل ۵ نمایش P-P بر اساس توزیع لوگ نرمال الف) دبی پیک سیلاب ب) حجم سیلاب



شکل ۶ منحنی دوره بازگشت توأم حجم سیلاب - دبی اوج سیلاب

همان‌طور که می‌توان از شکل (۷) مشاهده کرد، تفاوت‌های اصلی میان هیدروگراف‌های V1-Q تا V6-Q در هر دوره بازگشت، در دبی اوج خود و زمان پایه هیدروگراف است. برای مثال، هیدروگراف V1-Q که کمترین دبی اوج با حجم سیل نسبتاً بزرگ است، در نتیجه با زمان پایه طولانی‌تری است، درحالی‌که هیدروگراف V6-Q دارای بالاترین دبی اوج با زمان پایه نسبتاً کوتاه و حجم سیل کمتری است. در بخش زیر، احتمال روگذری برای همه هیدروگراف تولید شده از تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره و دو متغیره و بدترین شرایطی که می‌تواند برای سد تبارک-آباد رخ دهد، ارائه شده است.

جدول ۷ دبی اوج سیلاب و حجم سیلاب بر اساس تحلیل فراوانی دو متغیره

V (MCM)	Q_p (m^3/s)	T (year)
۱۰/۹۴ - ۳۱/۵۷	۳۴۵/۵ - ۸۵۶/۴۴	۵۰
۱۳/۲۱ - ۴۰/۲۲	۴۳۳/۳ - ۱۰۳۸/۹۲	۱۰۰
۱۵/۳۳ - ۴۸/۹۶	۵۳۳/۶ - ۱۲۱۰/۷۳	۲۰۰

حال با استفاده از روش پیشنهادی Aldama و Ramirez [22] هیدروگراف‌های مربوط به آن‌ها با استفاده از روابط زیر به دست می‌آیند:

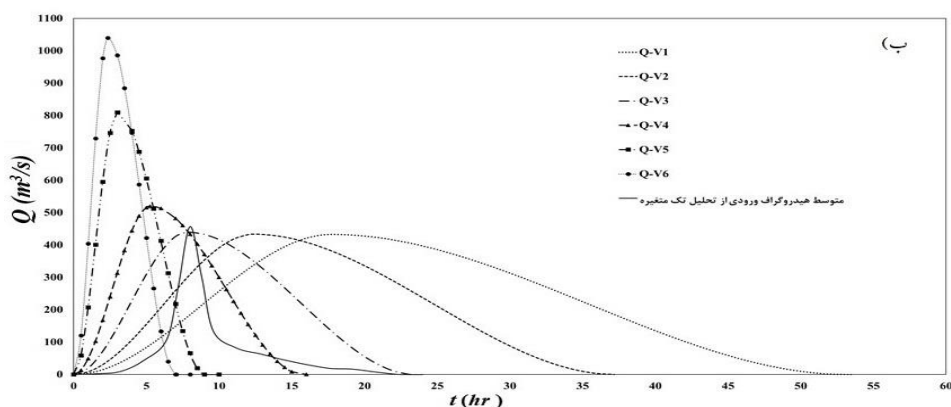
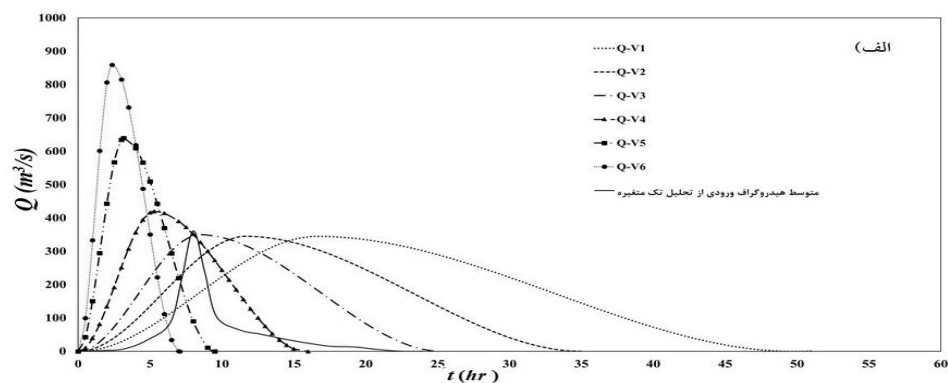
$$Q(t, Q_p, t_p, V) = \begin{cases} Q_p \left[3\left(\frac{t}{t_p}\right)^2 - 2\left(\frac{t}{t_p}\right)^3 \right] & t \in [0, t_p] \\ Q_p \left[1 - \frac{3(t - t_p)^2}{(2VQ^{-1} - t_p)^2} + \frac{2(t - t_p)^3}{(2VQ^{-1} - t_p)^3} \right] & t \in [t_p, t_b] \\ 0 & t \in (-\infty, 0) \cup (t_b, \infty) \end{cases} \quad (23)$$

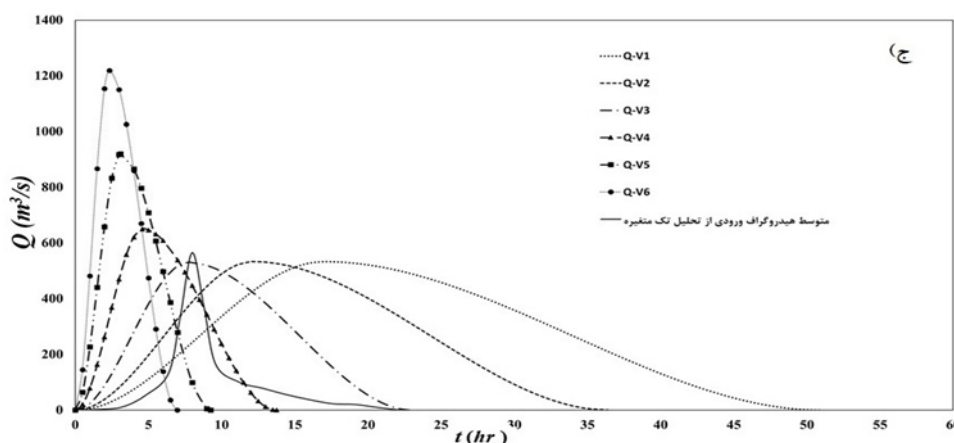
در آن t_p و t_b به ترتیب زمان اوج و زمان پایه هیدروگراف بوده که می‌توانند به صورت زیر محاسبه شوند [23]:

$$t_p = \frac{2V}{3Q_p} \quad (24)$$

$$t_b = 3t_p \quad (25)$$

هیدروگراف‌های حاصل توسط معادلات بالا از تحلیل فراوانی دو متغیره دبی اوج و حجم سیلاب به دست آمده برای دوره بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال به ترتیب در شکل (۷) و همچنین جدول (۷) ارائه شده‌اند.





شکل ۷ هیدروگراف ورودی بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره و دو متغیره برای دوره بازگشت‌های الف (۵۰، ب) ۱۰۰ و ج) ۲۰۰ سال

جدول ۸ ریسک روگذری برای ارتفاع‌های مختلف تراز اولیه سطح آب و دوره بازگشت‌های مختلف

تراز اولیه سطح آب H_0 (m)						روش شبیه-سازی	دوره بازگشت
۶۶	۶۴	۶۱	۵۸	۵۴	۵۰/۱	MCS	۵۰
$1/0.108 \times 10^{-10}$	$1/0.576 \times 10^{-10}$	$1/0.784 \times 10^{-10}$	$5/2632 \times 10^{-10}$	$5/5172 \times 10^{-10}$	$4/9532 \times 10^{-10}$	LHS	
$1/4483 \times 10^{-10}$	$2/0.174 \times 10^{-10}$	$1/6334 \times 10^{-10}$	$7/1294 \times 10^{-10}$	$7/1472 \times 10^{-10}$	$8/2739 \times 10^{-10}$	MCS	۱۰۰
$1/0.673 \times 10^{-10}$	$2/1589 \times 10^{-10}$	$1/4166 \times 10^{-10}$	$6/5092 \times 10^{-10}$	$6/5973 \times 10^{-10}$	$6/6951 \times 10^{-10}$	LHS	
$1/4573 \times 10^{-10}$	$2/5836 \times 10^{-10}$	$1/4566 \times 10^{-10}$	$9/2984 \times 10^{-10}$	$8/7394 \times 10^{-10}$	$1/1.038 \times 10^{-9}$	MCS	۲۰۰
$1/3264 \times 10^{-10}$	$3/1821 \times 10^{-10}$	$2/2958 \times 10^{-10}$	$8/9836 \times 10^{-10}$	$9/6253 \times 10^{-10}$	$1/0.548 \times 10^{-9}$	LHS	
$1/8072 \times 10^{-10}$	$4/1692 \times 10^{-10}$	$3/7533 \times 10^{-10}$	$1/4748 \times 10^{-9}$	$1/4636 \times 10^{-9}$	$1/8894 \times 10^{-9}$		

با بالا رفتن تراز اولیه سطح آب، مقدار ریسک شکست سد افزایش می‌یابد به‌طوری‌که در حداکثر ارتفاع ۶۶ متر احتمال روگذری بسیار بالاست. همچنین با افزایش دوره بازگشت نیز مقدار ریسک افزایش یافته است.

ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب

تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره اغلب بر مقدار اوج سیل تمرکز دارد و یک ارزیابی محدود از سیل فراهم می‌کند. به عبارت دیگر، این روش یک هیدروگراف واحد ایجاد می‌کند که تنها یکی از بسیار هیدروگراف‌های ممکن حوضه سد را نشان می‌دهد. از این رو، تحلیل دو متغیره سیلاب برای

ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی یک-متغیره سیلاب

احتمال روگذری در اثر سیلاب با دوره بازگشت ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال با در نظر گرفتن سه متغیر غیرقطعی شامل دبی اوج، سطح اولیه آب و ضریب تخلیه سرریز محاسبه شده است. تمام متغیرهای غیرقطعی، مستقل در نظر گرفته شده و برای شبیه‌سازی، روش‌های مونت‌کارلو با حجم نمونه ۲۰۰۰۰ و نمونه‌گیری لاتین هاپرکیوب با حجم نمونه ۱۰۰۰۰ استفاده شده‌اند. ریسک روگذری در دوره بازگشت‌های مختلف و مقادیر مختلف سطوح اولیه آب برای هر دو روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و لاتین هاپرکیوب در جدول (۸) ارائه شده است. از این جداول می‌توان نتیجه گرفت که

افزایش می‌یابد. همچنین هیدروگراف‌های با حجم رواناب بیشتر ($V1 - Q$ و $V2 - Q$) ریسک بیشتری نسبت به دیگر هیدروگراف‌های جریان دارند و خطر سرریز شدن آب از بدنه سد خاکی در این حالت‌ها بیشتر است؛ بنابراین در هر دوره بازگشت مقادیر محاسبه شده ریسک با استفاده از تحلیل فراوانی سیل دو متغیره بیشتر از نتایج تک متغیره است. همچنین با افزایش دوره بازگشت نیز مقدار ریسک افزایش می‌یابد.

شکل (۹) ریسک روگذری هیدروگراف ورودی- $V1 - Q$ را برای دوره بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال در مقابل ارتفاع اولیه سطح آب به روش مونت کارلو نشان می‌دهد. همان‌طور مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع اولیه سطح آب و افزایش حجم سیلاب و دبی ورودی به مخزن، ریسک شکست سد برای هیدروگراف $V1 - Q$ افزایش می‌یابد.

