ISSN 2008-7454

# نشریه مهندسی عمران فردوسی

## (نشریه دانشکده مهندسی)

## فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۲۸


**مطالعهٔ آزمایشگاهی تأثیر اندازهٔ دانه بر مدول برشی کرنش-کوچک خاک‌های دانه‌ای** ۱
محمد شریفی پور - ابوالحسن شریفی - امیر ریزه بندی

**تعیین ضریب رفتار قاب بتن‌آرمه دارای دیوار برشی فولادی نازک با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده** ۱۳
مجید قلهکی - علی سلیمانی - امید رضائی فر

**پیش‌بینی انتقال رسوب در کانال‌های فاضلاب رو با استفاده از روش ترکیبی سیستم‌های فازی عصبی تطبیقی و الگوریتم ژنتیک** ۳۱
فریبرز یوسفوند - سعید شعبانلو - احمد رجبی

**مدل‌سازی تأثیر دما و ضخامت بر چقرمگی شکست مخلوط‌های آسفالتی تحت مود I خالص** ۴۵
حسن دیواندری - سینا احمدی پور

**ارزیابی ریزساختاری تثبیت حرارتی خاک‌های مارنی؛ مطالعه موردی: مارن غرب بندرعباس** ۶۷
محمد امیری - مسعود دهقانی - مائده پاپی

**عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بهسازی شده با دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌های سازه‌ای** ۸۷
مهدیه مداحی - محسن گرامی - حسین نادرپور

**کنترل سیل با استفاده از روش ترکیبی بند تأخیری و دیوار ساحلی (مطالعه موردی: حوضهٔ رودخانه کن)** (یادداشت پژوهشی) ۱۰۵
اعظم صفایی - سعیدرضا خداشناس - کامران داوری


**سال ۳۲، شماره ٤**
**زمستان، ۱۳۹۸**

# نشریه مهندسی عمران فردوسی

**ISSN : 2008-7454**

**سردبیر :** محمدرضا اصفهانی

**مدیر مسئول:** فریدون ایرانی

**صاحب امتیاز :** دانشگاه فردوسی مشهد



**هیئت تحریریه :**

| | |
|---|---|
| دکتر محمدرضا اصفهانی | استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران |
| دکتر فریدون ایرانی | استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران |
| دکتر کاظم بدو | استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی |
| دکتر جعفر بلوری بزاز | دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران |
| دکتر احمد پویا | استاد، Ecole des Ponts Paris tech |
| دکتر سید محمود حسینی | استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران |
| دکتر ناصر حافظی مقدس | استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه |
| دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا | دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران |
| دکتر شهناز دانش | دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران |
| دکتر غلامرضا رخشنده رو | استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان |
| دکتر محمدحسین سبط | استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران |
| دکتر فرزاد شهابیان مقدم | استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران |
| دکتر امیر کاووسی | استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری |
| دکترحسین گنجی دوست | استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری |
| دکتر محمود فغفور مغربی | استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران |
| دکتر فریدون مقدس نژاد | استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران |
| دکتر محمدرضا کیانوش | استاد، University of Ryerson |

**ویراستار ادبی :** دکتر یوسف بینا

**مسئول دفتر نشریه :** تکتم هوشمند

**ویرایش و صفحه آرایی :** سیده عاطفه نوعی باغبان-تکتم هوشمند



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

**نشانی:** مشهد- دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی : 1111-91775

تلفاکس : 051-38806024 پست الکترونیکی : **ejour@um.ac.ir** وب سایت : **http://civil-ferdowsi.um.ac.ir**

چاپ : چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

# مطالعهٔ آزمایشگاهی تأثیر اندازهٔ دانه بر مدول برشی کرنش-کوچک خاک‌های دانه‌ای*

محمد شریفی پور[۱] ابوالحسن شریفی[۲] امیر ریزه بندی[۳]

**چکیده** *در محدودهٔ کرنش‌های کوچک سرعت موج‌برشی و متعاقب آن مدول برشی یکی از پارامترهای مهم شناخت خواص دینامیکی خاک است. در این راستا موضوع شناخت تأثیر اندازهٔ دانه‌ها خاک بر سرعت موج‌برشی یکی از مسائل مهم است. بررسی محقّقین در گذشته نشان‌دهندهٔ تأثیر متفاوت اندازهٔ دانه‌های خاک بر مدول برشی است. هدف این پژوهش بررسی اثرات طیف گسترده‌ای از اندازهٔ دانه‌های روی مدول برشی در خاک‌های خشک شن و ماسه با استفاده از دستگاه المان خمشی تعبیه شده در سلول سه محوری است. نتایج نشان‌دهندهٔ حساسیت مدول برشی به تغییرات اندازهٔ دانه‌های خاک است، به‌طوری‌که در بازه‌ای از اندازهٔ دانه‌های خاک با افزایش اندازهٔ قطر دانه‌ها، مدول برشی افزایش و در بازهٔ دیگر با افزایش اندازهٔ قطر دانه‌ها مدول برشی کاهش می‌یابد.*

**واژه‌های کلّیدی** سرعت موج‌برشی، خاک دانه‌ای، آزمایش المان خمشی، مدول برشی، رفتار کرنش کوچک.

# An Experimental Study on the Influences of Particle Size on Small-Strain Shear Modulus of Granular Soils

M. Sharifipour A. Sharifi A. Rizvandy

**Abstract** *Under small strains, the shear-wave velocity (Vs) and its resultant maximum shear modulus (Gmax) are important parameters in geotechnical engineering soil dynamics analyses. In this regard, the evaluation of the influences of soil particle size on the dynamic behavior of soils during wave propagation has been an important issue in geotechnical engineering. According to the relevant literature, the influences of grain size on shear wave velocity of soil were completely different in various research studies. This research aims to experimentally examine the effects of a wider range of particle sizes, on maximum shear modulus in dry sandy soils, using a bender element apparatus embedded in a triaxial cell. The results indicated that maximum shear modulus of sand was considerably affected by changes in grain size so that in a particular range of grain size, shear modulus increased as the diameter of soil grains rose, while, in the other range, maximum shear modulus diminished with increasing grain diameter.*

**Key Words** Shear Wave Velocity, Granular Soil, Bender Element Test, Maximum Shear Modulus, Small-Strain Behavior.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۳/۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۲/۲۵ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئوول، استادیار دانشکدهٔ فنی، دانشگاه رازی، کرمانشاه. **Email:** sharifipour@razi.ac.ir

(۲) دانشجوی دورهٔ دکتری خاک و پی دانشکدهٔ فنی، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

(۳) دانشجوی دورهٔ کارشناسی ارشد خاک و پی دانشکدهٔ فنی، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

**مقدّمه**

روش‌های زیادی جهت اندازه‌گیری خواص دینامیکی خاک وجود دارد. معمولاً این دسته‌بندی از لحاظ نحوهٔ اندازه‌گیری به روش‌های آزمایشگاهی و صحرایی تقسیم می‌شوند. پارامترهای محاسبه‌شده از روش‌های فوق را می‌توان مبنایی برای بیان خواص دینامیکی در کرنش‌های کوچک و بزرگ نامید.

مدول برشی یک پارامتر بسیار مهم در توصیف رفتار خاک در محدودهٔ کرنش‌های کوچک و بزرگ است. همچنین سرعت موج‌برشی یکی از پارامترهای قابل اندازه‌گیری برای تعیین مدول برشی است. سرعت موج‌برشی تابعی از عوامل مختلف نظیر ۱- خصوصیّات فیزیکی ذرّات، شامل: شکل ظاهری، دانه‌بندی و اندازهٔ آن ۲- حالت قرارگیری ذرّات، شامل: تخلخل، دانسیته ۳- خصوصیّات مکانیکی ذرّات، شامل: نقاط تماس دانه‌ها، تنش‌های همه‌جانبه و دیگر پارامترها است. [1]

رفتار کرنش کوچک خاک در بازهٔ کرنش کمتر از $۱۰^{-۵}$ تعریف می‌شود. جهت مطالعهٔ خصوصیّات دینامیکی خاک در محدودهٔ کرنش‌های کوچک، از آزمایش‌های محلی و یا آزمایشگاهی استفاده می‌شود. [2] آزمایش‌های ستون تشدید و المان‌های خمشی به‌عنوان آزمایش‌های آزمایشگاهی و آزمایش‌های انعکاس و انکسار لرزه‌ای، آنالیز طیفی موج‌ها سطحی، انتشار موج‌ها بین‌چاهی و درون‌چاهی به‌عنوان مهم‌ترین آزمایش‌های سایت یا برجا مورد استفاده محقّقین است.

یکی از موارد قابل بحث، تأثیر اندازهٔ دانه‌های خاک بر سرعت موج‌برشی در خاک و متعاقب آن مدول‌برشی است. همان‌طور که در رابطهٔ پیشنهادی هاردین و ریچارد [3] برای مدول برشی مشاهده می‌شود (رابطهٔ ۱)، ضریب A و n به عوامل مختلفی ازجمله ضریب یکنواختی، اندازه و شکل دانه‌ها بستگی دارد.

$$G_{max} = A \times f(e) \times \left(\frac{p'}{p_a}\right)^n \qquad (۱)$$

در این رابطه: $p'$ فشار مؤثر، $p_a$ فشار اتمسفر و f(e) تابع تخلخل خاک است.

محقّقین نظرهای متفاوتی در خصوص تأثیر اندازهٔ دانه‌های خاک بر سرعت موج‌برشی و مدول برشی دارند. در ادامه به برخی از این دیدگاه‌ها اشاره می‌شود.

آیواساکی و تاتسوکا با استفاده از آزمایش ستون تشدید اثر اندازهٔ دانه‌های محلی ژاپن و ماسه تویورا را روی مدول برشی ماسه بررسی نمودند. نتایج حاکی از عدم وابستگی مدول برشی به اندازهٔ دانه‌های خاک است [4].

دلیا و لنزو مدول برشی سه نمونه خاک در ایتالیا را اندازه‌گیری نمودند. نتایج نشان‌دهندهٔ افزایش مدول برشی با افزایش اندازهٔ دانه‌های خاک است[5] .

شانگ یو لین و همکاران مدول برشی خاک‌های شنی تایوان در اندازه‌های مختلف را با استفاده از آزمایش‌های سه محوری دینامیکی بزرگ‌مقیاس، ستون تشدید و انتشار موج‌ها اندازه‌گیری و نشان داد، در تنش همه‌جانبه ثابت با افزایش قطر دانه‌های خاک، مدول برشی خاک افزایش می‌یابد[6].

منک و استوکوئه با استفاده از دستگاه ستون تشدید دریافتند در تخلخل و فشار همه‌جانبه ثابت با افزایش اندازهٔ میانگین دانه‌های خاک ماسه‌ای مقادیر مدول برشی نیز اندکی افزایش می‌یابد [7].

شریفی پور و دانو در سال ۲۰۰۶ با به‌کارگیری تکنیک المان خمشی در سلول سه محوری و انتشار موج‌ها در گوی‌های شیشه‌ای به اندازهٔ ۱، ۲ و ۳ میلی‌متر نشان دادند، با افزایش قطر گوی‌های شیشه‌ای، سرعت موج‌برشی افزایش می‌یابد [8].

ساهاپول و میورا مدول برشی ماسه تویورا و خاک-های آتش‌فشانی ژاپن را با استفاده از آزمایش‌های سه محوری سیکلّی و المان خمشی اندازه‌گیری نمودند. با این‌که اندازهٔ متوسّط دانه‌های خاک توهورو (خاک محلی) درشت‌تر از ماسه تویورا است، امّا مدول برشی آن کمتر از ماسه تویورا محاسبه گردید [9].

هاردین و کالینسکی نسبت به اندازه‌گیری مدول

برشی خاک‌های مختلف (سنگ‌آهک شنی خردشده، شن رودخانه‌ای، ماسه اوتاوا، سنگ‌آهک ماسه‌ای خردشده و مخلوط ماسه-شن-سیلت) با استفاده از ستون تشدید اقدام نمودند. نتیجه این تحقیقات نشان می‌دهد، با افزایش اندازهٔ قطر متوسّط دانه‌های خاک مقدار مدول برشی بیشتر می‌شود [10].

اندازه‌گیری سرعت موج‌ها برشی خاک‌های دانه‌ای با استفاده از دستگاه المان خمشی در سال ۲۰۰۵ توسّط کیوون و چو حاکی از افزایش سرعت موج‌برشی با افزایش قطر دانه‌های خاک است [11].

بارتاک و سینگ ۰۰۷ با استفاده از دستگاه المان خمشی افزایش اندازهٔ دانه‌های ماسه خشک را موجب کاهش مدول برشی دانستند [12].

طبق نتایج اعلامی پاتل و همکاران در سال ۲۰۰۸ افزایش قطر گوی‌های شیشه‌ای ۰,۵، ۱,۵ و ۲,۵ میلی‌متری در دستگاه المان خمشی موجب کاهش سرعت موج‌برشی می‌شود [13].

ایکاسونوی و همکاران مقدار سرعت موج‌برشی ماسه تویورا و شن‌هایم را با استفاده از آزمایش المان خمشی اندازه‌گیری نمودند. نتایج حاکی از عدم تغییر سرعت موج‌برشی با افزایش اندازهٔ دانه‌های خاک است [14].

پاتل و همکاران باز هم با استفاده از دستگاه المان خمشی سرعت موج‌برشی سه نمونه خاک با اندازهٔ ۱، ۲ و ۳ میلی‌متر، در دو حالت خشک و اشباع اندازه‌گیری کردند. نتایج حاکی از کاهش سرعت موج‌برشی با افزایش قطر دانه‌ها در هر دو حالت خشک و اشباع است [13].

ویچمن و تریانتافیلیدیس عنوان نمودند با تغییر اندازهٔ دانه‌های خاک در تخلخل و ضریب یکنواختی ثابت، مدول برشی خاک ثابت می‌ماند [15].

یانگ و گو [16] وابستگی مدول برشی به اندازهٔ دانه‌های خاک را با استفاده از المان خمشی و ستون تشدید در تراکم‌های مختلف خاک بررسی نمودند. در این مطالعه از گوی‌های شیشه‌ای با اندازهٔ قطرهای مختلف استفاده نمودند. در حالت متراکم هردو آزمایش المان خمشی و ستون تشدید تا اندازهٔ دانه‌های ۱ میلی‌متر، مدول برشی کاهش نامحسوس (مخصوصاً تحت‌فشارهای همه‌جانبه کم) و پس‌ازآن به‌صورت جزئی افزایش می‌یابد. در حالت تراکم متوسّط تا ۱ میلی‌متر باز هم در هردو آزمایش المان خمشی وستون تشدید مدول برشی به‌صورت جزئی کاهش و از آن به بعد در المان خمشی مدول برشی کاهش و در ستون تشدید مدول برشی افزایش می‌یابد. در حالت تراکم کم، در هردو آزمایش ستون تشدید و المان خمشی با افزایش اندازهٔ قطر متوسّط دانه‌ها، مدول برشی خاک کاهش می‌یابد.

گو و همکاران مقدار مدول برشی سه نوع ماسه خشک را با استفاده از دستگاه المان خمشی اندازه‌گیری کردند. نتایج حاکی از کاهش مدول برشی با افزایش قطر دانه‌ها در تنش‌های همه‌جانبه یکسان است [17].

کنگ و همکاران تأثیر عوامل مؤثر بر سرعت موج‌برشی (اندازهٔ ذرّات و تنش‌های اعمالی) را در سال ۲۰۱٤ بررسی و عنوان نمودند، با افزایش اندازهٔ دانه‌ها سرعت موج‌برشی نیز افزایش می‌یابد [18].

لیو و یانگ تأثیر ریزدانه بر مدول برشی به‌وسیله دستگاه ستون تشدید و المان خمشی را روی ماسهٔ تمیز تویورا و سیلیکات خردشده به همراه درصدهای مختلف ریزدانه از ۵ تا ۳۰ درصد انجام دادند، نتایج منجر به کاهش مدول برشی با افزایش ریزدانه گردید [19].

چو و برن افزایش اندازهٔ دانه‌های خاک را موجب کاهش میزان مدول برشی دانستند [20].

سنتاکیس و مادهوسدهان مدول برشی خاک‌های مختلف را با استفاده از المان خمشی اعلام نمودند، اندازهٔ دانه‌ها روی مدول برشی مؤثر نیست [21].

پرادهان و یو مقدار سرعت موج‌ها برشی خاک‌های دانه‌ای با استفاده از المان خمشی و روش المان گسسته اندازه‌گیری نمودند. در این مطالعه از سه نمونه دانه‌های سیلیکا، گوی‌های شیشه‌ای و خاک ماسه‌ای استفاده نمودند، نتایج تأثیر شکل، اندازه و نوع مصالح را روی

سرعت موج‌برشی را نشان می‌دهد [22].

پایان و همکاران ضمن اصلاح فرمول مرجع [2] اثر شکل و اندازهٔ دانه‌ها را روی مقدار مدول برشی مؤثر دانستند [23].

دستاورد محقّقین مذکور تقریباً به چهار بخش مجزّا به‌صورت ذیل قابل دسته‌بندی است:

۱- با افزایش اندازهٔ دانه‌های خاک، سرعت موج‌برشی افزایش می‌یابد.

۲- با افزایش اندازهٔ دانه‌های خاک، سرعت موج‌برشی کاهش می‌یابد.

۳- سرعت موج‌برشی مستقل از در اندازهٔ دانه‌های خاک است.

٤- در یک محدودهٔ از اندازهٔ دانه‌ها، با افزایش قطر متوسّط دانه‌های خاک سرعت موج‌برشی افزایش و در محدودهٔ دیگر با افزایش آن‌ها سرعت موج‌برشی در خاک کاهش می‌یابد.

وجه تمایز این پژوهش با سایر پژوهش‌ها بررسی دامنه گسترده‌ای از اندازهٔ دانه‌ها به همراه بررسی ساختار و شکل فیزیکی آن‌ها با استفاده از دستگاه المان خمشی است. در پژوهش‌های گذشته تنها به اندازهٔ خاصّی محدود بوده و با توجّه به اهمیت مدول برشی به‌عنوان مبنای محاسبات نظری و عملی و جایگاه ویژه‌ی این پارامتر در ژئوتکنیک، رویکرد این پژوهش رسیدن به وضعیتی بهینه ازنظر فنی و اقتصادی برای دست یافتن به مدول برشی دقیق‌تر و متناسب برای دانه‌بندی‌های مختلف خاک است.

## دستگاه مورد استفاده، مصالح و روش‌ها

### دستگاه آزمایش

استفاده از آزمایش المان‌های خمشی در راستای بررسی رفتار دینامیکی خاک‌ها گسترش یافته است. المان‌های خمشی دارای دو قطعه پیزوالکتریکی متصل به یک صفحه فلزی مرکزی هستند. با توجّه به خصوصیّات پیزو الکتریکی، این قطعه‌ها توانایی تبدیل ارتعاش‌های مکانیکی به بارهای الکتریکی و بالعکس را دارند.

در یک سلول المان خمشی و کششی یک جفت المان پیزو الکتریک استفاده می‌شود. یک المان پیزو الکتریک به‌عنوان فرستندهٔ موج‌برشی و همچنین گیرندهٔ موج فشاری و دیگری به‌عنوان فرستنده موج فشاری و گیرنده موج‌برشی به کار گرفته می‌شود.

دستگاه المان خمشی از قطعه‌ها و کاربردهای زیر تشکیل شده است:

۱- سلول فشار: برای نگهداری نمونه و اعمال فشار همه-جانبه

۲- تیغه‌های فرستنده و گیرندهٔ موج: برای ارسال و دریافت موج‌ها برشی و فشاری.

۳- دستگاه سازندهٔ تابع موج‌ها: این دستگاه برای ایجاد انواع موج‌های سینوسی، مربعی، مثلثی و ... به‌صورت پیوسته و تک‌پالس با قابلیّت تعیین فرکانس‌های مختلف و طول موج‌های دلخواه استفاده می‌شود.

٤- دستگاه اوسیلوسکوپ: این دستگاه جهت نمایش موج‌های دریافتی و نیز تجزیه و تحلیل بصری موج و محاسبهٔ زمان سفر موج به کار می‌رود.

۵- تقویت‌کنندهٔ موج‌ها: ازآن‌جایی‌که در اثر میرایی، موج‌ها دچار کاهش دامنه می‌شوند لازم است به وسیلهٔ این دستگاه دامنهٔ موج‌های تشدید شده تا به‌خوبی توسّط دستگاه گیرنده درک شوند.

دستگاه سه محوری مورد استفاده متعلق به شرکت استارسنت آلمان و مجموعهٔ المان خمشی ساخت شرکت آبرفت پی آژند ایران است. در شکل (۱) دستگاه المان خمشی که روی دستگاه سه محوری نصب گردیده مشاهده می‌شود.

شکل (۱): دستگاه المان خمشی مورد استفاده

## مصالح مورد استفاده

مصالح مورد استفاده ماسه‌ی رودخانه‌ای مربوط به بخش دینور واقع در شمال شرقی شهرستان کرمانشاه کشور ایران بوده که به‌وسیله الک‌های استاندارد ASTEM تجزیه و دسته‌بندی گردید. دانه‌ها پس از تجزیه در ۱۰ دسته با قطرهای مشخص مطابق جدول (۱) و شکل (۲) طبقه‌بندی شدند.

جدول (۱): دسته‌بندی دانه‌ها

| ردیف | نام دسته | اندازهٔ دانه‌ها (mm) | سایز معرف (mm) |
|---|---|---|---|
| ۱ | R1 | ۰/۰–۱۵/۳۰ | ۰/۲۳ |
| ۲ | R2 | ۰/۰–۳۰/٤۲ | ۰/۳٦ |
| ۳ | R3 | ۰/۰–٤۲/٦۰ | ۰/۵۱ |
| ٤ | R4 | ۰/۰–٦۰/۸۵ | ۰/۷۳ |
| ۵ | R5 | ۰/۱–۸۵/۱۸ | ۱/۰۲ |
| ٦ | R6 | ۱/۱–۱۸/٤۰ | ۱/۲۹ |
| ۷ | R7 | ۱/۲–٤۰/۰۰ | ۱/۷۰ |
| ۸ | R8 | ۲/۲–۰۰/۳٦ | ۲/۱۸ |
| ۹ | R9 | ۲/٤–۳٦/۷۵ | ۳/۵٦ |
| ۱۰ | R10 | ٤/۹–۷۵/۵۳ | ۷/۱٤ |

برای هر دسته از ذرّات با اندازهٔ مشخص، به‌صورت جداگانه آزمایش‌های توده‌ی ویژه و تخلخل بیشینه و کمینه و المان خمشی انجام که نتایج در جدول شماره (۲) نشان داده شده است.

با توجّه به این‌که اندازه‌های قطر خاک بین دو الک دارای بازهٔ مشخصی هستند، در نمودارها از یک اندازه به‌عنوان نماینده رنج مورد نظر استفاده شده است. موضوع در ستون آخر جدول (۱) ذکر شده است.

## روش انجام آزمایش

در بررسی‌ها نسبت تخلخل و رفتار خاک بستگی زیادی به روش نمونه‌سازی و بافت خاک دارد. همگن و یکسان بودن تخلخل خاک نقش مهمی در نمونه‌سازی دارد، لذا باید تمهیداتی اتخاذ شود که بتوان به بیشترین میزان همگنی در نمونه‌سازی دست یافت. در آزمایشگاه روش‌های مختلفی از قبیل: روش‌های بارش خشک، تراکم مرطوب، رسوب‌گذاری در آب و تراکم کاهش‌یافته وجود دارد.

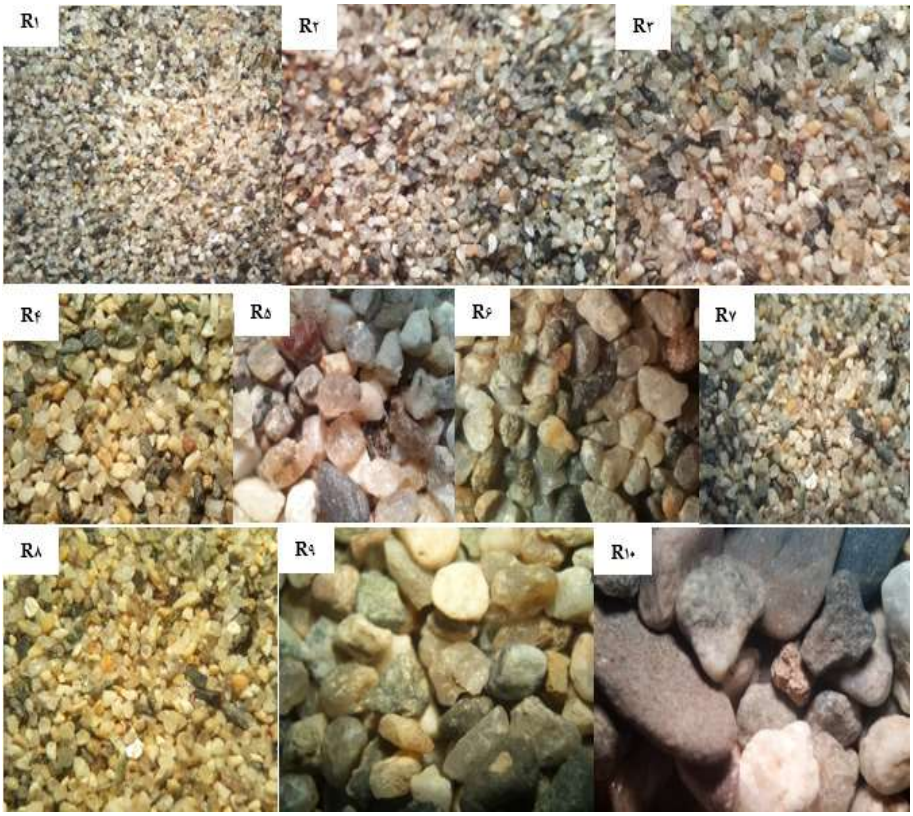
در روش نمونه‌سازی آزمایش‌ها با ریختن هر لایه و کوبش آن لایه پایینی کمی متراکم‌تر می‌گردد، در انتهای کار چگالی نمونه مدل ساخته‌شده با عمق متغیر و مدل غیر همگن می‌شود. راه‌حل جلوگیری از این مشکل استفاده از روش تراکم کاهش‌یافته ارائه شده توسّط لاد است [24]. در تحقیق حاضر این روش استفاده‌شده‌است.

وقتی خاک در چند لایه متراکم می‌شود، تراکم لایه‌های بعدی باعث افزایش دانسیته خاک موجود در زیر آن لایه می‌گردد. تراکم لایه دوم باعث تراکم بیشتر لایهٔ اوّل و تراکم لایهٔ سوم باعث افزایش تراکم لایه‌های اوّل و دوم می‌شود. لذا جهت ساخت نمونه‌های با تراکم یکنواخت، روش تراکم کاهش‌یافته مطرح شده است. در این روش به‌طورکلّی هر لایه با دانسیته کمتر از آنچه درنهایت مورد نظر است، کوبیده می‌شود.

با توجّه به رابطهٔ (۱) تخلخل خاک نقش اساسی و مهمی در تعیین مدول برشی خاک در حالت کرنش کوچک ایفا می‌کند. در این پژوهش تمامی نمونه‌ها حتی‌الامکان با تخلخلی یکسان و به‌صورت همگن ساخته شده‌اند. برای تمام اندازهٔ دانه‌ها مقادیر تخلخل کمینه و بیشینه اندازه‌گیری و برای کلّیه نمونه‌ها تخلخل میانگین $e_0$= ۰/۸ در نظر گرفته شد.

نمونه‌های ساخته شده تحت تنش همه‌جانبه در گام‌های ۵۰ کیلوپاسکال تا تنش نهایی ۵۰۰ کیلوپاسکال

قرار داده و سرعت موج‌برشی در فرکانس‌های مختلف برای هر گام اندازه‌گیری شد. در شکل (۳) یک نمونهٔ ساخته‌شده جهت انجام آزمایش نشان داده شده است.




شکل (۲): تصویر نمونه‌های ماسه با استفاده از میکروسکوپ نوری (2000X)

جدول (۲): مشخصات مصالح و نمونه‌های مورد استفاده

| نام گروه | قطر متوسّط (میلی‌متر) | دامنه وزن مخصوص خشک (گرم بر سانتی‌متر مکعب) | | دامنه تخلخل | | تخلخل مورد آزمایش | توده ویژه | تراکم نسبی | تعداد نمونه‌های تکراری |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | حداکثر | حداقل | بیشینه | کمینه | | | | |
| R1 | ۰/۲۲۵ | ۱/٤۷ | ۱/۲۵ | ۱/۱۲ | ۰/۸ | ۰/۸ | ۲/٦۵۹ | ۱۰۲ | ۳ |
| R2 | ۰/۳٦۳ | ۱/۵۱ | ۱/۲۹ | ۱/۰٦ | ۰/۷٦ | ۰/۸ | ۲/٦۵۹ | ۸۷/۸ | ۳ |
| R3 | ۰/۵۱۳ | ۱/۵۳ | ۱/۳۳ | ۱ | ۰/۷٤ | ۰/۸ | ۲/٦٤۸ | ۷٦ | ۳ |
| R4 | ۰/۷۲۵ | ۱/۵۵ | ۱/۳٤ | ۰/۹۸ | ۰/۷۲ | ۰/۸ | ۲/٦۵٤ | ٦۸/۳ | ۳ |
| R5 | ۱/۰۱۵ | ۱/۵٦ | ۱/۳٦ | ۰/۹٦ | ۰/۷۱ | ۰/۸ | ۲/٦٤۹ | ٦۲/۱ | ۳ |
| R6 | ۱/۲۹ | ۱/۵۹ | ۱/۳۹ | ۰/۹۱ | ۰/٦۷ | ۰/۸ | ۲/٦٤۹ | ٤۵/۷ | ۳ |
| R7 | ۱/۷ | ۱/۵۷ | ۱/۳۷ | ۱/۹۳ | ۰/٦۹ | ۰/۸ | ۲/٦۳۸ | ۵۲/٤ | ۳ |
| R8 | ۲/۱۸ | ۱/۵۷ | ۱/۳۸ | ۰/۹۱ | ۰/٦۹ | ۰/۸ | ۲/۲٤۵ | ٤۹/۸ | ۳ |
| R9 | ۳/۵٦ | ۱/٦۲ | ۱/٤۳ | ۱/۸۵ | ۰/٦۳ | ۰/۸ | ۲/۲٤٦ | ۲۲/۳ | ۳ |
| R10 | ۷/۱٤ | ۱/۵۹ | ۱/٤۱ | ۰/۸۸ | ۰/٦۷ | ۰/۸ | ۲/٦۵۹ | ۳۷ | ۳ |

شکل (۳): نمونه ساخته‌شده جهت انجام آزمایش

اندازه‌گیری‌ها به‌وسیلهٔ دستگاه المان خمشی در سلول سه محوری با استفاده از یک منبع مولد سیگنال و یک اوسیلسکوپ صورت گرفته است. زمان سفر موج ($\Delta t$) به روش همبستگی متقابل از روش‌های حوزه‌ی زمان است. از طریق فرمول $V = {L_{tt}}/{\Delta t}$ سرعت موج‌برشی ($V_s$) و میزان مدول برشی ماکزیمم ($G_{max}$) را از طریق رابطهٔ $G_{max} = \rho V_s^2$ محاسبه گردید.

روش‌های محاسبه زمان سفر موج به زیر بخش‌های: الف) روش شروع تا شروع، ب) روش نقطهٔ اوج تا نقطهٔ اوج و ج) روش تابع همبستگی متقابل تقسیم می‌شوند.

روش شروع تا شروع رایج‌ترین روش تفسیر موج است. این روش اوّلین انحراف مثبت سیگنال دریافت شده از دامنهٔ صفر را به‌عنوان زمان ورود موج‌برشی ($t_0$) درنظرمی‌گیرد. از ایرادهای اصلی این روش، عدم معلوم بودن نقطه‌ی سیگنال ورودی به علّت اثر حوزه نزدیک است.

در روش نقطهٔ اوج تا نقطهٔ اوج زمان سفر موج‌برشی به‌عنوان فاصله‌ی زمانی بین قله‌ی مثبت سیگنال ارسال شده و اوّلین قلهٔ بزرگ روی سیگنال دریافت شده تعریف می‌شود. با توجّه به اثر پراکندگی ناشی از هندسه‌ی نمونه و جذب انرژی طبیعت خاک، سیگنال دریافت شده با افزایش فاصله ضعیف می‌شود. این امر در تفسیر این روش مشکل ایجاد می‌کند.

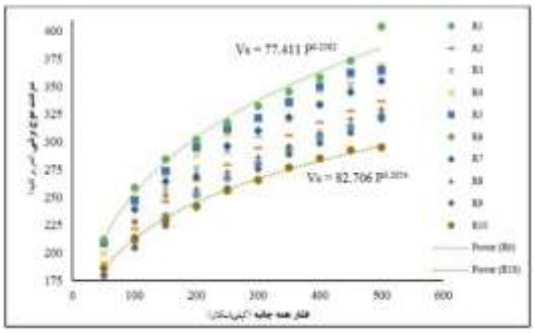
روش تابع همبستگی متقابل، برگرفته شده از روش‌های تجزیه‌وتحلیل معمولی سیگنال‌ها؛ برای تحلیل نتایج آزمایش المان خمشی در خاک‌ها معرفی و استفاده شد. روش همبستگی متقابل به‌عنوان یک روش ریاضی، تخمین قابل قبولی را در خصوص زمان سفر موج‌های برشی و طولی ارائه می‌دهد. با استفاده از این روش به‌راحتی می‌توان سیگنال‌های حوزه‌ی زمان را به حوزه‌ی فرکانس تبدیل نمود. تجزیه‌ی سیگنال‌ها دسته‌ای از موج‌های هارمونیک با دامنه و فرکانس مشخص را تولید می‌نماید. به‌طور ایده‌آل حداکثر تابع همبستگی متقابل باید بر اوّلین قله‌ی مثبت سیگنال دریافت شده که بیشترین مقدار را هم دارد، منطبق باشد.

برای رسیدن به نتیجه مطلوب و کاهش خطای آزمایش هر ترکیب چند بار تکرار گردید.

## نتایج و بحث

در این تحقیق بنا بر هدف مقایسه‌ای نتایج تمامی نمونه‌ها با تخلخل ثابت و یکسان ($e_0$=۰/۸) است. ازآنجایی‌که برای هر دسته از دانه‌ها مقادیر تخلخل بیشینه و کمینه یکسان نیست. تراکم نسبی نمونه‌ها نیز با یکدیگر برابر نبوده و هر دسته از دانه‌ها دارای تراکم نسبی متفاوت امّا نسبت تخلخل یکسانی می‌باشند.

تغییر مدول برشی ماکزیمم برای ۱۰ نوع دانه‌بندی مختلف از قطر ۰/۲۲۵ میلی‌متر تا ۷/۱٤ میلی‌متر و از فشار ۵۰ کیلوپاسکال تا ۵۰۰ کیلوپاسکال اندازه‌گیری و نتایج آن در شکل (٤) نمایش داده شده است.




شکل (٤): تغییرات مدول برشی با فشار همه‌جانبه برای نمونه‌های مختلف

همان‌گونه که از شکل(٤) استنباط می‌گردد، برای تمامی اندازهٔ دانه‌ها با افزایش فشار همه‌جانبه مدول برشی افزایش می‌یابد. علّت عمده آن بیشتر شدن نقاط تماسی

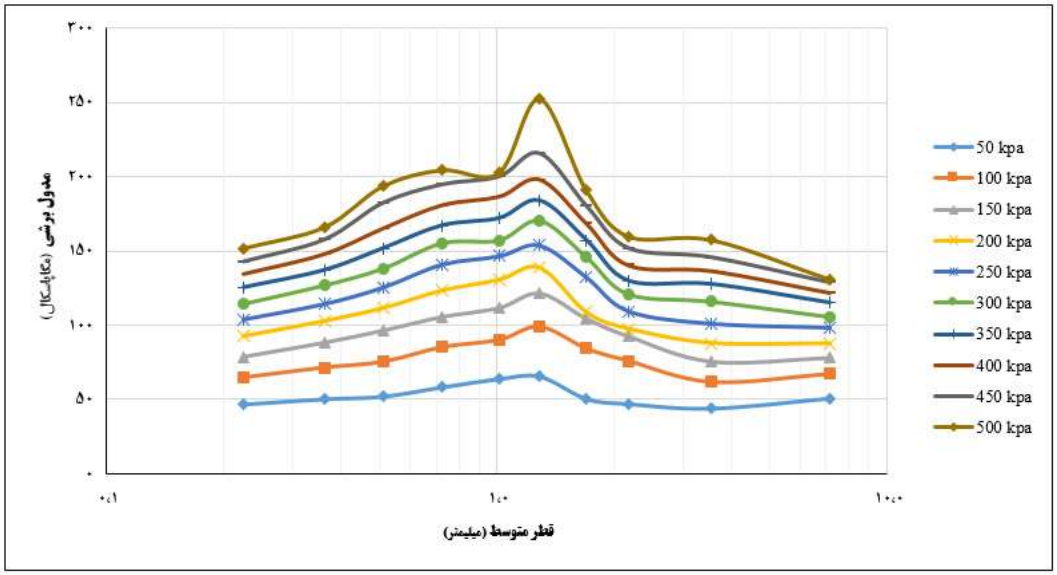
و اصطکاک میان دانه‌ای ذرّات در فشارهای بالاتر است. در شکل (۵) نتایج تغییرات سرعت موج با افزایش اندازهٔ دانه‌های خاک مشاهده می‌شود. در بازه‌ای از ابعاد با افزایش اندازهٔ دانه‌ها سرعت موج‌برشی افزایش و در بازهٔ دیگر سرعت موج‌برشی کاهش یافته است. به‌طوری‌که برای قطر ۰/۲۲۵م.م تا ۱/۲۹ م.م با افزایش قطر متوسّط دانه‌ها سرعت موج‌برشی افزایش و از قطر ۱/۲۹ م.م تا قطر ۷/۱٤ م.م با افزایش قطر متوسّط دانه‌ها سرعت موج-برشی کاهش می‌یابد.

در شاخه صعودی شکل (۵) از اندازه با افزایش قطر دانه‌ها برای تمامی فشارهای همه‌جانبه سرعت موج‌برشی افزایش می‌یابد. همان‌گونه که می‌دانیم این افزایش اندازهٔ میانگین دانه‌ها موجب کاهش ضریب یکنواختی و به دنبال آن باعث افزایش سرعت موج‌برشی و مدول برشی می‌شود. از دیگر توجیهات این افزایش می‌توان به افزایش نقاط تماسی بین دانه‌ها و تئوری تماسی هرتز اشاره کرد [8].

در شاخه نزولی شکل (۵) با افزایش اندازهٔ دانه‌ها سرعت موج‌برشی و مدول برشی کاهش می‌یابد.

از عوامل تأثیرگذار در این پدیده می‌توان به کاهش قفل و بست دانه‌ها و اصطکاک داخلی اشاره کرد. برخلاف انتظار علیرغم افزایش اندازهٔ دانه‌ها و درنتیجه افزایش قفل بست بین آن‌ها، سرعت موج‌برشی کاهش‌یافته که این امر ناشی از حذف دانه‌های پرکننده و طولانی شدن مسیر انتشار موج است.

در جدول (۳) نتایج این تحقیق با یافته‌های دیگر محقّقین مقایسه گردیده است. در بعضی دامنه‌ها این نتایج با نتایج دیگران مطابقت داشته و در دامنه‌ی دیگر تناقض دارد. نتایج این پژوهش با یافته‌های منک و استوکوئه (۲۰۰۳)، شریفی‌پور و دانو (۲۰۰٦)، هاردین و کالینسکی (۲۰۰۵) و کنگ و همکاران (۲۰۱٤) تا اندازهٔ ۱/۲۹ میلی‌متر ازنظر رفتاری مطابقت و با افزایش اندازهٔ دانه‌ها مدول برشی نیز افزایش می‌یابد؛ و همچنین نتایج بارتاک وسینگ (۲۰۰۷)، پاتل و همکاران (۲۰۰۹)، یانگ و گو (۲۰۱۳) و لیو و یانگ (۲۰۱٤) حاکی از کاهش مدول برشی با افزایش اندازهٔ دانه‌ها است که نتایج این پژوهش در شاخه نزولی نمودار با یافته‌های آن‌ها مطابقت دارد امّا در قسمت صعودی با نتایج آنان در تضاد است.




شکل (۵): تغییرات سرعت موج‌برشی نسبت به ابعاد دانه‌ها در فشارهای همه‌جانبه مختلف

جدول (۳): مقایسهٔ کلّی نتایج این پژوهش با یافته‌های دیگر محقّقین

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| منک و استوکوئه ۲۰۰۳ | D(mm) | ۰/۳۳ | ۲/٦ | – | – | – | – | – | – | – | – |
| | Gmax | ۱۰۳/۹٦ | ۱٤۱/۵۵ | – | – | – | – | – | – | – | – |
| هاردین و کالینسکی ۲۰۰۵ | D(mm) | ۰/۰۵ | ۰/۰۸ | ۰/۱۵ | ۰/۹٤ | ۳/٦ | ۷/۹ | – | – | – | – |
| | Gmax | ۳٤۸ | ٤۳۰/٦۹ | ٤٦۳/۷٦ | ٦۷۲/۲۳ | ۷۷۳/۳۸ | ۸۳٦/۰۲ | – | – | – | – |
| بارتاک و سینگ ۲۰۰۷ | D(mm) | ۰/۳۳ | ۰/٦۵ | ۱/۲۵ | – | – | – | – | – | – | – |
| | Gmax | ۱۳۱/٦ | ۱۱۸/۱۳ | ۹۲/۲۲ | – | – | – | – | – | – | – |
| پاتل و همکاران ۲۰۰۸ | D(mm) | ۰/۵ | ۱/۵ | ۲/۵ | – | – | – | – | – | – | – |
| | Gmax | ۲۰۸/۳ | ۱٤۷/۷۳ | ۱۱۰/۹۸ | – | – | – | – | – | – | – |
| شریفی‌پور و دانو ۲۰۰٦ | D(mm) | ۱ | ۲ | ۳ | – | – | – | – | – | – | – |
| | Gmax | ۱۲٤/۱ | ۱٤۱/۷ | ۱٦٦/٤ | – | – | – | – | – | – | – |
| یانگ و گو ۲۰۱۳ | D(mm) | ۱/۱۹۵ | ۰/۹۲ | ۱/۷۵ | – | – | – | – | – | – | – |
| | Gmax | ۲۱٦ | ۱۹۹/۱۱ | ۱۷۹/۵۵ | – | – | – | – | – | – | – |
| لیو و یانگ ۲۰۱٤ | D(mm) | ۰/۲٤٦ | ۰/٤۲۷ | ۰/۹٦ | – | – | – | – | – | – | – |
| | Gmax | ۱۳۱ | ۱۲۰/۷۵ | ۸۱/۱۲ | – | – | – | – | – | – | – |
| کنگ و همکاران ۲۰۱٤ | D(mm) | ۰/۰٦ | ۰/۲٦ | ۰/٤۵ | ۰/۵۰ | ۰/۷۳ | ۳ | ٦ | – | – | – |
| | Gmax | ۵۰/۲٦ | ۱۸۵/۱۲ | ۱٤۰/۵۲ | ۱۳۰/۰۸ | ۱٤۷/۹۸ | ۱۵۲/۱٤ | ۲۷۸/۱۸ | – | – | – |
| تحقیق حاضر | D(mm) | ۰/۲۲۵ | ۰/۳٦ | ۰/۵۱ | ۰/۷۲۵ | ۱/۰۱۵ | ۱/۲۹ | ۱/۷۰ | ۲/۱۸ | ۳/۵٦ | ۷/۱٤ |
| | Gmax | ۱۰۳/۸۲ | ۱۱٤/۰٤ | ۱۲۵/۲۲ | ۱۳۹/۷۲ | ۱٤۲/۳٤ | ۱٤٦/۵٦ | ۱۲۸/٦۳ | ۱۰۹/۲۷ | ۱۰۰/۱ | ۱۰۱/۹ |

## نتیجه‌گیری

نتایج به‌دست‌آمده حاکی از آن است که در قطر متوسّط دانه‌ها از ۰/۲۲۵ تا ۱/۲۹ میلی‌متر با افزایش قطر، مدول برشی افزایش و برای قطر متوسّط دانه‌ها از ۱/۲۹ تا ۷/۱٤ میلی‌متر با افزایش قطر مدول برشی کاهش می‌یابد. کاهش مدول برشی درشت‌دانه‌ها ناشی از حذف دانه‌های پرکننده و طولانی شدن مسیر انتشار موج است.

این تغییر مدول برشی در دامنه‌های مختلف به دو صورت افزایشی و کاهشی خود را نشان می‌دهد. به‌طوری‌که بیشترین نرخ افزایش مدول برشی برای فشار ۵۰۰ کیلوپاسکال به میزان ۵٦/۸۸ درصد و بیشترین نرخ کاهش مدول برشی برای همین فشار به میزان ٤۳/۲۲ درصد است.

مقایسه نتایج این تحقیق با یافته‌های پژوهش‌های گذشته حاکی از آن است که تحقیق حاضر در دامنه گسترده‌تری انجام گردیده است، مطابق جدول شمارهٔ (۳) نتایج این تحقیق با یافته‌های دیگر محقّقین مقایسه گردیده است و همان‌گونه که دیده می‌شود، ازنظر سیر صعودی یا نزولی بودن مقدار مدول برشی با تغییر اندازهٔ دانه‌ها، در بعضی دامنه‌ها این نتایج با نتایج دیگران مطابقت داشته و در دامنه‌ی دیگر تناقض دارد. از دلایل اختلاف این تحقیق با برخی محقّقین دیگر می‌توان به نوع

دانه‌های خاک (مصنوعی یا طبیعی بودن دانه‌ها) و اختلاف در میزان تخلخل خاک اشاره نمود.

اکثر محقّقین دامنهٔ محدودی از اندازهٔ دانه‌های خاک را برای بررسی تأثیر اندازهٔ دانه‌ها روی سرعت موج‌برشی و یا مدول برشی مورد مطالعه قرار داده‌اند. عدم مطالعه دامنهٔ گسترده از ذرّات مانع از اظهارنظر قطعی در خصوص تأثیر اندازهٔ دانه‌ها روی سرعت موج‌برشی یا مدول برشی خاک شده است. در این تحقیق با استفاده از دستگاه المان خمشی نسبت به بررسی تأثیر اندازهٔ دانه‌ها در دامنه وسیعی از آن‌ها بر روی سیگنال‌های دریافتی، محتوی فرکانس سیگنال‌های دریافتی و سرعت موج‌برشی در فشار همه‌جانبه ۵۰ تا ۵۰۰ کیلوپاسکال اقدام شد.

در این پژوهش به تأثیر اندازهٔ دانه‌ها پرداخته شده است امّا صرفاً این عامل به‌تنهایی نقش تعیین‌کننده نداشته و به نظر می‌رسد که جنس ذرّات، شکل ذرّات و ویژگی-های سطوح آن‌ها نیز می‌توانند نقش‌هایی را ایفا کنند.

بررسی نتایج این تحقیق حاکی از تأثیر تغییر اندازهٔ دانه‌ها روی مدول برشی خاک است. مدول برشی $G_{max}$ مبنای بسیاری از محاسبات نظری، آزمایشگاهی و طراحی‌های ژئوتکنیکی مانند محاسبات تغییرشکل‌ها، پایداری شیب‌ها و ارزیابی روانگرایی و تحلیل پاسخ حرکات زمین و بسیاری از اندازه‌گیری‌ها است؛ بنابراین نتایج حاصله از این پژوهش می‌تواند به‌خوبی در زمینه-های ذکر شده مورد استفاده قرار گیرد.

در انجام آزمایش‌ها فرضیه‌ها و محدودیت‌های مانند اعمال محیط الاستیک و رفتار خطی برای خاک، عدم توانایی دستگاه در اندازه‌گیری دانه‌های درشت شنی و همچنین تغییر تخلخل یکسان نمونه‌ها در هنگام فشار همه‌جانبه وجود داشت.

## مراجع


1. Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, New York, (1996).
2. Atkinson, J. H., & Sallfors, G., "Experimental Determination of Soil Properties", Proc. 10th ECSMFE, Folrance, Vol. 3, pp. 915-956, (1991).
3. Hardin, B. O., & Richart, F. E., "Elastic Wave Velocities in Granular Soils", *J. Soil Mech. Found.* Engng Div., Vol. 89, No.SM1, pp. 39–56, (1963).
4. Iwasaki, T., & Tatsuoka, F., "Effect of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sand", *Soil and foundations,* Vol. 17, No. 3, (1977).
5. Delia, B., & Lanzo., G., "Laboratory and Field Determinations of Small-Strain Shear Modulus of Natural Soil Deposits", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, (1996).
6. Lin, S-Y., Lin, S. P., Luo, H. S., & Juang, C. H.," Shear Modulus and Damping Ratio Characteristics of Gravelly Deposits", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, No. 3, pp. 638–651, (2000).
7. Menq. F. Y., & Stokoe. K. H., "Linear Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils from Large-Scale Resonant Tests". Di Benedetto et al., editor, Deformation Characteristics of Geomaterials, pp. 63–71, (2003).
8. Sharifipour, M. & Dano, C., "Effect of Grains Roughness on Waves Velocities in Granular Packings",

First Euro Mediterranean in Advances on Geomaterials and Structures – Hammamet 3-5 May Tunisia, (2006).

9. Sahaphol, T., & Miura, S., "Shear Moduli of Volcanic Soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 157–165, (2004).
10. Hardin, B. O., & Kalinski, M. E., "Estimating the Shear Modulus of Gravelly Soils", *Journal of Geotechnical and. Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, pp. 867-875, (2005).
11. Kwon, T. H., & Cho, G. C., "Smart Geophysical Characterization of Particulate Materials in a Laboratory", *Smart Structures and Systems*, Vol. 1, No. 2, pp. 217-233, (2005).
12. Bartake, P. P., & Singh, D. N., "Studies on the Determination of Shear Wave Velocity in Sands", *Geomechanics and Geoengineering*, Vol. 2, No. 1, pp. 41–49, (2007).
13. Patel, A., Bartake, P. P., & Singh, D. N., "An Empirical Relationship for Determining Shear Wave Velocity in Granular Materials Accounting for Grain Morphology" *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 32, No. 1, pp. 1–10, (2008).
14. WicaksonoI, R. I., Tsutsum, Y., Takeshi, S., Koseki, J., & Reiko, K., "Laboratory Wave Measurements on Toyoura Sand and Hime Gravel", *Bulletin of ERS*, No. 41, (2008).
15. Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T., "Influence of the Grain-Size Distribution Curve of Quartz Sand on the Small Strain Shear Modulus *G*max", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 10, pp. 1404-1418, (2009).
16. Yang, J., & GU, X., "Shear Stiffness of Granular Material at Small Strains: does it depend on grain size? ", *Geotechnique*, Vol. 63, No. 2, pp. 165–179, (2013).
17. Gu, X., Yang, J., & Huang, M., "Laboratory Measurements of Small Strain Properties of Dry Sands by Bender Element", *Soils and Foundations*, Vol. 53, No.5, pp. 735–745, (2013).
18. Kang, X., Bate, B., & Ge, L., "Characterization of Shear Wave Velocity and Its Anisotropy in Uniform Granular Materials", Geo-Congress 2014 Technical Papers, GSP 234 © ASCE, pp. 2029-2041, (2014).
19. Liu, X, & Yang, J., "Shear Wave Velocity and Shear Modulus of Silty Sand", *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, pp. 907-910, (2014).
20. Choo, H., & Burns, S. E., "Effect of Overconsolidation Ratio on Dynamic Properties of Binary Mixtures of Silica Particles", *Soil Dynamic sand earthquake engineering* Vol. 60, pp. 44-50, (2014).
21. Senetakis, K., & Madhusudhan, B. N., "Dynamics of Ppotential Fill–Backfill Material at Very Small Strains" *Soils and Foundations*, Vol. 55, No. 5, pp. 1196–1210, (2015).
22. Pradhan, A., & Yu, X., "Bender Element Testing and Discrete Element Modeling of Shear Wave in Granular Media", IFCEE 2015, San Antonio, Texas, the University of Texas, pp. 1993-2002, (2015).

23. Payan, M., Khoshghalb, A., Senetakis, K., & Khalili, N., "Effect of Particle Shape and Validity of Gmax Models for Sand: A critical review and a new expression", *Computers and Geotechnics*, Vol. 72, pp. 28–41, (2016).
24. Ladd, R., "Preparing Test Specimens Using Undercompaction", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 1, No. 1, pp. 16-23, (1978).

# تعیین ضریب رفتار قاب بتن‌آرمه دارای دیوار برشی فولادی نازک با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده★

مجید قلهکی[۱] علی سلیمانی[۲] امید رضائی‌فر[۳]

## چکیده

*امروزه دیوار برشی فولادی در سراسر دنیا به‌خصوص مناطق با لرزه‌خیزی زیاد به‌شدّت مورد توجّه محقّقان و طراحان قرار گرفته است و مطالعات عددی و آزمایشگاهی فراوانی جهت شناخت بیشتر رفتار این سیستم انجام شده است. برای استفاده از ظرفیت محدودهٔ رفتار غیر ارتجاعی سیستم‌ها و سازه‌ها، لازم است در طراحی سازه روش‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرند، امّا به دلیل زمان‌بر بودن این نوع طراحی، از روش استاتیکی خطی معادل بهره گرفته می‌شود. امّا طراحی الاستیک کاملاً غیراقتصادی است و به همین منظور از پارامتر ضریب رفتار استفاده می‌شود. در این تحقیق ضرایب لرزه‌ای برای سیستم قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی نازک با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) تعیین شده‌اند. برای این منظور سه ساختمان ۷ و ۱۵ و ۳۰ طبقه تحت ۱۰ شتاب‌نگاشت مختلف حوزهٔ دور و نزدیک آنالیز شدند. بر اساس تحلیل‌ها ضریب شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه به ترتیب ٤/٢٤، ٢/٤٨ و ۹ محاسبه گردید. نتایج نشان داد که ضریب رفتار و شکل‌پذیری این نوع سیستم با افزایش ارتفاع سازه، کاهش و ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد.*

**واژه‌های کلّیدی** ضریب رفتار، قاب خمشی بتن‌آرمه، دیوار برشی فولادی نازک، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA).

# Determining Coefficient Behavior of Reinforced Moment Frame Having the Steel Plate Shear Wall using incremental Non-linear Dynamic Analysis (IDA)

**M. Gholhaki A. Soleymani O. Rezayfar**

**Abstract** *Nowadays the researchers and experts are interested in steel plate shear wall throughout the world particularly in the regions with high frequency of earthquakes. There has been a number of numerical and experimental studies to get more information about the behavior of this system.to make more use of the capacity of inelastic behavior of the systems and structures it makes necessary to apply Non-linear methods in designing structures. As this method is rather time-consuming the static linear technique is used instead of it, designing elastic is not economical, so it is replaced by coefficient behavior. In this study, the seismic coefficient for the reinforced concrete moment frame with the thin steel plate shear wall is carried out using incremental nonlinear dynamic analysis. Three 7-story, 15-story, and 30-story buildings with different near fault and far fault records were analyzed. The ductility factor, additional strength, and coefficient behavior of the structure were calculated as 4.24, 2.48,9 respectively. The result of this study show that the coefficient behavior, and ductility factor of this system is decreased as the height of the structure goes up but it leads to the increase in the strength Factor.*

**Key Words** Coefficient Behavior (R), Reinforcement Moment Frame, Thin Steel Plate Shear Wall, Incremental Dynamic Analysis (IDA).

---

★ تاریخ دریافت مقاله ۹٦/۲/۱۲ و تاریخ پذیرش آن۹۸/۱۰/۱۸ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئول، دانشیار دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

**Email:** mgholhaki@semnan.ac.ir

(۲) کارشناس ارشد سازه، دانشگاه سمنان.

(۳) دانشیار دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

**مقدّمه**

با توجّه به این‌که سیستم قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی یک سیستم جدید بوده و ضوابطی برای استفاده از آن در طراحی سازه ارائه نشده است، لذا لازم است پارامترهای لرزه‌ای شامل ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار تعیین شوند؛ امّا یکی از مهم‌ترین عدم قطعیّت‌های موجود در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، طبیعت ذاتی زلزله بوده که از نوع عدم قطعیّت‌های تصادفی بوده و برای کمّی نمودن این عدم قطعیّت، نیاز به لحاظ نمودن اثر تغییر رکورد زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سازه با انجام آنالیزهای دینامیکی متعدد توسّط رکوردهای متفاوت زلزله است. لذا در این مطالعه جهت لحاظ نمودن اثر این نوع از عدم قطعیّت‌ها از روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) استفاده شده است.

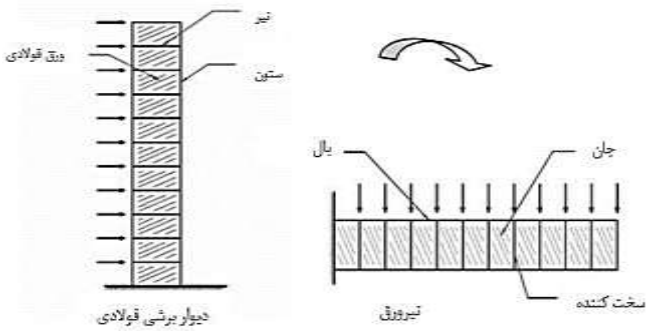
## تحقیقات انجام‌شده بر روی دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی ازجمله سیستم‌های مقاوم جانبی پرکاربرد در سازه‌های بلند است. وظیفهٔ اصلی این سیستم حفظ و پایداری سازه در برابر نیروی افقی و لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی وارد بر سازه است [1]. دیوار برشی فولادی نسبت به دیوار برشی بتنی دارای مزایا و فوایدی است که ازجمله آن‌ها می‌توان به سبک بودن و شکل‌پذیری بیشتر اشاره کرد [2].

در سال ۲۰۰٤ میلادی آئین‌نامه‌های مختلف دیوار برشی فولادی ازجمله آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی کانادا، FEMA- 450 ضوابطی برای طراحی دیوارهای برشی فولادی ارائه کردند. در سال ۲۰۰۵ میلادی ضوابط طراحی دیوار برشی فولادی به آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی آمریکا AISC (AISC 314-2005) اضافه شد [۳].

دیوار برشی فولادی سیستمی است که از ورق‌های فولادی، ستون‌های حائل (VBE) و تیرهایی (HBE) که در تراز هر طبقه وجود دارند تشکیل‌شده است. رفتار دیوارهای برشی فولادی را می‌توان با عملکرد تیرورق‌ها شبیه‌سازی کرد. در شکل (۱) تصاویری از یک قاب با دیوارهای برشی فولادی و تیرورق با جان نازک نشان داده‌شده است. ستون‌های قاب با دیوار برشی مانند بال‌های تیرورق، تیرهای آن مشابه با تقویت‌کننده‌های میانی تیرورق و ورق فولادی به‌مثابه جان تیرورق می‌باشند [٤].

مطالعات تئوریک در زمینه طراحی و آنالیز دیوارهای برشی فولادی، درنهایت منجر به ارائه دو روش محاسباتی ظرفیت برشی در این زمینه گردید. روش اوّل بر مبنای جایگزینی تعدادی نوار مورب به‌جای ورق پرکننده بوده (روش نواری) که توسّط تربورن در سال ۱۹۸۳ به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی ارائه و به‌عنوان ضمیمه آیین‌نامهٔ فولاد کانادا (CAN/CSA S16-01) پذیرفته شد [5] روش دوم، بر مبنای تعامل ورق با قاب محیطی است (روش PFI) که توسّط صبوری و رابرتز در سال ۱۹۹۱ به منظور طراحی و آنالیز انواع مختلف دیوارهای برشی فولادی ارائه شده است [۳].




شکل (۱): مشابهت دیوار برشی فولادی به تیر ورق [٤]

روبرتز و صبوری قمی دانشگاه ولز انگلستان برای تأثیر بازشوها بر رفتار پانل‌های برشی فولادی آن‌ها را با روزنه‌های دایره شکل در مرکز، تحت آزمایش بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند [6].

الغالی و همکاران مدل‌هایی از سه نمونه دیوار برشی فولادی سه طبقه و یک دهانه با مقیاس ۱:۳ را که قبلاً توسّط ککس و همکاران [7] در همان سال ساخته و آزمایش شده بودند به روش المان محدود تحلیل کردند [8]. در سال‌های ۱۹۹٦ و ۱۹۹۸ نتایج بارگذاری چرخه‌ای بر روی یک نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه توسّط درایور گزارش گردید، نمونهٔ مورد آزمایش تا قبل از گسیختگی از خود رفتار بسیار نرم و شکل‌پذیر نشان داد [9,10].

بهبهانی‌فر و همکاران، آزمایش‌های چرخه‌ای را با اعمال بارهای شبه استاتیکی همراه با شبیه‌سازی بارهای ثقلی بر روی سه طبقه فوقانی یک سازه چهار طبقه دیوار برشی فولادی که قبلاً توسّط درایور و همکارانش آزمایش شده بود، انجام دادند [11].

ولادی و همکاران [12] و چن و هنگ [13] صبوری و قلهکی [١٤] و چوی و پارک [15]، مطالعات آزمایشگاهی بر روی دیوار برشی فولادی انجام دادند که نتایج مطالعات این محقّقان شکل‌پذیری و ظرفیت خوب دیوار برشی فولادی را در برابر بارهای جانبی نشان داد. همچنین وبستر و همکاران [16]، صبوری و ممزیزی [17] و وانگ و همکاران [18] به تحقیق در مورد دیوار برشی فولادی پرداخته و نتایج تحقیقات خود را منتشر کردند.

بومیک [19] تحقیقاتی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام داد. در این تحقیق رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار برشی فولادی با چندین بازشوی دایره‌ای یک اندازه مورد بررسی قرار گرفت. قطر دایره‌ها، جانمایی و مش بندی المان‌ها نیز از مباحثی است که در این تحقیق بررسی گردید.

منگ و همکاران [20] تحقیقات مشابه با مورد بالا انجام دادند. آن‌ها در این تحقیق رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار برشی فولادی در حالات گوناگون (ازجمله، شکل‌ها و جانمایی‌های مختلف بازشوها، مشخصات سازه و همچنین سخت‌کننده‌های مختلف) را بررسی کردند.

نیز پوربا و برینو [21] مطالعات آزمایشگاهی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام دادند. آن‌ها در تحقیقات خود، نحوهٔ تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها و تیرها و همچنین نوع خرابی در سازه را مورد ارزیابی قرار دادند. همچنین میزان تغییر مکان اعضا به‌صورت افقی و قائم بررسی گردید.

## تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

آنالیز دینامیکی فزاینده ازجمله روش‌های قدرتمند کامپیوتری است که اخیراً به‌عنوان روش جامع و فراگیر برای محاسبه عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها در زمینه مهندسی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد [22] این روش در سال ۱۹۷۷ برای اوّلین بار توسّط برتر [23] پیشنهاد گردید و سپس شیوه‌های مختلفی توسّط محقّقان دیگر مورداستفاده قرار گرفت. در دههٔ اخیر این روش توسّط آژانس مدیریت بحران فدرال آمریکا (FEMA) پذیرفته‌شده و در راهنماهای FEMA-351 [24] و FEMA-350 [25] برای تعیین ظرفیت فروریزش کلّی سازه موردتوجّه قرارگرفته است.

جهت استفاده از آنالیز IDA، انتخاب مناسب پارامترهای شدّت لرزه‌ای و شدّت خرابی بسیار مهم و تأثیرگذار است. شرط لازم برای انتخاب یک شدّت لرزه‌ای مناسب، به مقیاس درآوردن آن است. همچنین انتخاب یک پارامتر شدّت لرزه‌ای مناسب علاوه بر این‌که باعث پراکندگی کمتر و درنتیجه عمومیت بیشتر پاسخ ایجادشده در سازه تحت اثر رکوردهای گوناگون زلزله می‌گردد، می‌بایست دربردارنده ویژگی‌های دینامیکی یک رکورد مانند محتوای فرکانسی، انرژی و ... باشد [22]. در این تحقیق جهت وارد کردن ویژگی‌های سازه ازجمله

زمان تناوب، در فرآیند مقیاس کردن رکوردها و نیز لحاظ کردن میرایی، از شتاب طیفی مود اوّل سازه با میرایی ۵ درصد ($Sa(T_1,\zeta=5\%)$) به‌عنوان معیار شدّت لرزه‌ای استفاده شده است.

ازجمله پارامترهایی که به‌عنوان پارامتر شدّت خرابی می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد می‌توان به دوران گرهی، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، تغییر مکان بام و یا تغییر شکل محوری المان‌ها اشاره کرد. پارامتر شدّت خرابی باید به نحوی انتخاب شود که پاسخ سازه را هرچه بهتر نشان دهد. در این مطالعه با توجّه این‌که در اکثر آئین‌نامه‌های معتبر از حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای جهت بیان حد خرابی سازه استفاده شده است و ازآن‌جایی‌که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز به آن اشاره شده است [۲٦]، لذا مطابق فلسفه حاکم بر این استاندارد، از معیار حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای ($\theta max$) به‌عنوان پارامتر شدّت خرابی استفاده شده است.

آئین نامه‌های مختلف ازجمله FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در ایران (نشریه ۳٦۰)، شدّت‌های مختلفی را برای حدود عملکرد مختلف در سازه ارائه کرده‌اند. به‌عنوان‌مثال در FEMA-356 برای حالت خرابی در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) و حد فروریزش (CP) به ترتیب تغییر مکان‌های جانبی نسبی ۲٪ و ٤٪ را برای قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه بیان می‌کند [27].

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، در آنالیز IDA مقیاس کردن رکوردها باید تا زمانی که سازه‌ها دریفت ۲ درصد یا ۲,۵ درصد را تجربه کنند ادامه یابد. در این سطح عملکردی، ساختمان دچار خرابی‌های قابل‌توجّهی شده و سختی سازه به مقدار چشم‌گیری کاهش می‌یابد، ولی حاشیه ایمنی قابل‌توجّهی نیز برای جلوگیری از فروریزش سازه وجود دارد [۲۸].

برای انجام آنالیز IDA، رکوردهای زلزله باید به نحوی انتخاب شوند که مشابهت خوبی با محل قرارگیری سازه داشته باشند و اثرات خاک منطقه را به‌خوبی بر سازه بازسازی کنند [22]. در این مطالعه به جهت عمومیت بیشتر آنالیزها علاوه بر شرایط خاک منطقه که خاک نوع III است از شتاب‌نگاشت‌های دو حوزهٔ دور و نزدیک گسل با سرعت موج‌برشی ۱۷۵–۳۷۵m/s استفاده شده تا رفتار سازه تحت تأثیر هر دو حوزه بررسی شود. لیست شتاب‌نگاشت‌های انتخابی که تعداد آن‌ها ۱۰ مورد است (۵ رکورد دور از گسل و ۵ رکورد نزدیک گسل) در جدول (۱) ارائه شده است.

.

جدول (۱): شتاب‌نگاشت‌های انتخابی برای آنالیز تاریخچه زمانی

| | ردیف | محل زلزله | بزرگی- ریشتر | سال |
|---|---|---|---|---|
| رکوردهای دور از گسل | ۱ | Tabas-iran | ۷/۳۵ | ۱۹۷۸ |
| | ۲ | Trinidad | ۷/۲ | ۱۹۸۰ |
| | ۳ | Taiwan | ٦/۵ | ۱۹۸۳ |
| | ٤ | Northridge | ٦/٦۹ | ۱۹۹٤ |
| | ۵ | Victoria.Mexico | ٦/۳ | ۱۹۸۰ |
| رکوردهای نزدیک گسل | ٦ | Imperial vally | ۵/۵ | ۱۹۵۳ |
| | ۷ | Loma.Prieta | ٦/۹۳ | ۱۹۸۹ |
| | ۸ | Northridge | ۵/۲۸ | ۱۹۹٤ |
| | ۹ | Parkfield | ٦ | ۲۰۰٤ |
| | ۱۰ | Kobe | ٦/۹ | ۱۹۹۵ |

برای مقیاس کردن رکوردها از ضرایب ثابت استفاده شده است. این ضرایب به نحوی انتخاب‌شده‌اند که تعداد دفعات مقیاس شدن یک رکورد تا زمان حصول شدّت خرابی مورد نظر به حدی باشد که رفتار سازه از حالت الاستیک تدریجاً به سمت حالت غیرالاستیک سوق داده شود.

## ضریب رفتار

عموماً رفتار واقعی غیرخطی سازه با یک رابطهٔ دو خطی مدل می‌گردد (شکل ۳) که در آن نیروی حد جاری شدن سازه با Vy و در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام وقوع زلزله، ماکزیمم برش پایه در سازه برابر Ve

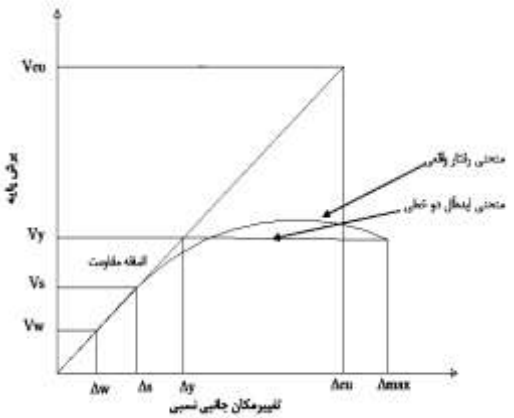
خواهد بود. این نیرو به دلیل شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی سازه به مقدار Vy کاهش می‌یابد.

ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری مطابق رابطهٔ (۱) تعریف می‌شود:

$$R\mu = \frac{V_e}{V_y} \qquad (۱)$$

نسبت برش پایه ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی در سازه (وقوع اوّلین جاری شدن)، ضریب اضافه مقاومت نامیده شده و طبق رابطهٔ (۲) و شکل (۲) به‌دست می‌آید. بر اساس روابط مدل اندرکنش ورق با قاب، ابتدا ورق فولادی خراب شده، سپس در شدّت‌های زلزله بیشتر، تیرها دچار خرابی شده و درنهایت قاب خمشی وارد عمل می‌شود و مفاصل پلاستیک تشکیل خواهند شد.

$$Rs = \frac{V_y}{V_s} \qquad (۲)$$




شکل (۲): رفتار کلّی سازه

برای طراحی در حالت تنش مجاز، آئین نامه ها طراحی نیروی Vs را به Vw کاهش می‌دهند. این کاهش نیرو توسّط ضریب تنش مجاز طبق رابطهٔ (۳) صورت می‌پذیرد.

$$\gamma = \frac{V_s}{V_w} \qquad (۳)$$

با توجّه به توضیحات فوق ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی طراحی به کار می‌رود مطابق رابطهٔ (٤) و (٥) به ترتیب برای حالت مقاومت نهایی و حالت تنش مجاز محاسبه می‌شود [٢٦].

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R\mu \times Rs \qquad (٤)$$

$$R = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R\mu \times Rs \times \gamma \qquad (٥)$$

## محاسبهٔ ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشی IDA

در این روش که توسّط موافای و الناشای [30]، ابداع شده برای محاسبه برش پایه در سازه از تحلیل IDA استفاده شده و نسبت برش پایه نهایی به برش پایه معادل اوّلین جاری شدن به‌عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می‌گردد. این روش با توجّه به مرجع [۳۱] به‌صورت زیر اصلاح می‌گردد:

$$Rs = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(st,y)}} \qquad (٦)$$

## محاسبهٔ ضریب شکل‌پذیری با استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA

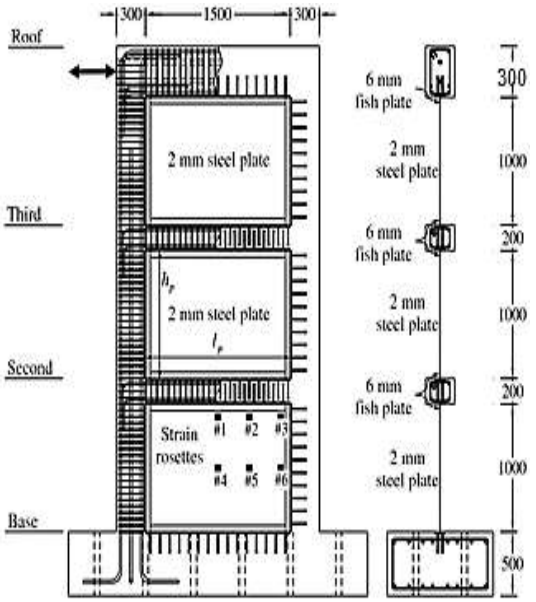
در این روش با مقیاس کردن رکوردهای زلزله انتخاب شده و انجام آنالیز IDA، ماکزیمم برش پایه غیرخطی ($V_{b(Dyn,u)}$) متناظر حالت حدی خرابی به‌دست‌آمده، سپس با انجام آنالیز خطی سازه تحت همان رکورد، برش الا ستیک سازه ($V_{b(Dyn,e)}$) محا سبه شده و مطابق رابطهٔ (۷) ضریب شکل‌پذیری محاسبه می‌گردد:

$$R\mu = \frac{V_{b(Dyn,e)}}{V_{b(Dyn,u)}} \qquad (۷)$$

## صحّت‌سنجی و مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees

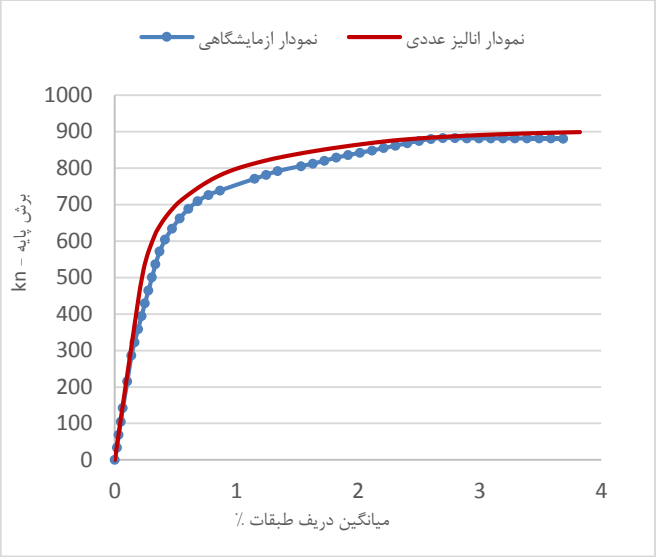
در این مقاله برای مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی تاریخچه زمانی از نرم‌افزار

Opensees2.4.0 استفاده شده است [32]. برای صحّت-سنجی نرم‌افزار Opensees، از مدل آزمایشگاهی قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی ورق فولادی (SPIW1) چویی و پارک استفاده شده است [18]. این پژوهش جهت بررسی رفتار دیوار برشی فولادی جدار نازک با المان‌های مرزی قاب بتن‌آرمه انجام شده است. برای این منظور مدل سه طبقه یک دهانه از سیستم مذکور با مقیاس ۱:۳ ساخته‌شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. ابعاد و جزئیات مسلح شدگی المان‌های قاب مرزی در شکل (۳) نشان داده شده است. ابعاد مقطع ستون‌ها، تیرها و تیر طبقه آخر به ترتیب ۳۰۰×۳۰۰ میلی‌متر، ۳۰۰×۲۰۰ میلی‌متر و ۳۰۰×۳۰۰ میلی‌متر می‌باشند. المان‌ها به‌صورت frame در نظر گرفته شدند لذا سیستم به‌صورت مفصلی عمل کرده و بحث تمرکز تنش مطرح نخواهد بود، مش بندی‌ها به‌صورت منظم انجام شده‌اند و حتّی با این تفاسیر نیازی به مش بندی نخواهد بود.

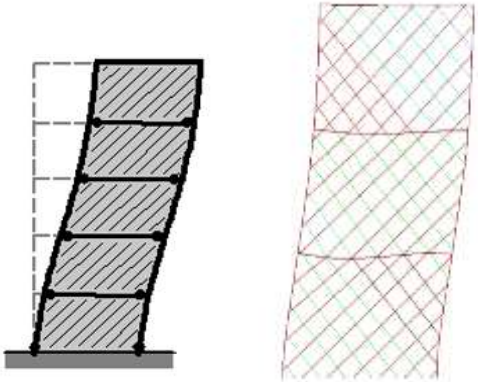



شکل (۳): نمونهٔ آزمایشگاهی چوی و پارک [18]

برای مدل‌سازی در نرم‌افزار Opensees از المان تیر–ستون غیرخطی (nonlinearBeamColumn) برای المان‌های تیر و ستون‌ها با کنترل تغییر شکل استفاده شده است که این المان قابلیّت لحاظ نمودن اثر P-Δ و تغییر شکل‌های بزرگ را دارد. برای مدل‌سازی ورق فولادی از روش نواری با زاویه میدان کشش قطری ٤٥ درجه استفاده شده است [32]. در این روش برای مدل‌سازی نوارهای کششی از المان خرپا استفاده شده است. جهت مدل‌سازی پلاستیتسیته گسترده در المان‌ها در برنامه، مقطع المان‌های تیر و ستون به تعدادی الیاف (Fiber) تقسیم می‌شوند. همچنین جهت مدل‌سازی مصالح بتنی و فولاد آرماتورها به ترتیب از مصالح Concrete01 و Steel02 استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار واقعی نوارها که در هنگام فشار نباید از خود واکنش نشان دهند از مصالح Hystertic استفاده شده که با رفتار سه خطی در کشش و فشار این ویژگی را به نوارها می‌دهد که در هنگام در فشار قرار گرفتن از خود مقاومت نشان نداده و اجازه دهد که میدان کشش قطری دیوار برشی فولادی به‌خوبی مدل‌سازی شود. بارگذاری مدل همانند مدل آزمایشگاهی صورت گرفته است، به‌طوری‌که نیرو با استفاده از یک جک به گوشه طبقه سوم وارد می‌شود. نتیجه بارگذاری به‌صورت منحنی ظرفیت سازه در شکل (٤) ارائه شده است؛ که دو نمودار آزمایشگاهی و مدل عددی را با هم مقایسه می‌کند. همچنین در شکل (٥) شکل تغییر یافته مدل عددی نشان داده شده است که طبق طراحی مدل آزمایشگاهی رفتار برشی را در برابر بارگذاری جانبی از خود نشان داده است. مدل عددی دارای ظرفیت نهایی و شیب اولیّه بسیار نزدیک به مدل آزمایشگاهی است ولی به دلیل ترک‌های اولیّه بتن در مدل آزمایشگاهی، نمودار حاصل از مدل‌سازی عددی دیرتر تسلیم‌شدگی را نشان می‌دهد.




شکل (٤): مقایسهٔ رفتار عددی و آزمایشگاهی



شکل (٥): شکل تغییر یافتهٔ مدل عددی

نتایج مدل صحّت سنجی نشان می‌دهد که نرم‌افزار Opensees و مدل‌سازی عددی ورق فولادی به روش نواری به‌خوبی می‌توانند رفتار ورق فولادی در قاب بتن‌آرمه را نشان دهد.

## طراحی مدل‌ها

مقاومت فولاد و بتن در اعضای مرزی و ورق جان مشابه تحقیقات چوی و پارک در نظر گرفته شد [15]. جداول (۲) تا (۵) مقاطع تیر و ستون و ضخامت ورق فولادی طراحی شدهٔ نمونه‌های ۷ و ۱۵ و ۳۰ طبقه را نشان می‌دهد.

جدول (۲): مشخصات مقاطع سازهٔ ۷ طبقه

| طبقه | ستون میانی cm | ستون کناری cm | تیر cm | ضخامت ورق mm |
|---|---|---|---|---|
| ۱ | ٥٥×٥٥ | ٤٠×٤٠ | ٤٠×٤٠ | ۱/۲۸ |
| ۲ | ٥٥×٥٥ | ٤٠×٤٠ | ٤٠×٤٠ | ۱/۸ |
| ۳ | ٥٠×٥٠ | ۳٥×۳٥ | ۳٥×۳٥ | ۱/٤٦ |
| ٤ | ٥٠×٥٠ | ۳٥×۳٥ | ۳٥×۳٥ | ۱/۲۸ |
| ٥ | ٤٠×٤٠ | ۳۰×۳۰ | ۳۰×۳۰ | ۰/۹ |
| ٦ | ۳٥×۳٥ | ۳۰×۳۰ | ۳۰×۳۰ | ۰/۷ |
| ۷ | ۳۰×۳۰ | ۳۰×۳۰ | ۳۰×۳۰ | ۰/۳ |
| طبقه ۷ در دهانه دارای دیوار برشی | | | ٤۰×۳۰ | |

جدول (۳): مشخصات مقاطع سازهٔ ۱۵ طبقه

| ضخامت ورق mm | تیر cm | ستون کناری cm | ستون میانی cm | طبقه |
|---|---|---|---|---|
| ٦/٠٨ | ٥٠×٥٠ | ٧٠×٧٠ | ١١٠×١١٠ | ١ |
| ٣/٤٢ | ٥٠×٥٠ | ٧٠×٧٠ | ٩٠×٩٠ | ٢ |
| ٢/٩٦ | ٥٠×٥٠ | ٧٠×٧٠ | ٩٠×٩٠ | ٣ |
| ٢/٩٦ | ٥٠×٥٠ | ٦٠×٦٠ | ٨٠×٨٠ | ٤ |
| ٢/٩٦ | ٥٠×٥٠ | ٦٠×٦٠ | ٨٠×٨٠ | ٥ |
| ٢/٦٤ | ٥٠×٥٠ | ٦٠×٦٠ | ٧٠×٧٠ | ٦ |
| ٢/٦٤ | ٤٥×٤٥ | ٥٠×٥٠ | ٧٠×٧٠ | ٧ |
| ٢/٦٤ | ٤٥×٤٥ | ٥٠×٥٠ | ٦٠×٦٠ | ٨ |
| ٢/٦٤ | ٤٥×٤٥ | ٤٠×٤٠ | ٦٠×٦٠ | ٩ |
| ١/٨ | ٣٥×٣٥ | ٤٠×٤٠ | ٥٠×٥٠ | ١٠ |
| ١/٨ | ٣٥×٣٥ | ٤٠×٤٠ | ٥٠×٥٠ | ١١ |
| ١/١ | ٣٥×٣٥ | ٣٥×٣٥ | ٤٥×٤٥ | ١٢ |
| ١/١ | ٣٠×٣٠ | ٣٥×٣٥ | ٤٥×٤٥ | ١٣ |
| ٠/٩٣ | ٣٠×٣٠ | ٣٠×٣٠ | ٤٥×٤٥ | ١٤ |
| ٠/٣٧ | ٣٠×٣٠ | ٣٠×٣٠ | ٣٥×٣٥ | ١٥ |
| | ٤٠×٣٠ | طبقه ۱۵ در دهانه با دیوار برشی | | |

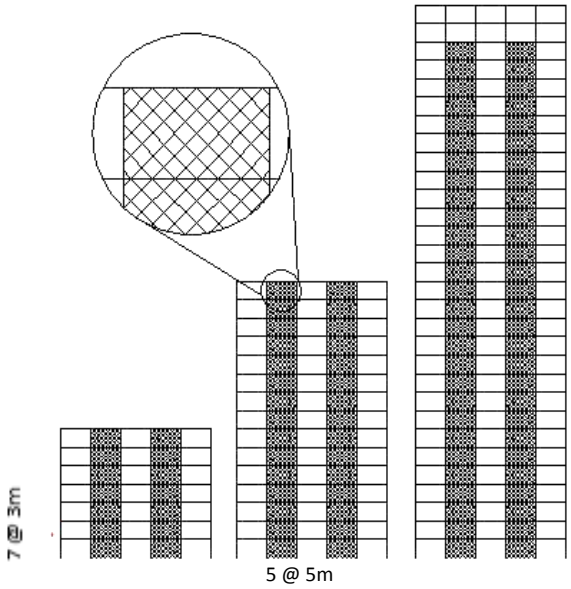
جدول (٤): مقاطع ستون سازهٔ ۳۰ طبقه

| ستون کناری cm | طبقه | ستون میانی cm | طبقه |
|---|---|---|---|
| ١٠٠×١٠٠ | ١–٢ | ١٩٠×١٩٠ | ١–٣ |
| ٩٠×٩٠ | ٣–٥ | ١٧٠×١٧٠ | ٤–٧ |
| ٨٠×٨٠ | ٦–١٠ | ١٥٠×١٥٠ | ٨–١٠ |
| ٧٠×٧٠ | ١١–١٥ | ١٣٠×١٣٠ | ١١–١٣ |
| ٦٠×٦٠ | ١٦–٢٠ | ١٢٠×١٢٠ | ١٤–١٥ |
| ٥٠×٥٠ | ٢١–٢٥ | ١١٠×١١٠ | ١٦–١٧ |
| ٤٠×٤٠ | ٢٦–٢٧ | ٩٠×٩٠ | ١٨–٢٠ |
| ٤٠×٤٠ | ٢٨–٣٠ | ٧٠×٧٠ | ٢١–٢٢ |
| | | ٧٠×٧٠ | ٢٣–٢٥ |
| | | ٥٠×٥٠ | ٢٦–٢٨ |
| | | ٤٠×٤٠ | ٢٩–٣٠ |

جدول (٥): مقطع تیر و ضخامت ورق سازهٔ ۳۰ طبقه

| ضخامت ورق mm | طبقه | تیر cm | طبقه |
|---|---|---|---|
| ١١/٨ | ١–١٠ | ٧٠×٧٠ | ١–١٥ |
| ٩/٦ | ١١–١٥ | ٦٠×٦٠ | ١٦–٢٠ |
| ٧ | ١٦–٢٠ | ٥٠×٥٠ | ٢١–٢٥ |
| ٤/٨ | ٢١–٢٥ | ٤٠×٤٠ | ٢٦–٣٠ |
| ١/٤ | ٢٦–٢٨ | ٥٥×٤٠ | ٢٨ با spsw |

پس از طراحی مدل‌ها در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شدند. شکل (٦) مدل‌های ایجادشده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد.




شکل (٦): مدل‌های ایجادشده در نرم‌افزار

## مدل‌های مورد بررسی و نتایج تحلیل

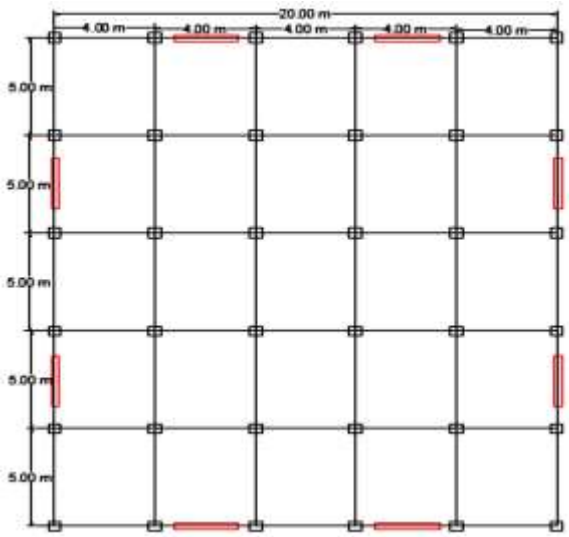
در این مقاله سه سازهٔ بتنی ۷ و ۱۵ و ۳۰ طبقه با سیستم قاب بتن‌آرمه ویژه و دیوار برشی فولادی نازک به‌صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار ETABS-2015، با فرض احداث در منطقه‌ای با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع III و کاربری مسکونی که درجهٔ اهمّیّت یک دارد، مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران [۲٦] و مبحث ششم مقررات ملی [۳۳] و با لحاظ ضوابط مبحث نهم مقررات ملی [۳٤]، تحلیل و طراحی شدند. ارتفاع کلّیه طبقات ۳ متر، طول دهانه‌ها در امتداد طول ساختمان ۵ متر و در امتداد

عرض ساختمان ٤ متر در نظر گرفته شد، (شکل ۷). برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در مراحل طراحی به دلیل عدم امکان مدل‌سازی ورق فولادی در هندسه مدل و تحلیل آن توسّط نرم‌افزار ETABS، از مهاربند کششی معادل بهره گرفته شد، (شکل ۵). در دو طبقهٔ آخر سازه ۳۰ طبقه به دلیل ایجاد برش منفی در مهاربندها، در سازه از کاربرد سیستم دوگانه در این طبقات اجتناب شده و برای مقابله با نیروی جانبی تنها از سیستم قاب بتن‌آرمه ویژه استفاده گردید. لازم به یادآوری است که برای دوگانه محسوب شدن یک سیستم، طبق استاندارد ۲۸۰۰، سیستم قاب خمشی و سیستم دیوار برشی هریک به‌تنهایی باید بتوانند به ترتیب ۲۵ و ۵۰ درصد نیروی جانبی را تحمل کنند [۲٦].

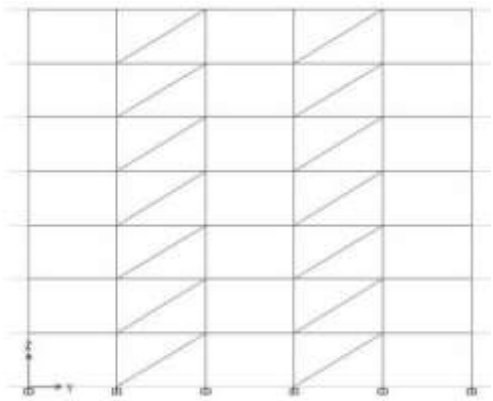
بعد از تحلیل و طراحی سازه‌ها با سیستم مهاربند معادل و به د ست آوردن مقاطع تیر و ستون‌ها و سطح مقطع مهاربندها، با استفاده از رابطهٔ (۸) ضخامت ورق فولادی معادل برای هرکدام سازه‌ها در تمام طبقات محاسبه می‌شود [35].

$$t = \frac{2A_b \sin\theta \sin 2\theta}{L \sin^2 2\alpha} \qquad (۸)$$

در رابطهٔ فوق $\theta$، $\alpha$، L و $A_b$ به ترتیب زاویه بین مهاربند و ستون، زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی، عرض دهانه قاب و سطح مقطع مهاربند معادل هستند.




شکل (۷): پلان سازه‌ها و جانمایی دیوار برشی فولادی



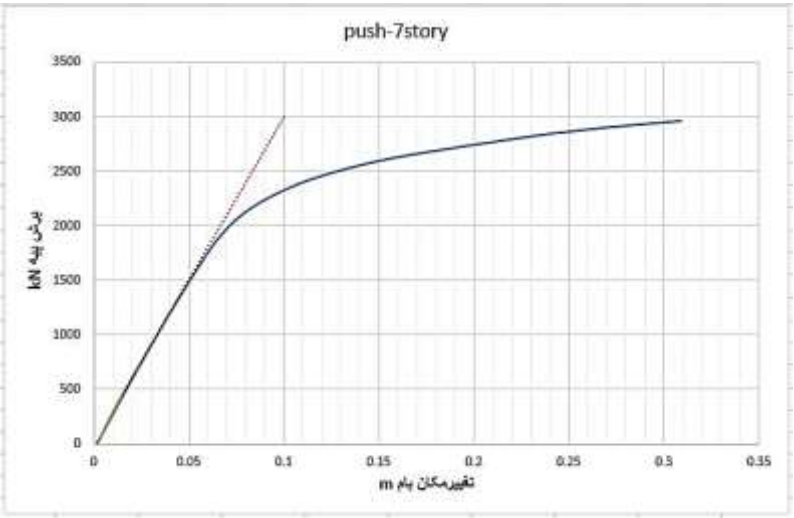
شکل (۸): نمای قاب ۷ طبقه با مهاربند معادل

بعد از تعیین ضخامت ورق فولادی در هر دهانه باید ستون‌های اطراف ورق فولادی و تیرهای مرزی آخرین طبقه دارای دیوار برشی فولادی برای تحمل لنگر ناشی از میدان کشش قطری دیوار برشی فولادی با استفاده از رابطه‌های ارائه شده در نشریه شماره ۲۰ انجمن فولاد آمریکا کنترل شود [35].

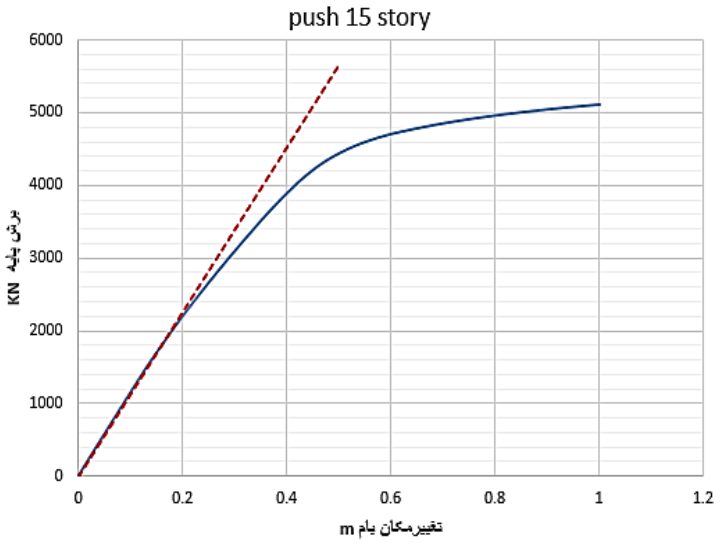
تحلیل‌ها در دو بخش تحلیل اســـتاتیکی غیرخطی (بار افزون) و تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) به ترتیب زیر صورت گرفت.

## تحلیل استاتیکی غیرخطی

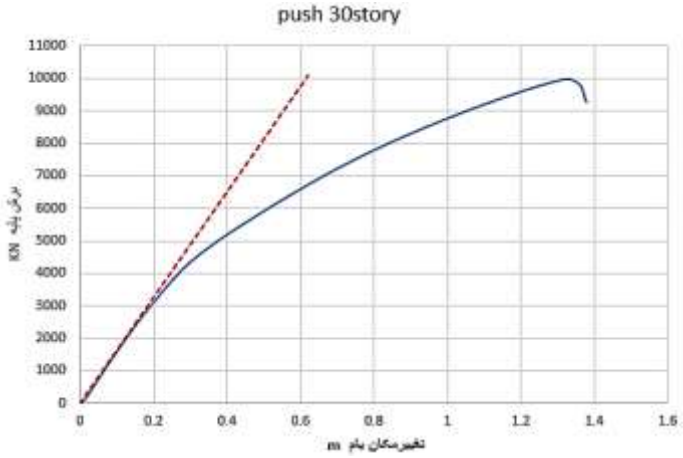
همان‌طور که در بخش‌های قبل اشاره شد جهت به دست آوردن برش مربوط به ایجاد اوّلین تسلیم‌شدگی در سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون استفاده می‌شود. نمودارهای این تحلیل که دارای مؤلفه‌ی افقی تغییر مکان بام و مؤلفهٔ قائم برش پایه هستند در شکل‌های (۹) تا (۱۱) ارائه شده‌اند.




شکل (۹): نمودار آنالیز استاتیکی غیرخطی بار افزون سازهٔ ۷ طبقه




شکل (۱۰): نمودار آنالیز استاتیکی غیرخطی بار افزون سازهٔ ۱۵ طبقه




شکل (۱۱): نمودار آنالیز استاتیکی غیرخطی بار افزون سازهٔ ۳۰ طبقه

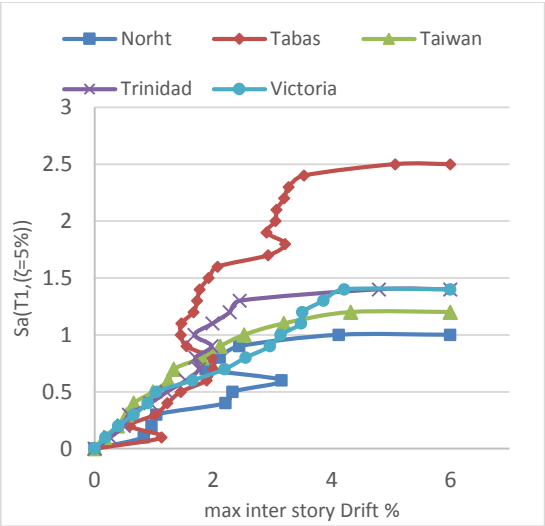
برای به دست آوردن نیروی برشی معادل اوّلین تسلیم‌شدگی در سازه لازم است تا از روی نمودار، محلی که سازه از حالت خطی خود خارج شده و در آستانه ورود به حالت غیرخطی است مشخص گردد و برشی پایه‌ای که در این مرحله به سازه وارد می‌شود، برش نظیر اوّلین تسلیم‌شدگی ($V_{b(st,y)}$) در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین آستانه غیرخطی شدن سازه یک خط بر نمودار به نحوی رسم می‌شود که بر سختی ابتدایی منطبق بوده و شیب آن با شیب اولیّه نمودار ظرفیت سازه یکسان باشد، (شکل ۹ تا ۱۱). زمانی که نمودار خطی از نمودار واقعی جدا می‌شود سازه وارد مرحله غیرخطی شده و تسلیم‌شدگی در آن رخ داده است. مقادیر برش مربوط به اوّلین تسلیم‌شدگی برای سه مدل به شرح جدول (٦) است.