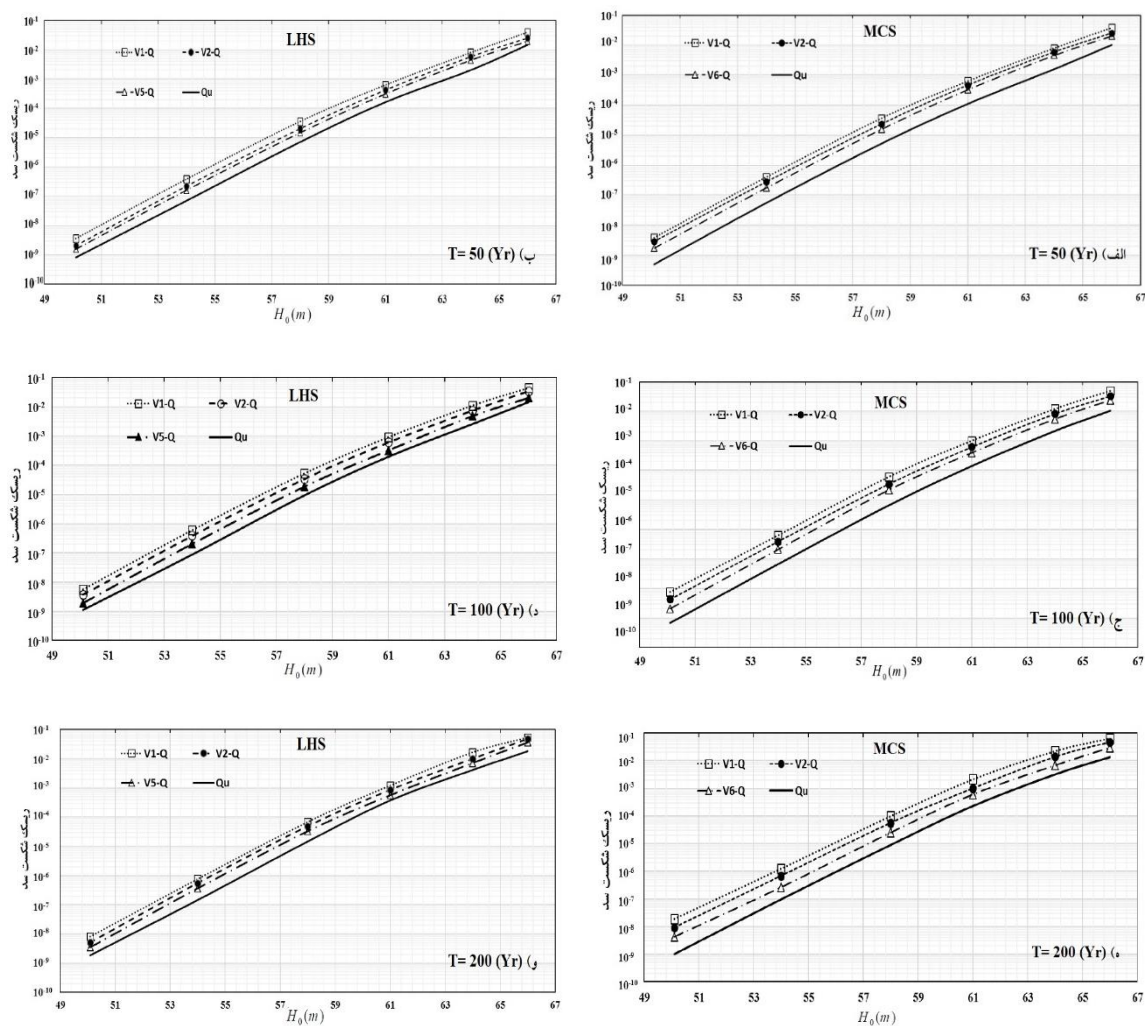
شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) هیدروگراف جریان تک متغیره و دو متغیره و ریسک روگذری را به ترتیب برای هیدروگراف جریان $V1 - Q$ ، $V6 - Q$ و $V2 - Q$ برای دوره بازگشت ۱۰۰ سال نشان می‌دهد. نمودارهای میله‌ای نشان دهنده مقایسه ریسک روگذری محاسبه شده هیدروگراف سیل ورودی تک متغیره (Q_{II}) و دو متغیره است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار ریسک روگذری در تمام ترازهای اولیه آب با استفاده از تحلیل فراوانی تک متغیره در هر دو روش مونت کارلو و لاتین هاپرکیوب کمتر از نتایج حاصل از تحلیل فراوانی دو متغیره است که اهمیت آنالیز دو متغیره سیلاب برای روگذری سد را نشان می‌دهد.

ارزیابی توزیع توأم دبی اوج و حجم سیلاب و در نظر گرفتن هیدروگراف جریان بیشتر برای تجزیه و تحلیل ریسک و عدم قطعیت به کار گرفته شده است. ریسک روگذری به علت سیل‌های مختلف برای دوره بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال در شش سطح اولیه آب، با دو روش عدم قطعیت مونت کارلو و لاتین هاپرکیوب بررسی شده و نتایج در جدول (۹) ارائه شده است. ریسک محاسبه شده برای هیدروگراف‌های $V1 - Q$ تا $V6 - Q$ دارای روند تغییرات یکسان نیست. به عنوان مثال در دوره بازگشت ۵۰ سال در روش مونت کارلو ریسک محاسبه شده برای هیدروگراف‌های $V1 - Q$ تا $V5 - Q$ در همه ارتفاع‌ها به جز ارتفاع ۶۶ متر روند نزولی داشته اما در روش لاتین هاپرکیوب ریسک محاسبه شده تنها برای هیدروگراف‌های $V1 - Q$ تا $V3 - Q$ روند نزولی داشته است. در نتیجه نمی‌توان قانون کلی برای روند تغییرات ریسک در هر روش در نظر گرفت؛ و به همین ترتیب در دوره بازگشت‌های دیگر نیز روند تغییرات مقدار ریسک در هیدروگراف‌ها متفاوت است. این نکته قابل ذکر است به دلیل اینکه هیدروگراف $V1 - Q$ دارای بیشترین حجم سیلاب بوده، در نتیجه در همه ارتفاع‌ها از ریسک بیشتری نسبت به بقیه هیدروگراف‌ها برخوردار است. همچنین همان‌طور که در ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره نیز مشاهده شد در همه دوره بازگشت‌ها با افزایش ارتفاع مقدار ریسک نیز افزایش یافته است و در ارتفاع ۶۶ متر مقدار ریسک روگذری برای سد بسیار بالا است.

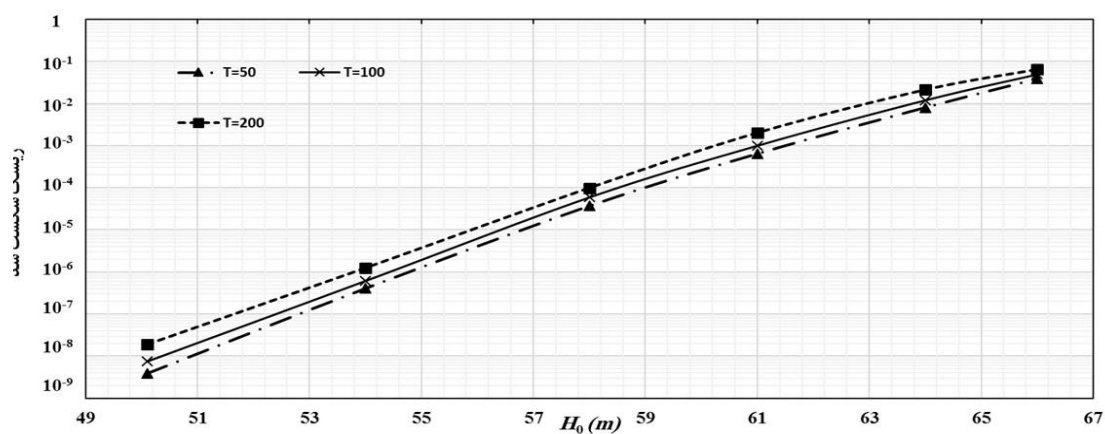
شکل (۸) روند تغییرات ریسک روگذری در مقابل عمق اولیه آب برای دوره بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال به ترتیب برای روش مونت کارلو برای هیدروگراف جریان تک متغیره (Q_{II}) و دو متغیره $V1 - Q$ ، $V2 - Q$ و $V6 - Q$ و لاتین هاپرکیوب برای هیدروگراف جریان تک متغیره (Q_{II}) و هیدروگراف جریان دو متغیره $V1 - Q$ ، $V2 - Q$ و $V5 - Q$ نشان می‌دهند. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع آب در مخزن مقدار ریسک

جدول ۹ ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی دو متغیره برای دوره بازگشت‌های مختلف