جدول (٦): مقادیر برش نظیر اوّلین تسلیم‌شدگی

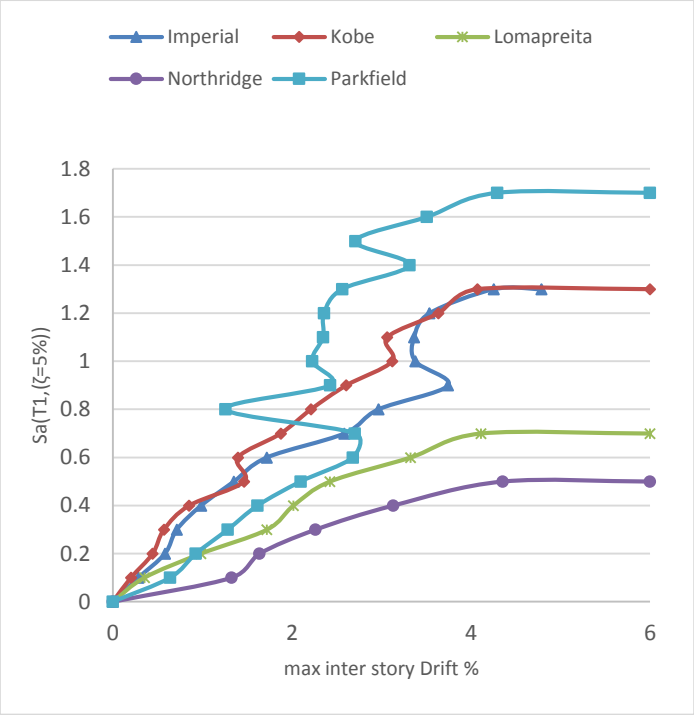
| مدل | ۷ طبقه | ۱۵ طبقه | ۳۰ طبقه |
|---|---|---|---|
| $V_d$ - kN | ۱۳۲۵ | ۲۳۷۰ | ۳۲۰۰ |

## نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)

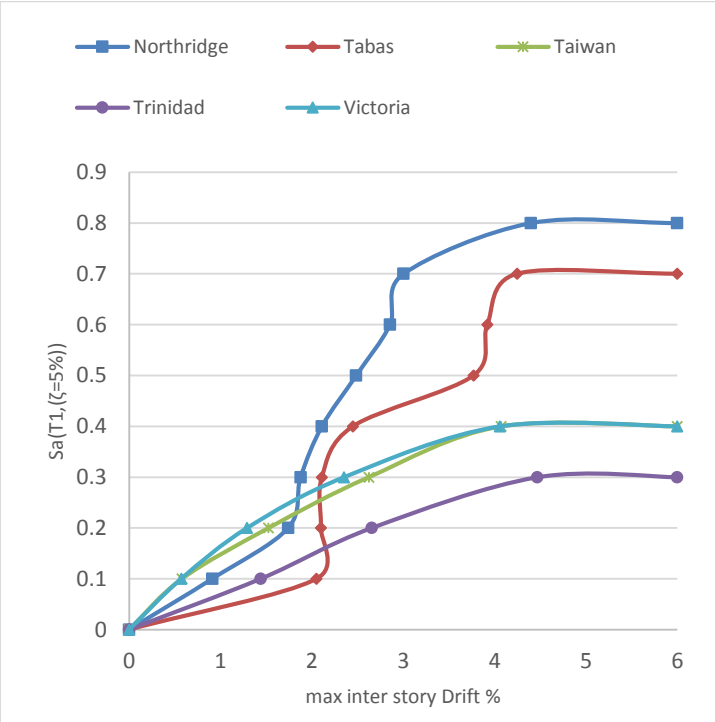
برای به دست آوردن برش نظیر حد خرابی در سازه‌ها، مقیاس شدن رکورد تا زمانی که سازه به دریفت مورد نظر برسد ادامه می‌یابد. نتایج آنالیزهای دینامیکی فزاینده به‌صورت منحنی‌های خلاصه IDA با معیار شدّت لرزه‌ای (IM)، $Sa(T1,\zeta=5\%)$ و معیار شدّت خرابی (DM)، برای بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای مدل‌ها در شکل‌های (۱۲) تا (۱۷) ارائه شده است. همان‌طور که در منحنی‌ها دیده می‌شود به‌طورکلّی با افزایش ارتفاع ساختمان، سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیرخطی شده و برای یک مقدار معیار شدّت خرابی ثابت، مقادیر معیار شدّت لرزه‌ای در نمودارها کاهش می‌یابد. به‌عبارت‌دیگر می‌توان گفت ظرفیت $S_a$ سازه متناظر با یک معیار خرابی معین با افزایش ارتفاع آن‌ها کاهش می‌یابد که این مطلب در اثر وارد شدن مودهای بالاتر بر سازه رخ می‌دهد.



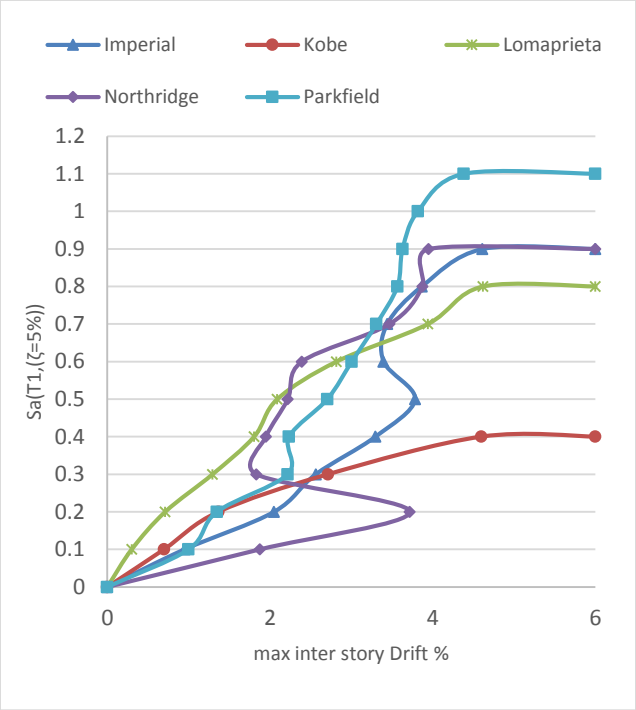

شکل (۱۲): نمودار IDA مدل ۷ طبقه تحت رکوردهای دور از گسل



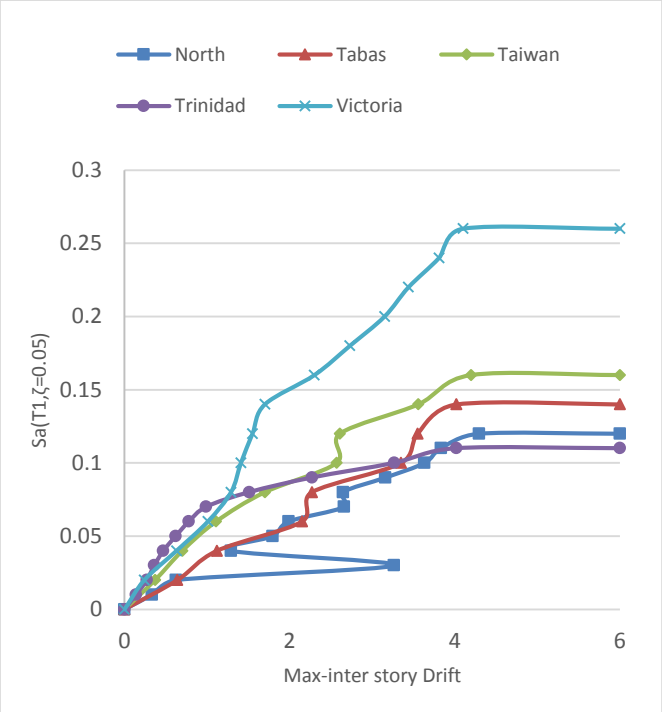

شکل (۱۳): نمودار IDA مدل ۷ طبقه تحت رکوردهای نزدیک گسل



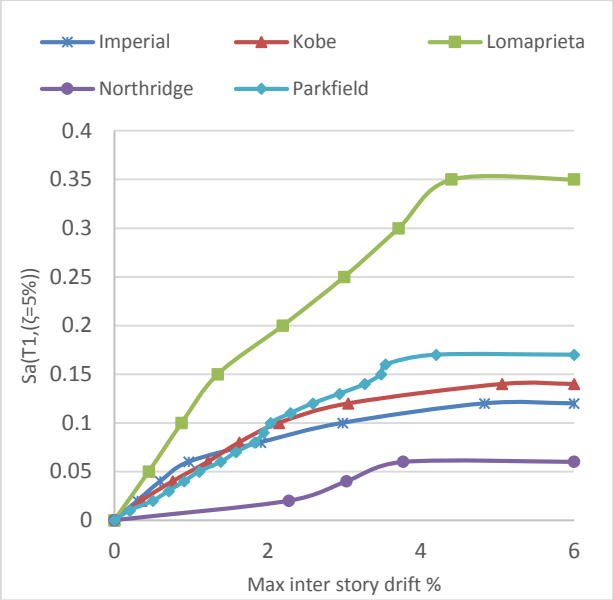

شکل (۱٤): نمودار IDA مدل ۱۵ طبقه تحت رکوردهای دور از گسل




شکل (۱۵): نمودار IDA مدل ۱۵ طبقه تحت رکوردهای نزدیک گسل




شکل (۱۶): نمودار IDA مدل ۳۰ طبقه تحت رکوردهای دور از گسل




شکل (۱۷): نمودار IDA مدل ۳۰ طبقه تحت رکوردهای نزدیک گسل

## محاسبهٔ ضریب رفتار

با توجّه به نتایج حاصل از آنالیزهای استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی تحت اثر رکوردهای انتخاب شده، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار برای هر یک از سازه‌ها محاسبه شده و در جداول (۷) تا (۱٤) ارائه شده است. همان‌طور که در نتایج مشاهده می‌شود مقادیر ضریب اضافه مقاومت با افزایش تعداد طبقات ساختمان با افزایش روبه‌رو شده و این امر به دلیل تأثیر درجهٔ نامعینی بر ضریب اضافه مقاومت است که با افزایش درجهٔ نامعینی، ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد. امّا روند تغییر ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار برعکس اضافه مقاومت است. ضریب شکل‌پذیری به دلیل افزایش ارتفاع سازه یک روند کاهشی را تجربه می‌کند.

به دلیل کاهش زیاد شکل‌پذیری، روند افزایشی اضافه مقاومت نتوانسته باعث افزایش ضریب رفتار شده و روند کاهش ضریب شکل‌پذیری غالب بوده و لذا ضریب رفتار، روند کاهشی را تجربه کرده است. درنهایت با میانگین‌گیری از مقادیر به‌دست‌آمده برای ضریب رفتار، مقادیر نهایی ضریب رفتار برای سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی نازک در جدول (۱٤) ارائه شده است.

جدول (۷): اضافه مقاومت سازه‌ها تحت رکوردهای دور از گسل

| مدل / رکورد | ۷ طبقه | ۱۵ طبقه | ۳۰ طبقه |
|---|---|---|---|
| Northridge | ۲/۲۲ | ۲/۸٤ | ٤/٤۹ |
| Tabas | ۲/۰۹ | ۱/۵۵ | ۲/۸۲ |
| Taiwan | ۱/۸۹ | ۱/۷۸ | ۲/۳۰ |
| Trinidad | ۲/۱۹ | ۱/۵۳ | ۳/٦۵ |
| Victoria | ۱/٤۳ | ۱/٦۲ | ۳/۷۹ |

جدول (۸): اضافه مقاومت سازه‌ها تحت رکوردهای نزدیک گسل

| مدل / رکورد | ۷ طبقه | ۱۵ طبقه | ۳۰ طبقه |
|---|---|---|---|
| Imperial | ۱/٦۲ | ۲/۰۸ | ۲/۸۸ |
| Kobe | ۲/۱٤ | ۲/۲٦ | ۲/۹٤ |
| Lomaprieta | ۲/۰٦ | ۱/۷۸ | ۲/۲۰ |
| Northridge | ۱/۸۱ | ۳/٦۸ | ۳/٤۸ |
| Parkfield | ۲/۱۱ | ۳/۸۱ | ۳/۳۰ |

جدول (۹): شکل‌پذیری سازه‌ها تحت رکوردهای دور از گسل

| مدل / رکورد | ۷ طبقه | ۱۵ طبقه | ۳۰ طبقه |
|---|---|---|---|
| Northridge | ۳/۱۱ | ۳/۱۲ | ۱/٤۱ |
| Tabas | ٤/٦۰ | ۷/۳۷ | ۲/٤٥ |
| Taiwan | ٦/٤٤ | ٦/۰۷ | ۳/۳۹ |
| Trinidad | ٦/۰۹ | ٥/۹۸ | ۱/٥٤ |
| Victoria | ۱۰/۸۸ | ۷/۷٦ | ۱/٤۳ |

جدول (۱۰): ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها تحت رکوردهای نزدیک گسل

| مدل / رکورد | ۷ طبقه | ۱۵ طبقه | ۳۰ طبقه |
|---|---|---|---|
| Imperial | ۷/۰۱ | ٤/۷۰ | ۳/۱۳ |
| Kobe | ٥/۱۸ | ۳/۷۰ | ۳/٦۰ |
| Lomaprieta | ٥/۰۹ | ٥/۱٥ | ۲/٤۳ |
| Northridge | ٤/۳۰ | ۱/۷٤ | ۲/۲۸ |
| Parkfiela | ٤/٦۳ | ۱/۳٦ | ۱/٤۰ |

جدول (۱۱): ضریب رفتار سازهٔ ۷ طبقه حالت حد نهائی و تنش مجاز

| | | R-LRFD | R-ASD |
|---|---|---|---|
| رکوردهای دور از گسل | Northridge | ٦/۸٤ | ۹/۹۹ |
| | Tabas | ۹/٦۱ | ۱۳/۹۰ |
| | Taiwan | ۱۲/۱۷ | ۱۷/٥۷ |
| | Trinidad | ۱۳/۳٤ | ۱۹/۲۷ |
| | Victoria | ۱٥/٤٥ | ۲۲/٤٥ |
| رکوردهای نزدیک گسل | Imperial | ۱۱/۳٥ | ۱٦/٤۳ |
| | Kobe | ۱۱/۱ | ۱٦/۰٤۰ |
| | Lomaprieta | ۱۰/٥ | ۱٥/۱۳ |
| | Northridge | ۷/۷۸ | ۱۱/۲۲ |
| | parkfield | ۹/۷۷ | ۱٤/۱٤ |

برای دستیابی به مقادیر ضریب رفتار، ابتدا از ضرایب رفتار در هر سازه میانگین‌گیری شده و نتایج در جدول (۱٤) ارائه گردید. سپس برای جمع‌بندی و تعیین یک ضریب رفتار، از مقادیر فوق میانگین‌گیری شد. همان‌طور که نتایج نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار کاهش‌یافته و لذا تخصیص یک ضریب رفتار به طیف وسیعی از سازه‌ها با ارتفاع‌های مختلف تا حدودی غیرواقع‌بینانه است. مطابق محاسبات مذکور و منطبق بر نتایج سه قاب فوق‌الذکر، ضریب رفتار برای قاب بتن‌آرمه دارای دیوار برشی فولادی به روش حالت حد نهائی برابر ۹ پیشنهاد می‌شود. لازم به یادآوری است که ضریب رفتار سیستم قاب بتن‌آرمه ویژه با دیوار برشی بتنی برابر ۸ و ضریب رفتار دیوار برشی فولادی در قاب فولادی ویژه در آئین‌نامه‌ی ASCE07 برابر ۸ پیشنهاد شده است. لذا مطالعات بیشتر در خصوص تعیین این ضریب با تحلیل مدل‌های بیشتر الزامی است.

جدول (۱۲): ضریب رفتار سازه ۱٥ طبقه به دو روش حالت حد نهائی و تنش مجاز

| | | R-LRFD | R-ASD |
|---|---|---|---|
| رکوردهای دور از گسل | Northridge | ۸/۸٦ | ۱۲/۷٦ |
| | Tabas | ۱۱/٤۲ | ۱٦/٥۰ |
| | Taiwan | ۱۰/۸ | ۱٥/٥٦ |
| | Trinidad | ۹/۲۰ | ۱۳/۲٥ |
| | Victoria | ۱۲/٦ | ۱۸/۱۹ |
| رکوردهای نزدیک گسل | Imperial | ۹/۷۹ | ۱٤/۱ |
| | Kobe | ۸/۳۸ | ۱۲/۰۷۸ |
| | Lomaprieta | ۹/۱۸ | ۱۳/۲ |
| | Northridge | ٦/٤۳ | ۹/۲۷ |
| | parkfield | ٥/۲۱ | ۷/٥۰٦ |

جدول (۱۳): ضریب رفتار سازه ۳۰ طبقه به دو روش حالت حد نهائی و تنش مجاز

| | | R-LRFD | R-ASD |
|---|---|---|---|
| رکوردهای دور از گسل | Northridge | ۳/۳٦ | ۹/۱٦ |
| | Tabas | ٦/۹٤ | ۹/۹۹ |
| | Taiwan | ۷/۸۱ | ۱۱/۲٥ |
| | Trinidad | ٥/٦۳ | ۸/۱۲ |
| | Victoria | ٥/٤٥ | ۷/۸٥ |
| رکوردهای نزدیک گسل | Imperial | ۹/۰٤۰ | ۱۳/۰۱ |
| | Kobe | ۱۰/٥۸ | ۱٥/۲٤ |
| | Lomaprieta | ٥/۳٦ | ۷/۷۲ |
| | Northridge | ۷/۹٥ | ۱۱/٤٥ |
| | parkfield | ٤/٦٤ | ٦/٦۸ |

جدول (١٤): مقادیر نهایی پارامترهای لرزه‌ای

| مدل | Rs | Rμ | $R_{LRFD}$ | $R_{ASD}$ |
|---|---|---|---|---|
| ۷ طبقه | ۱/۹٦ | ٥/۷۳ | ۱۰/۸٤ | ۱٥/٦ |
| ۱٥ طبقه | ۲/۲۹ | ٤/٦۹ | ۹/۱۹ | ۱۳/۲٤ |
| ۳۰ طبقه | ۳/۱۹ | ۲/۳ | ٦/۹۸ | ۱۰/۰٥ |
| مقدار نهایی | ۲/٤۸ | ٤/۲٤ | ۹ | ۱۲/۹٦ |

## نتیجه‌گیری

امروزه دیوار برشی فولادی به‌عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی رواج یافته و بسیار مورد توجّه محقّقان و طراحان قرار گرفته است. استفاده از این سیستم در ساختمان‌ها نیازمند ارائه پارامترهای لرزه‌ای با آنالیزهای دقیق است. در تحقیق حاضر سه مدل ساختمان بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی در ابعاد ۷ و ۱۵ و ۳۰ طبقه تحلیل و طراحی گردیده و پارامترهای لرزه‌ای با استفاده از آنالیز دینامیکی فزاینده غیرخطی و استاتیکی غیرخطی تحت ۱۰ رکورد زلزله دور و نزدیک گسل مختلف محاسبه شد. نتایج مقدار نهایی ضریب رفتار را برای سیستم قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی نازک در حالت حدی برابر ۹ ارائه داد. همچنین مقادیر ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت به ترتیب برابر ٤/۲٤ و ۲/٤۸ به دست آمد. این مطالعه مقدمه‌ای جهت تعیین ضریب رفتار سیستم بوده و تحلیل مدل‌های بیشتر جهت تدقیق نتایج الزامی است.

## مراجع


1. L. Guo et al, "Cyclic behavior of SPSW and CSPSW in composite frame", *Thin-Walled Structures*, No. 51 , pp. 39–52, (2012).
2. Vincent Caccese , Mobamed Elgaaly, *journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 573-587, ( 1993).
3. ازهری، مجتبی، میرقادری، سیدرسول، " طراحی سازه‌های فولادی"، جلد چهارم، انتشارات ارکان دانش، چاپ دوم، تابستان، (۱۳۹۰).
4. صبوری، سعید، "مقدمه‌ای بر دیوار برشی فولادی"، انتشارات انگیزه، چاپ اوّل، تهران، (۱۳۸۰).
5. CAN/CSA S16.1, "Limit States Design of Steel Structures", Canadian Standard Association, Willowdale, Ontario, Canada, (2001).
6. Roberts T.M and sabouri-Ghomi, S., "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Wall", *Thin-walled Structures*, Vol 14, No.2, pp.139-151, (1992).
7. Caccese, V., Elgaaly, M., and Chen, R., "Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No.2, pp.573-587, (1993).
8. Elgaaly, M., Caccese, V., and Du, C., "Post-Bukeling Behavir of Stel-Plate Shear Walls Under Cyclic Loads", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 588-605, (1993).
9. Driver, R.G., Kulak, G. L., Elwi, A. E., and Kennedy, D. J. L., "Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Wall", *ASCE , Journal of structural Engineering*, Vol. 124 No.2, pp.112-120, (1998).
10. Driver, R. G. Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L., and Elwi, A. E., "Seismic Performance of Steel Plate Shear Walls Based on a Large-Scale Multi-Story Test", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico*, Paper 1876, p.9, (1996).
11. Behbahanifard, M., Grondin, G., and Elwi, A, "Experimental and Numerical Investigation of Steel

Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No.254, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, (2003).

12. Veladi, H., Armaghani, A and Davaran, A. "Experimental Investigation Cyclic Bihavior of Steel Shear Walls", *Asian journal of Civil Engineering*, Vol. 8, No. 1, pp. 63-75, (2007).
13. Chen, S. and Jhang, C. "Cyclic Behavior of Low yield Steel Shear Walls", Thin Walled Structures, Vol. 44, pp. 730-738, (2006).

۱٤. صبوری، سعید، قلهکی، مجید، "مطالعه آزمایشگاهی دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه"، نشریه علمی-پژوهشی امیرکبیر، سال نوزدهم، شماره جلد-٦٨، گروه مهندسی عمران، بهار و تابستان (۱۳۸۷).

15. Choi, I. and Park, H., "Cyclic Loading Test for Reinforced Concrete Frame with Thin Steel Infill Plate", *J. Struct. Eng*, 137(6), 654–664, (2011).
16. David J. Webster, S.E., S.M.ASCE; Jeffrey W. Berman, Ph.D., P.E., A.M.ASCE; and Laura N. Lowes, Ph.D, P.E., M.ASCE, "Experimental Investigation of SPSW Web Plate Stress Field Development and Vertical Boundary Element Demand", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 140, Issue 6, (2014).
17. Saeid Sabouri-Ghomi, Salaheddin Mamaziz, "Experimental investigation on stiffened steel plate shear walls with two rectangular openings", Thin-Walled Structures, Vol. 86, pp. 56–66, (2015).
18. Peijun Wang, ,Zipeng Xue, Shaowen Xiao, " Seismic behavior of Self-Buckling-Restrained Steel Plate Shear Wall made by two incline-slotted infill plates", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 133, pp.47–64, (2017).
19. Anjan. K., "seismic behavior of steel plate shear walls with centrally placed circular perforations", thin-walled structures. Vol. 75, pp. 30-42, (2014).
20. Wang, M. Yang, W. Shi, Y. Xu, J., "seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials", *journal constructional steel research.* Vol. 107, pp. 194-210, (2015).
21. Ronny, P. Bruneau, M., "experimental investigation of steel plate shear walls in-span plastification along horizontal boundary elements", engineering structures. Vol. 97, pp. 68-79, (2015).
22. Vamvatsikos, D. Cornell, C.A., "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No.3, pp. 491-514, (2002).
23. Bertero, V.V., and Bresler, B., "Design and Engineering Decisions: Failure Criteria (Limit States)", *Proc., of 6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India. (1997).
24. Federal Emergency Management Agency, "Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings", FEMA-351. (2000).
25. Federal Emergency Management Agency, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", FEMA-350. (2000).

۲٦. کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، "آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله"، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش

چهارم، وزارت مسکن و شهرسازی، (۱۳۹۳).

27. Federal Emergency Management Agency, "PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS", FEMA-356. (2000)

۲۸. سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، " دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود"، نشریه ۳۶۰، (۱۳۸۵).

29. Uang C.M, "Establishin R and Cd Factor Bulding Seismic Provision", *Journal of Structure Engineering*, Vol. 117, No.10, August, (1991).

30. Mwafy, A. M & Elnashai, A. S, "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 6, pp. 239-273, (2002).

۳۱. معصومی، علی، "تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با تأکید بر مقاومت افزون و درجهٔ نامعینی"، رساله دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۲).

32. OpenSees Command Language, "Open System for Earthquake Engineering Simulation", http://opensees.berkeley.edu.

۳۳. دفتر امور مقررات ملی ساختمان، "بارهای وارده بر ساختمان"، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ویرایش سوم، وزرات مسکن و شهرسازی، (۱۳۹۲).

۳٤. دفتر امور مقررات ملی ساختمان، "طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه"، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم، وزرات مسکن و شهرسازی، (۱۳۹۲).

35. AISC, Steel Design Guide 20, "Steel Plate Shear Wall", (2007).

# پیش‌بینی انتقال رسوب در کانال‌های فاضلاب‌رو با استفاده از روش ترکیبی سیستم‌های فازی عصبی تطبیقی و الگوریتم ژنتیک★

فریبرز یوسفوند(۱) سعید شعبانلو(۲) احمد رجبی(۳)

**چکیده** *در مطالعهٔ حاضر به‌وسیله یک مدل ترکیبی نحوهٔ انتقال رسوبات درون مجاری فاضلاب‌رو مدل‌سازی می‌شود. به‌بیان‌دیگر، توسّط سیستم استنباط فازی عصبی تطبیقی و الگوریتم ژنتیک یک الگوریتم ترکیبی(ANFIS-GA) برای تخمین عدد فرود جریان سه‌فازی (هوا، آب و رسوب) ارائه داده می‌شود. در این مطالعه، از الگوریتم ژنتیک برای افزایش کارایی سیستم استنباط فازی عصبی تطبیقی با تنظیم توابع عضویّت و سپس به حداقل رساندن مقادیر خطا استفاده گردیده است. الگوریتم ژنتیک (GA) یک روش فرا ابتکاری با الهام از فرایند انتخاب طبیعی است که متعلق به طبقه‌بندی گسترده‌تری از الگوریتم‌های تکاملی (EA) است. سپس با استفاده از مقادیر ورودی، ۱۲۷ مدل ترکیبی ANFIS-GA معرفی گردید. همچنین مقادیر درصد میانگین مطلق خطا و خطای جذر میانگین مربعات برای مدل برتر به ترتیب مساوی ۵/۵۲۹ و ۰/۳۱۵ به دست آمد.*

**واژه‌های کلیدی** رسوب، کانال دایروی، انفیس، الگوریتم ژنتیک، مدل ترکیبی.

# Prediction of Sediment Transport in Sewer Using a Combination of Adaptive-Neuro Fuzzy Inference Systems and Genetic Algorithm

F. Yosefvand S. Shabanlou A. Rajabi

**Abstract** *In this study, the transportation of sediment in sewer flumes is predicted using a hybrid model. On the other hand, the hybrid model (ANFIS-GA) using Adaptive Neuro-Fuzzy Inference Systems (ANFIS) and Genetic Algorithm (GA) for prediction of the Froude number of three-phase (air, water and sediment) flow is developed. In this study, the genetic algorithm is used to increase the ability of ANFIS by tuning the membership functions and subsequently minimize the error. The genetic algorithm (GA) is a meta-heuristic inspired by the process of natural selection that belongs to the larger class of evolutionary algorithms (EA). Then, the 127 hybrid models were defined using input parameters. For the superior model, the Mean Absolute Percentage Error (MAPE) and Root Mean Square Error (RMSE) were computed equal to 5.529, 0.315, respectively.*

**Key Words** Sediment, Circular Channel, ANFIS, Genetic Algorithm, Hybrid Model.

---

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۷/۲/۲٤ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۱۰/۱٤ می‌باشد.

(۱) استادیار گروه مهندسی آب، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه.

(۲) نویسندهٔ مسئول، دانشیار گروه مهندسی آب، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه. **Email:** saeid.shabanlou@gmail.com

(۳) استادیار گروه مهندسی آب، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه.

**مقدّمه**

به‌منظور استفاده از معیار انتقال رسوب در حالت حد ته‌نشینی، نیاز به اطّلاعاتی مانند اندازهٔ دانه‌ها، چگالی، غلظت رسوب و عمق جریان مورد نیاز است که بتوان یک معادله برای پیش‌بینی نرخ انتقال رسوب به‌عنوان بار بستر یا بار معلق ارائه داد. انتقال رسوب در حالت حد ته‌نشینی به دو صورت بار معلق و بار بستر است. به‌منظور استفاده از معادلات خود شویی موجود، حالت انتقال (بار بستر یا بار معلق) باید مشخص باشد. کلی و گولارته یک مطالعه آزمایشگاهی در ارتباط با فرسایش بستر کانال‌های رسوبی اجرا نمودند. آن‌ها بیان نمودند که با تغییرات عکس دما، مقدار فرسایش بستر رسوبی کاهش می‌یابد [1]. راودکیف و تان در یک تحقیق آزمایشگاهی نحوهٔ فرسایش رسوبات چسبنده درون کانال‌های دایروی را مورد ارزیابی قرار دادند. آن‌ها تغییرات فرسایش رسوبات را در مقابل PH جریان برای شرایط مختلف اندازه‌گیری نمودند [2]. کرابتری در یک مطالعه آزمایشگاهی کانال‌های فاضلاب را به پنج نوع مختلف برحسب بستر تقسیم‌بندی نمود [3]. آلوارز آزمایش‌های انتقال با رسوبات غیر چسبنده روی بسترهای زبر و صاف در لوله‌ای به قطر ۱۵٤ میلی‌متر با جریان قسمتی پر انجام داد. او برای داده‌های بستر صاف، رابطهٔای که بهترین برازش با کاربرد آنالیز رگرسیون خطی چندگانه داشته باشد را با استفاده از آنالیز ابعادی به دست آورد [4]. عظمت ا. و همکاران [5] با استفاده از ترکیب داده‌های آب قانی [6] و وونگ ویسس امجای و همکاران [7] و استفاده از آنالیز رگرسیون، رابطهٔ ارائه شده توسّط آب قانی را اصلاح کردند. اتا و پروسکیا تنش برشی بی‌بعد به‌منظور در نظر گرفتن رسوبات با اندازهٔ d که روی بستر زبر با زبری k (k<d) حرکت می‌کنند. آن‌ها در مطالعه خود تغییرات دبی جریان را بر روی نرخ انتقال رسوبات را اندازه‌گیری نمودند[8]. در دههٔ اخیر تکنیک‌های گوناگون شبکهٔ عصبی و هوش مصنوعی در پیش‌بینی و الگو شناسی پدیده‌های پیچیده، مشکل و غیرخطی علوم مختلف توسّط بسیاری از محققین مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین اخیراً مدل‌های نرو- فازی و الگوریتم‌های مختلف شبکهٔ عصبی مصنوعی برای حل مسائل مختلف علم هیدرولوژی و هیدرولیک به کار گرفته شده‌اند. محققین مختلفی همچون شمس‌الدین [9]؛ گیوستولیسی و لاوسلی [10] با استفاده از مدل شبکهٔ عصبی مصنوعی به پیش‌بینی مدل‌های رواناب – بارش پرداختند. جه‌ین و همکاران [11] و بی و همکاران [12] به کمک الگوریتم‌های مختلف شبکهٔ عصبی جریان به داخل مخزن را تخمین زدند. بار رسوبات معلق روزانه با استفاده از مدل‌های نرو- فازی توسّط کیسی پیش‌بینی گردید [13]. در این مطالعه، حداقل سرعت مورد نیاز (عدد فرود) جهت جلوگیری از ته‌نشینی رسوب در بستر مجاری فاضلاب‌رو به‌وسیله روش‌های مختلف محاسبات نرم شامل سیستم‌های استنتاج فازی عصبی تطبیقی و یک روش ترکیبی مبتنی بر ترکیب دو روش سیستم‌های استنتاج فازی عصبی تطبیقی (انفیس) و الگوریتم ژنتیک برای اوّلین بار پیش‌بینی می‌شود. همچنین، نتایج محاسبات نرم در پیش‌بینی عدد فرود جریان سه‌فازی مورد نیاز جهت جلوگیری از ته‌نشینی رسوبات ورودی به مجاری فاضلاب‌رو با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی مقایسه می‌گردد. با مرور مطالعات گذشتگان در زمینه انتقال رسوب در مجاری فاضلاب‌رو، مشخص می‌شود که تاکنون مدل‌سازی مکانیزم انتقال رسوب جریان سه فازی درون کانال‌های دایره‌ی شکل توسّط این روش ترکیبی انفیس- الگوریتم ژنتیک انجام نشده است که در این مقاله، حداقل سرعت مورد نیاز (عدد فرود) جهت جلوگیری از ته‌نشینی مواد جامد ورودی به مجاری فاضلاب‌رو توسّط این روش ترکیبی هوش مصنوعی مدل‌سازی می‌شود که همین بحث نشان‌دهندهٔ نوآوری موضوع تحقیق است.

## مواد و روش‌ها

### ساختار سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی

در این مطالعه، به‌منظور پیش‌بینی عدد فرود مورد نیاز جهت جلوگیری از ته‌نشینی رسوب در بستر کانال‌های فاضلاب، از یک سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی استفاده می‌شود. این سیستم به‌صورت یک چارچوب مدل‌سازی است که به‌صورت ترکیبی منطق فازی و شبکهٔ عصبی مصنوعی ارائه شده است. این مدل ترکیبی به‌منظور غلبه بر ضعف‌های موجود در هر دو روش منطق فازی و شبکهٔ عصبی مصنوعی، ارائه شده است. درواقع با الهام از سیستم‌های فازی، دانش اوّلیّه در یک مجموعه‌ای از قیود به‌منظور کاهش فضای جستجوی بهینه‌سازی نشان داده می‌شود. درحالی‌که شبکهٔ ساختار یافته با استفاده از پس‌انتشار، از شبکهٔ عصبی مصنوعی الهام گرفته شده است. در این مدل از شبکهٔ عصبی مصنوعی به‌منظور تنظیم کردن توابع عضویّت، استفاده می‌شود (سینگ و همکاران، ۲۰۱۲). همچنین وجود توابع عضویّت غیرخطی در روش نرو- فازی، منجر به کاهش قابل توجّه هزینه پیاده‌سازی یک طرح ساده بر پایه قوانین و حافظه مورد مصرف می‌شود؛ بنابراین واضح است که ترکیب شبکهٔ عصبی و سیستم‌های فازی محدودیّت‌های هر یک از این دو روش را کاهش می‌دهد و منجر به پیشنهاد یک روش داده‌کاوی برای حل مسائل پیچیده مهندسی می‌شود. سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی، یکی از روش‌های شناخته شده در ترکیب هم‌زمان شبکهٔ عصبی و سیستم‌های فازی است. این روش جهت شناسایی رفتار سیستم‌های غیرخطی که با استفاده از مجموعه داده‌های ورودی و خروجی تعریف‌شده برای مدل، مورد استفاده قرار می‌گیرد. سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی مدلی ساختاریافته از سیستم استنتاج فازی است. دو تا از معروف‌ترین سیستم‌های استنتاج فازی که در ساختار سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی مورد استفاه قرار می‌گیرد شامل ممدانی هستند. به دلیل این‌که سیستم استنتاج فازی تاکاگی- سوگنو- کانگ نیاز به قوانین کمتری دارد و همچنین از روش‌های آموزش مانند پس‌انتشار که شناخته شده هستند، استفاده می‌کنند، این سیستم از سادگی بیشتری برخوردار است. به‌منظور آموزش سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی، دو روش پس‌انتشار و هیبرید که به‌صورت ترکیبی از دو روش پس‌انتشار و حداقل مربعات ارائه شده است، به‌عنوان روش‌های کلاسیک شناخته می‌شوند هرچند که امروزه استفاده از الگوریتم تکاملی به‌عنوان الگوریتم فرا ابتکاری قدرتمند در بهینه‌سازی سیستم‌های غیرخطی، افزایش یافته است. مجموعه قوانین در نظر گرفته شده برای یک سیستم استنتاج فازی از نوع تاکاگی- سوگنو- کانگ به‌صورت دو قانون اگر- آنگاه به‌صورت زیر بیان می‌شود:

Rule1: if x is $A_1$ , and y is $B_1$ , Then

$$f_1=p_1x+q_1y+r_1 \quad (۱)$$

Rule 1: if x is $A_2$ , and y is $B_2$ , Then

$$f_2=p_2x+q_2y+r_2 \quad (۲)$$

تعداد گره‌های لایهٔ اوّل با استفاده از تعداد ورودی‌ها و تعداد توابع عضویّت (n) برای هر یک از ورودی‌ها تعیین می‌شود. امّا تعداد گره در سایر لایه‌ها (لایه‌های ۲ الی ٤) به تعداد قوانین (R) در مجموعه قوانین فازی بستگی دارد. ساختار لایه‌های یک سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی به‌صورت زیر است:

لایهٔ اوّل: ورودی $X_i$ که دارای برچسب $A_{ij}$ است درجهٔ عضویّت هر مجموعه فازی را نشان می‌دهد. تابع نود در این لایه را می‌توان به‌صورت زیر بیان کرد:

$$O_{ij}^1=\mu_{ij}(X_i) \quad i=1,2,...,\text{number of inputs}, \quad j=1,2,...,n \quad (۳)$$

که $\mu_{ij}$ برابر با j امین تابع عضویّت برای ورودی $X_i$ است و $O_{ij}^1$ خروجی گره ij است.

به دلیل عملکرد خوب و رضایت‌بخش تابع عضویّت گوسی در کاربردهای مختلف مهندسی، تابع عضویّت مورد استفاده در این مطالعه نوع گوسی انتخاب شده است. رابطهٔ ریاضی این تابع عضویّت به‌صورت زیر است:

$$\mu(X)=\exp\left(-(X-a)/b\right)^2 \qquad (٤)$$

که a و b مجموعه پارامترها هستند.

لایهٔ دوم: هر گره در این لایه (k) که به‌صورت گره‌های دایره‌ای شکل (Π) ارائه شده‌اند با استفاده از ورودی‌های دریافتی، خروجی را تولید می‌کند.

$$O_k^2 = W_k = \mu_{e1}(X_1)\mu_{e2}(X_2)...\mu_{ek}(X_k) \qquad (٥)$$
$$k=1,2,...,R \quad e1...e2=1,2,...n$$

لایهٔ سوم: در این لایه گره $k^{th}$، نسبت قدرت آتش قانون $k^{th}$ به قدرت آتش کل قوانین را تعیین می‌کند.

$$O_k^3=\bar{W}_k=\frac{W_k}{(W_1+W_2+...+W_R)}=1,2,...,R \qquad (٦)$$

لایهٔ چهارم: هر گره در این لایه به‌عنوان یک خروجی وزن‌دار شده سیستم استنتاج فازی به‌صورت زیر عمل می‌کند:

$$O_k^4=\bar{W}_k f_k \qquad (٧)$$

که $\bar{W}_k$ خروجی لایهٔ غیرفازی‌ساز و $f_k$ خروجی قانون k ام سیستم استنتاج فازی تاکاگی –سوگنو– کانگ است. برای تعداد m ام سیستم استنتاج فازی تاکاگی– سوگنو– کانگ، قوانین به‌صورت زیر بیان می‌شوند:

$$\text{Rule:} \quad \begin{aligned} &\text{if}\left(X_1 \text{ is } A_{1_{e1}}\right),\text{and}\left(X_2 \text{ is } A_{2_{e2}}\right),\\ &\text{and}\left(X_k \text{ is } A_{k_{ek}}\right) \quad \text{Then}: f_k=\sum_{i=1}^{m} p_{i_{ei}}+r_k \end{aligned} \qquad (٨)$$

که $p_{i_{ei}}$ و $r_k$ مجموعه پارامترها هستند. پارامترهای این لایه تحت عنوان پارامترهای بخش تالی، شناخته می‌شوند.

لایهٔ پنجم: در این لایه گره دایره‌ای تک ، ∑، همه خروجی‌ها را به‌عنوان مجموع همه ورودی‌ها به‌صورت زیر محاسبه می‌کند:

$$O_i^5=Y=\sum_{k=1}^{n}\bar{w}_k f_k=\sum w_k f_k / \sum w_k \qquad (٩)$$

که Y نشان‌دهندهٔ تمام خروجی‌ها شبکه است. جهت بررسی عملکرد سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی از شاخص میانگین مربعات خطا که به‌صورت زیر محاسبه می‌شود استفاده می‌شود:

$$MSE=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(Fr_{Actual}-Fr_{Predicted}\right)^2 \qquad (١٠)$$

که n تعداد نمونه‌ها، $Fr_{Actual}$ مقدار عدد فرود مشاهده‌شده در تست‌های آزمایشگاهی و $Fr_{Predicted}$ عدد فرود پیش‌بینی‌شده با استفاده از سیستم استنتاج فاز عصبی تطبیقی است.

## الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک روش قدرتمندی را برای توسعه اکتشافی مسائل بهینه‌سازی ترکیبی مقیاس بزرگ فراهم آورده است. یک الگوریتم ژنتیک مسئله را به‌صورت مجموعه‌ای از رشته‌ها که شامل ذرات ریز هستند کدگذاری می‌کند، سپس برای تحریک فرایند تکامل تدریجی، تغییراتی را روی رشته‌ها اعمال می‌کند. در مقایسه با الگوریتم‌های جستجوی محلی، در جستجوی عمومی که تنها یک راه حل قابل قبول وجود دارد، الگوریتم‌های ژنتیک جامعه‌ای از افراد را در نظر می‌گیرند. کار با مجموعه‌ای از افراد، امکان مطالعه ساختارها و ویژگی‌های اصلی افراد متفاوت را که منجر به شناسایی و کشف راه حل‌های کارآمدتر می‌شود، فراهم می‌سازد. در این مطالعه، الگوریتم ژنتیک رشته‌های متناسب باارزش را برمی‌گزیند و آن دسته از رشته‌هایی را که تناسب کمتری با جمعیّت مورد بررسی دارند حذف می‌کنند. هرکدام افراد جمعیّت که

تقریب‌هایی از جواب نهایی می‌باشند به‌صورت رشته‌هایی از حروف یا ادغام کدگذاری می‌شوند. این رشته‌ها را کروموزوم می‌نامند. متداول‌ترین حالت نمایش با ارقام صفر و یک است. حالت‌های دیگر استفاده از سه رقم، اعداد حقیقی و اعداد صحیح هم مورد استفاده قرار می‌گیرند. برای مثال یک کروموزوم با دو متغیر a و b با ساختار شکل (۱) نمایش داده می‌شود:

10011110001000010011 1

شکل (۱): نمایش یک کروموزوم با ارقام صفر و یک

متغیر a با ده خانه اوّل سمت راست و b با یازده خانه باقیمانده نمایش داده شده است. این می‌تواند به علت سطح دقت و یا محدوده متغیر تصمیم‌گیری باشد. مقادیر موجود روی کروموزوم‌ها به‌تنهایی معنی خاص ندارند بلکه باید از حالت کد شده خارج شوند تا به‌عنوان متغیرهای تصمیم‌گیری دارای معنی و نتیجه باشند. باید توجّه داشت که فرآیند جستجو بر روی اطّلاعات کد شده انجام می‌گیرد مگر درصورتی‌که از ژن‌هایی با مقادیر حقیقی شود. بعدازاین‌که کروموزوم‌ها از حالت کدگذاری شده، خارج شدند می‌توان کارایی یا برازش هر فرد از جمعیّت را محاسبه کرد. برازش مقیاس نسبی است که شایستگی افراد برای تولید نسل بعد را نشان می‌دهد. در طبیعت برازش معادل توانایی فرد برای بقا است. تابع هدف در تعیین برازش افراد نقش تعیین‌کننده دارد. در هنگام تکثیر به کمک اطّلاعات اولیّه‌ای که از تابع هدف به دست می‌آید، برازش هر فرد مشخص می‌گردد. از این مقادیر در فرآیند انتخاب استفاده می‌شود تا آن را به سمت انتخاب افراد مناسب سوق دهد. هر چه برازش فرد نسبت به جمعیّت بالاتر باشد احتمال بیشتری دارد که انتخاب شود. هر چه برازش نسبی آن کمتر باشد احتمال انتخاب آن برای تولید نسل بعدی کمتر می‌شود. وقتی‌که برازش تمام افراد جمعیّت مشخص شد. هرکدام با احتمالی که متناسب با میزان برازش آن‌ها است می‌توانند برای تولید نسل بعد انتخاب شوند. عمل تکثیر در الگوریتم ژنتیک برای ردوبدل اطّلاعات ژنتیکی بین یک جفت یا تعداد بیشتری از افراد به کار می‌رود. ساده‌ترین نوع تکثیر تقاطع یک نقطه است دو رشته شکل را در نظر بگیرید اگر یک عدد صحیح از یک تا تعداد ارقام رشته منهای یک انتخاب شود و اطّلاعات دو رشته را در دو طرف این دو نقطه عوض کنید دو رشته جدید به وجود می‌آیند که آن‌ها را فرزند می‌نامیم به‌عنوان‌مثال اگر عدد شش را برای دو رشته شکل انتخاب کنیم نتیجه تقاطع یک نقطه‌ای به‌صورت شکل (۲) درمی‌آید:

| | |
|---|---|
| 11100100011101 | 11100110101101 |
| 10010110101101 | 10010100011101 |

شکل (۲): دو کروموزوم بعد از تقاطع (فرزندان) دو کروموزوم قبل از تقاطع (والدین)

این عملگر الزاماً بر تمامی رشته‌های یک جمعیّت اعمال نمی‌شود، بلکه برای اعمال آن بر یک جفت رشته یک احتمال نسبت داده می‌شود. بعدازاین مرحله با احتمال جدید عملگر جهش - روی رشته‌های تولیدشده اعمال می‌گردد. در جهش، هر فرد به‌تنهایی با توجّه به قوانین احتمال می‌تواند تغییر کند.

در نمایش دودویی رشته‌ها، جهش به معنای تغییر مقدار یکی از خانه‌های رشته از صفر به یک و یا از یک به صفر است. به‌عنوان‌مثال جهش در هفتمین خانه اوّلین فرزند تولیدشده در مثال قبل منجر به ایجاد رشته شکل (۳) می‌گردد:

11100101101101 111001001101101

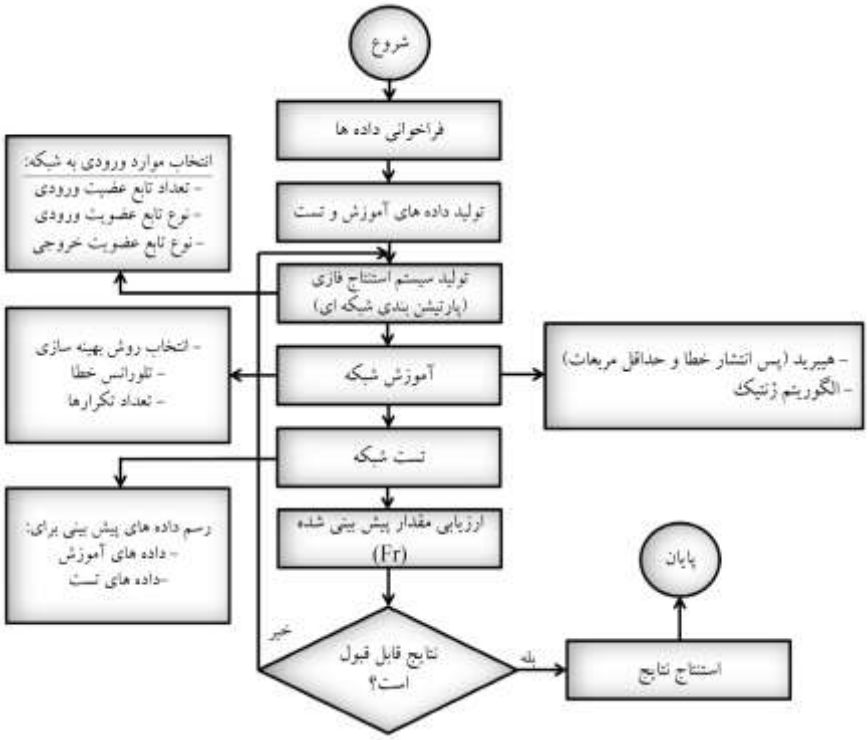
شکل (۳): کروموزوم بعد از جهش

بعد از مراحل تکثیر و جهش کروموزوم‌ها از حالت کد شده خارج می‌شوند و مقدار تابع هدف هر یک محاسبه می‌شود سپس به هرکدام برازشی اختصاص داده می‌شود. حال اگر لازم باشد دوباره مراحل انتخاب و

تکثیر و غیره انجام می‌گیرد. در طول این فرایند انتظار می‌رود که کارایی متوسّط جمعیت جواب‌ها افزایش یابد. الگوریتم وقتی پایان می‌یابد که هدف خاصی برآورده شود. به‌عنوان‌مثال تعداد مشخصی نسل ایجادشده باشد، مقدار شایستگی افراد به مقدار مشخصی برسد و یا به یک نقطه خاص در فضای جستجو برسیم.

## روش ترکیبی سیستم‌های استنتاج فازی و الگوریتم ژنتیک

شکل (٤) فلوچارت روش سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی را نشان می‌دهد. پس از فراخوانی، مجموعه داده‌ها به دو قسمت آموزش و تست دسته‌بندی می‌شوند؛ که در این مطالعه داده‌ها به دو دسته ۵۰٪ و ۵۰٪ تقسیم می‌شوند و به ترتیب جهت آموزش و تست مدل، مورد استفاده قرار می‌گیرند. پس از دسته‌بندی‌ها، تولید سیستم استنتاج فازی انجام می‌شود. جهت انجام این کار دو روش پارتیشن‌بندی شبکه‌ای (grid partitioning) و خوشه‌بندی تفریقی (subtractive clustering) وجود دارد. در این مطالعه با توجّه به عملکرد بهتر پارتیشن‌بندی شبکه‌ای در مطالعات گذشتگان (ابتهاج و بنکداری [17])، از این روش استفاده می‌شود. در این مرحله همچنین تعداد عضویّت و نوع توابع عضویّت ورودی و خروجی باید مشخص شود. در این مطالعه از تابع عضویّت گوسی استفاده شده است. تعداد توابع عضویّت نیز که به‌صورت سعی و خطا تعیین شده است، برابر با ۳ در نظر گرفته شده است. پس از تولید سیستم استنتاج فازی الگوریتم آموزش شبکه باید تعیین شود. عموماً جهت آموزش سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی از دو الگوریتم هیبرید و پس انتشار که الگوریتم‌هایی شناخته‌شده هستند، استفاده می‌شود.




شکل (٤): فلوچارت روش مورد استفاده در این مطالعه

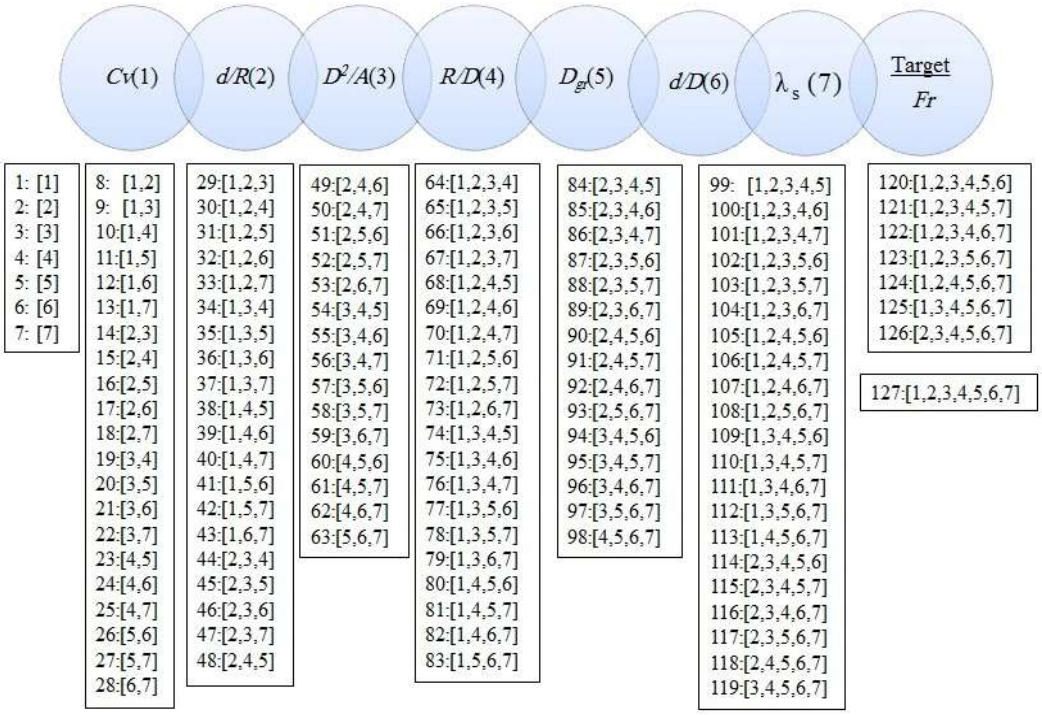
مطالعات اخیر در زمینه انتقال رسوب در مجاری فاضلاب‌رو (ابتهاج و بنکداری)، نشان‌دهندهٔ عملکرد بهتر الگوریتم هیبرید نسبت به پس انتشار است. ازاین‌رو در این مطالعه عملکرد الگوریتم هیبرید در مقایسه با الگوریتم ژنتیک به‌عنوان یک الگوریتم تکاملی مشهور که توسّط محققین برای مطالعات آینده پیشنهاد شده است، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. پس از آموزش سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی، دقت پیش‌بینی، با استفاده از داده‌های تست مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و اگر نتایج رضایت بخشی حاصل شده باشد، روند مدل-سازی خاتمه می‌یابد وگرنه این روند از مرحله تولید سیستم استنتاج فازی تا رسیدن به جواب موردقبول، دوباره تکرار می‌شود.

## مدل آزمایشگاهی

در این مطالعه برای صحت سنجی مدل‌های عددی از اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی توسّط آب قانی، اتا و همکاران [19] و وونگ ویسس امجای و همکاران استفاده می‌شود. آن‌ها مقادیر Fr عدد فرود جریان، Cv غلظت حجمی رسوبات، d/R نسبت قطر متوسّط ذرات رسوب به شعاع هیدرولیکی، $D^2/A$ نسبت قطر لوله (کانال) به سطح مقطع جریان، R/D نسبت شعاع هیدرولیکی به قطر لوله، $D_{gr}$ عدد ذره بی‌بعد $(d_{50}(g(s-1)/\nu^2)^{1/3}$، d/D نسبت قطر متوسّط ذارت به قطر لوله و $\lambda_s$ ضریب مقاومت کلی بار رسوب (ضریب مقاومت جریان رسوبی) را اندازه‌گیری نمودند. به‌بیان‌دیگر آن‌ها تأثیر پارامترهای مذکور را روی تغییرات عدد فرود (Fr) مورد بررسی قرار دادند. در جدول (۱) مقادیر حداقل، حداکثر و متوسّط مقادیر آزمایشگاهی آب قانی، اتا و همکاران و وونگ ویسس امجای و همکاران مرتب شده است.

جدول (۱): دامنهٔ مقادیر آزمایشگاهی آب قانی (۱۹۹۳)، اتا و همکاران (۱۹۹۹) و وونگ ویسس امجای و همکاران (۲۰۱۰)

| پارامتر | حداقل | حداکثر | متوسّط |
|---|---|---|---|
| دبی (L/s) | 4.678E-01 | 9.522E+01 | 1.809E+01 |
| قطر لوله (mm) | 1.000E+02 | 4.500E+02 | 2.748E+02 |
| عمق جریان (m) | 2.000E-02 | 2.291E-01 | 1.103E-01 |
| شعاع هیدرولیکی (m) | 1.200E-02 | 1.138E-01 | 5.725E-02 |
| سطح مقطع ($m^2$) | 1.401E-03 | 8.136E-02 | 2.523E-02 |
| سرعت (m/s) | 2.370E-01 | 1.216E+00 | 6.675E-01 |
| قطر متوسّط ذرات (mm) | 2.000E-01 | 8.300E+00 | 3.035E+00 |
| شیب کانال | 5.070E-04 | 6.000E-03 | 3.017E-03 |
| ضریب مقاومت کلی بار رسوب | 1.290E-02 | 5.320E-02 | 2.697E-02 |
| غلظت حجمی رسوبات | 1.000E+00 | 1.280E+03 | 1.907E+02 |
| عدد ذره بی‌بعد | 5.059E+00 | 2.099E+02 | 7.677E+01 |
| عدد فرود | 1.519E+00 | 1.126E+01 | 4.029E+00 |




شکل (۵): نحوهٔ ترکیب پارامترهای ورودی برای مدل‌های مختلف ANFIS-GA

## نحوهٔ ترکیب پارامترهای ورودی

همان‌گونه که بیان شد در این مطالعه با استفاده از مدل ترکیبی انفیس- الگوریتم ژنتیک مکانیزم انتقال رسوب مدل‌سازی می‌شود. برای رسیدت به این هدف مقدار عدد فرود جریان شبیه‌سازی می‌شود. برای حساسیت سنجی پارامترهای ورودی که شامل Cv، d/R، $D^2/A$، R/D، $D_{gr}$، d/D و $\lambda_s$ ۱۲۷ مدل‌های ترکیبی مختلف معرفی می‌شود. مدل‌های مذکور به هفت دسته که شامل دستهٔ اوّل با یک پارامتر ورودی، دستهٔ دوم با دو پارامتر ورودی، دستهٔ سوم به سه پارامتر ورودی، دستهٔ چهارم به ٤ پارامتر ورودی، دستهٔ پنجم با ۵ پارامتر ورودی، دستهٔ ششم با ٦ پارامتر ورودی و دستهٔ هفتم با ۷ پارامتر ورودی مقادیر عدد فرود را مدل‌سازی می‌نمایند. ترکیب پارامترهای ورودی در شکل (۵) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که در مطالعهٔ حاضر ۵۰ درصد اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی برای آموزش و ۵۰ درصد باقی‌مانده نیز برای تست مدل‌های عددی استفاده شده است.

## شاخص‌های آماری مورد استفاده برای بررسی دقت مدل‌های عددی

در این تحقیق به منظور ارزیابی دقت مدل‌های عددی از شاخص‌های آماری ضریب تبیین ($R^2$)، درصد میانگین مطلق خطا (MAPE)، خطای جذر میانگین مربعات (RMSE) و شاخص پراکندگی (SI) که در قالب معادلات (۱۱) تا (١٤) معرفی شده‌اند:

$$R^2 = \frac{\left(n\sum_{i=1}^{n} R_{(Predicted)i} R_{(Observed)i} - \sum_{i=1}^{n} R_{(Predicted)i} \sum_{i=1}^{n} R_{(Observed)i}\right)^2}{\left(n\sum_{i=1}^{n}\left(R_{(Predicted)i}\right)^2 - \sum_{i=1}^{n}\left(R_{(Predicted)i}\right)^2\right)} \times \frac{1}{\left(n\sum_{i=1}^{n}\left(R_{(Observed)i}\right)^2 - \sum_{i=1}^{n}\left(R_{(Observed)i}\right)^2\right)} \quad (۱۱)$$

$$MARE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\left|R_{(Predicted)_i} - R_{(Observed)_i}\right|}{R_{(Observed)_i}}\right) \quad (۱۲)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(R_{(Predicted)_i} - R_{(Observed)_i}\right)^2} \quad (۱۳)$$

$$SI = \frac{RMSE}{\overline{(R)}_{(Observed)}} \quad (۱٤)$$

در معادلات مذکور مقادیر $(R)_{(Observed)i}$، $(R)_{(Predicted)i}$، $\overline{(R)}_{(Observed)}$ و n به ترتیب برابر مقادیر آزمایشگاهی، نتایج پیش‌بینی‌شده توسّط مدل‌های عددی، میانگین مقادیر آزمایشگاهی و تعداد اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی می‌باشند.

## بحث و نتایج

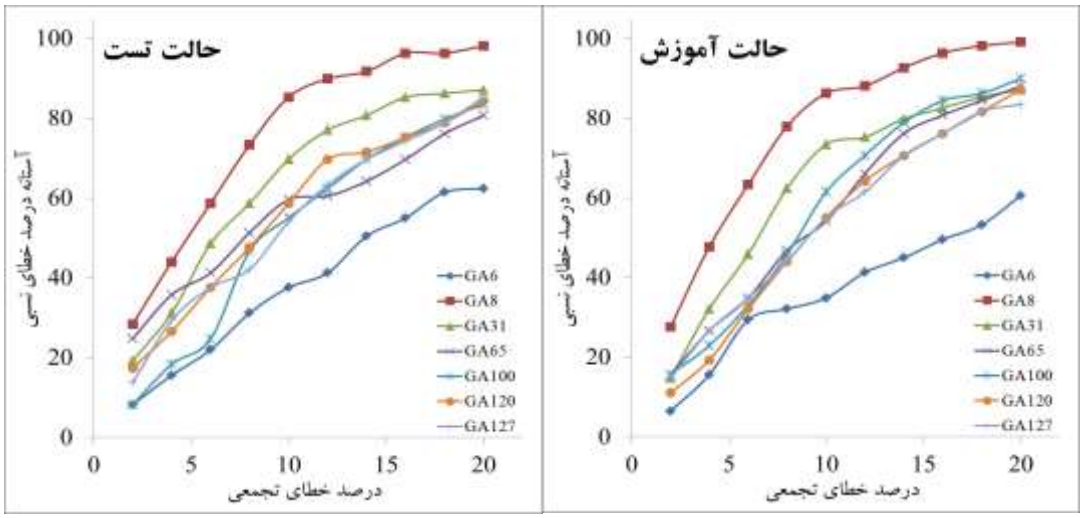
### مدل‌های برتر

همان‌گونه که در بخش قبل عنوان شد، در این مطالعه هفت مدل ANFIS-GA برای شبیه‌سازی عدد فرود جریان سه فازی تعریف شده است (مدل‌های شمارهٔ یک تا هفت). بر اساس نتایج مدل‌سازی، مدل شمارهٔ شش به‌عنوان مدل برتری که مقادیر عدد فرود را با یک پارامتر ورودی تخمین می‌زند معرفی می‌شود. این مدل تابعی از d/D است. مقادیر ضریب تبیین برای این مدل در هر دو حالت آموزش و تست به ترتیب مساوی ۰/۷۰٤ و ۰/۷۳۱ تخمین زده شده است. همچنین، مقادیر MAPE، RMSE شاخص پراکندگی (SI) در وضعیت تست مدل شمارهٔ ٦ به ترتیب برابر ۱۹/۱۳٤، ۱/۰۵۷ و ۰/۲٦۸ محاسبه گردیده است. در ادامه به بررسی مدل برتری که مقادیر تابع هدف را با دو پارامتر ورودی پیش‌بینی می‌کند مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. مدل‌های شمارهٔ ۸ تا ۲۸ مقادیر عدد فرود را با دو متغیر ورودی شبیه‌سازی می‌کنند. با توجّه به بررسی نتایج مدل‌هایی که مقادیر عدد فرود را با دو پارامتر ورودی تخمین می‌زنند، مدل شمارهٔ ۸ از دقت بالاتری برخوردار است. به‌عنوان‌مثال در حالت آموزش برای این مدل مقادیر MAPE و RMSE به ترتیب مساوی ۵/۵۲۹ و ۰/۳۱۵ تخمین زده شده است. این در حالی است که شاخص پراکندگی در شرایط آموزش و تست مدل شمارهٔ ۸ به ترتیب مساوی ۰/۰۷٦ و ۰/۰۸۷ به‌دست‌آمده است. همچنین مقادیر ضریب تبیین در وضعیت تست این مدل مساوی ۰/۹۷۲ است. در این قسمت به ارزیابی مدل برتری که مقادیر تابع هدف که در اینجا عدد فرود جریان سه فازی است را با سه متغیر ورودی پیش‌بینی می‌کند پرداخته می‌شود. همان‌طور که بیان شد، مدل‌های شمارهٔ ۲۹ تا ٦۳ با سه پارامتر ورودی تعریف شده‌اند. دراین‌بین، مدل شمارهٔ ۳۱ مدل برتر شناسایی شد. مقادیر $R^2$ برای مدل شمارهٔ ۳۱ در هر دو شرایط آموزش و تست به ترتیب مساوی ۰/۹۵۷ و ۰/۹٦۲ تخمین زده شده است. با توجّه به نتایج مدل مذکور، مقدار شاخص‌های آماری MAPE ، RMSE و SI در شرایط تست به ترتیب مساوی ۷/۷۸۹، ۰/٤۰۳ و ۰/۱۰۲ به‌دست‌آمده است. همان‌گونه که در قسمت‌های قبلی عنوان شد، مدل‌های شمارهٔ ٦٤ تا ۹۸ مقادیر عدد فرود جریان سه فازی را به چهار پارامتر ورودی تخمین می‌زنند. با تجزیه‌وتحلیل نتایج مدل‌های مذکور، مدل شمارهٔ ٦۵ مقادیر تابع هدف را با دقت بیشتری شبیه-سازی کرد. به‌عنوان‌مثال مقدار ضریب تبیین این مدل در شرایط آموزش و تست به ترتیب مساوی ۰/۹٤۸ و ۰/۹۳۷ محاسبه شد. همچنین مقادیر RMSE و SI برای مدل شمارهٔ ٦۵ در شرایط تست به ترتیب برابر ۰/۵۱۰ و ۰/۱۲۹ محاسبه شده است. علاوه بر این مقدار MAPE حالت آموزش این مدل مساوی ۹/۹٤۵ تخمین زده شده است. در این قسمت به ارزیابی مدل‌های با پنج پارامتر ورودی پرداخته می‌شود، بر اساس نتایج شبیه‌سازی، مدل‌های شمارهٔ ۹۹ تا ۱۱۹ مقادیر تابع هدف را با پنج پارامتر ورودی تخمین می‌زنند. با بررسی کلیه این مدل‌های مشخص شد که مدل شمارهٔ ۱۰۰ دارای دقت بیشتر و خطای کمتری است. بر اساس نتایج مدل شمارهٔ ۱۰۰، مقدار شاخص پراکندگی و ضریب تبیین در حالت آموزش به ترتیب مساوی ۰/۱۱٦ و ۰/۹۳۸ است. همچنین در وضعیت تست این مدل مقادیر MAPE و RMSE به ترتیب برابر ۱۱/۹۸۰ و ۰/۵۷۹ است. همچنین هفت مدل متمایز ANFIS-GA مقادیر عدد فرود را با شش متغیر ورودی مدل‌سازی می‌کنند. به‌بیان‌دیگر مدل‌های شمارهٔ ۱۲۰ تا ۱۲۷ تابعی

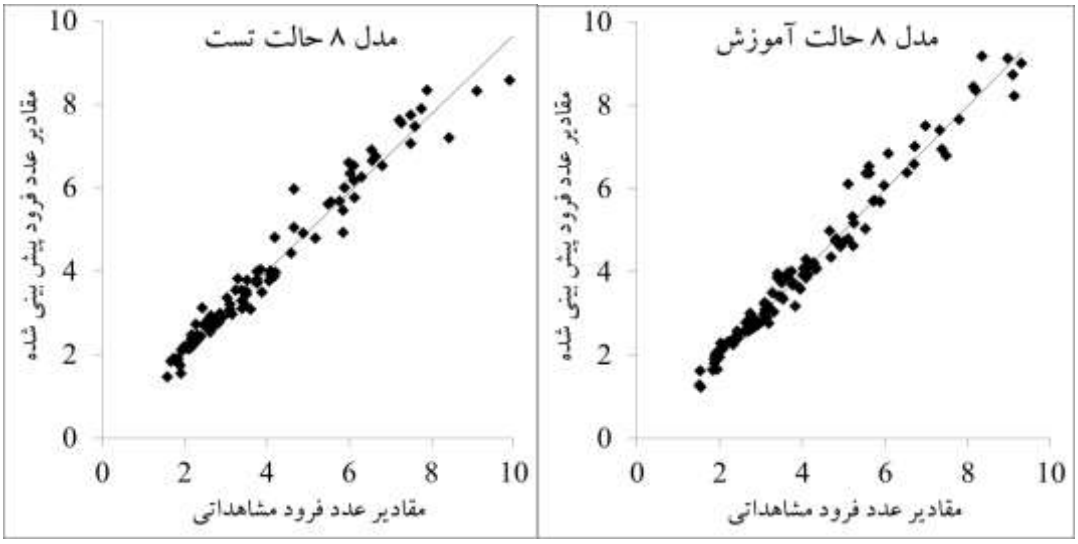
از شش پارامتر ورودی هستند. با ارزیابی مدل‌های مذکور مشخص شد که مدل شمارهٔ ۱۲۰ دارای همبستگی بالاتری در مقایسه با سایر مدل‌ها است. به‌عنوان‌مثال مقدار $R^2$ در حالت‌های آموزش و تست این مدل به ترتیب مساوی ۰/۹۰۶ و ۰/۹۰۰ محاسبه شده است. همچنین مقادیر MAPE، RMSE و SI در شرایط تست مدل شمارهٔ ۱۲۰ به ترتیب مساوی ۱۱/۴۰۱، ۰/۶۴۴ و ۰/۱۶۳ تخمین زده شده است. علاوه بر این مقدار شاخص پراکندگی در حالت آموزش این مدل مساوی ۰/۱۴۳ محاسبه شده است. در بخش بعدی مدلی که با کلیه پارامترهای ورودی مقادیر تابع هدف را شبیه‌سازی می‌کند مورد مطالعه قرار می‌گیرد. مدل شمارهٔ ۱۲۷ تابعی از کلیه پارامترهای ورودی است. بر اساس نتایج مدل‌سازی توسّط مدل شمارهٔ ۱۲۷، در وضعیت آموزش مقدار ضریب تبیین برابر ۰/۸۷۱ است. همچنین برای این مدل در حالت آموزش مقادیر MAPE و SI به ترتیب مساوی ۱۱/۳۳۸ و ۰/۱۶۶ محاسبه شده‌اند. در مقابل در شرایط تست مقادیر $R^2$ ، MAPE و RMSE به ترتیب مساوی ۰/۸۴۲، ۱۲/۷۱۲ و ۰/۸۱۰ به‌دست‌آمده است.

در این بخش از مطالعه، به ارزیابی توزیع خطای مدل‌های برتر که توسّط الگوریتم هیبریدی ANFIS-GA شبیه‌سازی شدند پرداخته می‌شود. در شکل (۶) توزیع خطای مدل‌های مذکور در هر دو حالت آموزش و تست به تصویر کشیده شده است. به‌عنوان‌مثال در شرایط آموزش، برای مدل شمارهٔ ۶، تقریباً ۱۵ درصد نتایج مدل‌سازی دارای خطای کمتر از ۴ درصد به خود اختصاص داده‌اند. همچنین برای این مدل حدوداً ۳۵ درصد عدد فرودهای شبیه‌سازی‌شده خطایی کمتر از ۱۰ درصد دارند. علاوه بر این در شرایط آموزش مدل شمارهٔ ۸، تقریباً ۹۹ درصد نتایج این مدل خطایی کمتر از ۲۰ درصد هستند. در حالت آموزش برای مدل شمارهٔ ۳۱ نیز تقریباً ۶۲ درصد نتایج دارای خطایی کمتر از ۸ درصد دارند. حدوداً ۸۰ درصد نتایج مدل‌سازی شده توسّط مدل شمارهٔ ۶۵ خطایی کمتر از ۱۶ درصد به خود اختصاص داده‌اند. برای مدل شمارهٔ ۱۰۰ نیز در شرایط آموزش ۲۲ درصد عدد فرودهای شبیه‌سازی‌شده خطایی کمتر از ۴ درصد دارند. همچنین برای مدل شمارهٔ ۱۲۰ در وضعیت آموزش حدوداً ۷۰ درصد نتایج دارای خطایی کمتر از ۱۴ درصد هستند. این در حالی است که برای مدل شمارهٔ ۱۲۷ حدوداً ۳۴ درصد عدد فرودهای شبیه‌سازی‌شده در وضعیت آموزش دارای درصد خطایی کمتر از ۶ درصد هستند. در شرایط تست نیز روند مذکور مشابه شرایط آموزش مدل‌های برتر است. به‌عنوان‌مثال، مدل شمارهٔ ۶ با خطایی کمتر از ۶ درصد حدوداً ۲۲ درصد نتایج را تقریب زده است. همچنین در شرایط تست مدل شمارهٔ ۸ تقریباً ۹۶ درصد نتایج مدل‌سازی شده خطایی کمتر از ۱۸ درصد هستند. تقریباً ۷۷ درصد نتایج مدل شمارهٔ ۳۱ در وضعیت تست مقدار خطایی کمتر از ۱۲ درصد هستند. این در حالی است که حدوداً ۵۱ درصد عدد فرودهای مدل‌سازی شده توسّط مدل شمارهٔ ۶۵ مقدار خطایی کمتر از ۸ درصد هستند. برای مدل شمارهٔ ۱۰۰ نیز حدوداً ۲۴ درصد نتایج شبیه‌سازی دارای خطایی کمتر از ۶ درصد هستند. علاوه براین حدوداً ۷۵ درصد نتایج مدل شمارهٔ ۱۲۰ خطایی کمتر از ۱۶ به خود اختصاص داده‌اند. همچنین در وضعیت تست مدل شمارهٔ ۱۲۷، حدوداً ۶۹ درصد نتایج این مدل خطایی کمتر از ۱۴ دارند.

بر اساس نتایج مدل‌سازی عدد فرود جریان سه‌فازی توسّط مدل فرا ابتکاری ANFIS-GA، در بین ۱۲۷ مدل توسعه داده شده، مدل شمارهٔ ۸ به‌عنوان مدل برتر معرفی می‌شود. این مدل مقادیر عدد فرود را با دو پارامتر ورودی تخمین می‌زند. مقادیر عدد فرود شبیه‌سازی‌شده و مقایسه آن با مقادیر مشاهداتی نیز در شکل (۷) قابل‌مشاهده است.




شکل (٦): نمودارهای توزیع خطای مدل‌های برتر در شرایط آموزش و تست




شکل (۷): نمودارهای پراکندگی در هر دو حالت آموزش (train) و تست (test) مدل هشت

## نتیجه‌گیری

اگر جریان مجرای فاضلاب نیمه‌پر باشد و جریانی که انتقال رسوب در آن به شکل بار بستر است وارد این جریان شود ولی سرعت جریان به حدی نباشد که مانع از ته‌نشینی شود، بستر رسوبی تشکیل خواهد شد. این موضوع مقاومت بستر را به دلیل افزایش عمق بستر و کاهش سرعت، افزایش می‌دهد. ممکن است فرض شود که کاهش سرعت دلیلی بر کاهش ظرفیت انتقال رسوب جریان می‌شود که باعث ته‌نشینی بیشتر و احتمالاً انسداد می‌شود. هرچند که در حقیقت شواهد آزمایشگاهی نشان می‌دهد که حضور بستر ته‌نشین شده درواقع به جریان اجازه می‌دهد که ظرفیت انتقال رسوب بیشتری به‌صورت بار بستر را داشته باشد. در این مطالعه با استفاده از یک روش فرا ابتکاری که با ترکیب شدن مدل انفیس و الگوریتم ژنتیک توسعه داده شد، جریان سه فازی درون مجاری فاضلاب‌رو مدل‌سازی گردید. برای مدل‌های با یک پارامتر ورودی، مدلی که تابعی از نسبت قطر متوسّط ذارت به قطر لوله (d/D) بود، عدد

فرود جریان سه فازی را با دقت بالاتری تخمین زد. برای این مدل در وضعیت تست شاخص‌های RMSE و MAPE به ترتیب مساوی ۱/۰۵۷ و ۱۹/۱۳۴ محاسبه شد. همچنین برای مدل‌های با دو پارامتر Cv و d/R، تخمین زد. برای این مدل در حالت آموزش برای این مدل مقادیر MAPE و RMSE به ترتیب مساوی ۵/۵۲۹ و ۰/۳۱۵ بود. برای مدل برتری که عدد فرود جریان را با سه پارامتر ورودی تخمین زد، مقادیر MAPE ، RMSE و SI در حالت تست به ترتیب مساوی ۷/۷۸۹، ۰/۴۰۳ و ۰/۱۰۲ محاسبه گردید. همچنین مدلی که با چهار پارامتر ورودی، مقادیر تابع هدف را تخمین زد، مقادیر RMSE و SI برای مدل شمارهٔ ۶۵ در شرایط تست به ترتیب برابر ۰/۵۱۰ و ۰/۱۲۹ محاسبه شد. همچنین برای مدل برتر با ۵ متغیر ورودی، در وضعیت تست این مدل مقادیر MAPE و RMSE به ترتیب برابر ۱۱/۹۸۰ و ۰/۵۷۹ بود. علاوه بر این، مدل برتری که مقدار عدد فرود را با ترکیبی از شش پارامتر ورودی تخمین می‌زند، مقدار $R^2$ در حالت‌های آموزش و تست این مدل به ترتیب مساوی ۰/۹۰۶ و ۰/۹۰۰ محاسبه شدند. بر اساس نتایج مدل‌های مختلف، مدلی که با ترکیبی از هفت پارامتر ورودی مشخصات جریان سه فازی را مدل‌سازی کرد، حدوداً ۶۹ درصد نتایج این مدل خطایی کمتر از ۱۴ داشت.

## مراجع


1. Kelly W. E., Gularte R. C., "Erosion Resistance of Cohesive Soils", *Journal of Hydr. Eng.* Vol. 107, pp. 1211-1214 (1981).
2. Raudkivi A. J., Tan S. K., "Erosion of Cohesive Soils", *Journal of Hydr. Research.* Vol. 22, No. 4, pp. 217-233, (1984).
3. Crabtree R. W., "A Classification of Combined Sewer Sediment Types and Characteristics", WRc, Swindon, (1988).
4. Alvarez E. M., "The influence of cohesion on sediment movement in channels of circular cross-section", University of Newcastle upon Tyne, England, Ph.D. Thesis, (1990).
5. Azamathulla H., Ab Ghani A., Fei S. Y., "ANFIS – based approach for predicting sediment transport in clean sewer", *Journal of Applied sift computing.* Vol. 12, No. 3, pp. 1227-1230, (2012).
6. Ab. Ghani A., "Sediment Transport in Sewers", University of Newcastle Upon Tyne, UK, Ph. D. Thesis, (1993).
7. Vongvisessomjai N., Tingsanchali T. Babel M. S., "Non-deposition design criteria for sewers with part-full flow", *Journal of Urban Water.* Vol. 7, No. 1, pp. 61–77, (2010).
8. Ota J. J., Perrusquía G. S., "Particle velocity and sediment transport at the limit of deposition in sewers", *Journal of Water Science and Technology*, Vol. 67, No. 5, pp. 959–967, (2013).
9. Shamseldin A.Y., "Application of a neural network technique to rainfall–runoff modelling", *Journal of Hydrology*, Vol. 199, pp. 272-294, (1997).
10. Giustolisi O., Laucelli D., "Improving generalization of artificial neural networks in rainfall–runoff modeling", *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 50, No. 3, pp. 439-457, (2005).

11. Jain S. K., Das, D., Srivastava D. K., "Application of ANN for reservoir inflow prediction and operation", *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 125, No. 5, pp. 263-271, (1999).
12. Bae D.H., Jeong D.M., Kim G., "Monthly dam inflow forecasts using weather forecasting information and neuro-fuzzy technique", *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 52, No. 1, pp.99-113, (2007).
13. Kisi O., "Suspended sediment estimation using neuro-fuzzy and neural network approaches", *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 50, No. 4, pp. 683-696, (2005).
14. Ebtehaj I., Bonakdari H., "Performance evaluation of adaptive neural fuzzy inference system for sediment transport in sewers", *Water Resources Management*, Vol. 28, No. 13, pp. 4765-4779, (2014).
15. Ota J.J., Nalluri C., "Graded sediment transport at limit deposition in clean pipe channel", 28th International Association for Hydro-Environment Engineering and Research, Graz, Austria, (1999).

# مدل‌سازی تأثیر دما و ضخامت بر چقرمگی شکست مخلوط‌های آسفالتی تحت مود I خالص*

حسن دیواندری(۱) سینا احمدی پور(۲)

**چکیده** *با توجّه به افزایش تراکم وسایل نقلیه و به دنبال آن نیاز به احداث راه‌های جدید، سالانه هزینه هنگفتی صرف طراحی و اجرای روسازی‌های آسفالتی می‌گردد. همچنین عوامل متعدّدی از قبیل شرایط اقلیمی و وضعیت ترافیکی گوناگون جاده‌ها، به‌مرورزمان باعث ایجاد ترک‌هایی در سطح جاده می‌گردند که هزینه‌هایی نیز صرف تعمیر و نگهداری آن می‌شود. ترک حرارتی یکی از حالت‌های شدید خرابی در مناطق سرد است. انتشار و رشد بیشتر در چنین ترک‌هایی ممکن است به دلیل تنش‌های کششی حرارتی ناشی از نوسانات دما رخ دهد که می‌تواند منجر به بروز شکست در روسازی آسفالتی تحت مود I خالص گردد. در این تحقیق سعی شده است که با تعیین چقرمگی شکست ($K_{IC}$) به‌عنوان یک عامل اصلی جهت تخمین ظرفیت باربری روسازی‌های ترک‌خورده در برابر رشد ترک به بررسی مقاومت مخلوط‌های آسفالتی تحت مود I در دماهای پایین پرداخته شود. بدین منظور پس از ساخت مخلوط‌های آسفالتی با قیر ۷۰-۶۰، نمونه‌های نیم‌دیسک با ترک مؤثر به عمق ۲۳ میلی‌متر در سه ضخامت ۳۵، ۵۰ و ۶۵ میلی‌متر تهیّه گردید. سپس با انجام آزمایش شکست در سه دمای زیر صفر (۵- ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد) و محاسبه میزان چقرمگی شکست با استفاده از بار بحرانی شکست، اطلاعات به‌دست‌آمده مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج کلّی بیانگر آن بود که افزایش ضخامت نمونه‌ها و همچنین کاهش دما باعث افزایش در میزان چقرمگی شکست می‌گردد. درنهایت با استفاده از نرم‌افزار متلب، مدلی جهت تخمین مقدار چقرمگی شکست آسفالت بر اساس دو پارامتر دما و ضخامت نمونه ارائه گردید. مشخص شد که مدل ارائه شده می‌تواند مقدار چقرمگی شکست در مخلوط آسفالتی تهیّه شده در تحقیق حاضر را در محدودهٔ دمایی و ضخامت‌های مورد مطالعه، به‌خوبی پیش‌بینی نماید.*

**واژه‌های کلیدی** روسازی آسفالتی، شکست آسفالت، چقرمگی شکست، شکست مود I، کشش خالص.

# Developing a Model for the Effect of Temperature and Thickness of Asphalt Mixture on Fracture Toughness under Pure Mode I

H. Divandari S. Ahmadipour

**Abstract** *A huge amount of money is spent every year on designing and constructing of asphalt pavements due to an increase in the number of vehicles and, consequently, a higher demand for constructions of new roads. In addition, overtime, different factors such as severe climates and roads traffic conditions create cracks on the road surface that also require spending money on roads maintenance. Thermal cracking is one of the major distress types in the cold regions. Further propagation of such cracks may occur because of tensile thermal stresses induced by temperature fluctuations which can result in pure mode I fracture mechanism in the asphalt pavement. This study aims to determine fracture toughness ($K_{IC}$) as a fundamental parameter for estimating the load bearing capacity of cracked pavements against crack propagation under mode I cracking in low temperatures. To this end, the asphalt mixtures were manufactured with AC 60/70 bitumen. Semi-circular bending (SCB) specimens with effective crack length (a=23 mm) have been prepared in three thickness (35, 50 and 65 mm). We collected data with conducting the fracture tests at three subzero temperatures (-5°C, -15°C and -25°C) and calculating the fracture toughness values using fracture loads. The results indicated that, in general, increasing speciments thickness and decreasing temperature increase fracture toughness. Finally, using MATLAB software, a model was developed to estimate the asphalt fracture toughness according to the two parameters of temperature and specimens thickness. It was determined that the proposed model can predict the values of fracture toughness in asphalt mixtures prepared on present study at the temperature and thickness range of the research.*

**Key Words** Asphalt Pavement, Asphalt Fracture, Fracture Toughness, Mode I Fracture, Pure Tensile.

---

* تاریخ دریافت مقاله ۹۸/۲/۱۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۸/۲۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، واحد نوشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، نوشهر، ایران. **Email:** divandari@iauns.ac.ir

(۲) دانشجوی مقطع کارشناسی ارشد، واحد نوشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، نوشهر، ایران.

## مقدّمه

راه‌ها نقش بسیار مهمی در ارتقای سطح کیفی زندگی دارند. امروزه حمل‌ونقل به‌عنوان یکی از شاخص‌های توسعه‌یافتگی در جوامع، به‌مانند گردش خون در کالبد اقتصاد هر کشور محسوب می‌شود. حمل‌ونقل زمینی و جاده‌ای نیز از مهم‌ترین بخش‌های سیستم‌های حمل‌ونقل هستند. بدین‌جهت است که روسازی راه به‌عنوان بخشی از سازه راه، نقش کلیدی در عملکرد و تأمین سطح هموار و ایمن جاده‌ها به عهده دارد؛ بنابراین ساخت روسازی-های با قابلیت باربری و عمر بالا و کیفیت مناسب و نیز نگهداری آن‌ها در شرایط عملکردی مناسب از اهمیت بسزایی برخوردار است.

مطابق نشریهٔ ٢٣٤ (آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه-های ایران)، روسازی آسفالتی دارای عمر مفید مشخصی است [١]. دو عامل بار ترافیکی و تغییرات شرایط آب و هوایی، سبب شده است که این عمر مفید مقادیر کمتری را نسبت به آن‌چه در طراحی آن در نظر گرفته‌شده، نشان دهد. عملکرد ضعیف روسازی و عمر کوتاه آن ناشی از برخی عوامل طراحی و اجرا به شرح ذیل است که می-توان برای دستیابی به روسازی با عملکرد مطلوب، کلّیه این عوامل را به‌صورت مناسب طراحی و اجرا نمود:

١- استفاده از مصالح نامرغوب در تهیّهٔ آسفالت با توجّه به شرایط آب‌وهوایی و کاربری روسازی؛

٢- طرح اختلاط نامناسب مخلوط آسفالتی با توجّه به شرایط و کاربری روسازی؛

٣- طراحی نامناسب روسازی و لایه‌های تشکیل‌دهنده آن برای مقادیر بار ترافیکی مورد نظر؛

٤- اجرا و نظارت ضعیف؛

٥- نگهداری نامناسب.

تحقیقات حاکی از آن است که روسازی‌های آسفالتی در معرض خرابی‌های شدید وابسته به تنش قرار می‌گیرند. این خرابی‌ها مانند ترک‌خوردگی، عمدتاً ناشی از شکست (Fracture) در مخلوط آسفالتی هستند [2]. همچنین در مناطق سردسیر، روسازی آسفالتی به دلیل ترک‌خوردگی در دمای پایین (Low Temperature Cracking) (LTC) منجر به خرابی زودرس می‌گردد [3]. بسیاری از محقّقان دریافتند که کاهش دما تا حد مشخصی باعث افزایش مقاومت در آسفالت شده و این مقاومت در دماهای پایین‌تر، کاهش می‌یابد. برخی مطالعات نشان داد که بالا بردن سفتی قیر به‌عنوان یک متغیر اصلی جهت افزایش مقاومت به‌حساب می‌آید. علّت این افزایش مقاومت، چسبیدگی مکانیکی بهتر قیر به علّت کاهش دما است. به‌طور خاص، از دست دادن مقاومت کششی در روسازی آسفالتی به علّت دمای پایین بوده که موجب ترک حرارتی در روسازی در مناطق سرد می‌گردد [4]؛ بنابراین درنظرگرفتن عملکرد دمای پایین در روش طراحی مخلوط آسفالتی برای مناطق با فصول یخبندان شدید از اولویّت بالاتری برخوردار است. پیش‌بینی عمر خستگی می‌تواند نقش مؤثری در جلوگیری از گسترش ترک‌های خستگی و تعیین زمان مناسب جهت ترمیم و یا روکش مجدد روسازی ایفا نماید. پاریس (Paris) و اردوغان (Erdogan) در سال ١٩٦٣ قانون نرخ رشد ترک (Paris Law) را جهت به‌کارگیری در مصالح همگن که خاصیّت الاستیک خطی دارند، توسعه داده‌اند. بر اساس این قانون، مقادیری از ضرایب شدت تنش ($K_{IC}$) مصالح در طی فرایند خستگی، به‌عنوان یکی از پارامترها جهت پیش‌بینی نرخ رشد ترک در نظر گرفته می‌شود [5].

درنتیجه لازم است به‌منظور بهبود در ویژگی‌های آسفالت، به بررسی رفتار شکست و ترک‌خوردگی در روسازی تحت دماهای پایین پرداخته شود تا با افزایش دوام این روسازی انعطاف‌پذیر و همچنین کاهش خسارت بر سطوح آن، از خسارات جانی، مالی و همین‌طور هزینه‌های مازاد جهت طراحی، ساخت و تعمیر و نگهداری تا حد زیادی کاسته شود.

## بیان مسئله

جهت بررسی رفتار شکست آسفالت در دماهای پایین در ابتدا به آشنایی مختصری از مکانیک شکست و تعاریفی

در رابطه با ترک‌خوردگی حرارتی و نحوهٔ بروز و انتشار ترک‌ها پرداخته می‌شود. در ادامه به‌صورت موردی، تحقیقات و تجربهٔ برخی از پژوهشگران و پیشرفت‌های حاصل تشریح می‌شود.

## مکانیک شکست

جهت مطالعه ترک اولیّه و انتشار ترک برای هر نوع مواد و مصالح از مکانیک شکست به‌عنوان یک ابزار قدرتمند استفاده می‌گردد. این روش برای کشف مکانیزم شکست در مخلوط‌های آسفالتی از اوایل دهه ۱۹۶۰ مورد استفاده قرار گرفت و در سال‌های ۱۹۹۰ و پس‌ازآن محبوبیت چشمگیری را در جوامع تحقیقاتی از آن خود نموده است [4,6]. در این راستا پژوهشگران بسیاری از تئوری مکانیک شکست جهت ارزیابی شکست تُرد (Brittle Fracture) در مصالح قیری و آسفالتی استفاده نمودند و نشان دادند که در دمای خیلی کم می‌توان از تئوری گریفیت (Griffith) در رابطه با شکست ترد به‌منظور مطالعه رفتار شکست آسفالت، استفاده نمود. در این زمینه تحقیقات گسترده‌ای برای بررسی رفتار خستگی و شکست در روسازی‌های آسفالتی تحت دماهای پایین صورت پذیرفت. برخی از آن‌ها ضریب شدت تنش بحرانی ($K_{IC}$) یا همان چقرمگی شکست (Fracture Toughness) را بر اساس مکانیک شکست الاستیک خطی (Linear Elastic Fracture Mechanics (LEFM)) به‌عنوان شاخص ارزیابی شکست ترد در رابطه با پدیده ترک‌خوردگی در بتن آسفالتی مورد استفاده قراردادند. درواقع اگر چقرمگی شکست یک ماده پایین باشد، آن ماده به‌صورت ترد می‌شکند و هر اندازه چقرمگی شکست بالاتر رود، احتمال شکست نرم آن، افزایش می‌یابد. بسیاری دیگر نیز از $K_{IC}$ به‌عنوان یک معیار خرابی در خستگی و یا شکست استاتیک در روسازی آسفالتی استفاده نمودند. همچنین روش انتگرال J، یک اندازه‌گیری از چقرمگی شکست در مکانیک شکست الاستوپلاستیک (Elastic-Plastic Fracture Mechanics (EPFM)) به‌عنوان رویکردی دیگر جهت درک مشکلات ناشی از شکست در بتن آسفالتی به کار گرفته شد [4].

محققین رفتار آسفالت را در دماهای پایین، الاستیک خطی می‌دانند. زیرا در دمای زیر صفر، رفتار مخلوط آسفالتی به‌صورت شکننده و یا شبه‌شکننده است [7]. همچنین تحقیقات نشان می‌دهد که در این محدودهٔ دمایی تا حداکثر بار اعمالی بر روی آسفالت، این نوع روسازی به‌صورت الاستیک خطی رفتار کرده و شکست آن را باید بر اساس اصول مکانیک شکست الاستیک خطی، مدل نمود [8].

ازاین‌رو مکانیک شکست الاستیک خطی می‌تواند به‌عنوان یک ابزار مهندسی مناسب جهت بررسی پدیده ترک‌خوردگی در آسفالت به‌خصوص در شرایط دمایی پایین، مناسب باشد.

## ترک حرارتی یا ترک‌خوردگی در دمای پایین

ترک‌خوردگی یکی از عوامل ایجاد خرابی‌های زودرس در مخلوط‌های آسفالتی در مناطق سردسیر است که به‌واسطه عواملی از قبیل بارهای ترافیکی اعمال‌شده بر لایه‌های آسفالتی، مراحل ساخت و اجرای نادرست زیرسازی و روسازی و شرایط اقلیمی مانند چرخه‌های دمایی فصلی و روزانه، چرخه‌های یخ‌زدگی و نفوذ آب به لایه‌های روسازی ایجاد می‌شود. ترک‌خوردگی پدیده‌ای است که در دو مرحله اتفاق می‌افتد؛ نخست وقوع ریزترک‌ها و سپس انتشار آن [7, 9]. ترک حرارتی یکی از حالت‌های شدید خرابی در مناطق سرد است که اغلب می‌تواند باعث ایجاد ترک‌های عرضی می‌شود. انتشار و رشد بیشتر در چنین ترکی ممکن است به دلیل تنش‌های کششی حرارتی ناشی از نوسانات دما رخ دهد که می‌تواند منجر به بروز شکست در روسازی آسفالتی تحت مود I خالص گردد [7]. عموماً ترک‌خوردگی حرارتی را می‌توان با به‌کارگیری قیر نرم کاهش داد. امّا به علّت

تغییرات آب و هوایی و افزایش احتمالی دما، استفاده از قیر نرم به دلیل احتمال وقوع پدیده شیارشدگی، نامناسب است [9].

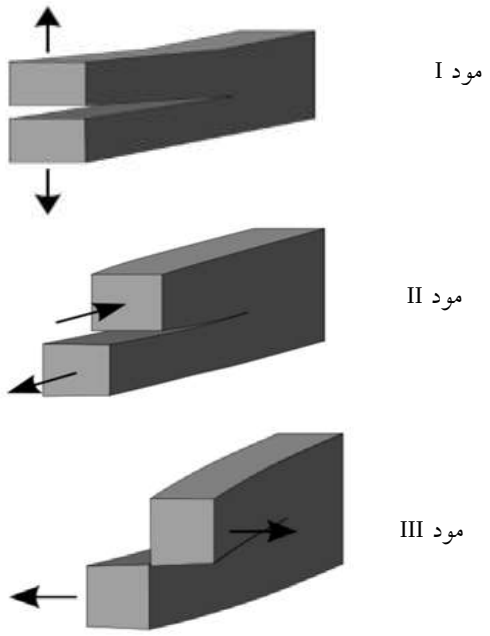
## ایجاد و گسترش ترک

در نظریهٔ مربوط به مکانیک شکست برای تشخیص نحوهٔ ایجاد و گسترش ترک در مصالح و لایه‌های روسازی، سه حالت متمایز (شکل ۱) بسته به نوع بارگذاری در نظر گرفته می‌شود که عبارت‌اند از [11 ,۱۰]:

***حالت اوّل (مود I)، حالت کششی (باز شوندگی).*** در این حالت وجوه ترک به‌سادگی از یکدیگر دور می‌شوند. این شکل از گسیختگی در اثر کشش خالص ناشی از گرادیان حرارتی (تغییرات دما، انبساط و انقباض مصالح) در عمق لایه‌ها ایجاد می‌شود و سپس در اثر خمش ناشی از بارگذاری و عبور ترافیک در لایه گسترش پیدا می‌کند.