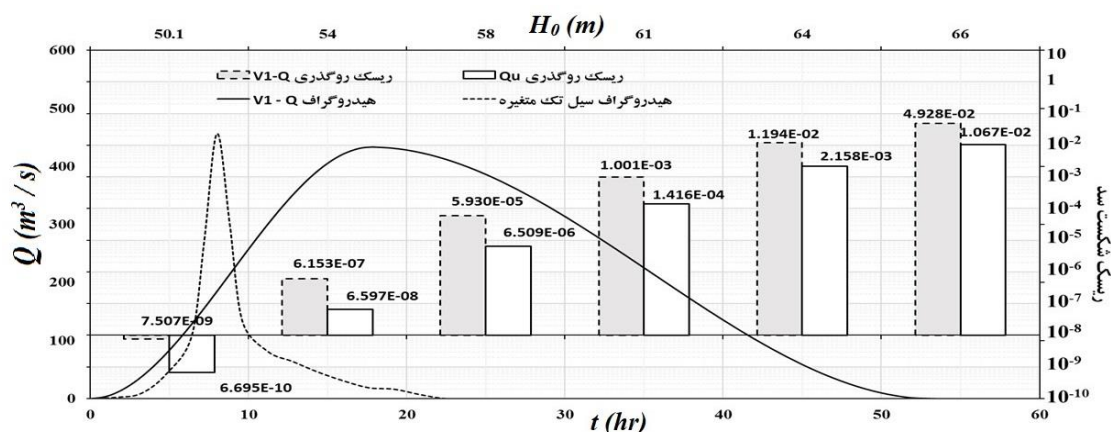
دوره بازگشت	روش شبیه‌سازی	تراز اولیه سطح آب H_0 (m)					
		۵۰/۱	۵۴	۵۸	۶۱	۶۴	۶۶
T= 50 Years	V1-Q	MCS	$3/9071 \times 10^{-1}$	$4/0764 \times 10^{-1}$	$3/6687 \times 10^{-1}$	$6/3533 \times 10^{-1}$	$7/9298 \times 10^{-1}$
		LHS	$3/5911 \times 10^{-1}$	$3/8421 \times 10^{-1}$	$3/5678 \times 10^{-1}$	$6/2270 \times 10^{-1}$	$7/9096 \times 10^{-1}$
	V2-Q	MCS	$2/8970 \times 10^{-1}$	$2/7995 \times 10^{-1}$	$2/3429 \times 10^{-1}$	$4/6348 \times 10^{-1}$	$5/8531 \times 10^{-1}$
		LHS	$2/0777 \times 10^{-1}$	$2/2339 \times 10^{-1}$	$2/0288 \times 10^{-1}$	$4/1975 \times 10^{-1}$	$5/7170 \times 10^{-1}$
	V3-Q	MCS	$2/2439 \times 10^{-1}$	$2/3307 \times 10^{-1}$	$1/9541 \times 10^{-1}$	$3/8727 \times 10^{-1}$	$5/2149 \times 10^{-1}$
		LHS	$1/7011 \times 10^{-1}$	$1/8326 \times 10^{-1}$	$1/7579 \times 10^{-1}$	$3/4871 \times 10^{-1}$	$4/8642 \times 10^{-1}$
	V4-Q	MCS	$1/9714 \times 10^{-1}$	$1/9093 \times 10^{-1}$	$1/7171 \times 10^{-1}$	$3/3181 \times 10^{-1}$	$4/5433 \times 10^{-1}$
		LHS	$1/9130 \times 10^{-1}$	$2/0478 \times 10^{-1}$	$1/8336 \times 10^{-1}$	$3/7939 \times 10^{-1}$	$5/2129 \times 10^{-1}$
	V5-Q	MCS	$1/6827 \times 10^{-1}$	$1/7133 \times 10^{-1}$	$1/5434 \times 10^{-1}$	$3/2331 \times 10^{-1}$	$4/4838 \times 10^{-1}$
		LHS	$1/5700 \times 10^{-1}$	$1/7292 \times 10^{-1}$	$1/4778 \times 10^{-1}$	$3/1126 \times 10^{-1}$	$4/3897 \times 10^{-1}$
	V6-Q	MCS	$1/7382 \times 10^{-1}$	$1/7871 \times 10^{-1}$	$1/5927 \times 10^{-1}$	$3/2978 \times 10^{-1}$	$4/5700 \times 10^{-1}$
		LHS	$1/7734 \times 10^{-1}$	$1/7226 \times 10^{-1}$	$1/5530 \times 10^{-1}$	$3/2520 \times 10^{-1}$	$4/5556 \times 10^{-1}$
T= 100 Years	V1-Q	MCS	$7/5073 \times 10^{-1}$	$7/1531 \times 10^{-1}$	$5/9305 \times 10^{-1}$	$1/0007 \times 10^{-1}$	$4/9279 \times 10^{-1}$
		LHS	$5/7426 \times 10^{-1}$	$7/0303 \times 10^{-1}$	$5/2018 \times 10^{-1}$	$9/0408 \times 10^{-1}$	$1/0898 \times 10^{-1}$
	V2-Q	MCS	$4/2777 \times 10^{-1}$	$3/8782 \times 10^{-1}$	$3/4370 \times 10^{-1}$	$7/1731 \times 10^{-1}$	$8/2245 \times 10^{-1}$
		LHS	$3/7679 \times 10^{-1}$	$3/8885 \times 10^{-1}$	$3/4271 \times 10^{-1}$	$7/1305 \times 10^{-1}$	$7/5534 \times 10^{-1}$
	V3-Q	MCS	$2/8749 \times 10^{-1}$	$2/8908 \times 10^{-1}$	$2/3478 \times 10^{-1}$	$4/2301 \times 10^{-1}$	$7/0177 \times 10^{-1}$
		LHS	$2/1339 \times 10^{-1}$	$2/2827 \times 10^{-1}$	$2/0742 \times 10^{-1}$	$4/5374 \times 10^{-1}$	$5/7329 \times 10^{-1}$
	V4-Q	MCS	$2/2879 \times 10^{-1}$	$1/7215 \times 10^{-1}$	$2/0282 \times 10^{-1}$	$3/9924 \times 10^{-1}$	$4/1801 \times 10^{-1}$
		LHS	$1/9181 \times 10^{-1}$	$2/0355 \times 10^{-1}$	$1/8735 \times 10^{-1}$	$3/2929 \times 10^{-1}$	$4/9074 \times 10^{-1}$
	V5-Q	MCS	$1/4209 \times 10^{-1}$	$2/0049 \times 10^{-1}$	$1/5714 \times 10^{-1}$	$3/0957 \times 10^{-1}$	$5/0142 \times 10^{-1}$
		LHS	$1/9380 \times 10^{-1}$	$2/0735 \times 10^{-1}$	$1/8325 \times 10^{-1}$	$3/2655 \times 10^{-1}$	$4/8595 \times 10^{-1}$
	V6-Q	MCS	$2/0277 \times 10^{-1}$	$2/0456 \times 10^{-1}$	$2/1281 \times 10^{-1}$	$3/8503 \times 10^{-1}$	$5/3447 \times 10^{-1}$
		LHS	$2/0077 \times 10^{-1}$	$2/1118 \times 10^{-1}$	$1/9029 \times 10^{-1}$	$3/5599 \times 10^{-1}$	$5/0219 \times 10^{-1}$
T= 200 Years	V1-Q	MCS	$1/8739 \times 10^{-1}$	$1/2359 \times 10^{-1}$	$9/8701 \times 10^{-1}$	$2/1083 \times 10^{-1}$	$2/2197 \times 10^{-1}$
		LHS	$8/2190 \times 10^{-1}$	$7/7137 \times 10^{-1}$	$7/9379 \times 10^{-1}$	$1/2342 \times 10^{-1}$	$1/7014 \times 10^{-1}$
	V2-Q	MCS	$9/1564 \times 10^{-1}$	$7/8911 \times 10^{-1}$	$5/5782 \times 10^{-1}$	$9/7677 \times 10^{-1}$	$1/3784 \times 10^{-1}$
		LHS	$5/0962 \times 10^{-1}$	$5/4715 \times 10^{-1}$	$4/8858 \times 10^{-1}$	$9/9890 \times 10^{-1}$	$4/7837 \times 10^{-1}$
	V3-Q	MCS	$5/2397 \times 10^{-1}$	$3/8374 \times 10^{-1}$	$2/8372 \times 10^{-1}$	$7/4374 \times 10^{-1}$	$7/4578 \times 10^{-1}$
		LHS	$3/7827 \times 10^{-1}$	$3/9777 \times 10^{-1}$	$3/7309 \times 10^{-1}$	$7/2723 \times 10^{-1}$	$7/9050 \times 10^{-1}$
	V4-Q	MCS	$5/3424 \times 10^{-1}$	$2/4850 \times 10^{-1}$	$2/1398 \times 10^{-1}$	$5/3755 \times 10^{-1}$	$5/8517 \times 10^{-1}$
		LHS	$3/2845 \times 10^{-1}$	$3/4148 \times 10^{-1}$	$3/1458 \times 10^{-1}$	$5/3710 \times 10^{-1}$	$7/8587 \times 10^{-1}$
	V5-Q	MCS	$4/0753 \times 10^{-1}$	$2/4407 \times 10^{-1}$	$2/4205 \times 10^{-1}$	$5/7130 \times 10^{-1}$	$7/1807 \times 10^{-1}$
		LHS	$3/4891 \times 10^{-1}$	$3/7072 \times 10^{-1}$	$3/2783 \times 10^{-1}$	$5/5893 \times 10^{-1}$	$7/0950 \times 10^{-1}$
	V6-Q	MCS	$4/2731 \times 10^{-1}$	$2/7388 \times 10^{-1}$	$2/4977 \times 10^{-1}$	$5/9721 \times 10^{-1}$	$7/2211 \times 10^{-1}$
		LHS	$2/7247 \times 10^{-1}$	$2/8234 \times 10^{-1}$	$2/4457 \times 10^{-1}$	$7/8787 \times 10^{-1}$	$7/4157 \times 10^{-1}$



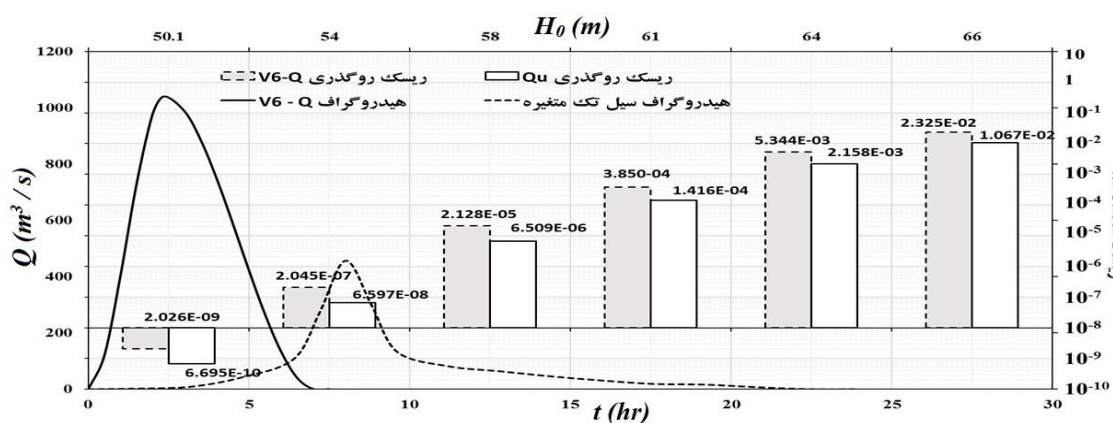
شکل ۸ تغییرات ریسک روگذری در برابر ارتفاع اولیه سطح آب برای دوره بازگشت‌های مختلف



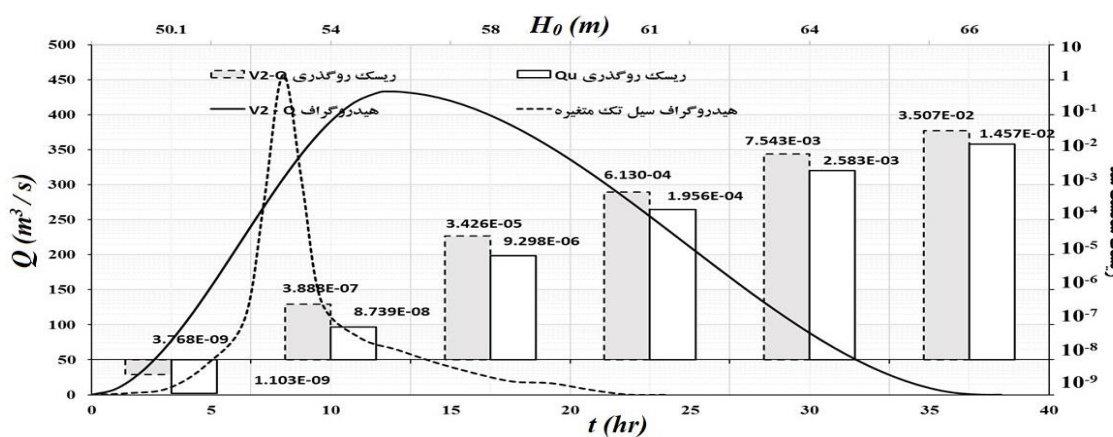
شکل ۹ ریسک شکست سد هیدروگراف جریان V1 - Q برای دوره بازگشت‌های مختلف به روش مونت کارلو



شکل ۱۰ ریسک روگذری Q_u و $V1-Q$ بر اساس روش MCS برای دوره بازگشت ۱۰۰ سال



شکل ۱۱ ریسک روگذری Q_u و $V6-Q$ بر اساس روش MCS برای دوره بازگشت ۱۰۰ سال



شکل ۱۲ ریسک روگذری Q_u و $V2-Q$ بر اساس روش LHS برای دوره بازگشت ۱۰۰ سال

بحث و نتیجه‌گیری

متغیره و دو متغیره با توجه به متغیرهای عدم قطعیت مختلف که شامل دبی پیک سیلاب، تراز اولیه آب در مخزن و ضریب تخلیه سرریز است، ارزیابی کرد. نتایج

این مطالعه ریسک روگذری سد خاکی تبارک‌آباد واقع در خراسان رضوی را براساس تحلیل فراوانی سیلاب تک

دومتغیره نیز نشان داد حجم سیلاب کمتر باعث اطمینان پذیری روگذری سد است.

همچنین مقادیر محاسبه شده ریسک در تمام ترازهای اولیه آب در هر دو روش مونت کارلو و لاتین هایپرکیوب با استفاده از تجزیه و تحلیل فراوانی سیل دو متغیره بیشتر از نتایج تک متغیره است. همان طور که مشاهده شد در برآورد ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره و دو متغیره با بالا رفتن تراز آب در مخزن، به مراتب از افزایش بیشتری نسبت به زمانی که سیلاب های با دوره بازگشت های طولانی تر اتفاق می افتد، روبرو خواهد بود.

نتایج تحقیق انجام شده توسط گودرزی [11] که ریسک روگذری را توسط تحلیل فراوانی دومتغیره با توزیع احتمالاتی گامبل لاجستیک برای دوره بازگشت ۱۰۰ سال محاسبه کرد، نتایج کار حاضر را مورد تأیید قرار می دهد.

ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره نشان می دهد که هر دو روش مونت کارلو و لاتین هایپرکیوب، از یک روند یکسان پیروی می کنند و ریسک شکست سد با بالا رفتن سطح اولیه آب و دبی های ورودی به مخزن افزایش می یابد. همچنین مقدار ریسک در ترازهای بالاتر آب بیشتر است.

تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب با استفاده از توزیع لوگ نرمال دو متغیره با در نظر گرفتن شش هیدروگراف ورودی V1-Q تا V6-Q برای دوره بازگشت های توأم ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال انجام شد. هیدروگراف های با حجم رواناب بیشتر (V1-Q و V2-Q) ریسک بیشتری نسبت به دیگر هیدروگراف های جریان دارند و حجم سیلاب بیشتر باعث افزایش خطر روگذری می شود. نتایج حاصل از روش Yanmaz و Gunindi [9] بر اساس تحلیل فراوانی

مراجع

- Goodarzi, E., Shui, L.T, and Ziaei, M., "Risk and uncertainty analysis for dam overtopping—Case study: The Doroudzan Dam, Iran", *Journal of Hydro-environment Research*, Vol. 8, pp. 50-61, (2014).
- سالاری، م.، آخوندعلی، ع. م.، ادیب، آ.، و دانشخواه، ع. "تحلیل فراوانی سیلاب دو متغیره با استفاده از توابع مفصل"، علوم و مهندسی آبیاری، ۳۷، صص ۲۹-۳۸. (۱۳۹۳).
- Cunnane, C., "Methods and merits of regional flood frequency analysis", *Journal of Hydrology*, Vol. 100, pp. 269-290, (1988).
- Bobee, B. and Rasmussen, P., "Statistical analysis of annual flood series", *Trends in Hydrology* (1). Council of Scientific Research Integration, India, pp. 117-135, (1994).
- Goel, N., Seth, S. and Chandra, S., "Multivariate modeling of flood flows", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 124, pp. 146-155, (1998).
- Yue, S., "Applying bivariate normal distribution to flood frequency analysis", *Water International*, Vol. 24, pp. 248-254, (1999).
- Yue, S., "The bivariate lognormal distribution to model a multivariate flood episode", *Hydrological Processes*, Vol. 14, pp. 2575-2588, (2000).
- De Michele, C., Salvadori, G., Canossi, M., Petaccia, A. and Rosso, R., "Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway", *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol. 10, pp. 50-57, (2005).
- Yanmaz, A. M. and Gunindi, M. E., "Assessment of overtopping reliability and benefits of a flood detention dam", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 35, pp. 1177-1182, (2008).

۱۰. منصوری، ن.، کبیری سامانی، ع. "تحلیل ریسک روگذری سیل در سد با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مختلف به کمک روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، (۱۳۹۰).
11. Goodarzi, E., Mirzaei, M. and Ziaei, M., "Evaluation of dam overtopping risk based on univariate and bivariate flood frequency analyses", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 39, pp. 374-387, (2012).
۱۲. شرافتی، ا.، ذهبیون، ب. "تحلیل ریسک روگذری سد با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی و هیدرولیکی"، مجله علمی - پژوهشی هیدرولیک، صص ۱۷-۱، (۱۳۹۳).
13. Zhang, L. and Singh, V., "Bivariate flood frequency analysis using the copula method", *Journal of hydrologic engineering*, Vol. 11, pp. 150-164, (2006).
14. Yue, S., "A bivariate gamma distribution for use in multivariate flood frequency analysis", *Hydrological Processes*, Vol. 15, pp. 1033-1045, (2001).
15. Chongxun, M., Fanggui, L., Mei, Y., Rongyong, M. and Guikai, S., "Risk analysis for earth dam overtopping", *Water Science and Engineering*, Vol. 1, pp. 76-87, (2008).
16. Tung, Y. K., Yen, B. C. and Melching, C. S., "Hydrosystems engineering reliability assessment and risk analysis", (2006).
17. Singh, V.P., Jain, S.K. and Tyagi, A. "Risk and reliability analysis: a handbook for civil and environmental engineers", American Society of Civil Engineers., (2007).
18. Kuo, J.T., Yen, B.C., Hsu, Y.C. and Lin, H.F. "Risk analysis for dam overtopping—Feitsui reservoir as a case study", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 133, pp. 955-963, (2007).
۱۹. بزرگ حداد، ا. مقدمه‌ای بر تحلیل عدم قطعیت در سامانه‌های منابع آب، تهران، انتشارات دانشگاه تهران، (۱۳۹۲).
20. Goodarzi, E., Ziaei, M. and Shui, L.T. "Introduction to risk and uncertainty in hydrosystem engineering", Springer Science & Business Media, (2013).
21. Hable, O., "Multidimensional probabilistic design concept for the estimation of the overtopping probability of dams", Verlag d. Techn. Univ. Graz, (2001).
22. Aldama, A. and Ramirez, A., "A new approach for dam design flood estimation", Proceedings of the IAHR Congress, Graz, Austria, pp. 22-27, (1999).
23. Chow, V.T., "Handbook of applied hydrology: A compendium of water-resources technology", McGraw-Hill, (1964).

$$Q(t, Q_p, t_p, V) = \begin{cases} Q_p \left[3 \left(\frac{t}{t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{t}{t_p} \right)^3 \right] & t \in [0, t_p] \\ Q_p \left[1 - \frac{3(t-t_p)^2}{(2VQ^{-1}-t_p)^2} + \frac{2(t-t_p)^3}{(2VQ^{-1}-t_p)^3} \right] & t \in [t_p, t_b] \\ 0 & t \in (-\infty, 0) \cup (t_b, \infty) \end{cases} \quad (5)$$

where t_p and t_b are time to peak and base time of hydrograph, respectively and can be computed as follow:

$$t_p = \frac{2}{3} \frac{V}{Q_p} \quad t_b = 3 t_p \quad (6)$$

The resulted hydrographs using the above equations and the ranges of peak discharge obtained from the bivariate analysis with the related series of volumes are presented in Table 2.

Table 2. The peak discharges and correspondent volumes based on bivariate frequency analysis

T (year)	Q_p (m^3/s)	V (MCM)
50	345.5 - 856.44	10.94 - 31.57
100	433.3 - 1038.92	13.21 - 40.22
200	533.6 - 1210.73	15.33 - 48.96

5. Overtopping Risk Based on Univariate Flood Frequency

The probability of overtopping was calculated for various floods at 50, 100 and 200-year return periods by considering three uncertain variables as peak discharge, initial water level, and spillway discharge coefficient. All uncertain variables were assumed to be independent variables, while Monte-Carlo simulation (with a sample size of 20,000) and Latin hypercube sampling (with a sample size of 10,000) were applied for uncertainty analysis. Based on the results, by increasing the initial water level in each step, the probability of overtopping (in a constant return period) was raised for both uncertainty approaches adopted in this study. So that at the water level of 66 meters, overtopping risk for the dam is very high.

6. Overtopping Risk Based on Bivariate Flood Frequency

The overtopping risks due to different flood at 50, 100 and 200-year return periods in six initial water levels were evaluated by MCS and LHS uncertainty approaches.

Overtopping risk have been increased with rising initial levels of water in the both adopted uncertainty methods.

Figure 2 shows the trend of variation overtopping risks of V1-Q versus the initial depth of water for the joint return periods of 50, 100 and 200. Also, the V1-Q hydrograph, which has the highest volume of flood, is associated with a higher risk in all water levels in comparison to other hydrographs.

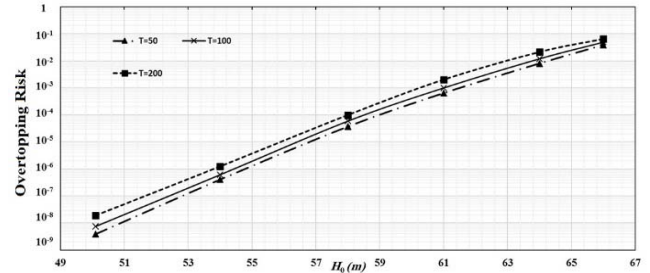


Figure 2. Overtopping risk of V1-Q based on MCS method

Figures 3 and 4 show the univariate and bivariate inflow hydrographs in conjunction with the correspondent overtopping risk for V6-Q and V2-Q. These figures demonstrate that the values of overtopping risks using univariate frequency analysis in both MCS (Figure 3) and LHS (Figure 4) methods are less than the results of bivariate for all initial levels of water.

7. Conclusion

The comparison of univariate and bivariate flood frequency analysis within different periods indicates that bivariate flood frequency analysis method resulted in greater estimated overtopping risk values in all return periods which is accompanied with higher degree of risk. Also, the hydrographs with greater runoff volume (Q-V1 and Q-V2) have been produced greater risks rather than other inflow hydrographs. Moreover, to evaluate overtopping risk based on univariate and bivariate frequency analyses, the increasing trend of risk values for rising water level in the reservoir is more tangible than that of increasing return periods.

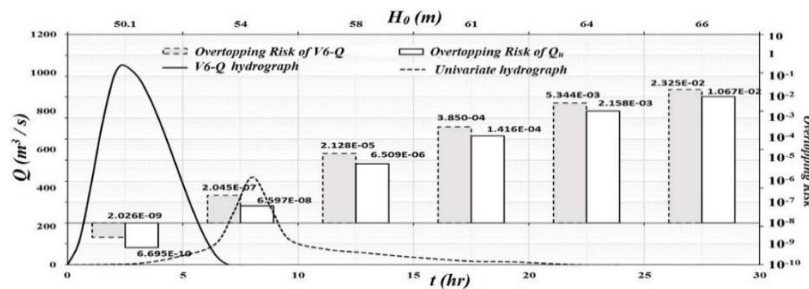


Figure 3. Overtopping risk of Qu and V6-Q and based on MCS method

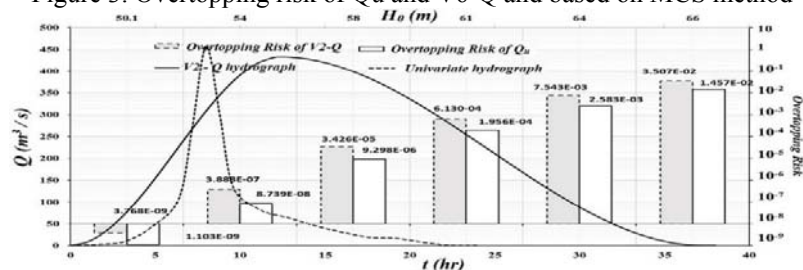


Figure 4. Overtopping risk of Qu and V2-Q and based on LHS method

Overtopping Risk Evaluation of Tabarak-Abad Dam based on Univariate and Bivariate Flood Frequency Analysis

Atousa Rezazadeh Anbarani¹ ahmoud Faghfour Maghrebi²

1. Introduction

Earth dams are destructed due to piping, overtopping, spillway erosion, etc. Among them, overtopping is one of the main causes of dam failure. Since design and performance of dams are always under the uncertainty and the potential of dam failure, it is essential to calculate the failure risk considering the uncertainties. In this study, the application of risk analysis for earth dam failure due to overtopping based on univariate and bivariate flood frequency analysis has been investigated using log-normal distribution for the Tabarak-Abad earth-fill dam. Considering Qp-V combinations (flood peak discharge - flood volume) for the joint return periods of 50, 100 and 200 years, the results of the bivariate flood frequency analysis have been proposed in the form of six inflow hydrographs. The overtopping risk has been evaluated based on the univariate flood frequency analysis for all hydrographs resulted from bivariate frequency analysis with different return periods and six initial depth of water in the reservoir, considering quantile of flood peak discharge, initial depth of water in the reservoir, and discharge coefficient of spillway as uncertain variables. Uncertainty analysis is conducted using Monte Carlo simulation method and Latin hypercube sampling technique.