***حالت دوم (مود II)، حالت برشی (لغزشی).*** در این حالت از ترک‌خوردگی وجوه ترک نسبت به هم در راستای موازی با صفحه ترک و در جهت عمود بر لبه ترک می‌لغزند. این نوع ترک در اثر تنش‌های برشی حاصل از بارگذاری و عبور ترافیک ایجاد می‌شود و سپس در لایه گسترش پیدا می‌کند.

***حالت سوم (مود III)، حالت پارگی.*** در این حالت وجوه ترک نسبت به هم در راستای موازی با صفحه‌ی ترک و موازی با جبهه ترک، شروع به لغزش می‌نمایند. این شکل از ترک در اثر تنش‌های سطحی افقی بین چرخ و سطح روسازی که حاصل بارگذاری و عبور ترافیک است، ایجاد می‌شود و سپس در لایه گسترش پیدا می‌کند.




شکل (۱): انواع مودهای ترک‌خوردگی تحت انواع بارگذاری‌های مختلف [۱۱]

ترک‌خوردگی در دمای پایین یکی از انواع خرابی روسازی‌های آسفالتی است که به‌صورت مود I خالص ظاهر می‌گردد. در سال‌های اخیر تلاش‌های متعدّدی [ 6, 12, 13, 14] جهت درک بهتر روند این نوع خرابی و رشد ترک در آسفالت و همچنین مقاومت آسفالت در برابر شکست تحت این حالت (مود I) از خرابی انجام شده است.

## پیشینهٔ تحقیق

شکست ترد در مخلوط‌های آسفالتی در دمای پایین یکی از حالت‌های اصلی تخریب آسفالت است. ازاین‌رو لازم است یک مقدار مطمئن برای چقرمگی شکست در مخلوط‌های آسفالتی، به‌عنوان یک پارامتر مهم در طراحی، شناخته‌شده باشد [7] و [۱۵]. چقرمگی شکست در روسازی‌های آسفالتی به‌عنوان یک عامل اصلی جهت تخمین ظرفیت باربری و مقاومت در روسازی‌های ترک-خورده در برابر رشد ترک در نظر گرفته می‌شود [16]. شرایط اقلیمی و بار ترافیکی، تأثیر فراوانی بر فرآیند

شکست در مخلوط آسفالتی دارد. در این زمینه پژوهشگران مطالعاتی در مورد بررسی تأثیر مشخصات مخلوط آسفالتی شامل نوع قیر، دانه‌بندی و جنس مصالح سنگی، درصد فضای خالی، تغییرات دمایی و شرایط بارگذاری در مقاومت شکست مخلوط‌های آسفالتی انجام داده‌اند. در این مطالعات مشخص گردید که عملکرد ضعیف هرکدام از مصالح آسفالت در برابر گسیختگی، باعث کاهش عمر مفید روسازی و درنهایت منجر به شکست زودرس در روسازی می‌گردد.

از آن‌جا که انجام آزمایش شکست در لایه آسفالتی ترک‌دار در شرایط واقعی، پیچیده و پرهزینه است، لذا بررسی تجربی شرایط رشد ترک و بار بحرانی شکست با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی مناسب انجام می‌گردد. یک نمونه مناسب آزمایشگاهی برای انجام آزمایش چقرمگی شکست باید دارای هندسه‌ای ساده بوده، تهیّه و آماده‌سازی آن به‌سادگی انجام شود و امکان بارگذاری و آزمایش بر روی آن با استفاده از دستگاه‌های آزمایش و تکیه‌گاه‌های متداول آزمایشگاهی وجود داشته باشد. علاوه بر این، انتخاب نمونه‌ها باید به‌گونه‌ای باشد که تا حد ممکن شرایط تغییر شکل‌های ایجادشده در لایه آسفالتی سطح جاده را به‌خوبی شبیه‌سازی نماید تا با محاسبه آزمایشگاهی بار شکست در این نمونه‌ها تحت شرایط مختلف بارگذاری، بتوان رفتار رشد ترک و مقدار مقاومت شکست در لایه آسفالتی واقعی را تخمین زد.

نمونه‌های متعدّدی برای انجام آزمایش شکست در مخلوط‌های آسفالتی مورد استفاده قرار می‌گیرند که از میان آن‌ها می‌توان به نمونه‌های نیم‌دیسک خمشی ترک‌دار ((Semi-Circular Bend (SCB))، دیسک خمشی ترک‌دار ((Edge Notched Disc Bend (ENDB))، تیر مستطیل‌شکل ترک‌دار لبه‌ای تحت بار خمش سه‌نقطه‌ای ((Single Edge Notch Beam (SENB))، نمونه مستطیل-شکل متراکم تحت بار کششی ( Compact Tension (CT))، نمونه متراکم تحت بار کششی با مقطع دایره‌ای ((Disc-shaped Compact Tension (DCT)) و دیسک برزیلی ((Brazilian Disk (BD)) اشاره نمود.

گلچین و صفایی با به‌کارگیری نمونه‌های نیم‌دیسک ترک‌دار دریافتند که با کاهش دما، قیر موجود در مخلوط آسفالتی منقبض و منجر به افزایش ویسکوزیته شده و درنتیجه مقاومت قیر افزایش می‌یابد. درواقع می‌توان نتیجه گرفت که با کاهش دما، مقاومت قیر و چسبندگی بین مصالح سنگی و قیر افزایش‌یافته که منجر به افزایش مقاومت شکست آسفالت گرم در مود خالص کششی شده است [۱۷].

در تلاشی دیگر جعفری و همکاران با بررسی مقاومت شکست آسفالت تحت مود III دریافتند که با کاهش دما و همچنین افزایش ضخامت در نمونه‌های دیسک خمشی ترک‌دار، مقدار چقرمگی شکست افزایش می‌یابد. آن‌ها همچنین با بررسی مقادیر چقرمگی شکست در مخلوط‌های آسفالتی تحت مود I و III بر روی نمونه-های دیسک خمشی ترک‌دار دریافتند که شکست در مخلوط‌های آسفالتی تحت مود I مقادیر بالاتری نسبت به مود III دارند. درنتیجه اظهار داشتند که مخلوط‌های آسفالتی در برابر شکست تحت مود III، رفتاری ضعیف-تر (مقادیر چقرمگی شکست پایین‌تر) نسبت به مود I (مقادیر چقرمگی شکست بالاتر) نشان می‌دهند [۱۸].

کیم (Kim) و همکاران با استفاده از روش ترک مؤثر اصلاح‌شده (Modified Effective Crack Model) در نمونه‌های تیر مستطیل‌شکل تحت بار خمش سه‌نقطه-ای، به مقایسه چقرمگی شکست آسفالت اصلاح‌شده پلیمری و آسفالت معمولی تحت دمای پایین (زیر ۵- درجهٔ سانتی‌گراد) پرداختند. نتایج نشان داد که در دمای ۱۰- درجهٔ سانتی‌گراد و پایین‌تر از آن، مقادیر $K_{IC}$ در آسفالت اصلاح‌شده بیشتر از آسفالت معمولی است.

همچنین مقادیر بهبودیافته $K_{IC}$ در دمای ۲۰- درجهٔ سانتی‌گراد و پایین‌تر از آن، افزایش مقاومت در برابر شکست در دماهای پایین را در پی داشت. به‌طورکلّی این

تحقیق نشان داد که آسفالت اصلاح‌شده پلیمری تحت دمای پایین از استحکام بالاتری نسبت به آسفالت معمولی برخوردار بوده است و می‌تواند عمر بیشتری تا زمان شکست در دماهای پایین‌تر سپری کند [19].

خی (Xie) و همکاران به پژوهشی در مورد مکانیک شکست مخلوط آسفالتی تهیّه‌شده با گِنیس (Gneiss) تحت آزمون کشش مستقیم پرداختند و در آن، تأثیر نوع قیر، دما و سرعت بارگذاری را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج مطالعه نشان داد که دما تأثیر زیادی بر حالت عمده شکست در مخلوط آسفالتی دارد. با تغییر دما از ۱۵ به ۲۵ درجهٔ سانتی‌گراد، تغییر قابل‌توجّهی در درصد شکست چسبندگی مشاهده شده است. همچنین با تجزیه‌وتحلیل تصاویر مشخص گردید، سرعت بالاتر در بارگذاری منجر به افزایش احتمال شکست در چسبندگی می‌گردد [2].

علیها و همکاران تحقیقی را پیرامون تعیین چقرمگی شکست در مخلوط‌های آسفالتی با ترکیب‌های گوناگون با استفاده از نمونه‌های خمشی نیم‌دیسک انجام دادند. در این تحقیق تأثیر عواملی چون قطر سنگ‌دانه، درصد فضای خالی و نوع قیر بر روی نیروی شکست و چقرمگی شکست مخلوط‌ها در دمای پایین (۱۵- درجهٔ سانتی‌گراد) مورد بررسی قرارگرفت. نتایج حاکی از آن بود که خطر شکست ترد در دمای پایین در مخلوط‌های آسفالتی حاوی سنگ‌دانه‌های سیلیسی، سنگ‌دانه‌های با قطر کمتر، درصد فضای خالی بیشتر و قیرهای با درجهٔ نفوذ بالاتر افزایش می‌یابد [16].

رزمی و میرسیار به تعیین چقرمگی شکست آسفالت اصلاح‌شده با خرده‌لاستیک و ساسوبیت در دماهای پایین پرداختند. آزمون‌های شکست با مود ترکیبی I و II با استفاده از نمونه‌های نیم‌دیسک ترک‌دار که بارگذاری آن با تغییر در زاویه ترک یا با تغییر در فاصله تکیه‌گاهی نسبت به موقعیت ترک قائم و یا ایجاد یک شیار قائم نامتقارن صورت می‌پذیرد، انجام شد. سپس ضریب شدت تنش بحرانی در مود I خالص، مود II خالص و مود ترکیبی I و II محاسبه گردید. نتایج تجربی نشان داد که مقاومت شکست مؤثر در مود ترکیبی I و II کمتر از مقادیر مقاومت شکست در حالت‌های مود I خالص و مود II خالص بوده است. این بدان معنی است که خطر ترک‌خوردگی در حالت ترکیبی کششی-برشی بیشتر از شرایط بارگذاری کشش خالص و یا برش خالص است [20].

در تحقیقی دیگر علیها و همکاران با استفاده از نمونه‌های دیسک خمشی ترک‌دار، مقاومت شکست در مخلوط‌های آسفالتی را تحت مود I ارزیابی نمودند. آن‌ها در این تحقیق با انجام آزمون‌های متعدّدی بر روی مخلوط‌های آسفالتی، تأثیر عواملی از قبیل درصدهای متفاوت فضای خالی و اندازه نمونه‌ها (ارتفاع دیسک) را بر مقادیر نیروی شکست و چقرمگی شکست تحت دمای پایین (۰، ۱۲- و ۲٤- درجهٔ سانتی‌گراد) مورد بررسی قرار دادند. نتایج این بررسی نشان داد که تغییر عواملی چون افزایش ارتفاع نمونه و همچنین کاهش درصد فضای خالی و کاهش دمای آزمایش موجب افزایش قابل‌توجّهی در مقادیر مربوط به چقرمگی شکست در نمونه‌های آزمایش‌شده گردیده است. همچنین مشخص گردید که ارتفاع نمونه‌ها بیشترین تأثیر را بر مقاومت شکست مخلوط‌های آسفالتی مورد آزمایش داشته است [21].

فخری و همکاران تأثیر نوع قیر، سنگ‌دانه و درصد فضای خالی را بر انرژی شکست آسفالت در شرایط دمایی متوسّط و تحت ۳ حالت (مود خالص I، مود خالص II و ترکیب مود I و II) بررسی نمودند. آن‌ها با انجام آزمایش بر روی ۱۲٦ نمونه نیم‌دیسک دریافتند که افزایش دما در هر سه حالت مورد آزمایش منجر به کاهش نیروی شکست گردیده است که عمدتاً به دلیل تضعیف

در ساختار شیمیایی قیر است. همچنین مشخص گردید که در دمای بالاتر، نمونه‌های آسفالتی با سنگ‌دانه سیلیسی و آهکی مقاومت شکست تقریباً مشابهی دارند. امّا در دماهای پایین‌تر، سنگ‌دانه آهکی مقاومت شکست بیشتری را نسبت به سنگ‌دانه سیلیسی در مخلوط‌های مورد آزمایش نشان می‌دهد [22]. آن‌ها همچنین به این نتیجه دست یافتند که با توجّه به طیف گسترده‌ای از درجهٔ حرارت (از زیر صفر درجهٔ سانتی‌گراد تا دماهای بالا)، مقاومت شکست مخلوط‌های آسفالتی با افزایش دما تا صفر درجهٔ سانتی‌گراد به حداکثر مقدار خود افزایش و پس‌ازآن کاهش می‌یابد.

در سال ۲۰۱۸ مطالعه‌ای با هدف ارزیابی تأثیر سنگ‌دانه‌هایی از جنس آذرین و سیلیسی-آهکی، نوع قیر، دما، قیر بازیافتی و درصد فضای خالی بر چقرمگی شکست در مخلوط‌های آسفالتی توسّط سام (´Some) و همکاران [9] در دمای پایین و متوسّط (۲۰-، ۵- و ۱۰ درجهٔ سانتی‌گراد) انجام گردید. نتایج تحقیق آن‌ها بر روی نمونه‌های نیم‌دیسک نشان داد که دما، درصد قیر بازیافتی و اثر هم‌زمان درجهٔ عملکردی قیر با دما، مؤثرترین پارامترها در میزان چقرمگی شکست هستند. همچنین مشاهده گردید که تأثیر درجهٔ عملکردی قیر در مقایسه با دیگر عوامل ناچیز است.

## اهداف پژوهش

اهداف این پژوهش به شرح ذیل در نظر گرفته‌شده:

۱- تأثیر تغییرات ضخامت و دما بر نیرو و انرژی شکست تحت مود I؛

۲- ارائه مدل تغییرات چقرمگی شکست آسفالت با تغییرات دما و ضخامت نمونه.

## روش تحقیق

در این پژوهش پس از انتخاب مصالح مورد استفاده بر اساس مشخصات فنی آن‌ها و دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها، درصد قیر بهینه با به‌کارگیری طرح اختلاط مارشال مشخص و مخلوط‌های آسفالتی با درصد قیر بهینه و درصد فضای خالی تعیین‌شده توسّط متراکم‌کننده دورانی، ساخته شدند. در ادامه نمونه‌ها به شکل نیم دیسک در سه ضخامت گوناگون برش داده شده و با ایجاد شیار قائم بر روی آن‌ها به انجام آزمایش شکست در سه دمای زیر صفر پرداخته شد که در ادامه، مراحل انجام تحقیق شرح داده شده است.

## مصالح مصرفی در ساخت مخلوط‌های آسفالتی

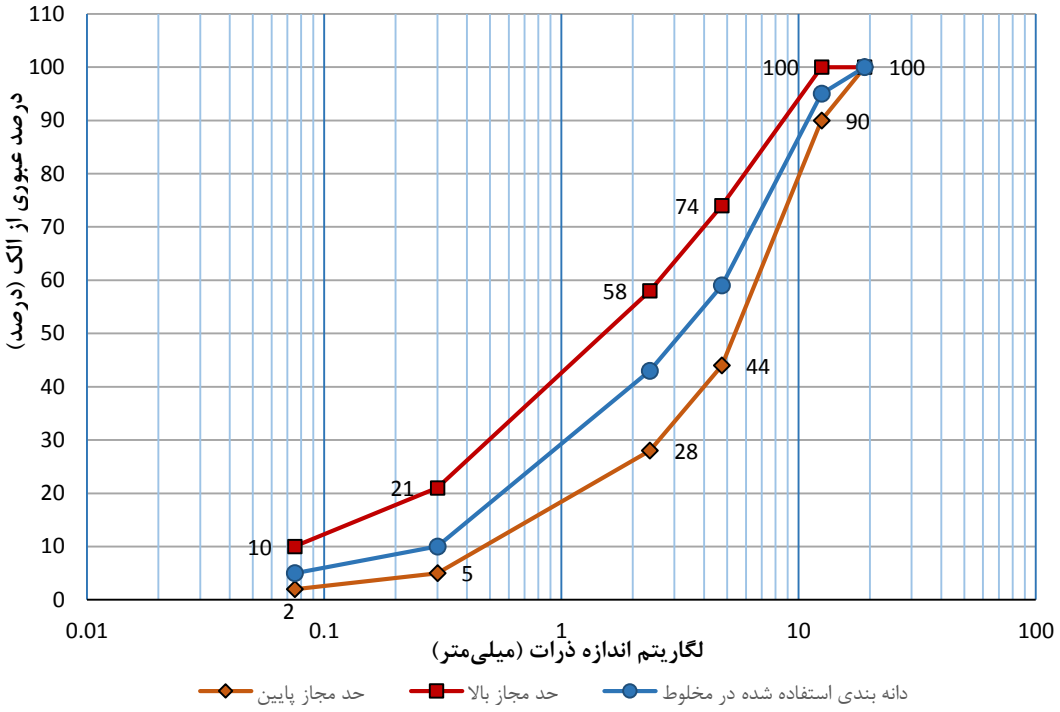
***مصالح سنگی و دانه‌بندی آن.*** سنگ‌دانه مصرفی در ساخت مخلوط‌های آسفالتی از نوع مصالح سنگی کوهی حاوی درصد بالای آهک بوده و از معدن چرم‌شهر ورامین تهیّه شده است. با توجّه به این‌که این مصالح بخش اعظمی از مخلوط را شامل می‌شوند نیاز به بررسی مشخصات آن‌ها است. ازاین‌رو سنگ‌دانه‌ها پس از الک-شدن، در اندازه‌های مورد نیاز جمع‌آوری گردیده و پس از انجام آزمایش‌های لازم بر روی آن‌ها، خصوصیات مصالح سنگی به شرح جدول (۱) مشخص گردید. نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌ها با رعایت الزامات نشریه شماره ۲۳٤ در محدودهٔ مقادیر قابل‌قبول بر اساس مشخصات مربوط به مصالح سنگی مورد استفاده در رویه آسفالتی است.

در این تحقیق از حدود دانه‌بندی شماره ٤ مشخص شده در آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران (نشریه ۲۳٤) با بزرگ‌ترین اندازه اسمی سنگ‌دانه ۱۹ میلی‌متر به‌عنوان دانه‌بندی مورد استفاده در لایه رویه آسفالتی در ساخت نمونه‌های آسفالتی به‌کار گرفته شده است.

در شکل (۲) می‌توان منحنی دانه‌بندی استفاده شده در ساخت مخلوط‌های آسفالتی را مشاهده نمود.

جدول (۱): مشخصات مصالح سنگی مورد استفاده در مخلوط‌های آسفالتی

| شرح آزمایش | شماره استاندارد | مقدار | مقدار قابل‌قبول |
|---|---|---|---|
| وزن مخصوص ($Gr/cm^3$) | ASTM C127 | ۲/۷۱ | – |
| حداکثر سایش لس‌آنجلس (درصد) | ASTM C131 | ۱۵ | ≤ ۲۵ |
| حداکثر جذب آب درشت‌دانه (درصد) | ASTM C127 | ۲/۳۵۸ | ≤ ۲/۵۰ |
| حداکثر جذب آب ریزدانه (درصد) | ASTM C128 | ۲/٤۰ | ≤ ۲/۵۰ |
| شکستگی – یک‌جهت (درصد) | ASTM D5821 | ۹۹ | ≤ ۹۵ |
| شکستگی – دوجهت (درصد) | ASTM D5821 | ۹۷ | ≤ ۹۰ |
| ارزش ماسه‌ای (درصد) | ASTM D2419 | ۷۹ | ≥ ۵۰ |
| حداکثر افت وزنی در برابر سولفات سدیم (درصد) | ASTM C88 | درشت‌دانه ۰/۲، ریزدانه ۱/۱ | ≤ ۱۲ |




شکل (۲): منحنی دانه‌بندی مصالح سنگی مورد استفاده در مخلوط آسفالتی

***قیر مصرفی.*** در این پژوهش از قیر خالص ۷۰-۶۰ محصول شرکت پالایشگاه نفت جی در ساخت مخلوط‌های آسفالتی استفاده گردیده است. با توجه به درجهٔ عملکردی قیرها، قیر با درجهٔ نفوذ ۷۰-۶۰ در مقایسه با قیر ۱۰۰-۸۵ از سفتی بالاتری برخوردار است. با توجه به این‌که قیر ۷۰-۶۰ متداول‌ترین نوع قیر در ساخت روسازی آسفالتی کشور است [16]، لذا استفاده از آن در این پژوهش پیشنهاد گردیده است. مشخصات مربوط به قیر به‌کارگرفته‌شده در این تحقیق در جدول (۲) ذکر شده است.

جدول (۲): مشخصات قیر استفاده‌شده در ساخت مخلوط‌های آسفالتی

| شرح آزمایش | واحد | استاندارد | نتایج | قیر ۷۰-۶۰ | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | حداقل | حداکثر |
| وزن مخصوص در ۲۵ °C | $gr/cm^3$ | ASTM D70 | ۱/۰۲۸ | – | – |
| درجهٔ اشتعال (روباز-کلولند) | °C | ASTM D92 | ۲۹۸ | ۲۳۲ | – |
| درجهٔ نفوذ در ۲۵ °C | 0.1 mm | ASTM D5 | ٦۲ | ٦۰ | ۷۰ |
| انگمی (کشش قیر در ۲۵ °C) | cm | ASTM D113 | بیش از ۱۰۰ | ۵۰ | – |
| نقطه نرمی (ساچمه-حلقه) | °C | ASTM D36 | ٤۸/۷ | ٤۹ | ٥٦ |
| ویسکوزیته در ۱۲۰ °C | $mm^2/S$ | ASTM D2170 | ۸۳۲ | – | – |
| ویسکوزیته در ۱۳۵ °C | $mm^2/S$ | ASTM D2170 | ۳۹۳ | – | – |
| ویسکوزیته در ۱۵۰ °C | $mm^2/S$ | ASTM D2170 | ۱٥٦ | – | – |
| حلالیت در تری‌کلرواتیلن | – | ASTM D2042 | ۹۹/۹ | ۹۹ | – |
| لعاب نازک قیر (۱٦۳ °C-پنج ساعت) | °C | ASTM D1754 | ۰/۰۸ | – | ۰/۸ |
| شاخص درجهٔ نفوذ (PI) | – | – | -۰/٦٤ | -۲ | ۲ |

## ساخت نمونه‌های ژیراتوری

پس از تعیین درصد قیر بهینه در مخلوط‌های آسفالتی مختلف، ساخت نمونه‌ها با فضای خالی به میزان ٤ درصد با استفاده از دستگاه متراکم‌کننده چرخشی ( Gyratory Compactor) صورت گرفت. به همین منظور قبل از عمل اختلاط، مصالح سنگی دانه‌بندی‌شده جهت ساخت مخلوط‌های آسفالتی، به مدّت ٢٤ ساعت در دمای ۱۷٦ درجهٔ سانتی‌گراد نگهداری شده تا اوّلاً رطوبت مصالح از بین برود و ثانیاً مصالح برای اختلاط با قیر و تهیّه مخلوط آماده گردد. همچنین مطابق نشریهٔ (٢٣٤)، لازم است که دمای قیر به حدی افزایش یابد که ویسکوزیته قیر در آن دما در محدودهٔ (۲۰ ± ۱۷۰) سانتی‌استوکس جهت اختلاط و (۳۰ ± ۲۸۰) سانتی‌استوکس جهت تراکم باشد. بدین ترتیب پس از رسم منحنی ویسکوزیته-دما، دمای اختلاط قیر و مصالح سنگی، حدود ۱۳۷-۱٤۲ درجهٔ سانتی‌گراد و بازه دمایی تراکم حدود ۱۱۹-۱۲۷ درجهٔ سانتی‌گراد، تعیین شد.

سپس عمل اضافه نمودن قیر (با درصد قیر بهینه (Optimum Bitumen Content (OBC)) به میزان ۵/۳ درصد) به مصالح سنگی در ظرفی با گنجایش مشخص که از پیش گرم شده است، صورت پذیرفت. پس‌ازآن مخلوط در داخل قالب‌های به قطر ۱۵ سانتیمتر ریخته شده و متراکم گردد. در این تحقیق جهت تهیّهٔ مخلوط-های آسفالتی، نمونه‌ها با تعداد دوران ۹۰ چرخش ژیراتوری با سرعت دوران ۳۰ دور بر دقیقه با فشار ٦۰۰ کیلوپاسکال و با زاویه داخلی قالب ۱/۲۵ متراکم گردیده-اند. درنهایت مخلوط‌های استوانه‌ای آسفالتی به قطر ۱۵ سانتی‌متر و ارتفاع حدود ۱۲ سانتیمتر با وزن تقریبی ٤۷۰۰ گرم، آماده گردید.

## نمونه‌های نیم‌دیسک و آماده‌سازی آن

از میان نمونه‌های آزمایشگاهی، نمونه‌های استوانه‌ای به دلیل امکان تهیّهٔ ساده آن‌ها به‌وسیله دستگاه تراکم مارشال یا ژیراتوری و یا مغزه‌های به‌دست‌آمده از سطح جاده‌ها، نمونه‌های مناسب‌تری برای انجام آزمایش‌های مختلف در مخلوط‌های آسفالتی می‌باشند که به دو شکل کلّی با سطح مقطع دایره‌ای (دیسک برزیلی) و نیم‌دایره‌ای (نیم-دیسک) مورد استفاده قرار می‌گیرند.

با توجّه به این‌که ایجاد ترک در نمونه‌های دایره‌ای (به‌صورت داخلی و در مرکز استوانه) نسبت به نمونه‌های

نیم‌دیسک (با ترک لبه‌ای) پیچیده‌تر و سخت‌تر است، نمونه‌های نیم‌دیسک، نمونه‌های مناسبی جهت سهولت در انجام مراحل آزمایشگاهی در نظر گرفته می‌شود.

مزیت دیگر استفاده از نمونه‌های نیم‌دیسک، امکان ایجاد شیار به‌صورت قائم و یا تحت هر زاویه مایل است. همچنین انجام آزمایش‌های ساده بر روی این نمونه‌ها با استفاده از دستگاه‌ها و تکیه‌گاه‌های متداول آزمایشگاهی امکان‌پذیر است [7, 8]؛ بنابراین در این تحقیق از نمونه-های نیم‌دیسک ترک‌دار جهت تعیین و ارزیابی چقرمگی شکست در مخلوط‌های آسفالتی استفاده گردیده است.

مخلوط های آسفالتی پس از تهیّه در دو مرحله برش داده شد. در مرحله اوّل، برش مخلوط‌های استوانه‌ای جهت تبدیل به دیسک‌های دایره‌ای در سه ضخامت متفاوت ۳۵، ۵۰ و ٦۵ میلی‌متر صورت پذیرفت. در مرحله دوم، هر یک از دیسک‌ها پس از دونیم شدن به دو نیم‌دیسک تبدیل شده‌اند.

در ادامه جهت تهیّهٔ نمونه‌های نیم‌دیسک برای انجام آزمایش، ابتدا سطح برش داده‌شده هر یک از نیم دیسک-ها توسّط دستگاه فرز صاف و صیقلی گردید. در مرحله آخر با توجّه به فرض وجود ترک اولیّه در نمونه‌ها، با استفاده از تیغه الماسی، شیاری عمود با نوک خطی، به عمق ۲۳ میلی‌متر به عرض شکاف ۲ میلی‌متر به‌عنوان ترک لبه‌ای در قسمت میانی سطح صیقلی ایجاد گردید. بدین ترتیب نمونه‌های نیم‌دیسک ترک‌دار مورد نیاز برای انجام آزمایش شکست تحت بارگذاری مود I به تعداد ٤۵ نمونه تهیّه گردید.

## دمای آزمایش شکست

دمای آزمایش به‌عنوان یکی از عوامل مهم و تأثیرگذار بر مقاومت شکست در مخلوط‌های آسفالتی در نظر گرفته می‌شود. با توجّه به رفتار ویسکوالاستیسیته قیر در دماهای مختلف و علم بر این‌که رفتار قیر در دماهای پایین به سمت الاستیک میل می‌کند و این امر موجب افزایش سفتی در قیر و درنتیجه باعث ترک‌خوردگی و شکست ترد در آسفالت می‌گردد.

بنابراین در این تحقیق جهت ارزیابی میزان شکست آسفالت، از سه دمای زیر صفر (۵-، ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد) در انجام آزمایش استفاده گردیده است. به همین منظور قبل از شروع آزمایش، نمونه‌ها به مدّت ٤۸ ساعت جهت رسیدن به دمای مورد نیاز در سردخانه نگهداری شدند.

## آزمایش شکست

انجام آزمایش شکست با استفاده از دستگاه گالدابینی (کوآسار ٦۰۰) (GALDABINI- QUASAR 600) تحت بارگذاری منوتونیک با نرخ ثابت بارگذاری صورت پذیرفت. این دستگاه با ترسیم نمودار بار-جابجایی، قابلیت اندازه‌گیری بار بحرانی شکست در مخلوط‌های آسفالتی را دارد.

نمونه‌ها پس از نگهداری در سردخانه به مدّت ٤۸ ساعت جهت رسیدن به دمای مورد نیاز آزمایش، به ترتیب از سردخانه خارج شده و سریعاً در دستگاه آزمایش در محل تکیه‌گاه‌های تنظیم‌شده، قرار داده شد و بارگذاری بر روی آن‌ها صورت گرفت. با توجّه به این‌که تغییر دمای احتمالی نمونه‌ها در طول آزمایش ناچیز باشد، فاصله زمانی خروج نمونه‌ها از سردخانه و شروع بارگذاری به حداقل رسید که این فرآیند حداکثر به مدّت ۱۰ ثانیه صورت پذیرفت.

به‌منظور بارگذاری تحت مود I، فاصله تکیه‌گاهی قبل از شروع آزمون با درنظرگرفتن $\frac{S}{R} = 0.5$ (که در آن S و R به ترتیب؛ فاصله امتداد نقطه بارگذاری تا تکیه‌گاه و شعاع نمونه‌های نیم‌دیسک بر حسب میلی‌متر می‌باشند) به میزان 2S=75mm تنظیم گردید و نمونه‌ها پس از استقرار در محل مورد نظر بر روی تکیه‌گاه‌ها و قراردادن

فک بالایی بر روی بالاترین نقطه در مرکز کمان نمونه (در امتداد ترک پیش‌فرض ایجادشده) تحت رگذاری سه‌نقطه‌ای با نرخ ثابت ۵ میلی‌متر بر دقیقه قرار گرفتند.

شکل (۳) نحوهٔ تنظیم فواصل تکیه‌گاهی، موقعیت قرارگیری نمونه‌ها بر روی تکیه‌گاه‌ها و همچنین فواصل تکیه‌گاهی نسبت به ترک را نشان می‌دهد. لازم به توضیح است که چون ضخامت نمونه‌ها کم است، حالت تنش صفحه‌ای در آزمون شکست حاکم است.

شکل (۳): تنظیم فواصل تکیه‌گاهی و موقعیت قرارگیری نمونه بر روی تکیه‌گاه

## محاسبه میزان چقرمگی شکست

با انجام آزمایش شکست نمونه‌ها، دو مقدار بار شکست (با دقت یک‌دهم نیوتن) و انرژی شکست برای هر یک از آن‌ها ثبت گردید. مطالعات عددی و تجربی علیها و همکاران [16] نشان داد که چقرمگی شکست در نمونه‌های نیم‌دیسک تحت مود I از رابطهٔ (۱) قابل‌محاسبه خواهد بود؛ بنابراین در این تحقیق میزان چقرمگی شکست تحت بارگذاری مود I ($K_{IC}$) برای هر یک از نمونه‌های شکسته شده مطابق رابطهٔ (۱) محاسبه گردید:

$$K_{IC} = \frac{P_f}{2Rt}\sqrt{\pi a}Y_I\left(\frac{a}{R},\frac{S}{R}\right) \qquad (۱)$$

که در آن:

$K_{IC}$ : چقرمگی شکست (بر حسب $MPa.m^{0.5}$)؛

$P_f$: بار بحرانی شکست (بر حسب نیوتون)؛

R: شعاع نمونه‌های نیم‌دیسک (بر حسب میلی‌متر)؛

t: ضخامت نمونه‌های نیم‌دیسک (بر حسب میلی‌متر)؛

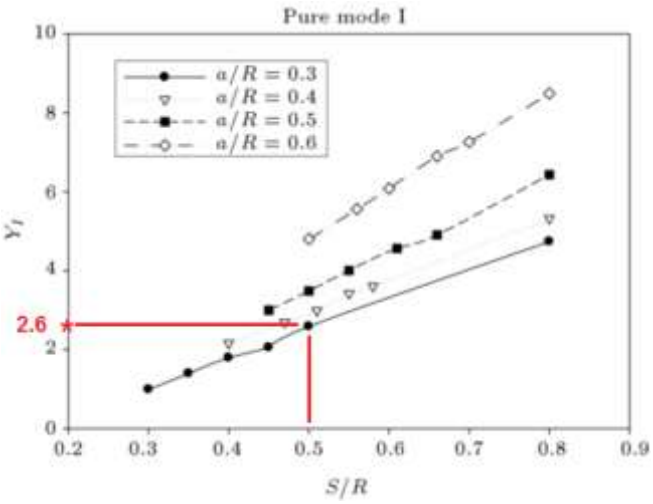
a: طول ترک یا همان عمق شیار در نمونه‌های نیم‌دیسک (بر حسب متر)؛

S: فاصله امتداد نقطه بارگذاری تا تکیه‌گاه (بر حسب میلی‌متر)؛

$Y_I$: ضریب هندسی نمونه‌های نیم‌دیسک تحت مود I (تابعی از دو نسبت $\frac{a}{R}$ و $\frac{S}{R}$).

برای به د ست آوردن مقدار $Y_I$ تعدادی راه‌حل‌های عددی و تحلیلی در دسترس است. به‌عنوان‌مثال آیت‌اللهی و علیها [23] ضرایب هندسی برای نمونه‌های نیم‌دیسک را تحت شرایط هندسی و بارگذاری‌های گوناگون در دو حالت مود I و مود II تحلیل و محاسبه نموده‌اند. شکل (٤) مقادیر $Y_I$ تحت مود I خالص را به‌ازای نسبت‌های گوناگونی از $\frac{a}{R}$ (۰/۳، ۰/٤، ۰/۵ و ۰/٦) و $\frac{S}{R}$ با مقادیر مختلف حاصل از نتایج آیت‌اللهی و علیها را نشان می‌دهد [16]

.




شکل (٤): تغییرات $Y_I$ تحت مود I خالص در نمونه‌های نیم‌دیسک برای دو نسبت $\frac{a}{R}$ و $\frac{S}{R}$ [16]

## نتایج آزمون شکست

نمونه‌های نیم‌دیسک با فرض ترک اولیّه به عمق تقریبی ۲۳ میلی‌متر در سه ضخامت گوناگون (۳۵، ۵۰ و ٦۵ میلی‌متر) و تحت سه دمای مختلف زیر صفر (۵-، ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد) مورد آزمایش قرارگرفتند. این آزمون با استفاده از دستگاه گالدابینی (کوآسار ٦۰۰) تحت بارگذاری مود I با نرخ ثابت ۵ میلی‌متر بر دقیقه انجام گردید. این دستگاه طی هر مرحله شکست با ترسیم منحنی بار-جابجایی، دو مقدار نیروی شکست و انرژی شکست را برای هر یک از نمونه‌های شکسته‌شده ارائه نمود.

پس از ثبت نهایی بار شکست حاصل از آزمایش، مقادیر مربوط به $K_{IC}$ برای مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از معادله (۱) محاسبه گردید که پارامترهای این معادله بر اساس فرضیات تحقیق حاضر مطابق ذیل هستند:

$P_f$: بار بحرانی شکست بر حسب نیوتون دارای مقادیری به‌دست‌آمده از آزمایش که مقادیر آن مطابق جدول (۳) است.

R: شعاع نمونه‌ها که به مقدار ۷۵ میلی‌متر است.

t: ضخامت نمونه‌ها که دارای سه مقدار ۳۵، ۵۰ و ٦۵ میلی‌متر است.

a: طول ترک یا همان عمق شیار در نمونه‌ها دارای مقداری بین ۲۲ الی ۲۳ میلی‌متر بوده که به‌طور میانگین ۲۲/۵ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. (برای این‌که مقدار چقرمگی شکست بر حسب $MPa.m^{0.5}$ به دست آید، مقدار a باید برحسب متر در معادله (۱) قرار داده شود.)

S: فاصله امتداد نقطه بارگذاری تا تکیه‌گاه که به میزان ۳۷/۵ میلی‌متر است.

$Y_I$: ضریب هندسی نمونه‌ها تحت مود I خالص که مطابق شکل (٤)، ($\frac{S}{R}=\frac{37.5}{75}=0.5$ و $\frac{a}{R}=\frac{22.5}{75}=0.3$) برابر ۲/٦۰ در نظر گرفته می‌شود.

در جدول (۳) مقادیر بار شکست ($P_f$) و انرژی شکست (E) حاصل از آزمایش شکست بر روی نمونه-های تحقیق حاضر ارائه شده است. همچنین با انتخاب یک مقدار متوسّط به‌عنوان بار شکست میانگین از هر ۵ نمونه آزمایش‌شده به‌ازای هر یک از ضخامت‌ها تحت هر یک از دماهای آزمون، مجموعاً ۹ مقدار چقرمگی شکست با استفاده از معادله (۱) برای نمونه‌ها به دست آمد که در جدول (٤) ارائه گردیده است.

در این جداول، نمونه‌ها با نماد X/Y/Z نشان داده شده‌اند که در آن نماد X نشان‌دهنده ضخامت نمونه (۳۵، ۵۰ و ٦۵ میلی‌متر)، نماد Y نشان‌دهنده دمای آزمایش (۵-، ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد) و نماد Z نشان‌دهنده شماره نمونه و تکرار آزمایش است.

جدول (۳): نتایج انرژی شکست (E) و بار بحرانی شکست ($P_f$)

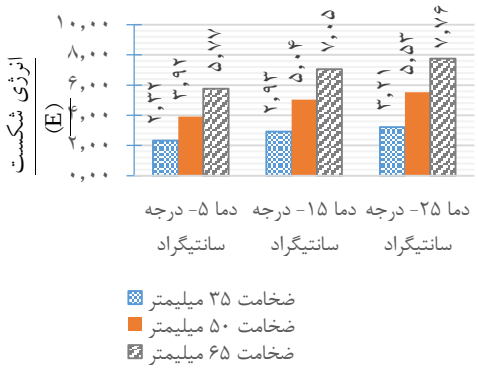
| انحراف معیار بار بحرانی شکست | واریانس بار بحرانی شکست | میانگین بار بحرانی شکست $P_f$ (N) | بار بحرانی شکست $P_f$ (N) | انحراف معیار انرژی شکست | واریانس انرژی شکست | میانگین انرژی شکست E (j) | انرژی شکست E (j) | X / Y / Z |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ۸۱۲/۵ | ٦٦٠١٢٠/٠ | 6780/0 | 6120 | ۰/٥٦٦ | ۰/۳۲۰ | 2/32 | 1/85 | 35 / -5 / 1 |
| | | | 5990 | | | | 2/21 | 35 / -5 / 2 |
| | | | 7340 | | | | 1/65 | 35 / -5 / 3 |
| | | | 8100 | | | | 3/2 | 35 / -5 / 4 |
| | | | 6350 | | | | 2/7 | 35 / -5 / 5 |
| ۸۰۳/۰ | ٦٤٤٨١٦/٦ | 7818/8 | 7235 | ۰/۸۰۷ | ۰/٦٥١ | 2/93 | 2/75 | 35 / -15 / 1 |
| | | | 6928 | | | | 1/95 | 35 / -15 / 2 |
| | | | 8120 | | | | 3/25 | 35 / -15 / 3 |
| | | | 9215 | | | | 4/3 | 35 / -15 / 4 |
| | | | 7596 | | | | 2/4 | 35 / -15 / 5 |
| ۹٥۳/٦ | ۹۰۹۳٤٦/۰ | 8488/0 | 7790 | ۰/۷٤۷ | ۰/٥٥۸ | 3/21 | 2/68 | 35 / -25 / 1 |
| | | | 8435 | | | | 3/25 | 35 / -25 / 2 |
| | | | 7250 | | | | 2/3 | 35 / -25 / 3 |
| | | | 10005 | | | | 4/5 | 35 / -25 / 4 |
| | | | 8960 | | | | 3/34 | 35 / -25 / 5 |
| ۱۳۱٦/۸ | ۱۷۳٤۰۲٤/۰ | 11684/0 | 10800 | ۰/۹۳۷ | ۰/۸۷۷ | 3/92 | 3/2 | 50 / -5 / 1 |
| | | | 10250 | | | | 3/5 | 50 / -5 / 2 |
| | | | 12300 | | | | 4/85 | 50 / -5 / 3 |
| | | | 13950 | | | | 5/2 | 50 / -5 / 4 |
| | | | 11120 | | | | 2/83 | 50 / -5 / 5 |
| ۱٤٦۰/۰ | ۲۱۳۱٦٦٤/۰ | 13359/0 | 12490 | ۱/۲۷٦ | ۱/٦۲۸ | 5/04 | 3/42 | 50 / -15 / 1 |
| | | | 13870 | | | | 4/7 | 50 / -15 / 2 |
| | | | 11600 | | | | 4/25 | 50 / -15 / 3 |
| | | | 12950 | | | | 5/71 | 50 / -15 / 4 |
| | | | 15885 | | | | 7/12 | 50 / -15 / 5 |
| ۱٥۹۷/۸ | ۲٥٥۲۹۳٦/۰ | 14572/0 | 17120 | ۱/۳۰۳ | ۱/٦۹۸ | 5/53 | 7/83 | 50 / -25 / 1 |
| | | | 14530 | | | | 3/99 | 50 / -25 / 2 |
| | | | 13260 | | | | 4/63 | 50 / -25 / 3 |
| | | | 12590 | | | | 5/54 | 50 / -25 / 4 |
| | | | 15360 | | | | 5/66 | 50 / -25 / 5 |
| ۱٥٦۸/۲ | ۲٤٥۹۲۲٤/۰ | 16094/0 | 15220 | ۱/۳۷۷ | ۱/۸۹۷ | 5/77 | 4/95 | 65 / -5 / 1 |
| | | | 17630 | | | | 7/45 | 65 / -5 / 2 |
| | | | 14300 | | | | 5/15 | 65 / -5 / 3 |
| | | | 15030 | | | | 3/98 | 65 / -5 / 4 |
| | | | 18290 | | | | 7/32 | 65 / -5 / 5 |
| ۲۰۱۱/۲ | ٤۰٤٤۷٤٤/۰ | 18699/0 | 16290 | ۱/۸۰۲ | ۳/۲٤٦ | 7/05 | 5/75 | 65 / -15 / 1 |
| | | | 17320 | | | | 4/85 | 65 / -15 / 2 |
| | | | 22110 | | | | 9/94 | 65 / -15 / 3 |
| | | | 18250 | | | | 6/6 | 65 / -15 / 4 |
| | | | 19525 | | | | 8/12 | 65 / -15 / 5 |
| ۲۳۱٦/۳ | ٥۳٦٥۱۷٦/۰ | 19617/0 | 17750 | ۱/۸۳٦ | ۳/۳۷۱ | 7/76 | 7/94 | 65 / -25 / 1 |
| | | | 18420 | | | | 8/05 | 65 / -25 / 2 |
| | | | 17820 | | | | 5/63 | 65 / -25 / 3 |
| | | | 23900 | | | | 6/25 | 65 / -25 / 4 |
| | | | 20195 | | | | 10/9 | 65 / -25 / 5 |

جدول (٤): نتایج چقرمگی شکست ($K_{IC}$)

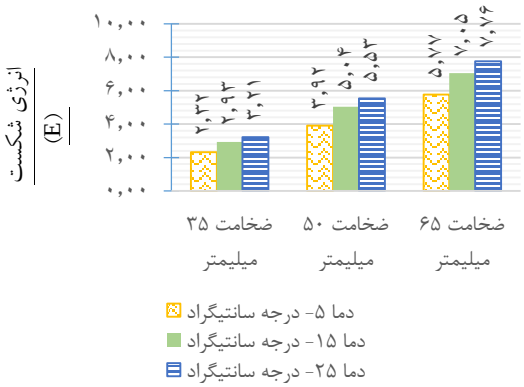
| انحراف معیار چقرمگی شکست | واریانس چقرمگی شکست | میانگین چقرمگی شکست $K_{IC}$ ($MPa.m^{0.5}$) | چقرمگی شکست $K_{IC}$ ($MPa.m^{0.5}$) | X / Y |
|---|---|---|---|---|
| ۰/۱٦ | ۰/۰۲ | ۱/۱۷ | ۰/۸۹ | ۳۵ / -۵ |
| | | | ۱/۰۳ | ۳۵ / -۱۵ |
| | | | ۱/۱۲ | ۳۵ / -۲۵ |
| | | | ۱/۰۸ | ۵۰ / -۵ |
| | | | ۱/۲۳ | ۵۰ / -۱۵ |
| | | | ۱/۳٤ | ۵۰ / -۲۵ |
| | | | ۱/۱٤ | ٦۵ / -۵ |
| | | | ۱/۳۳ | ٦۵ / -۱۵ |
| | | | ۱/۳۹ | ٦۵ / -۲۵ |

## نتایج به‌دست‌آمده از انرژی شکست

در شکل (۵)، انرژی شکست در هر یک از دماهای ۵-، ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد برای سه ضخامت ۳۵، ۵۰ و ٦۵ میلی‌متر نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، با تغییر ضخامت نمونه‌ها از ۳۵ به ٦۵ میلی‌متر در هر یک از دماها، مقدار انرژی شکست در حدود ۱٤۵ درصد افزایش یافته است. شکل (٦)، انرژی شکست نمونه‌ها را در هر یک از ضخامت‌های ۳۵، ۵۰ و ٦۵ میلی‌متر تحت دماهای ۵-، ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد نشان می‌دهد. با توجّه به شکل ملاحظه می‌گردد که با کاهش دما در هر ضخامت از نمونه‌ها، مقدار انرژی شکست افزایش می‌یابد. به‌طوری‌که این افزایش مقدار با تغییر دما از ۵- به ۱۵- درجهٔ سانتی‌گراد نسبت به تغییر دما از ۱۵- به ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد محسوس‌تر است. امّا در کل مشاهده می‌گردد که افزایش در مقدار انرژی شکست با کاهش دما از ۵- به ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد در هر یک از ضخامت‌ها، تقریباً نسبت ثابتی در حدود ۳۵ الی ٤۰ درصد را شامل می‌شود.




شکل (۵): نمودار تأثیر ضخامت بر انرژی شکست نمونه‌ها تحت سه دمای آزمون

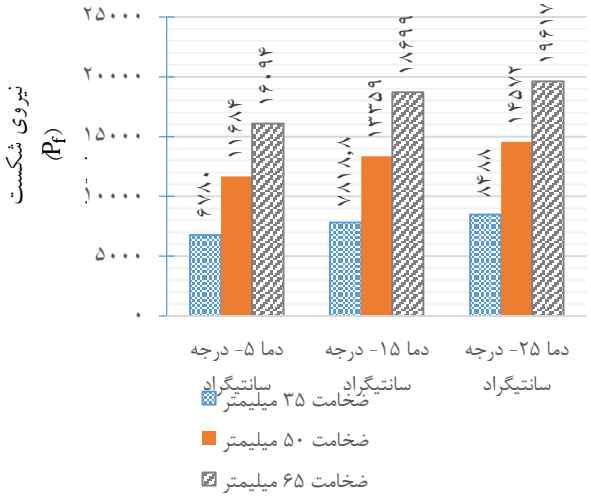



شکل (٦): نمودار تأثیر دما بر انرژی شکست نمونه‌ها در ضخامت‌های متفاوت

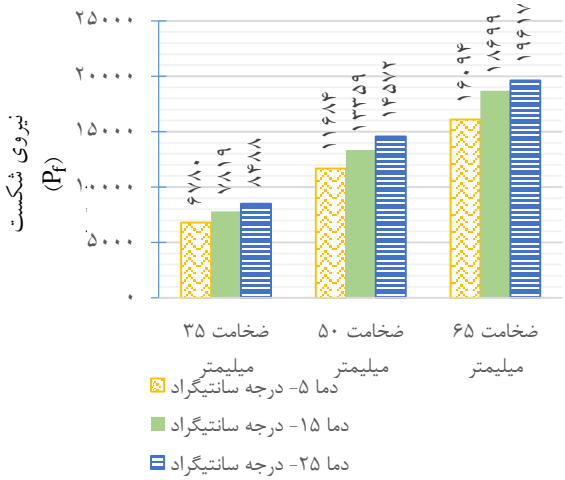
## نتایج به‌دست‌آمده از نیروی شکست

شکل (۷)، نیروی شکست را تحت هر یک از دماهای ۵- ، ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد برای سه ضخامت ۳۵، ۵۰ و ۶۵ میلی‌متر نشان می‌دهد. نتایج مشخص می‌کند که در هر یک از دماها با افزایش ضخامت نمونه‌ها از ۳۵ به ۶۵ میلی‌متر، مقدار نیروی شکست در حدود ۱۳۵ درصد افزایش داشته است.

همچنین با توجّه به شکل (۸) مشاهده می‌شود که در هر ضخامت از نمونه‌ها، کاهش دما باعث افزایش مقدار نیروی شکست می‌گردد. به‌طوری‌که این افزایش مقدار با تغییر دما از ۵- به ۱۵- درجهٔ سانتی‌گراد نسبت به تغییر دما از ۱۵- به ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد محسوس‌تر است. امّا در کل ملاحظه می‌گردد که افزایش در مقدار نیروی شکست با کاهش دما از ۵- به ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد در هر یک از ضخامت‌ها تقریباً نسبت ثابتی در حدود ۲۵ درصد را شامل می‌شود.



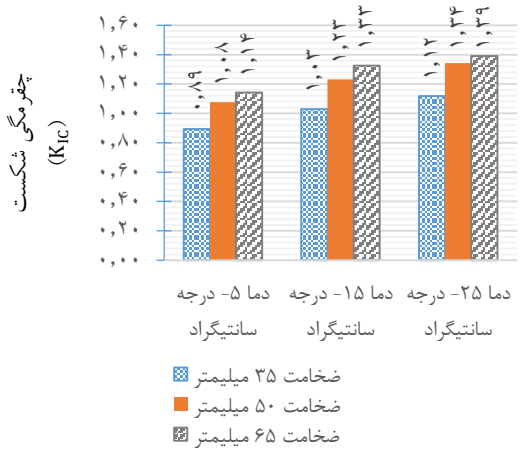

شکل (۷): نمودار تأثیر ضخامت بر نیروی شکست نمونه‌ها در سه دمای آزمون



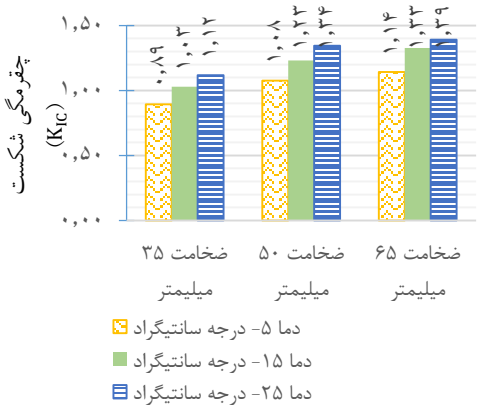

شکل (۸): نمودار تأثیر دما بر نیروی شکست نمونه‌ها در ضخامت‌های گوناگون

## نتایج به‌دست‌آمده از چقرمگی شکست

در شکل (۹)، چقرمگی شکست تحت هر یک از دماهای ۵-، ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد برای سه ضخامت ۳۵، ۵۰ و ۶۵ میلی‌متر نشان داده شده است. با توجّه به شکل می‌توان دریافت که با افزایش ضخامت نمونه‌ها در هر یک از دماها، مقدار چقرمگی شکست بیشتر می‌شود. این در حالی است که با تغییر ضخامت نمونه‌ها از ۳۵ به ۵۰ میلی‌متر در هر یک از دماها، چقرمگی شکست به میزان حدود ۲۰ درصد افزایش می‌یابد و این تغییر در ضخامت‌های بالاتر به نسبت کمتری موجب افزایش در چقرمگی شکست می‌گردد. به‌طورکلّی با تغییر ضخامت نمونه‌ها از ۳۵ به ۶۵ میلی‌متر تحت دو دمای ۵- و ۱۵- درجهٔ سانتی‌گراد، مقدار چقرمگی شکست حدود ۲۹ درصد و در دمای ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد در حدود ۲۴ درصد افزایش یافته است. همان‌طور که در شکل (۱۰) مشاهده می‌گردد، در هر ضخامت از نمونه‌ها، کاهش دما باعث افزایش مقدار چقرمگی شکست می‌گردد. به‌طوری‌که این افزایش با تغییر دما از ۵- به ۱۵- درجهٔ سانتی‌گراد حدود ۱۵ درصد و برای تغییر دما از ۱۵- به ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد به نسبت کمتری است. با کاهش دما از ۵- به ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد در هر یک از ضخامت‌ها، چقرمگی شکست با نسبت تقریباً ثابتی در حدود ۲۵ درصد افزایش می‌یابد.




شکل (۹): نمودار تأثیر ضخامت بر چقرمگی شکست نمونه‌ها در سه دمای آزمون




شکل (۱۰): نمودار تأثیر دما بر چقرمگی شکست نمونه‌ها در ضخامت‌های مختلف

## ارائه مدل پیش‌بینی چقرمگی شکست آسفالت تحت مود I بر مبنای تأثیر دو پارامتر دما و ضخامت

به‌منظور تخمین چقرمگی شکست مخلوط آسفالتی در تحقیق حاضر با انجام آزمایش شکست ۴۵ نمونه، ابتدا مقادیر چقرمگی شکست به‌عنوان متغیر وابسته و دو مقدار دمای آزمون و ضخامت نمونه به‌عنوان متغیرهای مستقل در نرم‌افزار مَتلب تعریف شده‌اند. بدین منظور با میان-گیری ۵ نمونه آزمایش‌شده در هر یک از ضخامت‌ها تحت سه دمای آزمایش، ۹ مقدار برای چقرمگی شکست در نرم‌افزار منظور گردید. به منظور اطمینان از تأثیرگذاری و سطح معناداری متغیرهای مستقل دما و ضخامت بر متغیر وابسته (چقرمگی شکست)، تحلیل واریانس (ANOVA) انجام گردید. در این آزمون، اگر سطح معناداری کمتر مساوی پنج درصد باشد فرضیه‌ی صفر این آزمون رد می‌شود و این حاکی از این است که به‌احتمال ۹۵ درصد همبستگی چندگانه در جمعیت مبنای نمونه صفر نیست. پس از انجام آزمون فوق، سطح معناداری، ۰/۰۰۰ تعیین شد. با بررسی چندین تابع چندجمله‌ای در نرم‌افزار متلب، مدلی مطابق رابطهٔ (۲) ارائه گردید (شکل ۱۱):

$$K_{IC} = -0.1977 + 0.03824\,x - 0.02167\,y - 0.0002963\,x^2 - 0.000033\,x\,y - 0.0003667\,y^2 \quad (۲)$$

که در آن:

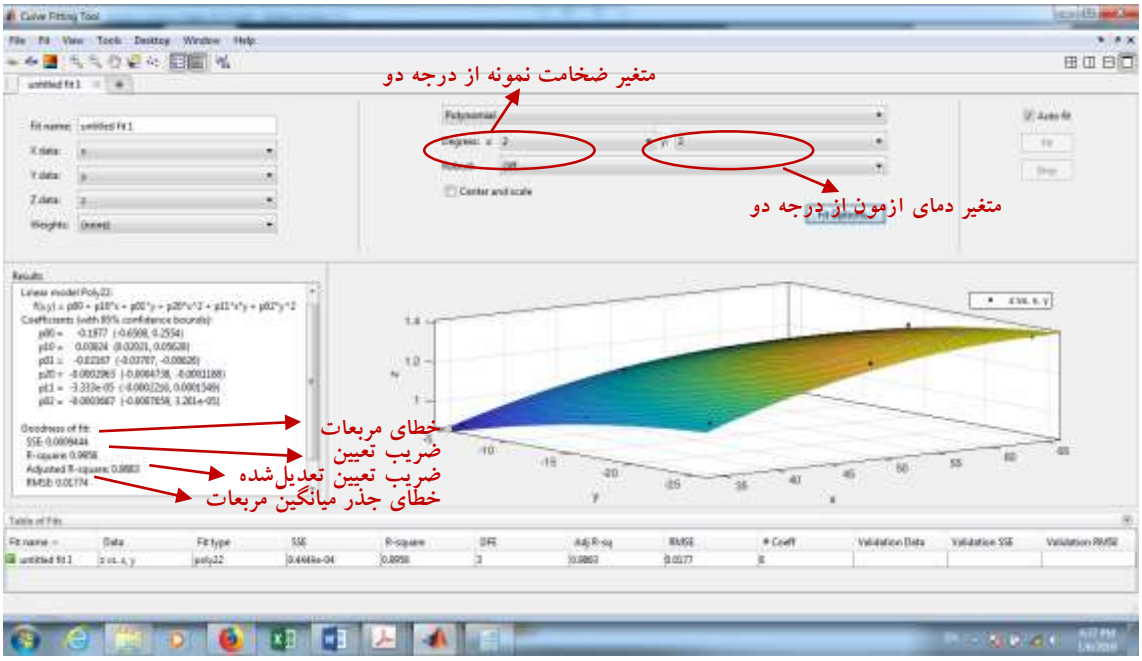
$K_{IC}$: مقدار چقرمگی شکست که بر حسب $MPa.m^{0.5}$ است؛

x: ضخامت نمونه که بر حسب میلی‌متر است؛

y: دمای آزمون که بر حسب درجهٔ سانتی‌گراد است.

پارامترهای مجموع خطای مربعات (SSE)، ضریب تعیین (R-Square)، ضریب تعیین تعدیل‌شده (Adjusted R-Square) و خطای جذر میانگین مربعات (RMSE) به ترتیب دارای مقادیر ۰/۰۰۰۹۴۴۴، ۰/۹۹۵۶، ۰/۹۸۸۳ و ۰/۰۱۷۷۴ می‌باشند که بیانگر برازش خوب مدل است.

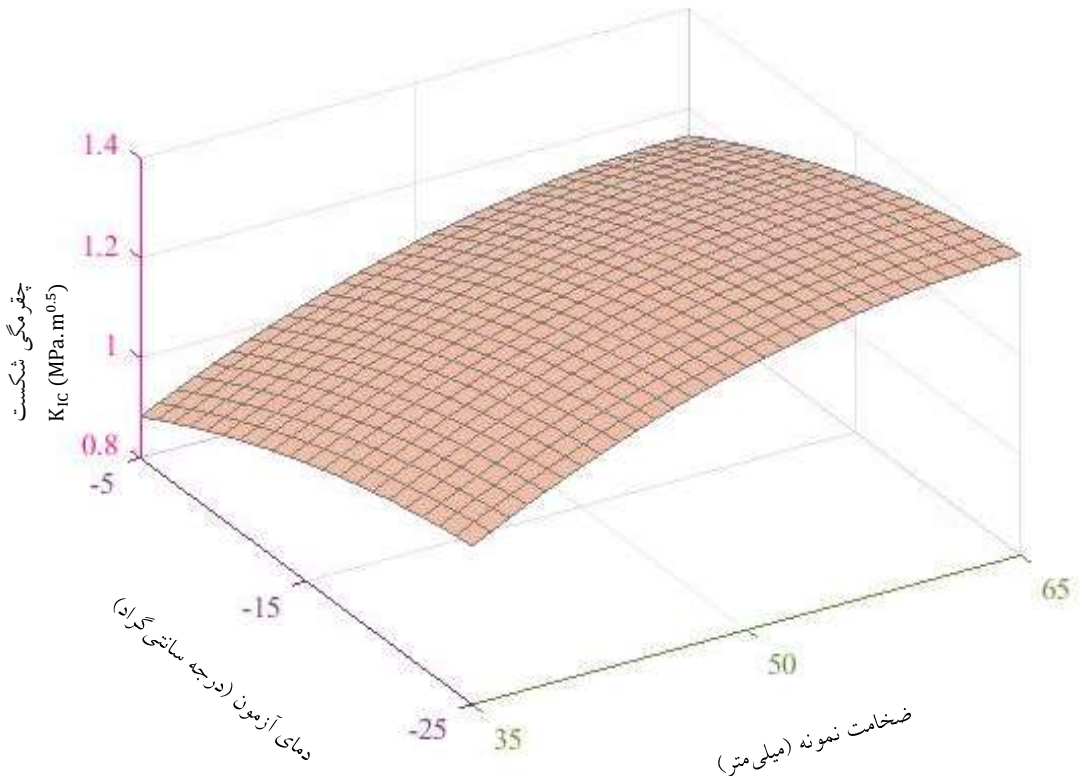
جهت اعتبارسنجی مدل ارائه‌شده، مقادیر چقرمگی شکست به‌دست‌آمده از مدل با مقادیر حاصل از انجام آزمایش مطابق جدول (۵) مقایسه گردید. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مقادیر پیش‌بینی‌شده توسّط مدل، اختلاف ناچیزی با مقادیر حاصل از آزمایش دارد. همچنین سطح پاسخ جهت درک بهتر از مقادیر چقرمگی شکست حاصل از مدل ارائه شده تحت تأثیر متقابل دو عامل دمای آزمون و ضخامت نمونه در شکل (۱۲) نشان داده شده است.




شکل (۱۱): ارائهٔ مدل با استفاده از نرم‌افزار متلب

جدول (۵): مقایسهٔ مقادیر چقرمگی شکست به‌دست‌آمده از مدل با مقادیر حاصل از آزمایش

| ضخامت | دمای آزمون | میانگین چقرمگی شکست $K_{IC}$ $(MPa.m^{0.5})$ | | اختلاف مقدار حاصل از آزمایش و مدل |
|---|---|---|---|---|
| | | آزمایش | مدل | |
| ۳۵ | ۵ – | 0/89 | 0/88 | ۰/۰۱ |
| | ۱۵ – | 1/03 | 1/04 | ۰/۰۱ |
| | ۲۵ – | 1/12 | 1/12 | ۰/۰۰ |
| ۵۰ | ۵ – | 1/08 | 1/08 | ۰/۰۰ |
| | ۱۵ – | 1/23 | 1/24 | ۰/۰۱ |
| | ۲۵ – | 1/34 | 1/33 | ۰/۰۱ |
| ۶۵ | ۵ – | 1/14 | 1/15 | ۰/۰۱ |
| | ۱۵ – | 1/33 | 1/31 | ۰/۰۲ |
| | ۲۵ – | 1/39 | 1/40 | ۰/۰۱ |




شکل (۱۲): پاسخ سطحی $K_{IC}$ بر اساس دو پارامتر دما و ضخامت

## نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

هدف اصلی این پژوهش ارزیابی چقرمگی شکست مخلوط‌های آسفالتی تحت مود I و درنهایت ارائه مدلی جهت پیش‌بینی چقرمگی شکست آسفالت تحت تأثیر دو پارامتر دما و ضخامت نمونه است. بدین منظور ابتدا مخلوط‌های آسفالتی با سنگ‌دانه از جنس مصالح سنگی آهکی و قیر ۷۰-۶۰ به‌عنوان قیر خالص ساخته‌شده. در تهیّهٔ مخلوط‌های آسفالتی، درصد فضای خالی آسفالت به میزان ٤ درصد در نظر گرفته شده است. جهت تراکم مخلوط‌ها از دستگاه متراکم کننده ژیراتوری با ۹۰ دور چرخش ژیراتوری با سرعت دوران ۳۰ دور بر دقیقه استفاده گردید. در ادامه تعداد ٤٥ نمونه نیم‌دیسک با فرض ترک اولیّه به عمق تقریبی ۲۳ میلی‌متر در سه ضخامت ۳۵، ۵۰ و ٦٥ میلی‌متر تهیّه گردید و سپس این نمونه‌ها در سه دمای مختلف زیر صفر (۵-، ۱۵- و ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد) تحت بارگذاری مود I با نرخ ثابت ۵ میلی‌متر بر دقیقه مورد آزمایش قرار گرفتند.

در این تحقیق تأثیر دو عامل دما و ضخامت نمونه‌ها بر پارامترهای نیرو، انرژی و چقرمگی شکست در مخلوط‌های آسفالتی تحت بارگذاری مود I مورد بررسی قرارگرفت که مهم‌ترین نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام‌شده به شرح ذیل ارائه می‌گردد:

۱- افزایش ضخامت نمونه‌ها و همچنین کاهش دما باعث افزایش در مقدار انرژی شکست و بار شکست گردیده است. به‌طوری‌که عامل ضخامت نسبت به دما تأثیر بیشتر و قابل‌توجّهی را در این افزایش مقدار داشته است. در حالت کلّی تحت هر دما، مقدار انرژی شکست و نیروی شکست در نمونه‌های با ضخامت ٦٥ میلی‌متر نسبت به کمترین ضخامت نمونه‌ها (۳۵ میلی‌متر) به ترتیب در حدود ۱٤٥ و ۱۳۵ درصد افزایش داشته است.

۲- با افزایش ضخامت نمونه‌ها تحت هر یک از دماها و

همچنین با کاهش دما در هر یک از ضخامت‌ها، مقدار چقرمگی شکست به‌طور میانگین در حالت کلّی در حدود ۲۵ درصد افزایش یافته است. همچنین ملاحظه می‌گردد که هرچقدر ضخامت نمونه‌ها بیشتر شود، مقدار چقرمگی شکست به نسبت کمتری افزایش می‌یابد و میل به افزایش تا یک مقدار ثابت و حداکثری را دارد. به‌طوری‌که در دمای ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد با تغییر ضخامت نمونه از ۵۰ به ٦٥ میلی‌متر، میزان چقرمگی شکست در نمونه‌ها در حدود ٤ درصد به مقدار ناچیزی افزایش یافته است. همین‌طور مشاهده می‌گردد که با کاهش دما در ضخامت ٦٥ میلی‌متر، افزایش مقدار چقرمگی شکست به ۵ درصد رسیده است. با توجّه به مشاهدات می‌توان نتیجه گرفت که دو عامل ضخامت و دما تأثیر تقریباً مشابهی بر میزان چقرمگی شکست نمونه‌های آسفالتی داشته‌اند.

۳- کمترین مقدار چقرمگی شکست در دمای ۵- درجهٔ سانتی‌گراد و مربوط به کمترین ضخامت (۳۵ میلی‌متر) بوده و بیشترین مقدار آن در دمای ۲۵- درجهٔ سانتی‌گراد و بیشترین ضخامت (٦٥ میلی‌متر) اتفاق افتاده است.

٤- چقرمگی شکست به‌دست‌آمده در تحقیق حاضر، مقادیری در بازه $0.89\ MPa.m^{0.5}$ و $1.39\ MPa.m^{0.5}$ داشته است که در مقایسه با نتایج به‌دست‌آمده از پژوهش محقّقان دیگر [9, 16, 19, 20, 21, 24, 25, 26, 27] و [۱۷] در محدودهٔ قابل‌قبول و منطقی قرار دارد.

۵- مدل ارائه شده در تحقیق حاضر نشان داده است که توانایی تعیین مقدار چقرمگی شکست در شرایط این پژوهش را دارد. بدیهی است که این مدل صرفاً برای نوع دانه‌بندی، قیر، شرایط دمایی و ضخامت‌های فرض شده در این پژوهش، به‌دست‌آمده است.

## پیشنهادهای آینده

جهت پژوهش‌های تکمیلی در زمینه بررسی چقرمگی شکست آسفالت تحت مود I، پیشنهاد می‌گردد که عملکرد انواع آسفالت با اختلاط‌های گوناگون مورد آزمایش قرار گیرند تا بتوان نتایج دقیق‌تری را نسبت به رفتار شکست در مخلوط‌های آسفالتی تحت تأثیر عواملی همچون نوع مصالح، نوع قیر و درصد فضای خالی آسفالت، در سایر دماها و ضخامت‌ها به دست آورد. همچنین با توجّه به این‌که بارگذاری در تحقیق حاضر با سرعت ثابت و به‌صورت مونوتنیک انجام پذیرفت، می‌توان جهت شبیه‌سازی بارهای اعمالی بر نمونه‌های آسفالتی و همچنین شبیه‌سازی بیشتر رفتار آسفالت در برابر رشد ترک و مکانیزم شکست، بارگذاری بر روی نمونه‌ها را به‌صورت سیکلیک اعمال نمود.

## مراجع


۱. نشریه شماره ۲۳٤، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. "آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران". وزارت راه و شهرسازی، موسسه قیر و آسفالت ایران، پژوهشکده حمل‌ونقل، تجدید نظر اوّل، (۱۳۹۰).

2. Xie J., Xiao Y., Wu Sh. and Huang J., "Research on fracture characteristic of gneiss prepared asphalt mixture with direct tensile test", *Construction and Building Materials*, Vol. 28, pp. 476-481, (2012).

3. Liu J., Zhao Sh., Li L., Li P. and Saboundjian S., "Low temperature cracking analysis of asphalt binders and mixtures", *Cold Regions Science and Technology*, Vol. 141, pp. 78-85, (2017).

4. Kim K.W. and El Hussein M., "Variation of fracture toughness of asphalt concrete under low temperatures", *Construction and Building Materials*, Vol. 11, No. 7-8, pp. 403-411, (1997).

5. Grant T.P., "DETERMINATION OF ASPHALT MIXTURE HEALING RATE USING THE

SUPERPAVE INDIRECT TENSILE TEST", thesis presented to the graduate school of the university of florida in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of engineering, (2001).

6. Li X-J. and Marasteanu MO., "Using Semi Circular Bending Test to Evaluate Low Temperature Fracture Resistance for Asphalt Concrete", *Experimental Mechanics*, Vol. 50, pp. 867-876, (2010).
7. Aliha M.R.M. and Fattahi Amirdehi H.R., "Fracture toughness prediction using Weibull statistical method for asphalt mixtures containing different air void contents", *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, Vol. 40, No. 1, pp. 1-14, (2016).
8. Ameri M., Mansourian A., Pirmohammad S., Aliha M.R.M. and Ayatollahi M.R., "Mixed mode fracture resistance of asphalt concrete mixtures", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 93, pp. 153-167, (2012).
9. Some´ S.C., Fredj M.A. and Nguyen M-L., "Multi-parametric characterization of mode I fracture toughness of asphalt concrete: Influence of void and RA contents, binder and aggregate types", *International Journal of Pavement Research and Technology*, Vol. 11, No. 3, pp. 274-284, (2018).
10. بهبهانی، ح.، علیها، م. ر. م.، آقاجانی شهریور، س. و آسایش زارچی، ح. "بررسی مقاومت شکست مخلوط‌های آسفالتی اصلاح شده با استفاده از آزمایش نیم‌دیسک تحت بار خمشی". مهندسی عمران شریف، دوره ۲–۳۱، شماره ۳/۱، یادداشت فنی، ۱۳۵–۱۲۹، (۱۳۹٤).
11. علیها، م. ر. م.، رضایی‌فر، م. ح. و فضائلی، ح. "بررسی آزمایشگاهی چقرمگی شکست بتن‌های آسفالتی تحت مودهای ترکیبی کششی–برشی". مجله علمی–پژوهشی، عمران مدرس، دوره پانزدهم، شماره یک، (۱۳۹٤).
12. Im S. and Ban H., "Characterization of mode-I and mode-II fracture properties of fine aggregate matrix using a semicircular specimen geometry", Construction and Building Materials, Vol. 52, pp. 413-421, (2014).
13. Champion L., Gerard J-F., Planche J-P., Martin D. and Anderson D., "Low temperature fracture properties of polymer-modified asphalts relationships with the morphology", *Journal of Materials Science*, Vol. 36, No. 2, pp. 451-460, (2001).
14. Mull M.A., Stuart K. and Yehia A., "Fracture resistance characterization of chemically modified crumb rubber asphalt pavement", *Journal of Materials Science*, Vol. 37, No. 3, pp. 557-566, (2002).
15. فخری، م. و کریمی ابیانه، پ. "بررسی نحوهٔ گسترش ترک‌های خستگی در روسازی آسفالتی در اثر تغییر دما، با استفاده از فرضیه مکانیک شکست" مهندسی زیرساخت‌های حمل‌ونقل، سال اوّل، شماره دوم، ٦۲–۵۵، (۱۳۹٤).
16. Aliha M.R.M., Behbahani H., Fazaeli H. and Rezaifar M.H., "Experimental study on mode I fracture toughness of different asphalt mixtures", *Scientia Iranica* A, Vol. 22, No. 1, pp. 120-130, (2015).
17. گلچین، ب. و صفایی، ر. "تأثیر الیاف کربن بر مقاومت شکست مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از اصول مکانیک شکست الاستیک خطی" مهندسی زیرساخت‌های حمل‌ونقل، سال چهارم، شماره دوم، پیاپی چهاردهم، ۹۲–۷۷، (۱۳۹۷).
18. جعفری حقیقت‌پور، پ.، کی‌منش، م. ر. و علیها، م. ر. م. "بررسی مشخصات مخلوط‌های آسفالتی مقاوم در برابر شکست مود III خالص" مهندسی زیرساخت‌های حمل‌ونقل، سال چهارم، شماره اوّل، پیاپی سیزدهم، ۸۵–۷۱، (۱۳۹۷).

19. Kim K.W., Kweon S.J., Doh Y.S. and Park T-S., "Fracture toughness of polymer-modified asphalt concrete at low temperatures", *Can. J. Civ. Eng.*, Vol. 30, No. 2, pp. 406-413, (2003).
20. Razmi M. and Mirsayar M.M., "Fracture resistance of asphalt concrete modified with crumb rubber at low temperatures", *International Journal of Pavement Research and Technology*, Vol. 11, No. 3, pp. 265-273, (2018).
21. Aliha M. R. M., HaghighatPour P. J. and Keymanesh M. R., "Evaluating Mode I Fracture Resistance in Asphalt Mixtures Using Edge Notched Disc Bend ENDB Specimen with Different Geometrical and Environmental Conditions", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 190, pp. 245-258, (2018).
22. Fakhri M., Haghighat Kharrazi E. and Aliha M. R. M., "Mixed mode tensile - in plane shear fracture energy determination for hot mix asphalt mixtures under intermediate temperature conditions", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 192, pp. 98-113, (2018).
23. Ayatollahi M.R. and Aliha M. R. M., "Wide range data for crack tip parameters in two disc-type specimens under mixed mode loading", *Computational Materials Science*, Vol. 38, No. 4, pp. 660-670, (2007).
24. Mansourian A., Razmi A. and Razavi M., "Evaluation of fracture resistance of warm mix asphalt containing jute fibers", *Construction and Building Materials*, Vol. 117, pp. 37-46, (2016).
25. Ren J. and Sun L., "Characterizing Air Void Effect on Fracture of Asphalt Concrete at Low-temperature using Discrete Element Method", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 170, pp. 23-43, (2017).
26. Ziari H., Aliha M.R.M., Moniri A. and Saghafi Y., "Crack resistance of hot mix asphalt containing different percentages of reclaimed asphalt pavement and glass fiber", *Construction and Building Materials*, Vol. 230, (2020).
27. Some´ S.C., Feeser A. and Pavoine A., "Numerical and experimental investigation of mode I cracking of asphalt concrete using semi-circular bending test", *Construction and Building Materials*, Vol. 169, pp. 34-46, (2018).

# ارزیابی ریزساختاری تثبیت حرارتی خاک‌های مارنی؛ مطالعه موردی: مارن غرب بندرعباس★

محمد امیری(۱) مسعود دهقانی(۲) مائده پاپی(۳)

**چکیده** *مارن‌ها ازجمله نهشته‌های رسوبی هستند که به‌طورکلّی از کانی‌های رسی و کربنات کلسیم به نسبت‌های بین ۳۵٪ تا ٦٥٪ تشکیل‌شده‌اند. وجود کانی‌های رسی در خاک‌های مارن به مقدار قابل‌توجّهی در کاهش شاخص دوام و درنتیجه وارفتگی خاک مارن نقش دارد. ازاین‌رو، تثبیت خاک‌های مارنی حائز اهمّیّت است. از سوی دیگر، وجود کربنات به‌عنوان یکی از اجزای اصلی خاک‌های مارنی در رفتار مهندسی خاک، به‌شدّت تأثیرگذار است. حرارت چه در حالت گذرا و چه در حالت پایدار موجب تغییر در مشخصات فیزیکی، مکانیکی و ریزساختاری خاک‌ها به‌ویژه خصوصیّات مهندسی خاک‌های رسی می‌شود. بر این اساس، هدف از این پژوهش بررسی تأثیر حرارت بر پارامترهای مقاومتی خاک‌های مارنی از منظر ریزساختاری است. در پژوهش حاضر تأثیر حرارت بر فرایند رفتاری خاک مارنی با استفاده از آزمایش‌های درشت‌ساختار (مقاومت فشاری محدود نشده، حدود اتربرگ، دانه‌بندی، وارفتگی، جذب آب و انقباض خطی) و آزمایش‌های ریزساختاری (pH و پراش اشعه ایکس (XRD)) مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور، نمونه‌ها در معرض سطوح حرارتی (۲۵ تا ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس) قرار گرفته است. آزمایش‌ها با تأکید بر تغییرات ریزساختاری خاک مارن در دماهای معیّن و تأثیر تغییرات حرارت بر خصوصیّات مکانیکی و مقاومتی خاک از منظر ریزساختاری انجام شده است. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده خاک‌های مارنی در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس دارای بیشترین مقاومت فشاری به میزان ۲۷/٦۹ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و دوام در مقابل رطوبت هستند.*

**واژه‌های کلیدی** مارن، تثبیت حرارتی، مقاومت فشاری، XRD.

# Microstructure Evaluation of Thermal Stabilization Marls Case Study: Marl West Bandar Abbas

M. Amiri M. Dehghani M. Papi

**Abstract** *Marls are among sedimentary deposits that generally contain 35 to 65 percent of clay minerals and calcium carbonate. The presence of clay minerals in marls has significant effect on reduction of slake durability index of marls. Hence, marls stabilization is important. Furthermore, the presence of carbonate as one of the main components of marls has drastic influence on engineering behavior of soils. Heat, both in transient or constant forms, results in physical, mechanical and microstructural alternation of soils, especially the engineering properties of clay soils. Accordingly, the purpose of this study is to investigate the effect of heat treatment on strengthening parameters of marls, microstructural perspective. Impression of heat treatment on behaviors of marls, using macrostructure tests (Unconfined Compressive Strength, Atterberg Limit, Granularity, Slaking, Water Absorption and Linear Shrinkage) and microstructural tests (pH and X-ray diffraction) have been assessed. For this purpose, the specimens are exposed to heating surfaces (25 to 900 °C). examinations with emphasize on microstructural alternations of marls on specified temperatures and effect of temperature variations on mechanical and strengthening specifications of soil, have been conducted. According to the results, on 700°C marl soils have the best compressive strength of 27.69 Kg/cm$^2$ and durability against moisture.*

**Key Words** Marls, Thermal Stabilization, Compressive Strength, XRD.

---

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۷/۱۰/۱۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۱۰/۱۸ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان. **Email:** amirii@hormozgan.ac.ir

(۲) استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان

(۳) دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه هرمزگان

## مقدّمه

خاک‌های مسئله‌دار به‌عنوان یکی از عوامل تخریب سازه‌های خاکی به شمار می‌روند. خاک‌های مارن حاوی مواد معدنی رس و کربنات در نسبت‌های مختلف از ۳۵٪ تا ٦٥٪ هستند [1-3]. نهشته‌های مارنی به دلیل ماهیّت ساختمانی، نظیر وجود ذرّات تخریبی و مواد شیمیایی (کربنات کلسیم، ژیپس، انیدریت و نمک) نسبت به سایر نهشته‌ها از فرسایش‌پذیری بیشتری برخوردارند. پالی‌گورسکایت و سپیولایت کانی‌های رسی تشکیل‌دهنده خاک مارن هستند که منجر به بی‌ثباتی، کاهش ظرفیت باربری و تورم در خاک می‌شوند [1-4]. فرسایش داخلی و پایداری خاک‌های مارنی به عوامل همچون ۱) ویژگی‌های فیزیکی و شیمیایی ترکیبات تشکیل‌دهنده خاک؛ ۲) حساسیت و پلاستیسیته خاک، خصوصاً محتوای اسمکتیت؛ ۳) محتوای کربنات خاک که در کوتاه‌مدّت ممکن است باعث ایجاد چسبندگی در خاک‌ها و در درازمدّت موجب اثر سیمان شدگی و تغییر ساختار خاک می‌شود؛ و ٤) نسبت تخلخل متفاوت در نمونه‌ها وابسته است [1-3,5].

مارن‌ها به‌طورکلّی با معیارهای مشابه طبقه‌بندی خاک رس و سیلت طبقه‌بندی شده‌اند درحالی‌که حضور کربنات‌ها در نظر گرفته نشده است. اگرچه، حضور کربنات‌ها در این خاک‌ها برای رفتار ژئوتکنیکی آن‌ها بسیار مهم به نظر می‌رسد [3]. لاماس و همکاران (۲۰۰۲) مشخصات خصوصیّات ژئوتکنیکی مارن در اهداف مهندسی عمران به‌عنوان عملکرد محتوای کربناته (درصد کربنات) را پیشنهاد کردند [1]. آنالیز خواص مهندسی و رفتار خاک‌های حاوی کربنات نیاز به اطلاعات صحیح در مورد مقدار کربنات دارد. نتایج مطالعات انجام شده پژوهشگران، رابطهٔ قوی بین افزایش پلاستیسیته و واکنش‌پذیری با محتوای کربنات و رس در مارن طبیعی را نشان می‌دهد [6,7].

حرارت چه در حالت گذرا و چه در حالت پایدار موجب تغییر در مشخصات فیزیکی، مکانیکی و ریزساختاری خاک‌ها به‌ویژه خصوصیّات مهندسی خاک‌های رسی می‌شود و میزان این تغییرات تابعی از نوع کانی‌های موجود در خاک، ترکیبات شیمیایی، دانسیته و درصد رطوبت است [8,9]. خروج آب و تشکیل کانی‌های جدید دو واکنش اصلی است که بر اثر اعمال حرارت انجام می‌شود. خروج آب شامل دو مرحله، دی‌هیدراسیون (خروج آب حفره‌ای، جذبی و بین‌لایه‌ای) و دی‌هیدروکسیلاسیون (خروج یون هیدروکسیل از ساختار کریستالی کانی رسی) می‌شود [10]. به‌طورکلّی با توجّه به نوع کانی رسی، دی‌هیدراسیون بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ درجهٔ سلسیوس و دی‌هیدروکسیلاسیون بین ۵۰۰ تا ۱۰۰۰ درجهٔ سلسیوس رخ می‌دهد. اعمال حرارت بین ۵۰۰ تا ۱۰۰۰ درجهٔ سلسیوس باعث تخریب کانی‌ها و تشکیل سیلیکات‌های کریستالی جدید می‌شود [11,12]. همچنین با اعمال حرارت بیشتر، خاک ذوب شده و مصالح گداخته شکل می‌گیرد. از حرارت به‌طور کاربردی در تثبیت حرارتی خاک‌ها، زیراساس جاده‌ها، تثبیت شیروانی‌ها، اصلاح خصوصیّات مهندسی خاک‌های متورم شونده و خاک‌های فروریزشی استفاده می‌شود [13]. روش‌های متعددی به‌منظور فعّال‌سازی مصالح پوزولانی ازجمله روش‌های حرارتی و شیمیایی وجود دارد. در روش‌های حرارتی اعمال حرارت موجب فعّال‌سازی مصالح خام می‌شود و در روش شیمیایی اسید یا باز این نقش را به عهده دارند [14].

حضور کربنات‌ها یکی از فاکتورهای اصلی تغییر بافت در خاک است. حضور کربنات‌ها به‌شدّت ساختار، درصد تخلخل و نفوذپذیری خاک‌های مارنی را تحت تأثیر قرار می‌دهد در حقیقت درصد زیاد کربنات نفوذپذیری خاک را افزایش می‌دهد [1,15]. رایج‌ترین کانی کربناتی یافت شده در خاک‌های مارنی، کلسیت یا کربنات کلسیم ($CaCo_3$) است [11]. نقش کربنات در کنترل بافت و ساختار خاک به مقدار آن بستگی دارد و تأثیر آن بر خصوصیّات فیزیکی و شیمیایی خاک وابسته به اندرکنش آن در حضور آب است [1]. سنگ آهکی به‌صورت معمول در آب خالص محلول نیست امّا در حضور $CO_2$، کربنات یک تعادل شیمیایی را تشکیل

می‌دهد و به‌آرامی در یک فرم بی‌کربنات که به‌راحتی در آب انحلال‌پذیر است حل می‌شود؛ بنابراین، تشکیلات آهکی در بعضی موارد ساختاری متخلخل و نفوذپذیر دارند [12]. کربنات‌ها به‌ویژه با تشکیل پیوند بین ذرّات خاک و پوشش ذرّات خاک می‌توانند تأثیر زیادی بر خصوصیّات خاک داشته باشند [11]. وجود حدود ۲۰ تا ٦٥٪ کربنات در خاک‌های مارنی در منطقهٔ جنوب ایران و تأثیر کربنات بر خصوصیّات مهندسی خاک‌ها ازجمله چسبندگی، نفوذپذیری و حدود اتربرگ [10]، ضرورت مطالعه تأثیر تثبیت حرارتی خاک‌های مارنی غنی از کربنات را بر رفتار مهندسی خاک‌های ضروری می‌کند. همچنین حرارت تولیدشده در مراکز دفن زباله‌های سطح بالا (HLW) و تأثیر حرارت ناشی از آن بر مشخصات مهندسی و کارایی خاک یکی از مواردی است که در آن مسئله تأثیر حرارت بر رفتار مهندسی خاک موضوعیّت پیدا کرده و اهمّیّت بسیار دارد [٤]، از سوی دیگر خاک رس یک ماده ترمودینامیکی مناسب است و در مواردی مثل کنترل نشت، جلوگیری از آلودگی، عایق حرارتی و محافظت در برابر تشعشع کاربرد دارد؛ بنابراین بررسی و پیش‌بینی خواص مهندسی خاک‌های مارنی هنگامی‌که در معرض حرارت قرار می‌گیرد، از اهمّیّت خاصّی برخوردار است [3,4,15]. بر این اساس در این مقاله تلاش شده است تا تأثیرحرارت بر خصوصیّات مهندسی مارن جنوب از منظر ریزساختاری با نگرش بر بررسی مقاومت فشاری و خصوصیّات مهندسی مورد بررسی قرار گیرد.

## مواد و روش‌ها

در این پژوهش، در بخش آزمایش‌های رفتاری از خاک مارن غرب شهر بندرعباس در محدودهٔ ایستگاه راه‌آهن و در حاشیهٔ شمالی خلیج‌فارس استفاده شده است. هدف از این انتخاب بررسی خصوصیّات ژئوتکنیکی از منظر ریزساختاری و ارائه راهکار برای فرایند تثبیت خاک مارن منطقه بوده است. در این منطقه شیب‌های طبیعی و مصنوعی دچار ناپایداری می‌شوند. همچنین شکست‌های گسترده‌ای در بسیاری از پروژه‌های ژئوتکنیکی از قبیل گسیختگی در فونداسیون‌ها، شیب‌ها و ترک‌های کششی در جاده‌ها گزارش شده است. ساختار و کانی‌های تشکیل‌دهنده خاک مارن را می‌توان عامل اصلی بروز چنین مشکلاتی دانست [16]. مشاهدات حاکی از آن است که بیشتر خرابی‌ها پس از بارندگی رخ داده است. این نمونه‌ها ازنظر زمین‌شناسی متعلق به سازند میشان و سن آن‌ها میوسن زیرین تا میانی است. بر اساس سیستم طبقه‌بندی متحد خاک (USCS)، مارن از نوع خاک رس با خصوصیّات خمیری کم (CL) است و ۹۵٪ وزنی آن از الک شمارهٔ ۲۰۰ عبور کرده است.

بخش اعظم آزمایش‌های انجام‌شده در این تحقیق بر اساس استاندارد ASTM صورت گرفته است [17]. برای تعیین درصد کربنات خاک، از روش تیتراسیون استفاده شده است [18]. برای تهیه نمونه‌های اشعه ایکس (XRD) از کلّیه نمونه‌ها، یک گرم خاک خشک با دقت ۰/۰۰۱ گرم وزن شده و داخل تیوپ سانتریفیوژ ۵۰ میلی‌لیتر ریخته شد. سپس بعد از اضافه نمودن ۵۰ میلی‌لیتر از الکترولیت مورد نظر (آب مقطر) به خاک، این سوسپانسیون به مدّت سه ساعت توسط لرزاننده الکتریکی کاملاً هم زده شد. پس از نگهداری نمونه‌ها به مدّت ٢٤ ساعت برای اطمینان از حصول شرایط تعادل، این سوسپانسیون مجدداً به مدّت سه ساعت توسط لرزاننده الکتریکی کاملاً هم زده شد و نمونه‌ها حدود ۱۲۰ ساعت دیگر نگهداری شد تا سیستم کاملاً همگن شود. سپس نمونه‌ها به مدّت ٦٠ دقیقه توسط لرزاننده مجدداً هم زده شدند. درنهایت بین ۵ تا ۷ قطره از این سوسپانسیون بر روی اسلاید شیشه‌ای ریخته شد و پس از خشک شدن، با دستگاه پراش پرتو ایکس مدل (PHILIPS-PW1730) مورد آزمایش قرار گرفتند [19,20].

برای تعیین میزان زاویه اصطکاک داخلی (φ) و میزان چسبندگی (c) نیز آزمایش برش مستقیم بر اساس استاندارد ASTM D 3080-90 انجام شده است [17]. ارزیابی پراش پرتو ایکس به‌عنوان یک معیار در تعیین ریزساختار خاک‌ها شناخته شده است. منحنی پراش

پرتو ایکس خاک مورد مطالعه در شکل (۱) ارائه شده است. نتایج آنالیز XRD انجام‌گرفته بر روی خاک مارن طبیعی نشان می‌دهد که پالی‌گورسکایت، کائولینیت و سپیولایت کانی اصلی رسی و کوارتز، کلسیت و دولومیت کانی‌های غیر رسی موجود در خاک مارن است. در شکل (۱) قلّه‌های اصلی کانی‌های رسی، در فاصله (Å ۳/۱۷ و Å ۲/۸۸) مربوط به کانی پالی‌گورسکایت (۱۵/٤ درصد)، فاصله (Å ۷/۰٤) مربوط به کانی کائولینیت (۹/٦ درصد) و فاصله (Å ۱/۸۷) مربوط به کانی سپیولایت به تفکیک قابل مشاهده است. همان‌طور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، با توجّه به منحنی پراش پرتو ایکس (XRD)، قلّه‌های مربوط به پالی‌گورسکایت که کانی اصلی تشکیل‌دهنده خاک مارن است به‌وفور مشاهده شده است. حدود ۷۲/۸٪ خاک مارنی از کانی‌های غیر رسی (۳٦ درصد کوارتز و ۳٦/۸٪ کانی کلسیت) تشکیل شده است.

در جدول (۱) آنالیز شیمیایی (XRF) مارن مورد مطالعه ارائه شده است، بر اساس آنالیز ارائه شده میزان اکسید کلسیم موجود در خاک حدود ۱۹/۸٦ درصد است. در جدول (۲) برخی مشخصات فیزیکی و ژئوتکنیکی خاک مارنی مورد مطالعه در این مقاله ارائه‌شده است.

برای انجام دیگر آزمایش‌ها، نمونه‌های تهیّه‌شده از منطقه توسط چکش پلاستیکی خردشده و سپس در معرض حرارت بین ۲۵ تا ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس قرار داده شده است و تغییرات وزنی، دانه‌بندی، وارفتگی و مقاومت فشاری محدود نشدهٔ نمونه‌ها بررسی شد.

بر این اساس آزمایش‌های تعیین حدود اتربرگ، دانه‌بندی، هیدرومتری، تغییرات وزنی، وارفتگی، مقاومت فشاری محدود نشده، آزمایش پراش پرتو ایکس (XRD) و pH بر روی خاک‌ها تحت تأثیر حرارت‌های (۲۵، ۱۱۰، ۲۰۰، ۳۰۰، ٤۰۰، ۵۰۰، ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس) بر اساس استاندارد ASTM انجام شدند [17]. شایان‌ذکر است نمونه‌های ساخته‌شده در حرارت بالا به مدّت ۲٤ ساعت داخل گرم‌خانه (آون) در دمای ۱۱۰ درجهٔ سلسیوس قرار گرفتند. قابل‌ذکر است حرارت کوره با نرخ ۵ درجهٔ بر دقیقه به‌طور اتوماتیک افزایش یافته و پس از رسیدن به دمای موردنظر به مدّت ۲ ساعت در این دما باقی ماندند و کوره خاموش شد.

نمونه‌های آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده در قالب‌های آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده بر اساس استاندارد ASTM D2166 با رطوبت بهینه ۱٦٪ و دانسیته خشک ($\gamma_d$ =۱/٦۵ (g/cm$^3$) ساخته‌شده و برای رسیدن به حالت تعادل به مدّت ٤۸ ساعت در ظروف پلاستیکی با رطوبت ثابت نگهداری شدند. سپس به مدّت ۲٤ ساعت داخل گرم‌خانه (آون) در دمای ۱۱۰ درجهٔ سلسیوس قرارگرفته و پس‌ازآن به مدّت ۲ ساعت تحت تأثیر حرارت‌های (۱۱۰، ۲۰۰، ۳۰۰، ٤۰۰، ۵۰۰، ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس) قرار گرفته است. شایان‌ذکر است نمونه مرجع در دمای ۲۵ درجهٔ سلسیوس نگهداری شده است.

رسانایی الکتریکی و pH خاک به‌صورت سوسپانسیون (نسبت ۱ خاک به ۱۰ آب مقطر) تهیّه شده است. سپس نمونه‌ها به مدّت ۷۲ ساعت توسط لرزاننده الکتریکی کاملاً هم زده شد. مقادیر pH با استفاده از دستگاه pH متر مدل (Lovi Bond-pH110) اندازه‌گیری شد. همچنین رسانایی الکتریکی (EC) کلّیه نمونه‌ها توسط دستگاه (Lovi Bond) اندازه‌گیری شدند.

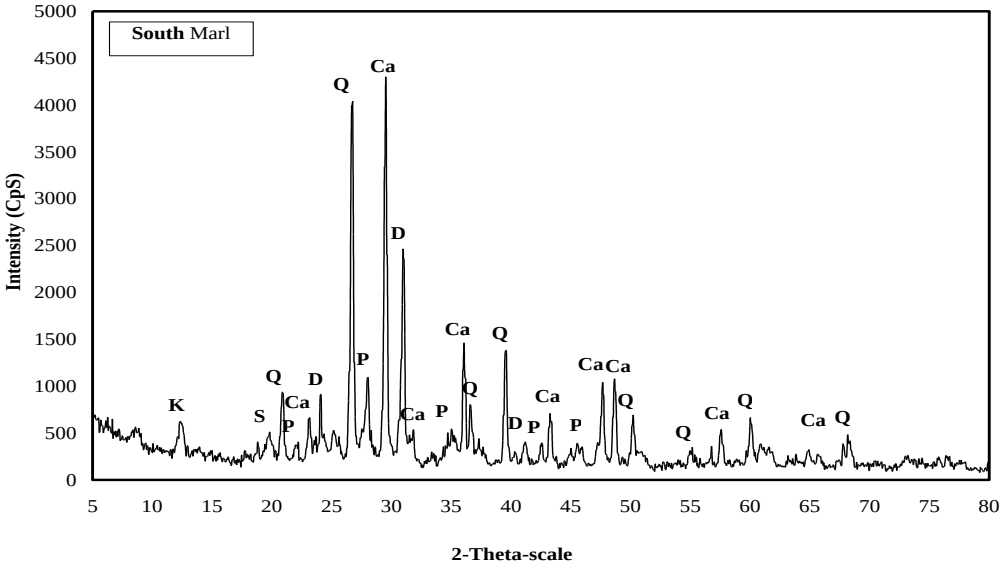
تغییرات وزن برای تمامی نمونه‌ها پس از اعمال حرارت اندازه‌گیری و محاسبه شد. همچنین برای ارزیابی تأثیر حرارت بر پایداری خاک مارن، آزمایش وارفتگی انجام شد. به همین منظور، نمونه‌هایی مشابه نمونه‌های تک‌محوری ساخته شدند و در معرض حرارت‌های مختلف قرار گرفتند. سپس نمونه‌ها برای انجام آزمایش وارفتگی، به مدّت ۲٤ ساعت در حوضچهٔ آب قرار داده شدند، به‌طوری‌که نمونه‌ها به‌طور کامل در آب قرار گرفته شدند.