2. Dam Risk Model

If a system is unable to perform expected tasks, the system will fail, and, accordingly, undesirable consequences will occur. Failure can be defined as the load (L) exceeding system resistance or capacity (R). Identifying load and resistance is a fundamental issue in risk analysis and it noticeably depends on the type of hydraulic structure and problem physics. The probability of failure is defined as $P(L > R)$. Risk can also be represented as:

$$\alpha = \text{Risk} = P(Z < 0) \quad (1)$$

where Z is performance function which can be defined as:

$$Z = R - L ; Z = \ln\left(\frac{R}{L}\right) ; Z = \left(\frac{R}{L}\right) - 1 \quad (2)$$

2.1. Risk Modeling for Overtopping

Overtopping happens when the flood outlet cannot release water fast enough and water rises above the dam and spills over. In overtopping analysis, the maximum water height in the reservoir ($H_{\max}$) and dam height (H_c) can be considered as the load and resistance of the system, respectively. Therefore, the overtopping probability with respect to the performance function can be expressed as follows:

$$Z_f = \ln\left(\frac{H_c}{H_{\max}}\right) \quad (3)$$

where Z_f is flood performance function and $H_{\max}$ is the highest water level during a flood event, calculated based on reservoir routing. Finally, the overtopping probability will be computed as:

$$\text{Risk} = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = 1 - \Phi(\beta) \quad (4)$$

in which β is the reliability index indicator and is defined as the mean ratio of the performance function (μ_z) to its standard deviation (σ_z). (Fig.1)

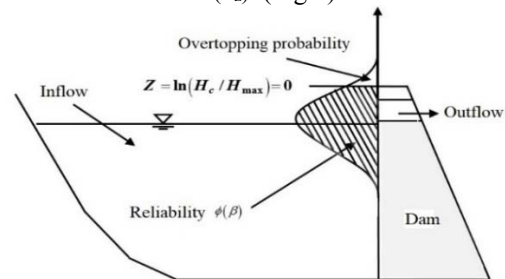


Figure 1. Schematic diagram of risk of overtopping for dam

3. Determination of Uncertainty Factors

The considered uncertain parameters in this study are as follows:

1. Quantile of flood peak discharge with Different return periods (Qp): Using flood frequency analysis, the values of mean and standard deviation of peak discharges for flood with 50, 100, 200-yr return period are presented in Table 1.

Table 1. Statistical parameters of peak discharges in different return periods

T (year)	Qp (m ³ /s)	
	μ_{Qp}	σ_{Qp}
50	362.044	81.768
100	456.738	112.305
200	565.294	149.216

2. Initial water level (H_0): The mean and standard deviation of initial water depth were 50.1 (m) and 3.28 (m), respectively. In addition to that, five more depths (54, 58, 61, 64, and 66 m) have been assumed as the initial depths in order to consider the effect of changing initial water depth on the probability of overtopping.

3. Spillway discharge coefficient (C_d): Its mean and standard deviation has been determined 2.08 and 0.069, respectively based on the Tabarak-Abad Dam Technical Reports.

4. Bivariate Flood Frequency Analysis

In this study, six cases (V1-Q to V6-Q) with their corresponding characteristic values were assumed and the respective hydrographs were determined using the Aldama and Ramirez (1999) method. The appropriate relations of their method to generate desire hydrographs are:

¹ MSc in Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad

² Corresponding Author: Professor, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad.
Email: magherebi@um.ac.ir

heel of the dam and also in the upstream of the reservoir. Based on the model of dam-reservoir system provided, the computer program is written in the language of Fortran 90. The number of elements of the dam, reservoir and interface elements are based on the sensitivity analysis 12, 20 and 5, respectively.

Figure 1 and 2 show the crest displacement and the heel normal stress of the Pine Flat dam in the empty and full reservoir, respectively. In figure 3 the heel hydrodynamic pressure is compared under uniform and time-non-uniform excitation of Taft earthquake while the epicenter is on the toe of dam. Figures show that the differences between uniform and non-uniform responses in the empty reservoir mode is more than full reservoir mode and in general, the responses under uniform excitation is more than non-uniform excitation. For other 5 earthquakes and space-non-uniform excitation, these figures have been prepared and explained.

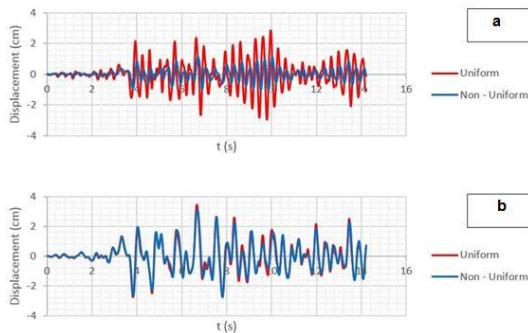


Figure 1. Crest displacement under uniform and time-non-uniform excitation of Taft earthquake (a) empty reservoir, (b) full reservoir

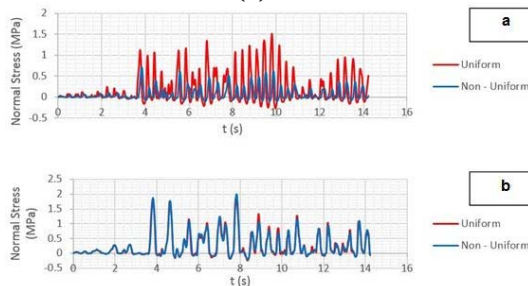


Figure 2. Heel normal stress under uniform and time-non-uniform excitation of Taft earthquake (a) empty reservoir, (b) full reservoir

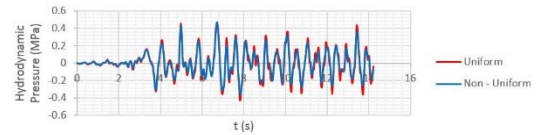


Figure 3. Heel hydrodynamic pressure under uniform and time-non-uniform excitation of Taft earthquake (a) empty reservoir, (b) full reservoir

Table 1 shows the maximum response values under uniform and time-non-uniform excitation of the Taft earthquake as one of the three far fault earthquakes on three positions of epicenter. For other 5 earthquakes and space-non-uniform excitation, these tables have been prepared and explained.

4. Conclusion

1. The structure response strongly depends on the frequency content and shear wave velocity of the earthquakes.
2. Non-uniform excitation of time and space in the empty reservoir mode significantly reduces the response to uniform excitation.
3. Unlike empty reservoir mode, the differences between responses in full reservoir mode under non-uniform excitation of time and space are less than uniform excitation. However, responses under non-uniform excitation are mostly more than uniform excitation.
4. The position of the earthquake epicenter changes maximum responses values and the response histories also significantly are changed under non-uniform excitation of time and space.
5. The effect of non-uniform excitation on the response of hydrodynamic pressure is lower than displacement of dam crest and heel stress of dam.
6. The effect of non-uniform of time and space on maximum displacement value of dam crest and maximum heel stress of dam for the empty reservoir under far fault earthquake is much greater than near fault earthquake.
7. The effect of non-uniform doesn't have a particular trend for the full reservoir mode. But, maximum hydrodynamic values under near fault earthquake is more than for far fault earthquake.

Table 1. The maximum response values under uniform and Time - non - uniform excitation of Taft earthquake.

Response	Epicenter	Empty reservoir					Full reservoir				
		Uniform		Non-Unifrm		Difference (%)	Uniform		Non-Unifrm		Difference (%)
		Content	Time	Content	Time		Content	Time	Content	Time	
Crest displacement (cm)	Toe	-2.962	9.80	1.139	6.72	138.454	3.433	6.68	3.133	6.70	8.739
	Heel			1.285	10.14	143.383			2.896	6.70	15.642
	Upstream of reservoir			1.285	11.04	143.383			2.891	6.70	15.788
Heel normal stress (MPa)	Toe	1.517	9.80	0.718	3.84	52.670	1.880	7.80	1.993	7.82	-6.011
	Heel			0.641	7.00	57.745			1.978	7.82	-5.213
	Upstream of reservoir			0.641	7.90	57.745			1.775	7.84	5.585
Hydrodynamic pressure A (MPa)	Toe	-	-	-	-	-	0.454	6.70	0.470	6.72	-3.524
	Heel			-	-	-			0.478	6.72	-5.286
	Upstream of reservoir			-	-	-			0.450	6.72	0.880

The Effect of Far and Near Fault Earthquake on Non-uniform Excitation of Concrete Gravity Dams

Tahmineh Abbasi¹

Bahram Navayi Neya²

Leyla Kalani Sarokolayi³

1. Introduction

In the analysis of structures under the influence of earthquakes, the effect of non-uniform excitation is often not considered. It is assumed that at the same time, without changing the frequency content, seismic waves reach all structural supports. In general, depending on the ratio of the wavelength of the earthquake to the horizontal dimensions of structure, seismic waves may be non-uniform to structural supports.

Factors of non-uniform distribution of earth acceleration that cause non-uniform excitation of concrete gravity dams can be attributed to two factors of time and space. Time factor includes wave passage effect and is caused by traversing the pass length by seismic waves. It appears as a delay in the arrival of waves from one point to another at the ground. This factor just creates phase differences and it doesn't change in the shape and the frequency content in seismic waves. Space factor includes site effect and incoherence effect. These effects can change the amplitude of the waves or frequency content and as a result of the time history of earth's acceleration. Site effect that is affected by the soil and region of topography of the support points is less important for concrete gravity dams based on homogeneous bedrock. Incoherence effect means random alterations of the shape and phase of waves. It depends on how are the reflection and refraction of waves in the direction of movement from the earthquake focus to the points of support in different layers of the earth.

The non-uniform distribution of ground acceleration causes changes in the responses of the structure. This effect can be significant depending on factors such as far fault, near fault, focus, epicenter, focal depth, and frequency content. Therefore, non-uniform analysis is necessary to achieve more accurate results. Near fault refers to earthquakes that the distance of epicenter to the earthquake recording station is less than a certain limit. Some researchers find this distance up to 15 Km and some even up to 50 Km away. Generally, velocitygram and seismogram of near fault have a strong pulse while this feature is not in far fault records. Acceleration of far fault generally has a low frequency content compared to near fault.

2. Materials and Methods

In this study, the effect of time and space factors on non-uniform excitation has been investigated separately and their responses are compared with the results of uniform excitation. All results are investigated for three accelerations of far fault and three accelerations of near fault on different positions of

the epicenter in the toe and heel of the dam and also in the upstream of the reservoir.

Non-uniform excitation of time is assumed to be based on homogeneous and isotropic property. This excitation is modeled with delay when the earthquake component arrives at a specific shear wave velocity. In order to produce non-uniform spatial excitation components, the acceleration of the earthquakes is converted from the time domain to frequency domain by the Fourier transforms. Different models are used to determine the coherence function. The difference between these models are in earthquake events, earthquake sites, numerical process of recorded information and different interpolation functions. In this research Harichandran-Vanmark model is used for modeling the coherence function, which is the most common and most accurate model in this field.

In this research, the Lagrangian-Lagrangian method is used for analyzing the dam-reservoir system of concrete gravity dams. 9-nodes elements with 4 integration points for reduced integration have been used for modeling the fluid environment in the Lagrangian method and 8-nodes elements with 9 integration points for solid and plane stress conditions. In order to apply the boundary condition between solid and fluid, 6-nodes interface elements with three integration points and zero thickness were used. The mass matrix used in this study is considered by Hinton method in the form of diagonal matrix. Three boundary conditions is considered for two-dimensional model of dam-reservoir system, which include propagation of waves in upstream of the reservoir, the boundary condition of the interaction between the dam and the reservoir and surface waves in the reservoir. The stiffness matrix of total system is calculated by the assembly of the stiffness matrix of the dam, reservoir and interface elements. The stiffness matrix of the interface elements is considered by applying the boundary conditions between solid and fluid environment, which include sliding freedom in the vertical direction and also the non-separation of the reservoir from the dam (no sliding freedom in the horizontal direction). The damping matrix of total system is also calculated from the internal viscous damping of the dam and reservoir and the damping caused by the propagation of waves at the upper boundary of the reservoir.

3. Results and Discussion

In this study, the responses of the Pine Flat concrete gravity dam at a height of 122 meters and a length of 96.8 meters are investigated with the assumption of isotropy, homogeneity, the linear elastic behavior of materials and uniform and non-uniform excitation. The Taft (S69E horizontal component), Tabas (longitudinal component) and El centro (N-S component) accelerations are related to the far fault and Northridge (longitudinal component), Sanfernando (S74W) and Bam (longitudinal component) accelerations are related to the near fault and three positions of the epicenter in the toe and

¹ M.Sc. in Water Engineering and Hydraulic Structures, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

² Corresponding Author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

Email: Navayi@nit.ac.ir

³ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tabari University of Babol, Babol, Iran.