جدول (۱): مشخصات شیمیایی خاک مارن مورد مطالعه

| Parameters / Product type | $SiO_2$ | $Al_2O_3$ | $Fe_2O_3$ | CaO | Na2o | MgO | $K_2O$ | TiO2 | MnO | $P_2O_5$ | LOI |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| South Marl | 35.555 | 8.341 | 5.222 | 19.863 | 1.688 | 6.597 | 1.605 | 0.475 | 0.085 | 0.124 | 19.51 |

جدول (۲): برخی از مشخصات فیزیکی و ژئوتکنیکی نمونه خاک مارن مورد مطالعه

| Physical properties of South Marl | | Quantity measured | References for method of measurement |
|---|---|---|---|
| Clay (%) | | 34.12 | [17], ASTM, D422-63 |
| pH (1:10; soil: water) | | 8.74 | [17], ASTM D4972 |
| Carbonate content (%) | | 38.5 | Hesse, 1971 |
| Strength Parameters | C ($kg/cm^2$) | 0.57 | [17], ASTM D3080-90 |
| | $\varphi^o$ | 29.5 | [17], ASTM D3080-90 |
| Unconfined Compression Strength (UCS) ($kg/cm^2$) | | 0.7 | [17], ASTM D2166-06 |
| Liquid limit (%) | | 28 | [17], ASTM, D4318 |
| Plastic Limit (%) | | 18 | [17], ASTM, D4318 |
| Plasticity Index (%) | | 10 | [17], ASTM, D4318 |
| Maximum dry density (g/cm3) | | 1.65 | [17], ASTM D698 |
| Optimum water content (%) | | 16 | [17], ASTM D698 |
| Maximum free –swelling (%) | | | |
| permeability coefficient (k) (cm/s) | | 1.1e-07 | |
| $G_s$ | | 2.77 | [17] ASTM, D85487 |
| Classification | | CL | [17], ASTM, D3282 |
| Color | | | |
| Soil composition | | Palygorskite, Sepiolite, Kaolinite, Calcite, Dolomite, Quartz | ASTM D2216 |




شکل (۱): منحنی پراش پرتو ایکس خاک مارن جنوب مورد مطالعه

(P: پالیگورسکایت، S: سپیولایت، K: کائولینیت، Ca: کلسیت، Q: کوارتز، D: دولومیت)

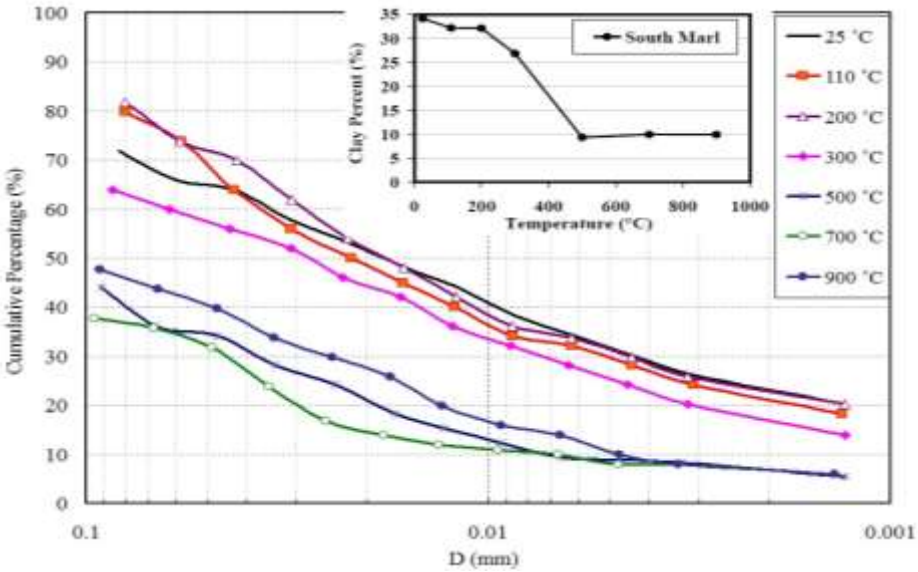
## بحث و بررسی

### بررسی تغییرات دانه‌بندی و خواص خمیری

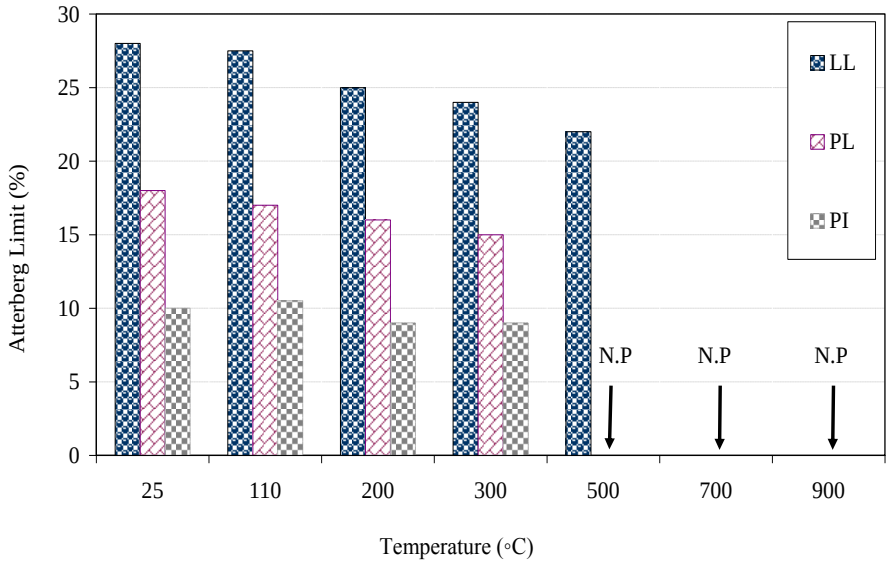
حرارت خواص فیزیکوشیمیایی، ساختاری و ترکیب خاک را به‌طور قابل‌توجّهی تغییر می‌دهد. اعمال حرارت خصوصیّات خاک ازجمله دانه‌بندی و در بعضی مواقع رفتار و طبقه‌بندی خاک را تغییر می‌دهد.

منحنی دانه‌بندی و میزان تغییرات ذرّات هم‌اندازه رس خاک مارن مورد مطالعه در شکل (۲) ارائه شده است. بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (۲) با افزایش دما به ۱۱۰ درجهٔ سلسیوس میزان تغییرات منحنی دانه-بندی چندان قابل‌توجّه نیست. با افزایش دما به ۳۰۰ درجهٔ سلسیوس قطر ذرّات کوچک‌تر از ۰/۰۱ میلی‌متر حدود ۸٪ کاهش یافته است و قطر ذرّات کوچک‌تر ۰/۰۰۲ میلی‌متر حدود ٦٪ کاهش یافته است. با افزایش دما به ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس، اندازه ذرّات افزایش قابل‌توجّهی داشته است و درصد ذرّات هم‌اندازه رس (۰/۰۰۲ میلی‌متر) از ۳٤٪ به ۹/٤٪ کاهش یافته است. در حقیقت می‌توان بیان کرد آغاز فرآیند دی‌هیدروکسیلاسیون و تخریب ساختار کانی رسی منجر به افزایش اندازه ذرّات شده است. درواقع ساختارهای کریستالی کانی‌های رسی موجود در خاک شکسته شده و با پیوندهای شیمیایی شروع به پیوستن به یکدیگر می‌کنند و ذرّات بزرگ‌تری را تشکیل می‌دهد که این امر موجب کاهش ۱۵٪ ذرّات هم‌اندازه رس شده است. از سوی دیگر می‌توان بیان کرد که حرارت به علّت سیمانتاسیون ذرّات درنتیجه شکل‌گیری برخی نمک‌ها و اکسیدهای موجود در خاک موجب ترکیب و چسباندن ذرّات به یکدیگر و تغییر ویژگی‌های خاک می‌شوند، این فرآیند نیز می‌تواند بر دانه‌بندی خاک و ویژگی‌های مهندسی خاک تأثیرگذار باشد. با افزایش دما به بیش از ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس دانه‌بندی خاک دچار تغییرات محسوسی نشده است، به‌نحوی‌که در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس درصد ذرّات هم‌اندازه رس نسبت به دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس تغییر خاصّی نیافته است.

در شکل (۳) تغییرات حدود اتربرگ خاک مارن مورد مطالعه در دماهای مختلف ارائه شده است. حد روانی خاک مارن طبیعی مورد بررسی ۲۸ واحد و حد خمیری آن ۱۸ واحد است. بر اساس نتایج ارائه شده با افزایش دما به ۱۱۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ درجهٔ سلسیوس میزان حد روانی به ترتیب ۰/۵، ۳ و ٤ واحد کاهش یافته است که مقادیر قابل‌توجّهی نیست. از سوی دیگر نشانه خمیری با افزایش دما تا ۳۰۰ درجهٔ سلسیوس تنها حدود یک واحد کاهش یافته است.




شکل (۲): منحنی هیدرومتری خاک مارنی اصلاح‌شده با حرارت



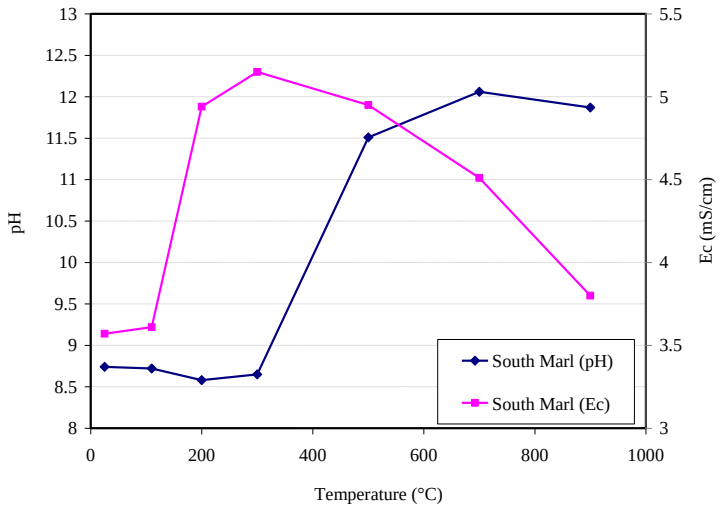

شکل (۳): تغییرات حد روانی و حد خمیری خاک مارنی تحت فرآیند تثبیت حرارتی

با افزایش دما به ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس، حد روانی و حد خمیری کاهش قابل‌توجّهی می‌یابد. در حقیقت در دمای ۵۰۰ درجهٔ حد روانی حدود ۷ واحد کاهش یافته و خاک دیگر رفتار خمیری ندارد و رفتار (طبقه‌بندی) خاک از دمای ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس به بالا تغییر کرده و رفتار دانه‌ای به خود می‌گیرد. شایان‌ذکر است در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس نمونه‌ها به محض مرطوب شدن دچار گیرش می‌شود که به دلیل تشکیل ترکیبات سیمانی در خاک است.

تغییرات حدود اتربرگ خاک‌ها در معرض حرارت، وابسته به نوع کانی رسی و میزان حرارت اعمال شده است. وقوع دی‌هیدروکسیلاسیون سبب تخریب ساختار کانی‌های رسی خاک مارن شده و حدود اتربرگ خاک را تحت تأثیر قرار داده است. مقدار حد خمیری نیز با افزایش دما تا ۳۰۰ درجهٔ که دی‌هیدراسیون اتفاق می‌افتد، کاهش می‌یابد و به مقدار ۱۵ درصد می‌رسد. قابل توجّه است که با ادامه روند گرمادهی خاک غیر پلاستیک شده است و انجام آزمایش فتیله غیرممکن شد، دلیل این تغییر رفتار در نتایج پراش اشعه ایکس مورد بررسی قرار می‌گیرد. این کاهش در حدود اتربرگ، ناشی از تغییر ساختار خاک تحت تأثیر حرارت اعمالی و تغییر رفتار خاک است [21].

## تغییرات روند pH و EC خاک با افزایش دما

شکل (٤) تأثیر حرارت بر pH خاک را نشان می‌دهد. با افزایش دما تا ۳۰۰ درجهٔ سلسیوس تغییرات قابل‌توجّهی در مقدار pH خاک مشاهده نمی‌شود و به مقدار ناچیزی (حدود ۰/۱) واحد کاهش می‌یابد که با نتایج دیگر محقّقان همخوانی دارد [22,23]. این کاهش احتمالاً به دلیل وقوع برخی واکنش‌های اکسیداسیون است. امّا با افزایش دما تا ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس pH محیط ۲/۸ واحد افزایش یافته است. روند افزایشی تا دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس ادامه می‌یابد و pH محیط به مقدار ۱۲/۰٦ افزایش یافته است، تشکیل ترکیبات سیمانی در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس و واکنش‌های پوزولانی در حضور آب عامل اصلی افزایش pH محیط است. در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس pH به مقدار ناچیزی کاهش یافته و به حدود ۱۱/۸۷ واحد رسیده است.




شکل (٤): تغییرات pH و هدایت الکتریکی (Ec) خاک مارنی تحت فرآیند تثبیت حرارتی

از دیگر دلایل افزایش pH در حرارت‌های بالا، مربوط به آزاد شدن کاتیون‌ها و همچنین کاهش افت گروه‌های OH در زمان دی‌هیدروکسیلاسیون است [22]. از سوی دیگر تجزیه‌ی کربنات (بر اساس نتایج آزمایش تعیین میزان کربنات، خاک مارن موجود حاوی ٪۳۸ کربنات است.) در محدوده دمایی ۵۰۰ تا ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس، موجب کاهش اسیدیته‌ی خاک و افزایش pH می‌شود که در شکل (٤) مشاهده می‌شود [23]. درواقع در دمای ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس محیط مناسب برای انجام واکنش‌های پوزولانی در خاک ایجاد می‌شود.

در شکل (٤) روند تغییرات هدایت الکتریکی خاک مارن تحت حرارت‌های مختلف نیز ارائه شده است. کاهش میزان هدایت الکتریکی با افزایش دما، می‌تواند به تخریب کانی‌های رسی، تشکیل اکسیدها و تشکیل ذرّات درشت نسبت داده شود [22]. با افزایش دما به ۱۱۰ درجهٔ سلسیوس، میزان هدایت الکتریکی تغییر قابل‌توجّهی نداشته است. از سوی دیگر با افزایش دما به ۲۰۰ درجهٔ سلسیوس هدایت الکتریکی حدود (mS/cm) ۱/۳۷ افزایش و به مقدار (mS/cm) ٤/۹۵ رسیده است. با افزایش دما به ۳۰۰ و ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس میزان هدایت الکتریکی به میزان بیشینه خود رسید و حدود (mS/cm) ۵ می‌شود. با افزایش دما به ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس هدایت الکتریکی خاک کاهش یافته و درنهایت به مقدار (mS/cm) ۳/۸ رسیده است. تشکیل ساختار شیشه‌ای در دماهای زیاد از علل کاهش هدایت الکتریکی در دماهای بالا است.

## آنالیز ریزساختاری خاک مارن تحت تأثیر حرارت با استفاده از آنالیز XRD

جهت تعیین ترکیب کانی‌شناسی خاک مارن مورد مطالعه و همچنین به منظور بررسی تغییرات ریزساختاری نمونه‌های مارن تحت حرارت‌های مختلف، آزمایش پراش پرتو ایکس (XRD) انجام شده است. منحنی پراش پرتو ایکس خاک مارنی تحت اعمال حرارت‌های مختلف در شکل (۵) ارائه شده است.

بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (۵) شدّت قلّه اصلی کانی پالی‌گورسکایت (۳/۱۷ Å) با افزایش حرارت به ۱۱۰ درجهٔ سلسیوس تغییر محسوسی نداشته است و حدود ۷۳ CpS کاهش یافته است که دلیل آن می‌تواند حذف آب فیزیکی خاک باشد. با افزایش دما تا ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس قلّه اصلی کانی پالی‌گورسکایت تغییر محسوسی نداشته است. با افزایش

دما به ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس شدّت قلّه اصلی کانی پالی‌گورسکایت با افت مواجه شده است، به‌نحوی‌که قلّه این کانی از CpS ۱۰۸۲ به CpS ٦۷۰ کاهش یافته است و کاهش ۳۷٪ را تجربه می‌کند. درواقع افزایش دما موجب از دست رفتن آب بین لایه‌ها می‌شود که این فرایند باعث کاهش در شدّت قلّه کانی‌های رسی می‌شود [23,24]. با افزایش دما به ۹۰۰ درجهٔ قلّه اصلی کانی پالی‌گورسکایت به CpS ۳۰۱ کاهش یافته است. این روند برای قلّه‌های دیگر کانی پالی‌گورسکایت نیز وجود دارد، به‌نحوی‌که در فاصله Å ۷/۰۹ نیز قلّه کانی پالی‌گورسکایت ازCpS ٦۰۸ به CpS ۲۳۰ کاهش یافته است. در حقیقت می‌توان بیان نمود که کانی پالی‌گورسکایت تا دمای ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس پایدار است و پس‌ازآن پایداری خود را از دست می‌دهد. بر این اساس می‌توان بیان نمود که فرآیند دیفرانسیل‌گیری در دمای بیش از ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس آغاز می‌شود و منجر به تخریب کانی‌های رسی مارن می‌شود. شایان‌ذکر است در دمای ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس قلّه‌های جدیدی در پراش اشعه ایکس نمونه‌های مورد مطالعه مشاهده می‌شود که در ادامه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

قلّه اصلی کلسیت در فاصله Å ۳/۰۳ مشاهده می‌شود، بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (۵) تغییرات شدّت قلّه اصلی کلسیت در دمای ۱۱۰، ۲۰۰، ۳۰۰ و ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس تغییرات محسوسی نداشته است به‌نحوی‌که میزان تغییرات قلّه اصلی در دماهای ۲۵ تا ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس بین ۵٪ تا ۸٪ است. با افزایش دما به ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس شدّت قلّه کلسیت با کاهش CpS ۸۲۰ مواجه شده است. این روند کاهش تا دمای ۹۰۰ درجهٔ ادامه یافته و در این دما قلّه کلسیت به‌طور کامل حذف شده است و کانی کلسیت به‌صورت کامل از بین رفته است. بر اساس مطالعات دیگر پژوهشگران کربنات کلسیم در دمای ۸۰۰ تا ۸۷۰ درجهٔ سلسیوس به‌صورت کامل تجزیه می‌شود [25]. درواقع کربنات کلسیم در اثر حرارت تجزیه می‌شود و درنتیجه آن مطابق با واکنش رابطهٔ (۱) دی‌اکسید کربن آزاد شده و به اکسید کلسیم یا آهک زنده تبدیل می‌شود [25].

$$CaCO_3 + \text{حرارت} \longrightarrow CaO + CO_2 \qquad (۱)$$

بر این اساس اکسید کلسیم آزاد شده در دمای ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس درصورتی‌که در معرض آب قرار گیرند، با آب واکنش داده و بر طبق رابطهٔ (۲) هیدروکسید کلسیم یا آهک شکفته را تشکیل می‌دهد.

$$CaO + H_2O \longrightarrow Ca(OH)_2 \qquad (۲)$$

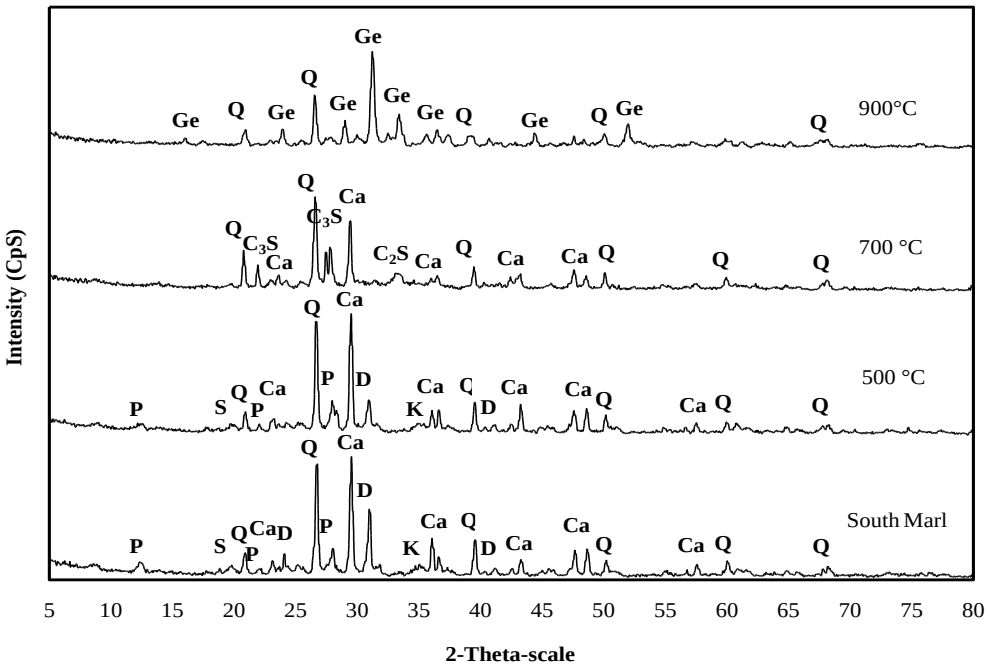
هیدروکسید کلسیم حاصل از واکنش رابطهٔ (۲) با وجود مصالح سیلیسی و آلومینوسیلیس‌ها و رطوبت مناسب با انجام واکنش‌های پوزولانی می‌تواند موجب تشکیل نانوساختار هیدرات سیلیکات کلسیم (C-S-H) و هیدرات آلومینات کلسیم (C-A-H) شود [26,27].

در حقیقت در خاک مارن حاوی درصد کربنات بالا (۳۸/۵٪)، هنگامی‌که در معرض حرارت‌های بیش از ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس قرار می‌گیرد، پس از تجزیه کربنات کلسیم، اکسید کلسیم با فازهای حاصل از تخریب فیلوسیلیکات‌های موجود واکنش داده و بر طبق رابطهٔ (۳) تشکیل سیلیکات‌های کربناتی ازجمله ژلنیت می‌دهد.

$$2CaO + SiO_2 + Al_2O_3 \rightarrow Ca_2Al_2SiO_7 \ \text{Gehlenite} \qquad (۳)$$

همچنین دولومیت در اثر حرارت کمتری نسبت به کلسیت و در حدود ۷۰۰ درجهٔ تجزیه شده و مطابق با واکنش رابطهٔ (٤) با آزاد شدن دی‌اکسید کربن به اکسید منیزیم و اکسید کلسیم تبدیل می‌شود [25].

$$CaMg(CO_3)_2 \longrightarrow CaO + MgO + 2CO_2 \qquad (٤)$$




شکل (۵): منحنی پراش اشعه ایکس خاک مارنی تحت فرآیند تثبیت حرارتی (P: پالیگورسکایت، S: سپیولایت، K: کائولینیت، Ca: کلسیت، Q: کوارتز، D: دولومیت، Ge: ژلنیت، $C_3S$: آلیت، $C_2S$: بلیت)

بر اساس بررسی منحنی پراش اشعه ایکس شکل (۵) در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس قلّه‌های ترکیبات ژلنیت در فواصل Å ۲/۸۵ و Å ۱/۷۵ مشاهده می‌شود. با افزایش دما تا ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس، شدّت قلّه‌های کلسیت، کاهش می‌یابد و در دمای ۹۰۰ درجهٔ به‌طور کامل حذف شده‌اند و قلّه‌های جدیدی که مربوط به کانی ژلنیت است، تشکیل شده‌اند. ژلنیت جز آلومینوسیلیکات‌های کلسیم طبقه‌بندی می‌شود که بر اثر واکنش اکسید کلسیم حاصل از تجزیه کلسیت با فازهای آمورف موجود ازجمله سیلیس و آلومین تشکیل می‌گردد [25]. در حقیقت زمانی که دما به ۸۰۰ درجهٔ سلسیوس می‌رسد کلسیم کربنات به کلسیم اکسید تجزیه می‌شود و ژلنیت نیمه پایدار ظاهر می‌شود. همچنان که دما افزایش می‌یابد مقدار ژلنیت کاهش می‌یابد. فازهای ایجاد شده در تشکیل فاز شیشه‌ای نقش دارند [27]. علّت حضور ژلنیت را می‌توان به نسبت بالای کلسیت به سایر کانی‌ها مرتبط دانست [28].

بر اساس نتایج آنالیز پراش اشعه ایکس در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس قلّه‌های ضعیف در فواصل Å ۳/۲ و Å ۳/۲۵ و Å ۲/۶۹ مشاهده می‌شود که مربوط به ترکیبات سیمانی آلیت ($C_3S$) و بلیت ($C_2S$) است. تشکیل این ترکیبات می‌تواند عامل اصلی گیرش نمونه مورد مطالعه در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس باشد که موجب می‌شود که امکان انجام آزمایش حدود اتربرگ در این دما نباشد.

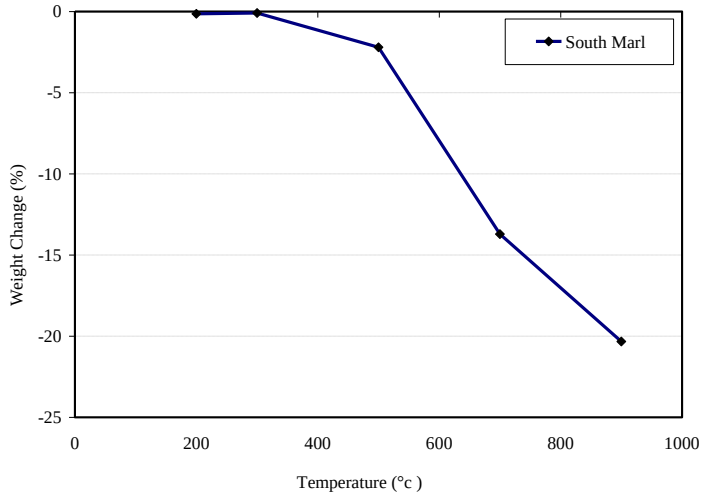
همچنین کانی دولومیت در اثر حرارت کمتری نسبت به کلسیت و در دمای ۷۰۰ درجهٔ تجزیه می‌شود. قلّه‌های دولومیت نیز در دمای ۷۰۰ درجهٔ به‌طور کامل حذف شده‌اند. با افزایش دما تا ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس، شدّت پیک‌های کوارتز کاهش می‌یابد امّا حذف نمی‌شود.

## تغییرات وزنی و دمای دی‌هیدروکسیلاسیون

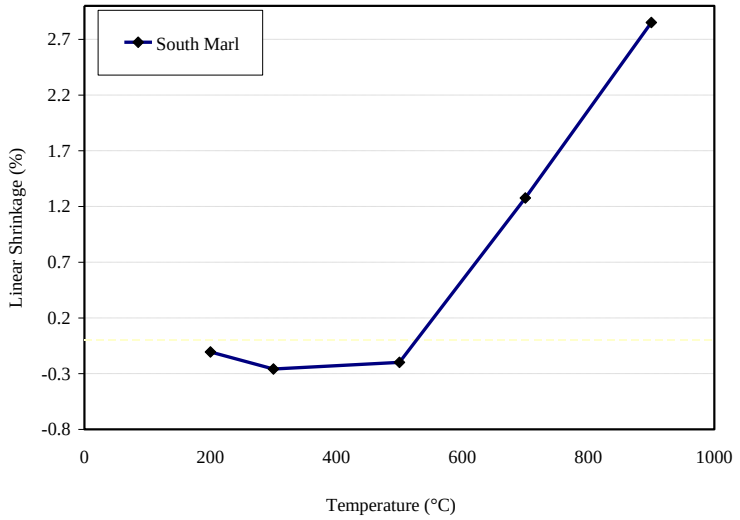
دی‌هیدروکسیلاسیون به خروج یون هیدروکسیل از

ساختار کانی‌های رسی خاک به شکل آب اطلاق می‌شود که به تبع آن، وزن نمونه خاک به شکل ناگهانی کاهش می‌یابد؛ بنابراین افت ناگهانی وزن، معیار مناسبی برای تشخیص دمای دی‌هیدروکسیلاسیون کانی‌های رسی است. بر اساس نتایج آنالیز پراش اشعه ایکس (XRD)، پیش‌بینی شد که دمای دی‌هیدروکسیلاسیون در دمای بیش از ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس در خاک مارن حادث می‌شود. بر این اساس در این بخش تغییرات وزنی نمونه‌های مارن مورد مطالعه در دماهای مختلف ارائه شده است. شایان‌ذکر است برای بررسی تغییرات وزنی نمونه‌های استوانه‌ای به ابعاد (قطر ٤/٤ و ارتفاع ٨/٨ سانتی‌متر) ساخته و بعد از قرار گرفتن در حمام رطوبت به مدّت ۳ روز ابتدا در دمای ۱۱۰ درجهٔ سلسیوس قرار گرفته و سپس در دماهای ۲۰۰، ۳۰۰، ۵۰۰، ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس قرار گرفته است. بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (٦) در دمای ۲۰۰ و ۳۰۰ درجهٔ سلسیوس میزان افت وزنی قابل‌توجّه نیست. با افزایش دما به ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس میزان افت وزنی نمونه‌ها به حدود ۲/۲٪ رسیده است. با افزایش دما تا ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس، وزن نمونه‌های مارن به‌صورت ناگهانی به میزان ١٤٪ کاهش می‌یابد. این افت وزن چشمگیر به علّت شروع فرآیند دی‌هیدروکسیلاسیون در مارن و تخریب ساختار کانی‌های رسی مارن است؛ بنابراین می‌توان بیان نمود دمای بین ۵۰۰ تا ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس، دمای شروع دی‌هیدروکسیلاسیون کانی‌های رسی خاک مارنی است که این نتایج صحت تحلیل‌های صورت گرفته در نتایج آزمایش پراش اشعه ایکس را تأیید می‌کند. دی‌هیدروکسیله شدن پالی‌گورسکایت که کانی رسی اصلی خاک مارنی است و تخریب آن در دمایی بیش از ۵۰۰ درجهٔ شروع می‌شود، این روند برای کانی رسی کائولینیت هم مشاهده می‌شود. روند تغییرات ریزساختاری مارن، تحت حرارت با آنالیز پراش پرتو ایکس (XRD) که در شکل (۵) ارائه شده است، صحت این مطلب را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که روند افزایش افت وزن تا دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس نیز ادامه پیدا می‌کند و به میزان ۲۰/۵٪ می‌رسد.

درواقع علّت افت وزن در دو بخش رسی و بخش کربناتی خاک مارن است. در حقیقت میزان افت وزنی ١٤٪ تا دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس را می‌توان به دلیل دی‌هیدروکسیلاسیون کانی‌های رسی موجود در خاک مارنی مرتبط دانست و افت وزنی ٦/٥ درصدی از دمای ۷۰۰ تا ۹۰۰ درجهٔ را به تجزیه کربنات و آزادسازی دی‌اکسید کربن ارتباط دارد.




شکل (٦): تغییرات وزنی نمونه‌های مارن تحت فرآیند تثبیت حرارتی




شکل (۷): تغییرات انقباض خطی نمونه‌های مارن تحت فرآیند تثبیت حرارتی

## تغییرات انقباض خطی نمونه‌ها

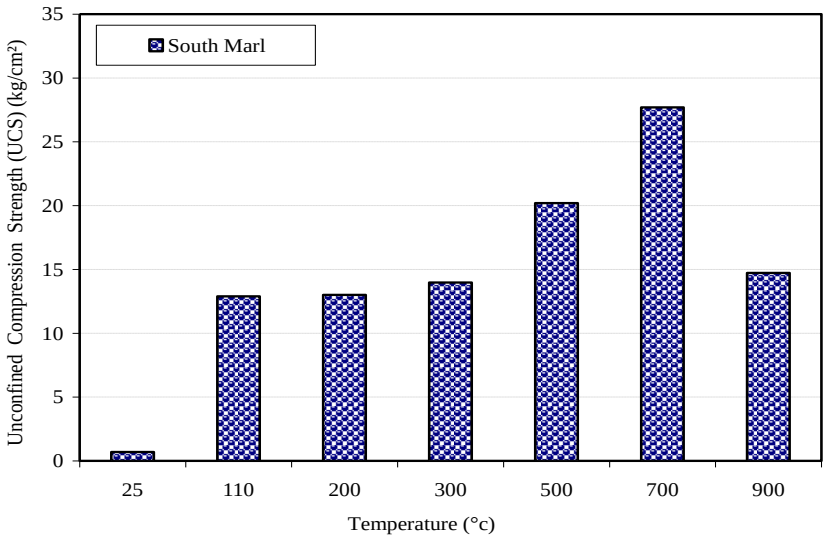
به منظور بررسی تأثیر حرارت بر خصوصیّات فیزیکی نمونه‌های مارن، انقباض خطی نمونه‌ها تحت حرارت‌های ۲۰۰، ۳۰۰، ۵۰۰، ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس تعیین شده است. انقباض خطی از تغییرات طول ارزیابی می‌شود. مقادیر انقباض خطی با استفاده از کولیس دیجیتال بعد از مراحل خشک شدن و حرارت دهی در کوره، اندازه‌گیری می‌شود [29]. همان‌طور که در شکل (۷) مشاهده می‌شود، انقباض نمونه‌ها در دمای ۲۰۰ درجهٔ سلسیوس، ۰/۱٪ است که با اعمال حرارت تا دمای ۳۰۰ درجهٔ سلسیوس، انقباض افزایش می‌یابد و به مقدار ۰/۳٪ می‌رسد. این امر درنتیجه دی‌هیدراسیون اتفاق می‌افتد، درواقع به دلیل خروج آب حفره‌ای، جذبی و بین لایه‌ای نمونه با کاهش حجم و ابعاد مواجه است. شایان‌ذکر است مقدار و میزان انقباض در طی خشک شدن بستگی به پراکندگی اندازه ذرّات، مقدار آبی که برای ایجاد حالت خمیری استفاده می‌شود، ترکیب، حضور و یا عدم حضور ناخالصی‌ها و مقدار آب تشکیل‌دهنده ساختار دارد [30]. با افزایش حرارت تا دمای ۵۰۰ درجهٔ، انقباض خطی نمونه‌ها کاهش می‌یابد. امّا در دمای ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس به ترتیب، ۱/۲۷٪ و ۲/۸٪ انبساط و افزایش تخلخل مشاهده می‌شود. علّت انبساط نمونه‌ها را می‌توان به مقدار زیاد کربنات کلسیم و تجزیه کربنات و آزادسازی دی‌اکسید کربن در دماهای زیاد دانست، از سوی دیگر بر اساس مطالعات دیگر پژوهشگران کلسیت و دولومیت موجود در خاک‌های مارنی، جمع شدگی ناشی از گرمایش را کاهش می‌دهند [31]، به‌طورکلّی کربنات‌ها منجر به کاهش انقباض می‌شوند [32,33].

## بررسی مقاومت فشاری خاک مارنی تحت فرآیند تثبیت حرارتی

برای بررسی مقاومت فشاری خاک مارن تحت تأثیر حرارت، آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده نمونه-های مارن در حرارت‌های ۲۵، ۱۱۰، ۲۰۰، ۳۰۰، ۵۰۰، ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس انجام شد. در شکل (۸) منحنی تأثیر حرارت بر مقاومت فشاری محدود نشده خاک مارن جنوب در حرارت‌های مختلف نشان داده شده است. بر اساس نتایج حاصل شده مقاومت خاک مارن طبیعی ۰/۷ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع است. بر

اساس نتایج ارائه شده در شکل (۸)، مقاومت فشاری محدود نشده مارن در دمای ۱۱۰ درجهٔ سلسیوس، ۱۲/۸۹ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع است که این مقدار ۱۸ برابر مقاومت مارن طبیعی است. دلیل این افزایش مقاومت می‌تواند از دست دادن رطوبت نمونه باشد. روند افزایش مقاومت از ۱۱۰ درجهٔ تا دمای ۳۰۰ درجهٔ سلسیوس به‌کندی رخ می‌دهد و میزان مقاومت در دمای ۳۰۰ درجهٔ سلسیوس به حدود ۱۳/۹۷ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع افزایش یافته است. درواقع در این مرحله به دلیل فرایند دی‌هیدراسیون با گرم شدن خاک، مقدار آب بین لایه‌ای کاهش می‌یابد. همچنین کاهش دافعه الکتریکی بین ذرّات رس باعث افزایش مقاومت فشاری خاک می‌شود [34].

در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس میزان مقاومت فشاری به حدود ۲۷/۶۹ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع رسیده است که افزایش ۳۹/۵ برابر نسبت به خاک مارن طبیعی را نشان می‌دهد. با توجّه به وقوع دی‌هیدروکسیلاسیون در دمای بیش از ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس، این افزایش مقاومت را می‌توان به فرایند دی‌هیدروکسیلاسیون نسبت داد. به عبارتی، آرایش اتمی حاصل شده از دی‌هیدروکسیلاسیون منجر به افزایش مقاومت نمونه‌ها شده است [35]. علّت این امر وقوع پدیده دی‌هیدروکسیلاسیون در این محدوده دمایی، تغییر ساختار خاک و تشکیل ترکیبات سیمانی است. ارزیابی نتایج پراش اشعه ایکس (شکل ۵) در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس نیز کاهش میزان کانی‌های رسی و تشکیل ترکیبات جدید را نشان می‌داد. بر اساس نتایج پراش اشعه ایکس در دمای ۷۰۰ درجهٔ قلّه اصلی کانی پالی‌گورسکایت حدود CpS ٤٠٠ کاهش یافت و ترکیبات جدید سیمانی نیز تشکیل شده است که می‌تواند یکی از عوامل اصلی افزایش مقاومت باشد. در حقیقت کانی‌های رسی خاک مارنی دی‌هیدروکسیله می‌شوند، ساختار چین‌خورده ذرّات و پولک‌های رسی، جای خود را به ذرّات چسبیده به یکدیگر و همگن می‌دهند و درنتیجه ساختار همگن، مقاومت را افزایش داده است.




شکل (۸): تغییرات مقاومت فشاری محدود نشده خاک مارن جنوب تحت فرآیند تثبیت حرارتی

با افزایش دما تا ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس، مقاومت فشاری به مقدار ۱٤/۷۳ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع می‌رسد، در این دما میزان مقاومت فشاری حدود ٤٦/۸٪ کاهش یافته است. درواقع می‌توان بیان نمود که به دلیل اینکه کربنات کلسیم در اثر حرارت در دمایی حدود ۸۳۰ تا ۸۷۰ درجهٔ تجزیه می‌شود و درنتیجه، دی‌اکسید کربن آزاد شده و به اکسید کلسیم یا آهک زنده تبدیل می‌شود [25]، بنابراین می‌توان بیان نمود افت مقاومت به علّت تغییر ساختار خاک در دمایی بیشتر از دمای دی‌هیدروکسیلاسیون و افزایش تخلخل مارن است. خاک مارنی مورد مطالعه دارای ۳۸/۵٪ کربنات است، از طرفی کربنات کلسیم در محدوده حرارتی ۸۳۰ تا ۸۷۰ درجهٔ سلسیوس تجزیه شده و گاز دی‌اکسید کربن تولید می‌کند که ساختار خاک را متخلخل می‌کند و درنتیجه مقاومت خاک را کاهش می‌دهد. هر چه کربنات مارن بیشتر باشد، در اثر تجزیه حرارتی، تولید گاز دی‌اکسید کربن بیشتر شده و مقاومت بیشتر کاهش می‌یابد. بر اساس نتایج آزمایش پراش اشعه ایکس (شکل ۵) در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس ترکیبات جدید ژلنیت در فواصل Å ۲/۸۵ و Å ۱/۷۵ تشکیل می‌شود. ژلنیت دارای ساختاری شیشه‌ای و متخلخل است که موجب کاهش مقاومت فشاری نمونه‌ها در این دما می‌شود. بر این اساس می‌توان بیان نمود که ضعف خصوصیّات مقاومتی ترکیب ژلنیت تشکیل شده، مقاومت خاک مارنی را کاهش می‌دهد. بااین‌وجود شایان‌ذکر است که مقاومت نمونه در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس، نسبت به نمونه طبیعی حدود ۲۱ برابر شده است. بر اساس نتایج تغییرات انقباض خطی در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس به دلیل تجزیه حرارتی و تولید گاز دی‌اکسید کربن نمونه‌ها دچار ترک، افزایش تخلخل و انبساط حجمی می‌شوند که باعث کاهش مقاومت می‌شود.

به‌طورکلّی می‌توان بیان کرد که رس‌های حاوی درصد کربنات بالا (خاک مارن) به‌ویژه خاک‌هایی که دارای کلسیت هستند، تأثیر مثبت بر مقاومت مکانیکی دارند، زیرا کربنات‌ها عامل تشکیل منافذ هستند و فازهای بلورین در طول پخت ایجاد می‌کنند که مقاومت مکانیکی را افزایش می‌دهد [36]. از سوی دیگر ترکیب ژلنیت به دلیل ضعف خصوصیّات مقاومتی، باعث کاهش مقاومت خاک در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس می‌شود. شایان‌ذکر است با استفاده از چارچوب عمومی مکانیک حالت بحرانی، می‌توان مدل رفتاری حرارتی برای پیش‌بینی رفتار هم‌دمای مارن‌ها در دماهای مختلف را ارائه نمودند [37].

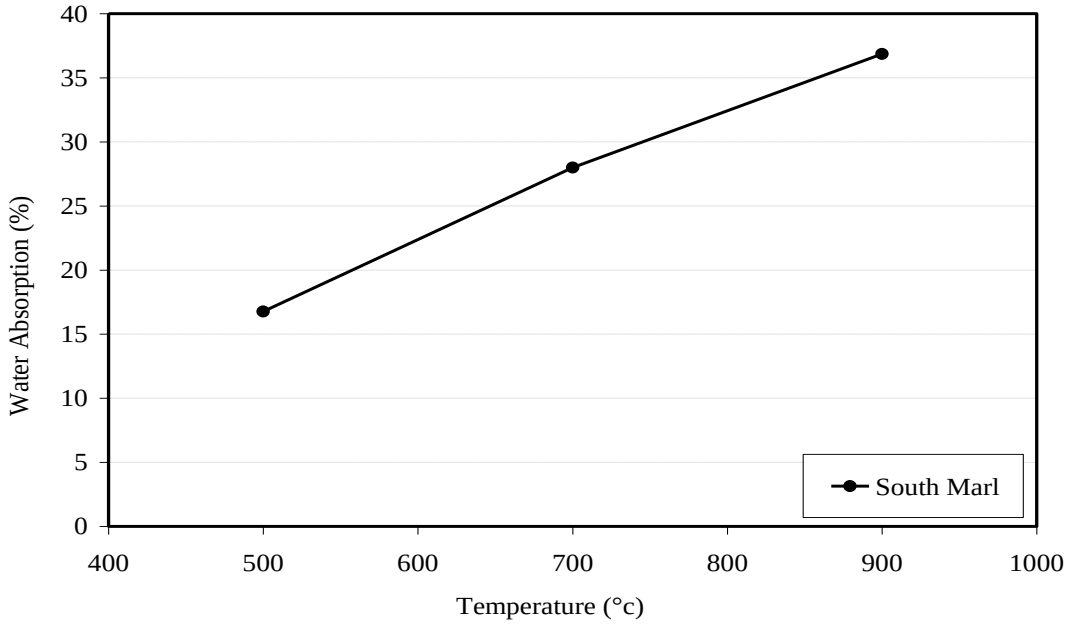
## وارفتگی و جذب آب

از مشکلات اصلی خاک‌های مارنی عدم دوام، وارفتگی و جذب آب در معرض رطوبت است بر این اساس در این بخش به بررسی تأثیر حرارت بر پایداری نمونه‌های خاک مارن که تحت حرارت تثبیت شده‌اند، پرداخته شده است. بر این اساس نمونه‌ها بعد از گرمایش، توزین شده و بعد به مدّت ۲٤ ساعت غرقاب شدند. همان‌طور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود نمونه‌های با تاریخچه حرارتی کمتر از ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس، بلافاصله پس از غرقاب شدن به‌طور کامل متلاشی شدند و تنها نمونه‌های که در معرض دمای ۵۰۰، ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس قرار داشته‌اند بدون تغییر باقی ماندند. بر اساس نتایج آزمایش پراش اشعه ایکس (شکل ۵) تا دمای ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس کانی پالی‌گورسکایت که به‌عنوان یکی از عوامل وارفتگی در خاک‌های مارنی است، پایدار است و عامل اصلی وارفتگی است. بر این اساس درحالی‌که با وجود افزایش نسبی مقاومت نمونه‌های در معرض دمای کمتر از ۵۰۰ درجهٔ مشاهده می‌شود، این مقاومت همیشگی نبوده و در اثر غرقاب شدن از بین می‌روند و فقط

نمونه‌هایی که در معرض دمای دی‌هیدروکسیلاسیون و بالاتر قرار داشته‌اند (تخریب کانی‌های رسی پالی‌گورسکایت)، به دلیل تخریب ساختار رس و درنتیجه پیوند ذرّات، در برابر غرقاب شدن مقاوم هستند [4].

شکل (۹): تصویر نمونه‌های خاک مارن تثبیت حرارتی شده، پس از ۲٤ ساعت غرقاب شدن

با توجّه به وارفتگی نمونه‌های تثبیت شده با حرارت کمتر از ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس، انجام آزمایش جذب آب تنها برای نمونه‌های با تاریخچه حرارتی ۵۰۰، ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس امکان پذیر است. همان‌طور که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود با افزایش دما، میزان جذب آب افزایش یافته است. مقدار جذب آب نمونه‌ها در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس، ۳٦/۸٪ است که دو برابر جذب آب در دمای ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس است. در حقیقت تجزیه کربنات، باعث افزایش تخلخل می‌شود. بر این اساس در صورت افزایش درصد کربنات پیش‌بینی می‌شود میزان جذب آب نیز افزایش یابد. می‌توان استدلال کرد که در این محدوده حرارتی به‌تدریج کربنات تجزیه شده و گاز دی‌اکسید کربن آزاد شده است و درنتیجه تخلخل نمونه‌ها و در پی آن جذب آب افزایش یافته است. همچنین می‌توان استدلال کرد که با تجزیه کربنات، اکسید کلسیم حاصل می‌شود که با قرارگیری نمونه‌ها در آب، هیدراته می‌شود و به‌این‌ترتیب، میزان جذب آب را بالا می‌برد [3].




شکل (۱۰): تغییرات جذب آب نمونه‌های خاک مارنی تحت فرآیند تثبیت حرارتی

## نتیجه‌گیری

بر اساس مطالعات آزمایشگاهی انجام‌شده در این پژوهش، نتایج ذیل قابل‌استخراج است:

۱- تغییرات ایجاد شده در خصوصیّات خاک‌ها هم از لحاظ ریزساختار و هم درشت ساختار تابعی از حرارت اعمالی، نوع کانی رسی و اجزا تشکیل‌دهنده خاک به‌ویژه درصد کربنات موجود است.

۲- حرارت به علّت فرآیند دی‌هیدروکسیلاسیون و تخریب ساختار کانی رسی و همچنین سیمانتاسیون ذرّات خاک موجب ترکیب و چسباندن ذرّات به یکدیگر و کاهش ۱۵٪ ذرّات هم‌اندازه رس شده است.

۳- در دمای ۵۰۰ درجهٔ حد روانی حدود ۷ واحد کاهش یافته و خاک دیگر رفتار خمیری ندارد و خاک از دمای ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس به بالا رفتار دانه‌ای به خود می‌گیرد. در دماهای ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس خاک به‌طور کامل پلاستیسیته خود را از دست می‌دهد. وقوع دی‌هیدروکسیلاسیون و تخریب ساختار کانی‌های رسی عامل اصلی این روند است.

٤- تشکیل ترکیبات سیمانی در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس و واکنش‌های پوزولانی در حضور آب عامل اصلی افزایش pH محیط در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس (pH=۱۲/۰٦) است، از دیگر دلایل افزایش pH در حرارت‌های بالا، مربوط به آزاد شدن کاتیون‌ها و تجزیهٔ کربنات در محدوده دمایی ۵۰۰ تا ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس است.