The discharge coefficient for combined structure (C_d) was plotted against the dimensionless parameters, such as H/L , H/b , H/D , and H/p ; the results are shown in figures 3, for models 1 and 2. The results showed that the discharge coefficient increases with increase of these dimensionless parameters for all models. Furthermore, among them H/L , and H/b has more effect on discharge coefficient. The discharge coefficient for models 1 to 3, 4 to 6, 7 to 9, and 10 to 12, is between, 0.27 to 0.59, 0.48 to 0.75, 0.4 to 0.74, and 0.4 to 0.74, respectively. These figures depict that the discharge coefficient is between 0.27 to 0.75, which the minimum value is for model 6 and the minimum value belongs to second model. The discharge coefficient increase with decrease of weir height.

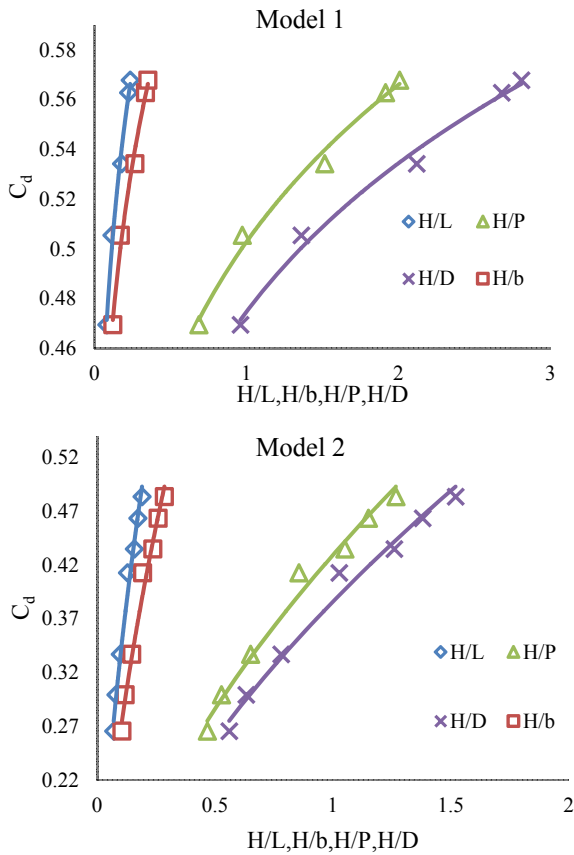


Figure 3. Discharge coefficient versus dimensionless parameters for models 1 and 2

The results were compared with Bodhaine's (1976) and Guven et al.'s (2013) studies. The discharge coefficient of culvert versus Y/D for present study, Bodhaine's study for circular culvert and Guven et al.'s study for box culvert is depicted in Fig. 4. In all models, discharge coefficient increase with increase of Y/D . As seen in the figure, there is good agreement between present study and previous works. It is worth noting that Guven et al.'s study was done on a combined box culvert-weir.

An equation was developed for discharge coefficient as a function of the dimensionless terms for the culvert, the weir and the combined structure. The results showed that C_d increases as H/P (the ratio of the total head of

water above the weir crest to the height of the weir crest) increases. An equation is obtained for discharge coefficient of circular culvert, using linear regression, with $R^2=0.89$:

$$C_d = 0.27 + 0.11 \frac{Y}{D} - 0.049 \frac{Y}{L} + 0.51 Fr \quad (4)$$

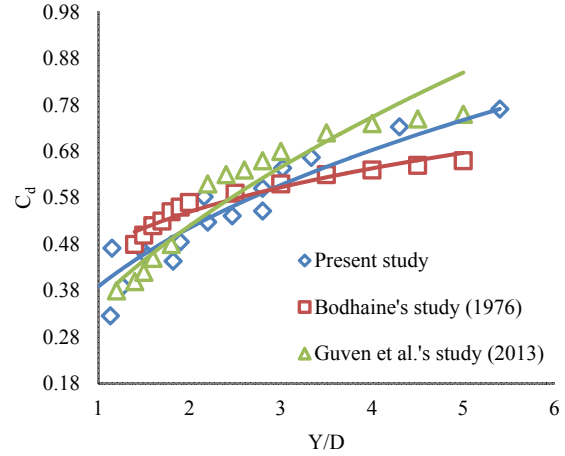


Figure 4. Discharge coefficient versus Y/D for present study, Bodhaine's study, and Guven et al.' study

where, RMSE (root mean square error) is 0.0395 and MRE (mean relative error) is 0.061, and for the weir, with $R^2=0.88$:

$$C_d = 0.82 + 0.14 Fr + 0.51 \frac{H}{P} - 0.71 \frac{b}{L} - 0.75 \tan \theta \quad (5)$$

where, RMSE is 0.0366 and MRE is 0.058, and for the combined structure, with $R^2=0.71$:

$$C_d = 0.42 - 0.25 Fr + 0.018 \frac{P}{D} + 0.21 \frac{H}{b} + 0.27 \tan \theta + 0.13 \frac{H}{L} \quad (6)$$

where, RMSE is 0.0592 and MRE is 0.088. The results were compared to previous study.

3. Conclusion

In this investigation, discharge coefficient is studied for a combined culvert-weir system. The results showed that discharge coefficient is varying between 0.25 and 0.73, for the combined structure, between 0.25 and 0.63 for the weir, and between 0.33 and 0.77 for the culvert. The dimensionless parameter H/D (head to diameter) has the biggest effect on discharge coefficient. Furthermore, with decreasing lateral slope of the weir, the discharge coefficient increases in both weir and combined structure. In a constant head, discharge of combined structure is greater than the summation of discharge of the weir and culvert. The reason is that when each of structures works separately, the contraction of streamlines becomes greater than those of combined structure and therefore, energy loss increases, so, the discharge of combined structure is greater than summation of both structures, separately. In addition, the regression equations are presented for estimation of discharge coefficient.

Experimental Study of Discharge Coefficient of Broad Crest Weir-Circular Culvert Combined Structure

Manouchehr Esmayilvandi¹ Mahdi Asadi-Aghbolaghi²

1. Introduction

In second and third degree roads, during heavy flood, the culverts cannot pass the whole flood, and therefore, it is not economical to design a bridge or a high diameter culvert to pass whole water. In such a case, a part of flood water is allowed to pass from the top of the road surface, on the other word, the top of the road acts as a weir, therefore, this hydraulic conveyance structure may be considered as combination of weir-culvert. After flood the water surface would decrease and the road could be used. Culverts have been used to pass water under roads by engineers since long times ago, and many researchers have studied their hydraulics and structures. Although, culverts have simple hydraulic structures seemingly, their design is not simple, and one may not simply categorize their hydraulics in two types, open flow and pressurized flow.

Weirs are categorized by their crest shape and whether they have fully or partially occupied the flow cross section. The weirs are categorized into two main groups: broad crest weirs and sharp crest weirs. Open channel flow measurements are typically done based on measurements of flow depth, which are then correlated with discharge in head-discharge curves. For this purpose the variation of discharge coefficient (C_d) of the combined structure with various affective parameters such as upstream head, culvert inlet shape, length of culvert, culvert internal dimensions, weir crest height, weir side slope angle, and weir width was analyzed.

2. Experimental Program

The experiments were done in the hydraulics laboratory of Shahre-Kord University in Iran. A series of laboratory experiments were conducted on a smooth toughened glass sided and smooth painted bed steel plate flume of 12 m working length. The flume cross sectional area is rectangular shape and has a 40 cm width and 40 cm depth. The measurements of velocity in different points of channel are done by using an Acoustic Doppler Velocitymeter (ADV). Twelve number of models of combined circular culverts and broad crested weirs were set up. These models were divided into 4 groups. These models have different circular culvert diameters (D), different side slopes ($\tan\theta$), and the heights (P). The flow rate was measured by a sharp-edge triangular spillway. The discharge can be obtained using $Q = \frac{8}{15} C (\sqrt{2g}) (H^{2.5} \tan \frac{\alpha}{2})$, where H is upstream hydraulic head, α is vertex angle, and C is discharge coefficient. Figure 1 shows the schematic diagram of experimental model.

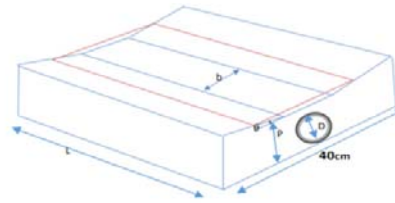


Figure 1. Schematic diagram of experimental model.

Discharge coefficient C_d is obtained for culvert, weir, and combined structure using equations 1, 2, and 3, respectively:

$$Q_c = C_{dc} \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2g(Y - y_1)} \quad (1)$$

$$Q_w = C_{dw} \left(\frac{2}{3} \sqrt{2gb} H^{\frac{3}{2}} + \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \theta H^{\frac{5}{2}} \right) \quad (2)$$

$$Q = C_d \left(\sqrt{2g(Y - y_1)} \frac{\pi D^2}{4} + \frac{2}{3} \sqrt{2gb} H^{\frac{3}{2}} + \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \theta H^{\frac{5}{2}} \right) \quad (3)$$

where g is the gravitational acceleration, Q_c , Q_w , and Q are the discharge of culvert, weir, and combined structure, respectively, C_{dc} , C_{dw} , and C_d are the discharge coefficient of the culvert, weir and combined structure, respectively, D is the culvert diameter, Y is the upstream total head above the bottom of the culvert, y_1 is the flow depth downstream of the structure, b is the bottom width of weir, H is the upstream head above the bottom of weir, and θ is the side angle of weir. A dimensional analysis is made to find important dimensionless parameters affecting the discharge coefficient. Stage discharge rating curve for models 1 and 2 are shown in Figure 2. As depicted in the figure, at a constant head, the discharge of combine structure is greater than the summation of discharge of culvert and weir flow structure.

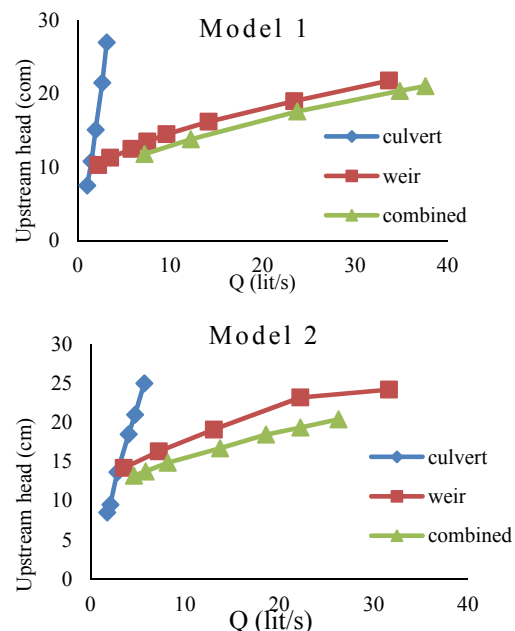


Figure 2. Stage discharge rating curve for models 1 and 2

¹ MSc of Hydraulic structure, water engineering department, Faculty of agriculture, Shahrekord University, Shahrekord, Iran.

² Corresponding Author, Assistant Professor, Water engineering department, Faculty of agriculture, Shahrekord University, Shahrekord, Iran. Email: mahdi.asadi.a@gmail.com

$$E_1 = 25E_2, E_2 = E_3, G_{12} = G_{13} = 0.5 E_2, G_{23} = 0.2 E_2, \nu_{12} = \nu_{13} = \nu_{23} = 0.25, \quad (5)$$

Variations of normalized out-of plane stresses, $\bar{\sigma}_{xz}(a, a/2, z)$, $\bar{\sigma}_{yz}(a/2, a, z)$, and $\bar{\sigma}_{xx}(a/2, a/2, z)$ along the thickness are plotted in Figures 2 to 4. In the figures, trend of convergence of displacement and mixed layerwise theories is shown and compared with the exact solution.

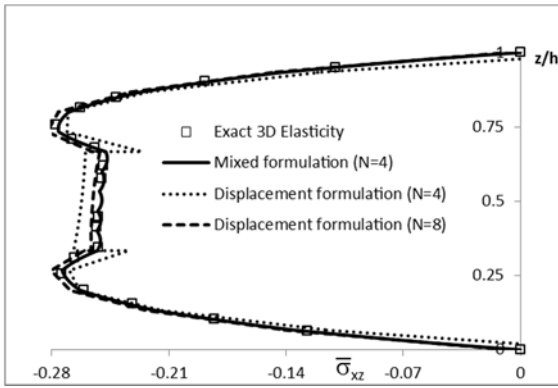


Figure 2. Variation of the shear stress $\bar{\sigma}_{xz}(a, a/2, z)$ through the thickness for $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ composite plate

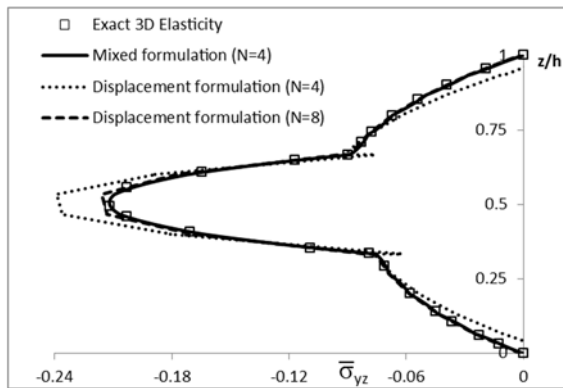


Figure 3. Variation of the shear stress $\bar{\sigma}_{yz}(a/2, a, z)$ through the thickness for $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ composite plate

These figures show that for $N = 4$, results of mixed formulation are better in agreement with the exact solution than those of displacement formulation. In the case of $N = 4$, in displacement formulation the traction shear stresses $\bar{\sigma}_{xz}(a, a/2, z)$ and $\bar{\sigma}_{yz}(a/2, a, z)$ are discontinuous and are not in agreement with the exact solution while in mixed formulation those are continuous and are in good agreement with the exact solution. As seen in Figures 2-4, the accuracy of the results of displacement formulation is improved when N is increased from 4 to 8.

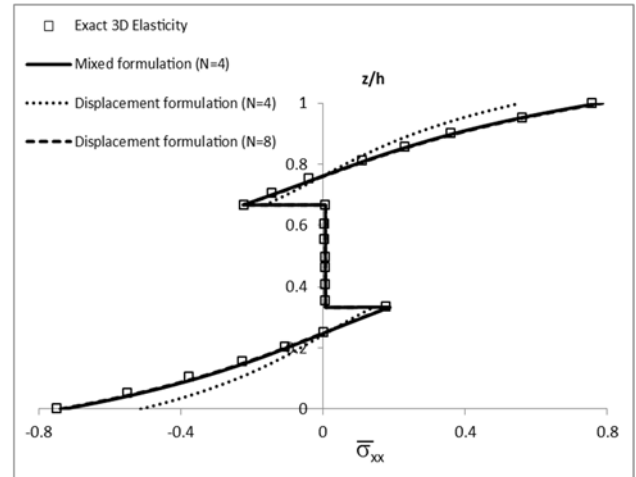


Figure 4. Variation of the normal stress $\bar{\sigma}_{xx}(a/2, a/2, z)$ through the thickness for $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ composite plate

4. Conclusion

In this paper, a three-dimensional semi-analytical solution with mixed layerwise formulation is presented for multi-layer composite plates with arbitrary geometry and boundary conditions. In this study, three components of the displacement field and three components of the out-of plane stresses are considered as a sum of a series of functions with unknown coefficients. These functions are chosen so that the essential homogeneous boundary conditions and the non-homogeneous natural boundary conditions are exactly satisfied. Also, continuity of the displacement field and the traction stresses between the layers in the boundary between the adjacent layers is exactly satisfied. Equilibrium and compatibility equations are also applied with desired accuracy, using the Reissner's variational principle. The results show that the mixed formulation has faster convergence than displacement based formulation, and provides more accurate values of interlaminar stresses. Out of plane stresses obtained by this method are in very good agreement with those of the exact solution.

Elastic Analysis of Multi-Layer Plates with Arbitrary Geometry and Boundary Conditions Using Layerwise Mixed Formulation

Mohammad Taher Kamali¹ Yaser Mohamadi²

Arash Ansari³ Babak Shokrolahi-Zadeh⁴

1. Introduction

Due to the anisotropy behavior, composite materials have some distinctive features in comparison to the isotropic materials. Typically, composite materials have a high hardness and strength in the direction of the fibers. By combining several composite layers, a composite plate with the desired properties can be obtained. Due to the increasing use of composite materials, it is necessary to provide more accurate methods for investigating the behavior of these structures in order to optimize them. The variety of theories for analysis of multi-layer composite plates is mainly due to the assumptions related to the variation of unknown fields along the thickness of the plate. The solutions based on the classical plate theory (CPT), correspond well with the exact 3D elasticity solutions for thin plates, while the accuracy of results based on of this theory is lost for thick plates. In this regard, shear deformation, zigzag, and layerwise theories and 3D elasticity-based methods have been developed for the analysis of thick plates. In analyzing multi-layer composite plates, it is important to obtain more accurately the interlaminar stresses. To calculate more accurately interlaminar stresses, mixed formulations are established. In this paper a partial mixed formulation based on the layerwise theory is presented for multi-layer composite plates with arbitrary geometry. In the presented method, essential as well as natural boundary conditions are satisfied exactly. Moreover, the continuity of interlayer traction is satisfied exactly.

2. Mixed layerwise formulation

Consider a composite plate with arbitrary geometry consisting of M layers $\Omega_i, i = 1, 2, \dots, M$, as shown in Figure 1.

The Cartesian coordinates system is chosen so that the z coordinate be aligned with the thickness of the layers. The displacement functions u, v, w as well as the out-of plane stresses $\sigma_{xz}, \sigma_{yz}, \sigma_{zz}$ are expressed in the k th layer, based on the mixed layerwise theory, as follows

$$\text{For } \alpha = u, v, w, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}, \sigma_{zz},$$

$$\alpha^{(k)} = \sum_{n=0}^{N_\alpha} \varphi_{n-(\alpha)}^{(k)}(x, y) \psi_{n-(\alpha)}^{(k)}(z), \quad (1)$$

$$\varphi_{n-(\alpha)}^{(k)}(x, y) = B_\alpha(x, y) \sum_{m=0}^{p_\alpha} \sum_{l=0}^{p_\alpha-m} d_r^{(\alpha)-\gamma} x^m y^l, \quad (2)$$

$$\psi_{n-(\alpha)}^{(k)}(z) = \prod_{i=0}^{N_\alpha} \frac{(z - z_i^{(k)})}{(z_i^{(k)} - z_1^{(k)})}, \quad (3)$$

in which $B_\alpha(x, y) = 1, \alpha = \sigma_{xz}, \sigma_{yz}, \sigma_{zz}$ and $B_\alpha(x, y), \alpha = u, v, w$ are selected for enforcing essential boundary conditions. p_α and N_α are the order of polynomials, r and γ are the counters, and $d_r^{(\alpha)-\gamma}$ are the unknown coefficients.

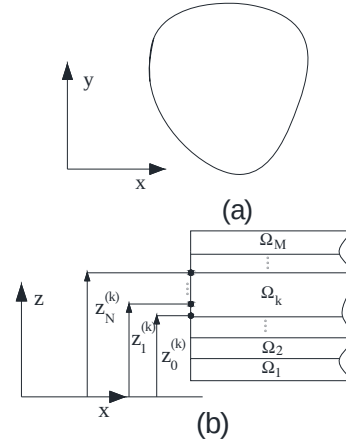


Figure 1. A multi-layer composite plate with arbitrary geometry: top view; (b) front view

Equilibrium and compatibility equations are also applied with desired accuracy, using the Reissner's variational principle as

$$\sum_{k=1}^M \iiint_{\Omega_k} [\delta \epsilon_{pG}^T \sigma_{pH} + \delta \epsilon_{nG}^T \sigma_{nM} + \delta \sigma_{nM}^T (\epsilon_{nG} - \epsilon_{nH})] d\Omega_k - \delta W^e = 0, \quad (4)$$

in which σ_{nM} are the out-of plane stresses defined in Eq. (1), ϵ_{pG} are the in-plane strains obtained from strain-displacement relations. Subscript H indicates that the quantity is obtained from the Hook's law. Eq. (4) leads to a set of linear algebraic equations in terms of unknown coefficients, d .

3. Results and Discussion

For verification and examination of the efficiency of the method, two cross ply composite plates, three-layer $0^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ and four-layer $0^\circ / 90^\circ / 90^\circ / 0^\circ$ composite plates under transverse sinusoidal loading are considered. The thickness of each layer is assumed to be h . Assuming the fibers are aligned in the x direction, the elastic properties of each layer are

¹ Corresponding Author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Hormozgan. Email: kamali@hormozgan.ac.ir

² M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, University of Hormozgan.

³ M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, University of Hormozgan.

⁴ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Hormozgan.

particles which are more angular, and have greater adhesion, compared to limestone aggregates. The results also show that the inclusion of EAF in mixes improved fatigue life of mixes considerably. In addition, models

based on the proposed fatigue prediction model (Table 2) can reasonably predict the fatigue lives of the mixes incorporating EAF slag materials.

Table 2. Proposed fatigue prediction model

Mix type	$e^{a\left(\frac{DE_f}{DE_{IDT}}\right)+b}$				
	Coefficients	50% stiffness reduction		R&B	
		N ₅₀	R ²	N _{R&B}	R ²
E-25	a	-4.471E4	0.984	-5.006E4	0.997
	b	15.590		15.450	
E-50	a	-6.241E4	0.981	-6.237E4	0.961
	b	16.024		15.531	
E-75	a	-3.584E4	0.656	-2.076E5	0.721
	b	14.376		20.937	
E-100	a	-5.160E4	0.826	-5.989E4	0.915
	b	15.130		15.263	
L	a	-3.171E4	0.831	-1.069E5	0.909
	B	13.665		16.771	

Development of Fatigue Predictive Models for Asphalt Concrete Mixes Containing Electric Arc Furnace Steel Slag Based on Fracture Energy Concept

Morteza Jalili Qazizadeh¹ Amir Kavussi²

Aliasghar Sadeghi³ Hamid Farhad⁴

1-Introduction

This study was conducted in order to assess fatigue resistance properties of asphalt mixtures containing Electric Arc Furnace (EAF) steel slag. Two types of aggregates, namely a limestone and a steel EAF slag from Mobarakeh Steel Complex in Isfahan were used to be mixed at various portions. The binder was 60/70 penetration grade bitumen from Refinery of Isfahan. Once assessing properties of EAF steel slag (using XRD, XRF and Scanning Electric Microscope (SEM) methods), five sets of mixes were prepared in laboratory. Each set was consisted of a combination of a control limestone aggregate with a specific amount of EAF steel slag.

2- Material and Method

Marshall Mix design method (ASTM D-6927) was used to determine the optimum binder contents of mixes. Marshall Specimens, consisting of five sets of samples, containing different proportions of slags, were prepared. These involved one control set of the specimens which made of limestone aggregates (L) and four sets were consisted of combined mixes in which 25% (E-25), 50% (E-50), 75% (E-75), and 100% (E-100) of the natural coarse aggregate particles ($\geq 2.36\text{mm}$) were replaced with EAF slag materials. Aggregates gradation was selected based on maximum nominal size of 12.5 mm. At the first stage of the research, the optimum binder contents of mixtures containing various amounts of EAF were determined. At the second stage, the trend of changes in Marshall Parameters due to the addition of EAF materials were determined and the results were analyzed.

3- Results and Discussion

Resilient Modulus (ASTM D4123) and Indirect Tensile Strength values of the specimens at their optimum binder contents were determined at 20°C. For performing the tests, Universal Testing Machine (UTM 14) that was equipped with a temperature control chamber was used. The results are shown in Figure1 and Table1.

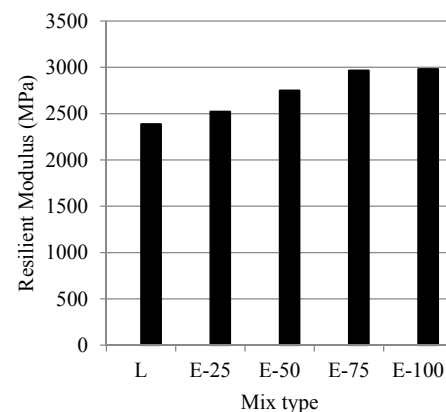


Figure 1. Resilient modulus test results

Table 1. IDT test results

Mix type	L	E-25	E-50	E-75	E-100
Tensile stress (kPa)	625	693	732	750	756
Toughness (kPa)	424	440	505	524	546
DE _{IDT} (kPa)	322	334	388	406	437

Although various fatigue testing could be performed, in this research due to its availability, four point bending test was used to perform all the fatigue tests. AASHTO T321-07 and ASTM D7460-10 testing methods were followed to prepare and test beam fatigue samples. Slab samples were prepared and were cut at beam sizes of 380×63×50mm. Fatigue tests were conducted both at strain control modes and at frequency of 10Hz. Three strain levels of 500, 700 and 800 micro strains and three replications at each stress and strain levels were used. All the tests were performed at 20°C. Sinusoidal wave form testing mode was applied since it produces the intended stress and strain wave form that is anticipated in field conditions.

Different approaches were used to analyze fatigue testing data. These were mainly based on stiffness method to develop several fatigue models. Moreover, a fatigue prediction model, based on fracture energy (obtained from indirect tensile test) was developed.

4- Fatigue Models based on IDT and resilient modulus test results

The results of indirect tensile strength test showed that the inclusion of EAF slag resulted in increased tensile strength of asphalt mixes. Increased slag contents in asphalt mixes resulted in the increased resilient modulus of mixes. This was attributed to rougher texture of the slag

¹ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Quchan University of Technology, Quchan, Iran.

² Professor, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

³ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Hakim Sabzevari University, Sabzevar, Iran.

⁴ Corresponding author: M.Sc. Department of Civil Engineering, University of Torbat Heydarieh, Torbat Heydarieh, Iran.

Email: h.farhad@torbath.ac.ir

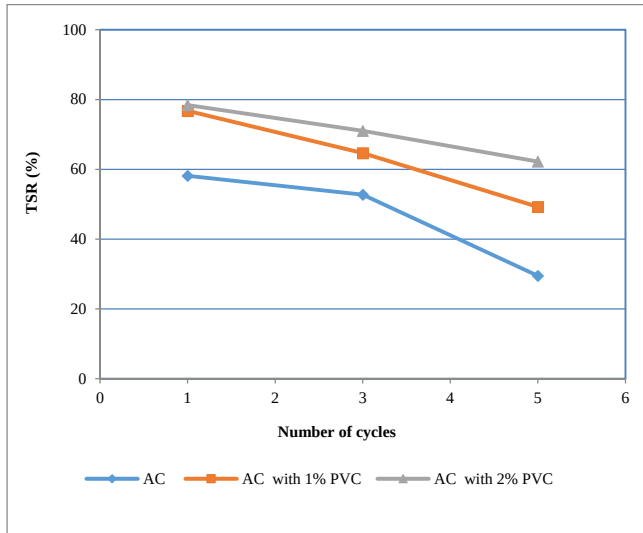


Figure 2. TSR results of samples made with granite aggregates

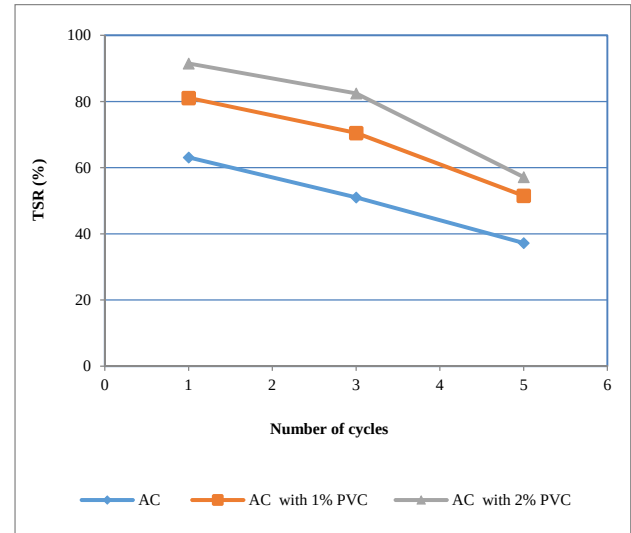


Figure 1. TSR results of samples made with limestone aggregates

Table 1. Frequency of surface free energy of bitumen used (ergs /cm²)

Asphalt binder types	SFE Components (ergs/cm ²)				
	Basic	Acidic	Polar	Non-Polar	Total
AC 60-70	0.61	1.58	1.96	12.48	14.44
AC 60-70 with 1% PVC	1.19	1.44	2.62	19.43	22.05
AC 60-70 with 2% PVC	1.26	1.39	2.65	20.48	23.49

4. Conclusion

The most important results in this research are:

1. The use of anti-stripping additives has led to a decrease in the acid component and base pitch play, respectively. This phenomenon causes the amount of adhesion of bitumen to increase with limestone and granite aggregates. Also, this material has significantly increased the nonpolar component of surface free energy. This leads to the formation of better non-soluble bonds. The total amount of free energy released from the bitumen is higher than that of the base bitumen.
2. The free energy of adhesion in the modified specimens increases compared to the base specimens. In fact, to separate the bitumen from the aggregate unit surface, more energy is needed, which reduces the possibility of the occurrence of pruning. Using PVC reduces the amount of detergent in the modified specimens. This causes the bitumen-aggregate system to be thermodynamic in a more stable state and the severity of the occurrence of denting to decrease.
3. Using PVC will increase the indirect ratio of indirect tensile strength in samples with both types of aggregate used in this research.
4. Due to the fact that the granite-forming structure has more minerals with higher hydrophilicity, samples made with this type of aggregate show less resistance to moisture breakdown.
5. The results of both of the energy parameters used in this study indicate that the use of PVC causes the asphalt mix resistance to deteriorate moisture.

Investigating the Effect of PVC on Moisture Damage of Hot Mix Asphalt

Gholam Hossein Hamed, ¹

1. Introduction and Objectives

The occurrence and severity of moisture damage in asphalt mixtures is closely related to thermodynamic concepts. Surface free energy analysis can help in the precise design process that has been used less in the field of pavement industry. Based on this, it seems that conducting research by determining the important parameters of the properties of the material and its adaptation to the results of the performance tests can be predict moisture damage. The study was designed to apply the concepts of thermodynamic theory to the occurrence and prediction of the performance of asphaltic mixtures against stripping. The purpose of this research was not to develop the concepts mentioned in other sciences, but rather to use effective concepts and parameters to investigate the effect of various additives in preventing the deterioration of asphalt mixtures against moisture. The main goals of this research are:

- Introducing and calculating the parameters related to moisture damage from the theory of thermodynamics;
- Comparing and analyzing the results of methods for determination of moisture sensitivity based on mechanical methods using the concepts of thermodynamic theory.

2. Laboratory Program

In this research, two types of aggregates of limestone and granite with different sensitivities against moisture damage have been used.

Pure bitumen with a degree of penetration of 60-70 was used. PVC is available in both soft and hardened softeners. In this study, hard type powder was used as an anti-stripping additive at 1% and 2% bitumen.

In this study, the effect of the performance of asphaltic mixtures on moisture damage using mechanical method based on AASHTO T283 standard has been used as the most comprehensive method. In order to clarify the differences in the performance of different asphalt mixtures, tests of indirect tensile strength (1, 3 and 5 freeze-thaw cycles) have been used.

The surface free energy of aggregates and bitumen used in this study was measured using the universal sorption device and Wilhelm plate, respectively.

3. Results and Discussion

The use of polymer additives has improved the resistance of improved modified asphalt mixtures to control samples. The use of the PVC additive has reduced the acidity of the surface free energy and increased its cover ability, which can provide better adhesion between bitumen and acidic aggregates that are prone to moisture damage. Also, the use of PVC has led to a significant increase in the non-polar component of bituminous surface free energy. It is worth noting that there is little difference between the surface free energy components of modified bitumen with 1 and 2% of PVC. The use of an additive in both different percentages has increased the overall free energy of bitumen. This will increase the amount of energy needed to rupture in the membrane of the bitumen and reduce the probability of a failure of cohesion in mastic.

The results related to the free energy of cohesion, free energy of adhesion and separation energy are presented in Table 1. As can be seen in the table, bitumen correction has led to a significant increase in the surface free energy of cohesion. This makes the bitumen resist to the cohesion failure. Also, the use of PVC additives has led to an increase in the amount of free adhesion in samples containing both types of aggregate. This makes it possible to increase the amount of energy needed to separate bitumen from the aggregate surface area. The increase in the PVC content does not significantly alter the free energy of adhesion. It can be said that this parameter is close to the other in samples containing 1 and 2% of the additive. The results of the separation energy column indicate that the use of PVC reduces the separation energy. This means that less energy is released in the event of a nibble. The reduction in adhesion energy causes the system to tend to be less prone to decay and thermodynamics to be more stable.

¹ Assistant Professor, University of Guilan, Rasht, Iran
Email Address: Hamed@guilan.ac.ir

CONTENTS

Evaluation the Effect of Polyvinyl Chloride on Moisture Sensitivity of HMA	G. H. Hamed	1
Development of Fatigue Predictive Models for Asphalt Concrete Mixes Containing Electric Arc Furnace Steel Slag Based on Fracture Energy Concept	M. Jalili Qazizadeh - A. Kavussi A. Sadeghi - H. Farhad	17
Elastic Analysis of Multi-Layer Plates with Arbitrary Geometry and Boundary Conditions Using Layerwise Mixed Formulation	M.T. Kamali - Y. Mohamadi A. Ansari - B. Shokrolahi-Zadeh	35
Experimental Study of Discharge Coefficient of Broad Crest Weir-Circular Culvert Combined Structure	M. Esmayilvandi - M. Asadi-Aghbolaghi	45
Effect of Far and Near Fault Earthquake on Non-uniform Excitation of Concrete Gravity Dams	T. Abbasi - B. Navayi Neya L. Kalani Sarokolayi	61
Overtopping Risk Evaluation of Tabarak-Abad Dam based on Univariate and Bivariate Flood Frequency Analysis	A. Rezazadeh Anbarani M. Faghfour Maghrebi	83

JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. Kheirodin	Professor	Semnan University
A. Soroush	Professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Attarnejad	Professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie

Journal of Civil Engineering

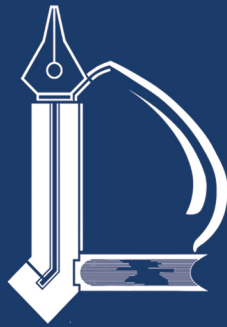
Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2008-7454



*Ferdowsi University
of Mashhad*

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 26

Evaluation the Effect of Polyvinyl Chloride on Moisture Sensitivity of HMA G. H. Hamed	1
Development of Fatigue Predictive Models for Asphalt Concrete Mixes Containing Electric Arc Furnace Steel Slag Based on Fracture Energy Concept M. Jalili Qazizadeh - A. Kavussi A. Sadeghi - H. Farhad	17
Elastic Analysis of Multi-Layer Plates with Arbitrary Geometry and Boundary Conditions Using Layerwise Mixed Formulation M.T. Kamali - Y. Mohamadi A. Ansari - B. Shokrolahi-Zadeh	35
Experimental Study of Discharge Coefficient of Broad Crest Weir-Circular Culvert Combined Structure M. Esmayilvandi - M. Asadi-Aghbolaghi	45
Effect of Far and Near Fault Earthquake on Non-uniform Excitation of Concrete Gravity Dams T. Abbasi - B. Navayi Neyi - L. Kalani Sarokolayi	61
Overtopping Risk Evaluation of Tabarak-Abad Dam based on Univariate and Bivariate Flood Frequency Analysis A. Rezazadeh Anbarani - M. Faghfour Maghrebi	83

Vol. 32, No. 2
Summer, 2019