۵- کانی پالی‌گورسکایت تا دمای ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس پایدار است و پس‌ازآن پایداری خود را از دست می‌دهد.

٦- با افزایش دما تا ۷۰۰ و ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس، وزن نمونه‌های مارنی به ترتیب به ١٤٪ و ۲۰/۵٪ کاهش می‌یابد. علّت افت وزن در دو بخش رسی و بخش کربناتی خاک مارن است. در حقیقت میزان افت وزنی ١٤٪ تا دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس را می‌توان به دلیل دی‌هیدروکسیلاسیون کانی‌های رسی و تخریب ساختار کانی‌های رسی مارن و افت وزنی ٦/۵ درصدی از دمای ۷۰۰ تا ۹۰۰ درجهٔ را به تجزیه کربنات و آزادسازی دی‌اکسید کربن ارتباط دارد.

۷- در دمای ۷۰۰ درجهٔ سلسیوس میزان مقاومت فشاری به حدود ۲۷/٦۹ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع رسیده است. وقوع دی‌هیدروکسیلاسیون در دمای بیش از ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس و تغییر آرایش اتمی حاصل شده از دی‌هیدروکسیلاسیون منجر به افزایش مقاومت نمونه‌ها شده است.

۸- در دمای ۹۰۰ درجهٔ سلسیوس تشکیل ژلنیت با ساختاری شیشه‌ای و متخلخل موجب کاهش مقاومت فشاری نمونه‌ها در این دما شده است.

۹- در تثبیت حرارتی خاک‌های رسی، حرارت اعمالی می‌بایست بیش از دمای دی‌هیدروکسیلاسیون خاک باشد تا مقاومت حاصله در برابر خیس شدگی حفظ شود. به‌طوری‌که بر اساس نتایج به‌دست‌آمده تنها نمونه‌هایی از مارن پس از غرقاب شدن پایدار ماندند که در دمایی برابر با ۵۰۰ درجهٔ سلسیوس و بیش از آن قرار گرفته‌اند.

## قدردانی

مؤلفین این مقاله بر خود لازم می‌دانند از حوزه معاونت پژوهشی دانشگاه هرمزگان برای تهیّه بخشی از مواد و وسایل این تحقیق تشکر نمایند.

## مراجع

1. Lamas, F., Irigaray, C., Chacón, J., "Geotechnical characterization of carbonate marls for construction of impermeable dam cores". *Eng. Geol*. 66, 283–294, (2002).

2. Ouhadi, V.R., Yong, R.N., "The role of clay fractions of marly soils on their post stabilization failure". Vol. 70, No. 4, pp. 365–375, (2003).
3. Ouhadi, V. R., "The role of marl components and ettringite on the stability of stabilized marl". PhD thesis, Department of Civil Engineering and applied mechanics, McGill University, Montreal, Canada, (1997).
4. Ouhadi, V., PourZafarani, M., "Influence of Temperature on Unconfined Compressive Strength and Water Absorption of Sand-Bentonite Mixture in the Presence of Carbonate", *Modares Civil Engineering journal*, Vol. 14, No. 1, pp. 147-157, (2014).
5. Oostwoud Wijdenes, D. J., and Ergenzinger, P., "Erosion and sediment transport on steep marly hillslopes", Draix, Haute-Provence, France: an experimental field study. *J. Catena*, Vol. 33, No. 3, pp. 179-200, (1998).
6. Lamas, F., Irigaray, C., Oteo, C., and Chacón, J., "Selection of the most appropriate method to determine the carbonate content for engineering purposes with particular regard to marls". *J. Engineering Geology*, Vol. 81, No.1, pp. 32-41, (2005).
7. KerstinElert, J., Miguel, A., Fernando, N., "Smectite formation upon lime stabilization of expansive marls", Applied Clay Science, Vol. 158, No.3, pp. 29-36, (2018).
8. Jefferson, I., "Temperature effects on clay soils". Loughborough University, (1994).
9. Wang, M., Benway, J. M., Arayssi, A. M., "The effect of heating on engineering properties of clays", ASTM Special Technical Publication, Vol. 6, No. 9, pp. 139-158, (1990).
10. Brindley, G., "Thermal transformations of clays and layer silicates". *Proceedings of the International Clay Conference*, Mexico City. Applied Publishing, Wilmette, Illinois, Vol. 50, No. 2, pp. 119-129, (2015).
11. Morris, P. H. & Wong, L., "Modification of Dredged Sediments to Produce Useful Product by Heating to High Temperatures", Sustainable Tourism CRC, (2005).
12. Wang, M., Benway, J. M., and Arayssi, A. M., "The effect of heating on engineering properties of clays", ASTM Special Technical Publication, pp. 139-158, (1990).
13. Chandrasekhran EC., Boominathan S., Sadayan E., Narayanaswami KR., "Influence of heat treatment on the pulverization and stabilization characteristics of typical tropical soils". Special Report No, Highway Research Board, Washington, *DC, ASCE*; Vol. 121, No.10, pp. 1497-1506, (1995).
14. Vizcayno, C., De Gutiérrez, R. M., Castello, R., Rodriguez, E. & Guerrero, C. E., "Pozzolan obtained by mechanochemical and thermal treatments of kaolin". Applied Clay Science, Vol. 49, No. 2, pp. 405-413, (2010).
15. Ouhadi, V. R, PourZafarani, M., "Characteristics change of kaolinite and bentonite due to heat treatment from micro structural aspects". *Sharif Civil Engineering*, Vol. 30, No. 2, pp. 65-72, (2015).

16. Little, D.N., "Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates", Summary and findings. Prepared for National Lime Association, 3, (1999).
17. American Society for Testing and Materials, "ASTM, 2014, American Society for Testing and Materials, ASTM, Annual Book of ASTM Standards", *P.A., Philadelphia* V.4, 08, (2014).
18. Hesse, P. R., "A textbook of soil chemical analysis", William Clowes and Sons, 519p, (1971).
19. Ouhadi. V.R., Yong. R. N., "Experimental and theoretical evaluation of impact of clay microstructure on the quantitative mineral evaluation by XRD analysis". *Elsevier Appl. Clay Sci. J*. Vol. 23, No. 1. pp 141, (2003).
20. Ouhadi. V.R., Amiri. M., Zangene. M., "Microstructural Assessment of Lime Consumption Rate and Pozzolanic Reaction Progress of a Lime-Stabilized Dispersive Soil", *Modares Journal of Technical & Civil Engineering*, Vol. 16, No. 1, pp 11-22, (2016).
21. Abu-Zreig. Majed M., Al-Akhras. Nabil M., & Attom. Mousa F., "Influence of heat treatment on the behavior of clayey soils", Applied Clay Science, Vol. 20, No. 3, pp. 132-133, (2001).
22. Zhang, F., Kong, R., & Peng, J., "Effects of heating on compositional, structural, and physicochemical properties of loess under laboratory conditions". *Applied Clay Science*, 152 (1), pp. 259-266, (2018).
23. Vidonish. Julia E., Zygourakis. Kyriacos., Masiello. Caroline A., Sabadell. Gabriel., & Alvarez. Pedro J. J., "Thermal treatment of hydrocarbon-impacted soils: A review of technology innovation for sustainable remediation", *Engineering journal.* Vol. 2, No. 4, pp. 426-437, (2016).
24. Dellisanti, F. and Valdre, G., "Study of structural properties of ion treated and mechanically deformed commericial bentonite". *Applied clay science*, Vol. 28, No. 4, pp. 233-244, (2004).
25. Cultrone, G., Rodriguez -Navarro, C., Sebastian, E., Cazalla, O. & De La Torre, M. J., "Carbonate and silicate phase reactions during ceramic firing". *European Journal of Mineralogy*, Vol. 13, No. 2, pp. 621-634, (2001).
26. Singh, M. & Garg, M., "Reactive pozzolana from Indian clays—their use in cement mortars". *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, No. 3, pp. 1903-1907, (2006).
27. Trindade, M.J., Dias, M.I., Coroado, J., Rocha, F., "Mineralogical transformations of calcareous rich clays with firing: a comparative study between calcite and dolomite rich clays from Algarve, Portugal". *Applied Clay Science*. Vol. 42, No. 2, 345–355, (2009).
28. Jordan, M.M., Boix, A., Sanfeliu, T., de la Fuente, C., "Firing transformations of cretaceous clays used in the manufacturing of ceramic tiles". Applied Clay. Vol. 20, No. 1, pp. 225- 234, (1999).
29. Seynou, M., Millogo, Y., Ouedraogo, R., Traore, K., Tirlocq, J., "Firing transformations and properties of tiles from a clay from Burkina Faso". Applied Clay Science. Vol. 51, No. 4, pp. 499–502, (2011).

30. Bender, W., Hundle, F., "Brick and Tile Making", Berlin: Bauverlag, (1982).
31. Schellbach, G., Jung, E., "Statically and thermally optimized lightweight clay brick of blocks for prefabricated wall panels". Zi-Annual, Vol. 24, No. 11, pp.122-135, (1991).
32. Cultrone, G., Sebastian, E., Cazalla, O., De la Torre López, M. J., "Physical, mineralogical and textural features of ceramic clays from Granada Province (Spain)", in: C.S.F. Gomes (Ed.), Proceedings of the Second Mediterranean Clay Meeting, Aveiro, Portugal, 16–19 September. pp. 298–303, (1998).
33. Elert, K., Cultrone, G., Navaro, C. R., Sebastian Pardo, E., "Durability of bricks used in the conservation of historic buildings". *Journal of Cultural Heritage.* Vol. 4, No.2, pp. 91- 99, (2003).
34. Afrin. Habiba., "A review on different types soil stabilization techniques", *International journal of transportation engineering and technology,* Vol.3, No. 2, pp. 19-24, (2017).
35. Joshi, R. C., Achari, G., Horsfield, D., and Nagaraj, T., "Effect of heat treatment on strength of clays", *Journal of geotechnical engineering,* Vol. 120, No. 4, p. 1080, (1994).
36. Gualtieri, M. L., Gultieri, A.F., Gagliardi, S., RuffIni, P., Ferrari, R., Hanuskova, M., "Thermal conductivity of fired clays: Effects of mineralogical and physical properties of the raw materials". *Applied Clay Science.* Vol. 49, No.2, pp. 269- 275, (2010).
37. Hamidi, A., Tourchi, S., & Khazaei, C., "Thermomechanical constitutive model for saturated clays based on critical state theory". *International Journal of Geomechanics,* Vol. 15, No.1, pp. 401-418, (2014).

# عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بهسازی شده با دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌های سازه‌ای*

مهدیه مداحی(۱) محسن گرامی(۲) حسین نادرپور(۳)

**چکیده** *در مهندسی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، وجود محافظه‌کاری معیارهای پذیرش باعث افزایش هزینه‌های بهسازی شده است. در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها می‌تواند باعث کاهش محافظه‌کاری‌ها و هزینه‌های بهسازی گردد. در این مطالعه، به بحث قابلیّت اعتماد سازهٔ بهسازی شده با دیوار برشی فولادی پرداخته و مطالعه شاخص قابلیّت اعتماد نسبت به متغیرهای احتمالاتی صورت گرفته است. سازهٔ مورد مطالعه قاب خمشی فولادی نه طبقه است که قبل و بعد از بهسازی تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرارگرفته است. نتایج نشان داد که تنش تسلیم دیوار برشی فولادی نسبت به سایر متغیرهای احتمالاتی بیشترین تأثیر را بر روی پاسخ سازه دارد. بر اساس نتایج، بهسازی سازه باعث کاهش احتمال شکست گردیده و با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها در سازهٔ بهسازی شده احتمال شکست افزایش‌یافته و درنتیجه محافظه‌کاری موجود کاهش‌یافته است.*

**واژه‌های کلیدی** بهسازی، عدم قطعیّت، قابلیّت اعتماد، منحنی شکنندگی.

# Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by Considering Structural Uncertainties

M. Maddahi M. Gerami H. Naderpour

**Abstract** *In performance-based seismic engineering, conservatism in acceptance criteria has increased the cost of rehabilitation. Considering of uncertainties can reduce the conservatism and the cost of rehabilitation. In this study, reliability of rehabilitated structure with steel shear wall has been discussed and study of reliability index has been performed on probabilistic variables. The studied structure is nine-story steel moment frame that has been analyzed pre-and post-rehabilitation. The results have indicated that yield strength of steel shear wall has the greatest effect on the structural response of other probabilistic variables. According to results, the rehabilitation of the structure has decreases probability of failure and consideration of uncertainties of rehabilitated structure has increased probability of failure and therefore existing conservatism has been decreased.*

**Key Words** Rehabilitation, Uncertainty, Reliability, Fragility Curve.

* تاریخ دریافت مقاله۹۷/۱۰/۱۶ و تاریخ پذیرش آن۹۸/۹/۲۰ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکترای عمران- زلزله، دانشگاه سمنان.

(۲) نویسندهٔ مسئول: دانشیار، گروه عمران- زلزله، دانشگاه سمنان.

(۳) دانشیار، گروه عمران- سازه، دانشگاه سمنان.

**Email:** mgerami@semnan.ac.ir

**مقدّمه**

در توسعه مهندسی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، محافظه‌کاری معیارهای پذیرش برای هر سطح عملکرد سازه یک مشکل اساسی است که به هزینهٔ بیش‌ازحد مقاوم‌سازی و بازسازی منجر شده و حتّی گاهی اوقات نتایج ارزیابی عملکرد نادرست می‌شود [1].

سایهوس و دیریتسوس [2] از طریق تحلیل پوش‌آور، به ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی پرداختند و نتایج نشان داد تمام روش‌ها خسارت مشاهده‌شدهٔ تجربی را دست‌بالا تخمین زده‌اند.

اکان و ساکوگلو [3,4] ۱۲ نمونه ستون در مقیاس واقعی که برای شکست خمشی خالص طراحی شده بودند را مورد آزمایش قراردادند. آن‌ها ثابت کردند که محدودیّت‌های عملکردی مبتنی بر تغییر شکل پیشنهاد شده برای ستون رایج توسّط آیین‌نامه ازنظر نتایج آزمایشگاهی بسیار محافظه‌کار می‌باشند که این مسئله می‌تواند به نتایج گمراه‌کننده در ارزیابی خطر لرزه‌ای سازه‌های بتنی رایج منجر شود. همچنین ریکی و همکاران [5] ستون‌های بتنی نوع قدیمی مسلح شده با میلگرد را مورد آزمایش قراردادند و محافظه‌کاری قابل‌توجّهی در رابطهٔ ظرفیت-تغییرشکل پلاستیک آیین‌نامه مشاهده کردند؛ بنابراین مطالعات بر روی ضوابط طراحی آیین‌نامه‌ها نشان داد که وجود عدم قطعیّت‌ها یکی از دلایل ایجاد محافظه‌کاری در مسائل مهندسی سازه می‌باشند که بایستی مورد توجّه قرار گیرند.

هاکینگ [6] منابع عدم قطعیّت در روش‌های احتمالاتی را به‌صورت ذاتی یا شناختی طبقه‌بندی کرد. دولسک [7] تأثیرات عدم قطعیّت‌های شناختی را روی ظرفیت لرزه‌ای قاب خمشی بتنی مطالعه کرد و مجموعه‌ای از متغیرهای مدل‌سازی مختلف را به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی انتخاب کرد. وامواتسیکوس و فراگیداکیس [8] روابط لنگر- دوران با بک‌بن‌های چندخطی غیرقطعی را برای مفاصل پلاستیک تیر استفاده کردند. آن‌ها با استفاده از روش‌های مختلف آماری، تأثیر عدم قطعیّت‌ها را روی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مطالعه کردند.

کازانتزی و همکاران [9] تأثیرات عدم قطعیّت مقاومت و شکل‌پذیری را بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مورد بررسی قراردادند. آن‌ها از رابطهٔ لنگر- دوران یکنواخت برای مدل‌سازی رابطهٔ زوال اصلاح شده که برگرفته از کارهای انجام شده توسّط کراوینکلر و لیگنوس [10] بود، استفاده کردند.

عسگریان و اردوآبادی [11] به ارزیابی سایر متغیرهای مدل‌سازی پرداختند و میرایی ویسکوز معادل، جرم مؤثر لرزه‌ای، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی فولاد سازه را به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفتند. در همان سال، حاجی‌رسولی‌ها و همکاران [12] بر روی کمّی سازی تأثیر عدم قطعیّت در خواص مکانیکی اعضای سازه‌ای و نسبت میرایی روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربند شده مطالعه کردند. گرامی و نوروزی [13] به بررسی تأثیر عدم قطعیّت‌های تحریکات لرزه‌ای بر روی عملکرد قاب خمشی فولادی پرداختند. در همان سال، پیلسو و همکاران [14] با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌های خواص مواد و نظریه مبتنی بر مکانیسم خرابی، روش طراحی لرزه‌ای قاب‌های مقاوم خمشی را توسعه دادند.

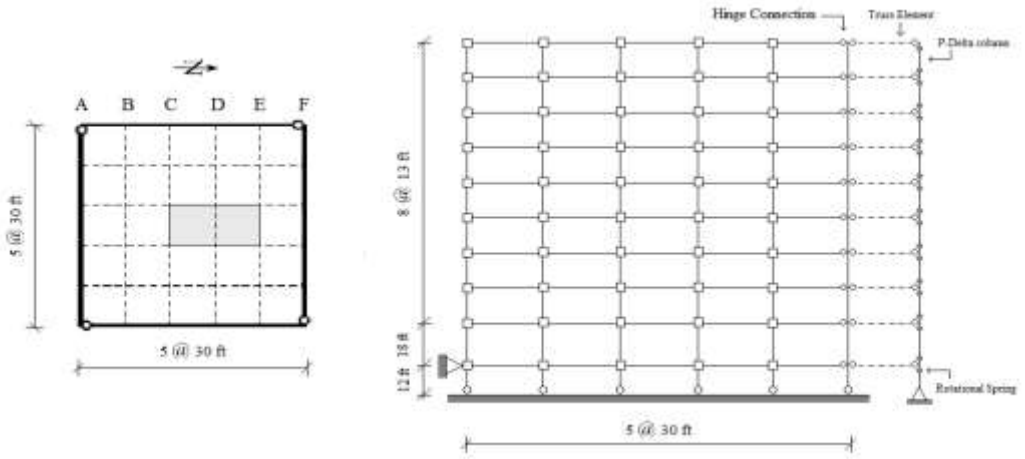
تحقیقات یاد شده عدم قطعیّت‌ها را در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها گنجانده و در آن‌ها، در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها بر روی سازه‌هایی که طراحی می‌شوند، انجام شده است. در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ازجمله FEMA P695 [15]، عدم قطعیّت‌های مدل‌سازی و تغییر در تحریکات لرزه‌ای به‌طور جداگانه گنجانده شده است. در این آیین‌نامه‌ها، عدم قطعیّت‌ها بر روی سازهٔ موجود و بر اساس داده‌های کیفی در نظر گرفته شده‌اند.

در زمینه بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، عضو ثانویه‌ای که به‌منظور بهسازی به سازهٔ موجود افزوده می‌گردد، نیز دارای عدم قطعیّت‌هایی است. این عدم قطعیّت‌ها ممکن

است باعث افزایش عدم قطعیّت‌های سازهٔ بهسازی شده گردد. در این مطالعه، برای بهسازی قاب خمشی از دیوار برشی فولادی استفاده شده است. سپس به‌منظور بررسی عدم قطعیّت‌ها در زمینه بهسازی لرزه‌ای، به بررسی عدم قطعیّت‌های دیوار برشی فولادی و کمّی سازی آن‌ها پرداخته شده است. طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها باید با استفاده از روش‌های مبتنی بر قابلیّت اعتماد صورت پذیرد. در این مطالعه، با استفاده از روش‌های قابلیّت اعتماد و با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌های دیوار برشی فولادی به بررسی تأثیر این عدم قطعیّت‌ها بر عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی بهسازی شده و مطالعه شاخص قابلیّت اعتماد پرداخته شده است.

## سازهٔ انتخابی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای

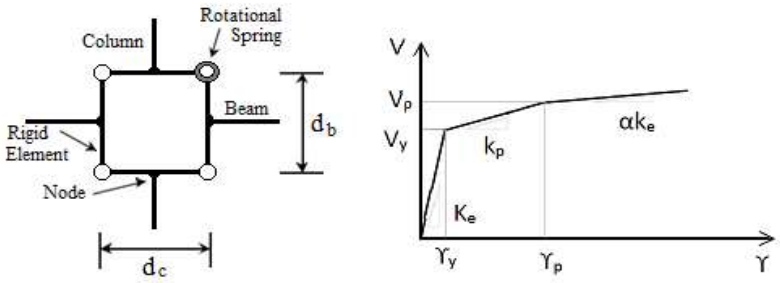
در این مطالعه سازهٔ قاب خمشی فولادی ۹ طبقه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه UBC1994 انتخاب شده است [16]. در این سازه، تمام الزامات رایج آیین‌نامه UBC1994 برای طراحی لرزه‌ای و ثقلی موردنیاز در نظر گرفته شده است. سازه برای منطقه‌ای در مرکز شهر لس‌آنجلس و به‌عنوان ساختمان اداری واقع در خاک سفت و به‌صورت سازهٔ قاب خمشی فولادی ویژه طراحی شده است. در این سازه، قاب‌های خمشی پیرامونی به‌عنوان قاب‌های مقاوم سازه‌ای می‌باشند. پلان و ارتفاع سازهٔ موردنظر در شکل (۱) نشان داده شده است. سازه در پایین‌ترین طبقه دارای اتصالات ساده بوده و میرایی سازه ۲ درصد در نظر گرفته شده است. تیرها و ستون‌ها دارای تنش تسلیم ۵۰ kip و مدول الاستیسیته ۲۹۰۰۰ ksi می‌باشند. مقاطع اختصاص داده شده برای هر یک از اعضای سازه در جدول (۱) آورده شده است. رفتار خمیری تیرها، با استفاده از مفصل پلاستیک نقطه‌ای بر روی تیر و به‌دوراز سطح ستون مدل‌سازی شده است. برای مفاصل پلاستیک نقطه‌ای تیر و مدل‌سازی ستون‌ها، رابطهٔ دوخطی لنگر- دوران با سخت شدگی کرنشی ۳ درصد استفاده شده است. نرم‌افزار اپنسیس [17] برای مدل‌سازی مستقیم چشمه اتصال از ترکیب المان‌های صلب به همراه فنر دورانی استفاده می‌نماید. فنر دورانی با استفاده از رابطهٔ سه خطی نیروی برشی- کرنش برشی، سختی و مقاومت برشی چشمه اتصال را فراهم می‌نماید. رابطهٔ نیروی برشی- کرنش برشی مونوتونیک پیشنهاد شده توسّط کراوینکلر در شکل (۲) نشان داده شده است که از این رابطه برای بیان رفتار برشی چشمه اتصال در این مطالعه استفاده شده است.




شکل (۱): پلان و ارتفاع سازهٔ ۹ طبقه

جدول (۱): مقاطع اختصاص داده شده برای سازهٔ موردمطالعه [16]

| طبقه | تیرها | ستون‌ها | | صفحات تقویتی چشمه اتصال | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | کناری | میانی | کناری | میانی |
| ۰ | W۳٦x۱۵۰ | W۱٤x۳۷۰ | W۱٤x۵۰۰ | ۰ | ۰ |
| ۱ | W۳٦x۱۵۰ | W۱٤x۳۷۰ | W۱٤x۵۰۰ | ۰ | ۰ |
| ۲ | W۳٦x۱۵۰ | W۱٤x۳۷۰، W۱٤x۳۷۰ | W۱٤x۵۰۰، W۱٤x٤۵۵ | ۰ | ۰ |
| ۳ | W۳۳x۱٤۱ | W۱٤x۳۷۰ | W۱٤x٤۵۵ | ۰ | ۰ |
| ٤ | W۳۳x۱٤۱ | W۱٤x۳۷۰، W۱٤x۲۸۳ | W۱٤x٤۵۵، W۱٤x۳۷۰ | ۰ | ۰ |
| ۵ | W۳۳x۱٤۱ | W۱٤x۲۸۳ | W۱٤x۳۷۰ | ۰ | ۰ |
| ٦ | W۳۳x۱۳۰ | W۱٤x۲۸۳، W۱٤x۲۵۷ | W۱٤x۳۷۰، W۱٤x۲۸۳ | ۰ | ۱/۲ |
| ۷ | W۲۷x۱۰۲ | W۱٤x۲۵۷ | W۱٤x۲۸۳ | ۰ | ۰ |
| ۸ | W۲۷x۹٤ | W۱٤x۲۵۷، W۱٤x۲۳۳ | W۱٤x۲۸۳، W۱٤x۲۵۷ | ۰ | ۱/۲ |
| ۹ | W۲٤x٦۲ | W۱٤x۲۳۳ | W۱٤x۲۵۷ | ۰ | ۰ |



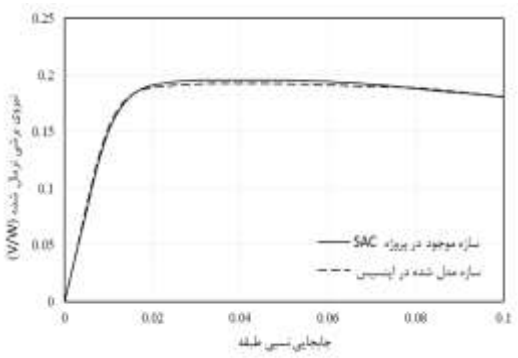

شکل (۲): مدل‌سازی تحلیلی و رابطهٔ سه خطی نیروی برشی- کرنش برشی برای چشمه اتصال

## صحّت‌سنجی انجام شده بر روی سازهٔ انتخابی

سازهٔ ۹ طبقه پس از زلزله نورتریج، برای منطقهٔ لس‌آنجلس در نرم‌افزار اپنسیس به صورت دوبعدی مدل‌سازی شده است. زمانی که مدل‌سازی و تحلیل دوبعدی انجام شده، تأثیر ستون‌های ثقلی و ستون‌های قاب خمشی فولادی متعامد در نظر گرفته ن شده است. مدل‌سازی قاب‌های درونی می‌تواند به سایز مسئله اضافه نموده و مدل‌سازی پیچیده گردد. به‌منظور در نظر گرفتن تأثیر قاب‌های درونی و جلوگیری از افزایش سایز مسئله از ستون معادل ثقلی استفاده شده است. ممان اینرسی و مقاومت این ستون در هر طبقه برابر ممان اینرسی ستون‌های ثقلی و ستون‌های قاب خمشی فولادی طبقه بامنظور کردن اثر تقارن سازه است. در ابتدا و انتهای ستون ثقلی (به‌جز ابتدای ستون طبقه اول) برای اینکه به قاب لنگر وارد نشود، فنر خمشی با سختی ناچیز تعریف شده است. ستون ثقلی توسّط تیرهایی با سختی و مقاومت معادل با تیرهای قاب‌های درونی، به قاب خمشی فولادی متصل شده است.

زمان تناوب اصلی سازهٔ مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ۲/۲ ثانیه به‌دست‌آمده است که دارای اختلاف جزئی ۰/٤ درصدی با زمان تناوب اصلی سازه گزارش گوپتا و کراوینکلر [16] است. سازه پس از مدل‌سازی در نرم‌افزار اپنسیس تحت تحلیل پوش‌آور قرارگرفته و منحنی پوش‌آور حاصل از این مدل‌سازی و سازهٔ گزارش گوپتا و کراوینکلر در شکل (۳) آورده شده است. بارگذاری جانبی برای تحلیل پوش‌آور با توجّه به آیین‌نامه UBC94

و با مقادیر $C_S$=0.042 و k=2 در نظر گرفته شده است. مقایسه نتایج نشان داد که مدل‌سازی انجام شده در نرم‌افزار انطباق خوبی با سازهٔ مدل‌سازی شده در گزارش گوپتا و کراوینکلر دارد.




شکل (۳): منحنی پوش‌آور سازهٔ موردمطالعه و SAC

## سازهٔ بهسازی شده با دیوار برشی فولادی

در این مطالعه، سازه به‌صورت دوبعدی مدل‌سازی شده و به‌منظور بررسی لزوم بهسازی، تحت ارزیابی لرزه‌ای قرارگرفته است. برای ارزیابی لرزه‌ای از تحلیل استاتیکی غیرخطی و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا، از مدل‌های لنگر- دوران دوخطی استفاده شده است. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار جانبی ناشی از زلزله، به‌طور استاتیکی و به‌تدریج به‌صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آن‌جا که تغییر مکان در نقطه کنترل تحت اثر بار جانبی به مقدار تغییر مکان هدف برسد. با توجّه به غیرخطی بودن تحلیل، در هنگام استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید بارهای ثقلی اعضا نیز هم‌زمان با بار جانبی در مدل‌سازی حضورداشته باشند. بر اساس تحلیل‌های انجام شده و نتایج به‌دست‌آمده لزوم بهسازی سازه مشخص گردید. در این مقاله از دیوار برشی فولادی برای انجام بهسازی استفاده گردید که در شکل (٤) نشان داده شده است. برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار اپنسیس از روش نواری استفاده شده است. در روش نواری، دیوار برشی در هر طبقه با مهاربند معادل شده و سپس ضخامت دیوار برشی فولادی بر اساس رابطهٔ (۱) محاسبه شده است:

$$t_w = \frac{2A_g\Omega\sin\theta}{L\sin 2\alpha} \qquad (۱)$$

که در این رابطه θ زاویه بین سطح قائم و مهاربند معادل، $A_g$ سطح مقطع مهاربند معادل، α زاویه میدان کششی و Ω ضریب اضافه مقاومت دیوار برشی فولادی است. تیملر و کولاک [18] برای برآورد زاویه میدان کششی (α) رابطهٔ (۲) را ارائه نمودند:

$$\tan^4\alpha = \frac{1+\frac{t_wL}{2A_c}}{1+t_wh\left(\frac{1}{A_b}+\frac{h^3}{360I_cL}\right)} \qquad (۲)$$

که L عرض دهانه قاب، h ارتفاع طبقه، $t_w$ ضخامت دیوار برشی فولادی، $A_b$ و $A_c$ به ترتیب سطح مقطع تیر و ستون دهانه و $I_c$ ممان اینرسی ستون است.

پس از تعیین ضخامت، با در نظر گرفتن تعداد مناسبی نوار کششی معادل، سطح مقطع این نوارها محاسبه شده است:

$$A_s = \frac{L\cos\alpha + h\sin\alpha}{n}t_w \qquad (۳)$$

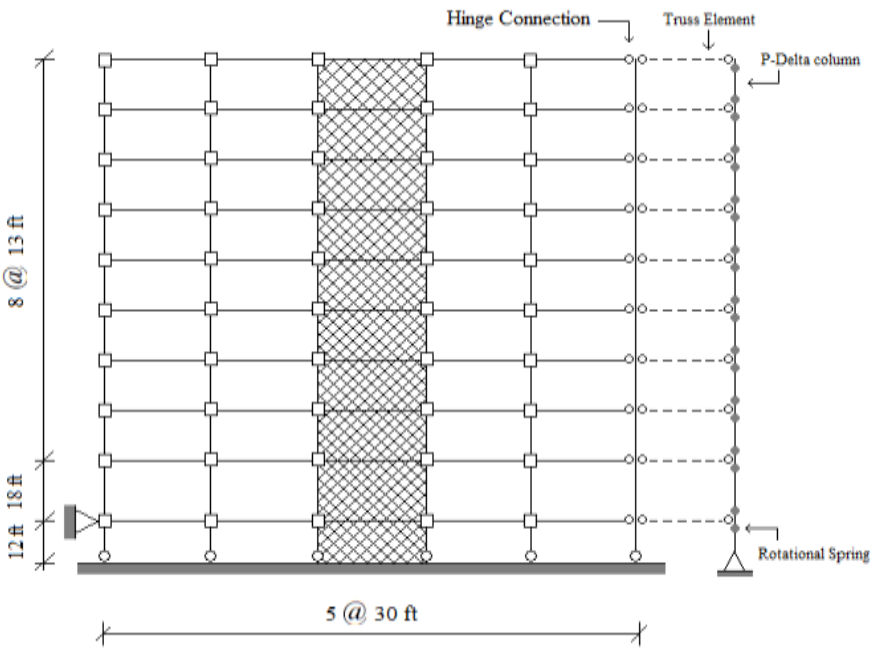
متغیر n در این رابطهٔ نشان‌دهنده تعداد نوارها در هر دهانه است. پس از طراحی دیوارهای برشی برای جلوگیری از کمانش ستون‌های کنار دیوار برشی و خمش تیر در هر طبقه باید روابط زیر کنترل گردند:

$$I_c \geq \frac{0.00307th^4}{L} \qquad (٤)$$

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty}th^2}{4}\cos^2\alpha \qquad (٥)$$

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty}tL^2}{8}\sin^2\alpha \qquad (٦)$$

که $M_{fpc}$ و $M_{fpb}$ لنگر پلاستیک ستون و تیر و $\sigma_{ty}$ تنش میدان کششی است. هنگام بهسازی سازه با دیوار برشی فولادی، به دلیل افزایش تمرکز تنش در ستون‌های کنار دیوار برشی، این ستون‌ها بشدّت نیاز به تقویت دارند. برای جلوگیری از این مسئله دیوار برشی فولادی با تنش تسلیم پایین ($F_y$=35kip) استفاده شده است. با فرض مدول الاستیسیته ۲۹۰۰۰ksi، سایر مشخصات دیوار برشی در جدول (۲) آورده شده است.




شکل (٤): سازهٔ بهسازی شده با دیوار برشی فولادی

جدول (۲): مشخصات دیوار برشی فولادی

| طبقه | ضخامت دیوار برشی فولادی (اینچ) | تعداد نوارهای کششی | زاویه نوارهای کششی (درجه) |
|---|---|---|---|
| ۰ | ۰/٤۱ | ۱۳ | ٤٤/۷ |
| ۱ | ۰/۲۹ | ۱۵ | ٤٤/۵ |
| ۲ | ۰/۲۹ | ۱۳ | ٤٤/۷ |
| ۳ | ۰/۲٦ | ۱۲ | ٤٤/۷ |
| ٤-۵ | ۰/۲٦ | ۱۳ | ٤٤/۷ |
| ٦ | ۰/۲٤ | ۱۲ | ٤٤/۷ |
| ۷-۸ | ۰/۱۸ | ۱۳ | ٤٤/۷ |
| ۹ | ۰/۱۱ | ۱۲ | ٤٤/۷ |

## ارزیابی عملکرد لرزه‌ای احتمالاتی

روش تحلیل دینامیکی افزایشی رفتار سازه را در طیف گسترده‌ای از شدّت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند. استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی معمولاً بر اساس یک مدل‌سازی قطعی از سازه است که فقط توسّط عدم قطعیّت ذاتی تحت تأثیر قرارگرفته است. در یک روش توسعه‌یافته‌تر که IDA توسعه‌یافته نام‌گذاری شده است، انجام تحلیل دینامیکی افزایشی با توزیع احتمالاتی شبیه‌سازی‌های سازه‌ای ممکن شده است. ازاین‌رو، روش توسعه‌یافته نتایج هر دو عدم قطعیّت ذاتی و شناختی را شامل می‌شود. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی باید شتاب‌نگاشت‌های موردنیاز انتخاب و مقیاس گردد.

شتاب‌نگاشت‌های موجود بر دو نوع شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل طبقه‌بندی شده‌اند. یکی از معیارهای تشخیص شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل، فاصله محل تا مرکز لرزه‌ای بوده که برخی آیین‌نامه‌ها [15] این فاصله را کمتر از ۱۰ کیلومتر و برخی دیگر کمتر از ۱۵ کیلومتر در نظر گرفته‌اند [19].

در این مقاله، شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل، درون فاصله ۱۵ کیلومتری از گسل ثبت شده‌اند. شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل اغلب دارای زمان جنبش کوچک‌تر و مؤلفه قائم بزرگ‌تری نسبت به شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بوده و معمولاً دارای یک پالس در ابتدای شتاب‌نگاشت خود می‌باشند. در این مطالعه، به دلیل قرارگیری سازه بر روی خاک سفت شتاب‌نگاشت‌های انتخابی بر روی خاک D مطابق با طبقه‌بندی سایت NEHRP می‌باشند. در جداول (۳) و (٤) شتاب‌نگاشت‌های انتخابی آورده شده است.

جدول (۳): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

| شماره | زلزله | سال | ایستگاه | $M_W$ | $R_{ib}$ (km) | $R_{rup}$ (km) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ۱ | San fernando | ۱۹۷۱ | Via Tejon PV 2516 | ٦/٦۱ | ٥٥/۲ | ٥٥/۲ |
| ۲ | Tabas, Iran | ۱۹۷۸ | Ferdows | ۷/۳٥ | ۸۹/۷٦ | ۹۱/۱٤ |
| ۳ | Imperial Valley06 | ۱۹۷۹ | Coachella Canal #4 | ٦/٥۳ | ٤۹/۱ | ٥۰/۱ |
| ٤ | Victoria, Mexico | ۱۹۸۰ | SAHOP Casa Flores | ٦/۳۳ | ۳۹/۱ | ۳۹/۳ |
| ٥ | Coalinga-01 | ۱۹۸۳ | Parkfield-Cholame 12W | ٦/۳٦ | ٥٥/۰٥ | ٥٥/۷۷ |
| ٦ | N. Palm Springs | ۱۹۸٦ | Hesperia | ٦/۰٦ | ۷۱/۷ | ۷۲/۹۷ |
| ۷ | Whittier Narrows-01 | ۱۹۸۷ | Canyon Country-W Lost Cany | ٦ | ٤٤/۸۸ | ٤۸/۱۸ |
| ۸ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Richmond City Hall | ٦/۹۳ | ۸۷/۷۸ | ۸۷/۸۷ |
| ۹ | Landers | ۱۹۹۲ | Baker Fire Station | ۷/۲۸ | ۸۷/۹٤ | ۸۷/۹٤ |
| ۱۰ | Northridge-01 | ۱۹۹٤ | Huntington Bch-Waikiki | ٦/٦۹ | ٦٦/٤۳ | ٦۹/٥ |

جدول (٤): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

| شماره | زلزله | سال | ایستگاه | $M_W$ | $R_{ib}$ (km) | $R_{rup}$ (km) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ۱ | Parkfield | ۱۹٦٦ | Cholame –Shandon Array#8 | ٦/۱۹ | ۱۲/۹ | ۱۲/۹ |
| ۲ | Gazli | ۱۹۷٦ | Karakyr | ٦/۸ | ۳/۹۲ | ٥/٤٦ |
| ۳ | Coalinga | ۱۹۸۳ | Pleasant Valley P.P. -bldg | ٦/۳٦ | ۷/٦۹ | ۸/٤۱ |
| ٤ | N. Palm Springs | ۱۹۸٦ | North Palm Springs | ٦/۰٦ | ۰ | ٤/۰٤ |
| ٥ | Whittier Narrows-01 | ۱۹۸۷ | Santa Fe Springs – E.Joslin | ٦ | ۱۱/٤۷ | ۱٤/٤۹ |
| ٦ | Superstition Hills-02 | ۱۹۸۷ | Parachute Test Site | ٦/٥٤ | ۰/۹٥ | ۰/۹٥ |
| ۷ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Gilroy Araay #2 | ٦/۹۳ | ۱۰/۳۸ | ۱۱/۰۷ |
| ۸ | Erzican, Turkey | ۱۹۹۲ | Erzican | ٦/٦۹ | ۰ | ٤/۳۸ |
| ۹ | Kobe | ۱۹۹٥ | KJMA | ٦/۹ | ۰/۹٤ | ۰/۹٦ |
| ۱۰ | Chi-Chi | ۱۹۹۹ | TCU065 | ۷/٦۲ | ۰/٥۷ | ۰/٥۷ |

پس از انتخاب شتاب‌نگا شت‌ها مقیاس سازی بر روی آن‌ها انجام شده است. مطابق با آیین‌نامه ASCE7-16 [20] برای تحلیل های دوبعدی، حرکات زمین باید به‌گونه‌ای مقیاس شده باشند که مقدار متوسط طیف پاسخ برای مجموعه‌ای از حرکات، از طیف پاسخ طراحی محل برای محدوده زمان تناوب ۰/۲T تا ۱/۵T کمتر نبا شد. در شکل (۵) طیف طراحی و طیف مقیاس شده زلزله‌های انتخابی نشان داده شده است.

## کمّی سازی عدم قطعیّت‌های در نظر گرفته شده

باوجود عدم قطعیّت‌های بزرگ در تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای، نتایج طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تنها در صورتی معتبر خواهد بود که این عدم قطعیّت‌ها با روش‌های مبتنی بر قابلیّت اعتماد در نظر گرفته شده باشند. هدف از قابلیّت اعتماد بیان مکمل احتمال شکست بوده و هر مسئله قابلیّت اعتماد دارای دو جزء متغیرهای تصادفی و توابع حالت حدی است. متغیرهای تصادفی عدم قطعیّت در مسئله و توابع حالت حدی رویداد شکست را تعریف می‌کنند. در حالت کلی تابع حالت حدی به‌صورت رابطهٔ (۷) تعریف می‌شود:

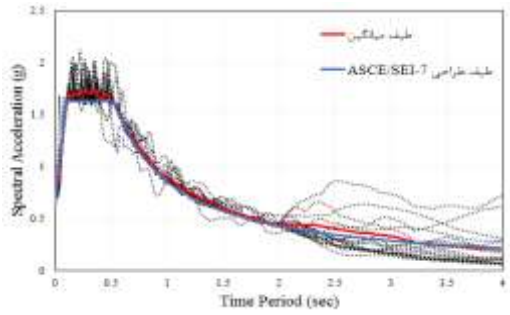
$$g(R.S) = R - S \qquad (۷)$$

که در آن g بیانگر تابع حالت حدی بوده و حالت $g<0$ نشان‌دهنده شکست سازه است. R و S نیز به ترتیب بیانگر ظرفیت و تقاضا می‌باشند و هر دو شامل مجموعه متغیرهای تصادفی بوده و وقوع این متغیرها با استفاده از توابع توزیع آماری اساسی مانند تابع چگالی احتمال (PDF) تعریف شده است. احتمال شکست $P_f$، به‌عنوان انتگرال چندگانه به‌صورت رابطهٔ (۸) بیان شده است:

$$P_f = P(g \le 0) = \int_{g\le 0} \dots \int f(x)dx \qquad (۸)$$

که در آن f(x) تابع چگالی احتمال مشترک برای متغیرهای تصادفی اساسی است. تنوع توزیع آماری مدل‌سازی تصادفی و تعداد متغیرهای تصادفی می‌تواند ارزیابی رابطهٔ (۸) را با استفاده از روش انتگرال‌گیری پیچیده سازد. کار روش‌های قابلیّت اعتماد حل این انتگرال است و با رویکردهای مختلفی می‌توان این انتگرال را حل نمود. روش نمونه‌گیری مکعب لاتین و شبیه‌سازی مونت‌کارلو نمونه‌ای از روش‌های قابلیّت اعتماد هستند که در این مطالعه همراه با تحلیل IDA، عدم قطعیّت‌های متغیرهای مختلف را در نظر گرفته‌اند.

نخست، برای مجموعه زلزله‌های انتخابی سازه با مقادیر پایه‌ای تحت تحلیل IDA قرارگرفته است. مجموعه شتاب‌نگا شت‌ها به‌گونه‌ای انتخاب شده‌اند که طیف وسیعی از تغییرات در ویژگی‌های حرکات زمین را پوشش دهند. نتایج این مرحله شامل عدم قطعیّت ناشی از تأثیر شتاب‌نگاشت‌های مختلف بوده است.




شکل (۵): طیف طراحی و طیف مقیاس شده زلزله‌های انتخابی به همراه طیف میانگین این زلزله‌ها

در مرحلهٔ بعد، با فرض میرایی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی، تعداد مؤثری از شبیه‌سازی‌های سازه‌ای تولید شده است. سپس هر شبیه‌سازی تحت تحلیل IDA شتاب‌نگاشت‌های انتخابی قرارگرفته است. نتایج حاصل از این مرحله شامل هر دو عدم قطعیّت ذاتی و شناختی است. در جدول (۵) مشخصات آماری متغیرهای احتمالاتی آورده شده است. در کل با توجّه به متغیرهای احتمالاتی انتخاب شده، برای سازهٔ نه طبقه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی ۱۲۰ شبیه‌سازی سازه‌ای ایجاد شده است.

جدول (۵): مشخصات آماری متغیرهای تصادفی ورودی

| متغیرهای احتمالاتی | نماد | میانگین | ضریب تغییرات | توزیع | مرجع |
|---|---|---|---|---|---|
| نسبت سخت‌شدگی کرنشی رابطهٔ نیرو-تغییرشکل دیوار برشی | $\alpha$ | ۰/۰۲۵ | ۰/٤ | نرمال | Sadowski et al. [24,25] |
| میرایی رایلی | $\zeta$ | ۰/۰۲ | ۰/٤ | نرمال | Porter et al. [26] |
| تنش تسلیم دیوار برشی فولادی | $F_y$ | ۳۵kip | ۰/۰۷ | لگ‌نرمال | Melchers [27], JCSS [28] |

به‌منظور بهینه‌سازی روش تولید متغیرهای تصادفی سازه‌ها در اینجا از روش نمونه‌گیری مکعب لاتین (LHS) استفاده شده است. این روش بجای استفاده از روش نمونه‌گیری تصادفی از نمونه‌گیری محدود استفاده می‌کند؛ درنتیجه برای پوشش دادن مطلوب فضای احتمالاتی نیاز به شبیه‌سازی کمتری داشته و هزینهٔ محاسبات کاهش می‌یابد [21].

FEMA356 [22] برای اختصاص دادن سطوح عملکردی سازه و خسارت متناظر اعضای سازه‌ای، استفاده از ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه ($\theta$) را پیشنهاد داده است. جابجایی نسبی درون طبقه به‌عنوان نسبت جابجایی نسبی بین طبقات به ارتفاع طبقه اندازه‌گیری شده است. در جداول مربوط به خسارت و سطوح عملکرد سازه‌ای موجود در FEMA356، سه سطح عملکرد سازه‌ای قابلیّت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) با ماکزیمم جابجایی نسبی مجاز به ترتیب ٪۰/۷، ٪۲/۵ و ٪۵ پیشنهاد شده است [22]. در این مطالعه، شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی سازهٔ ($S_a$) برای اندازه‌گیری شدّت لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. تابع شکنندگی $F_r(x)$ که نشان‌دهنده احتمال تجاوز از حالت‌های خسارت مختلف است توسّط رابطهٔ (۹) بیان شده است [23].

$$F_r(x) = \Phi\left[\left(\ln x - \ln\hat{S}_a\right)/\beta_R\right] \qquad (۹)$$

که $\hat{S}_a$ مقدار میانه شکنندگی سازه در واحد $S_a$، $\beta_R$ انحراف استاندارد لگ‌نرمال شکنندگی سازه و $\Phi$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. مقادیر پراکندگی $\beta_R$ که بیان‌کننده عدم قطعیّت‌های مرتبط با تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه‌ای است با استفاده از رابطهٔ (۱۰) محاسبه شده است.

$$\beta_R = \sqrt{\beta_{D|S_a}^2 + \beta_c^2} \qquad (۱۰)$$

که عدم قطعیّت در تقاضای لرزه‌ای $\beta_{D|S_a}$، توسّط پراکندگی در $\theta_{max}$ بیان شده است و عدم قطعیّت در ظرفیت سازه‌ای $\beta_c$، به حالت‌های مختلف خسارت سازه‌ای وابسته است. $\beta_c$ برای حالت‌های حدی IO و LS برابر ۰/۲۵ و برای حالت حدی CP برابر ۰/۱۵ است [22,23]. احتمال تجاوز سالانه از حالت حدی در رابطهٔ (۱۱) تعریف شده است.

$$P_{LS} = k_0\hat{S}_a^{-k}\exp\left[\frac{(k\beta_R)^2}{2}\right] \qquad (۱۱)$$

که $k_0\hat{S}_a^{-k}$ بیانگر خطر لرزه‌ای بوده و عبارت نمایی به‌عنوان ضریب اصلاح است که تغییرپذیری تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه‌ای را اعمال می‌کند. در رابطهٔ (۱۱)، $k_0$ بیانگر مقیاس خطر و k بیانگر شیب منحنی خطر لرزه‌ای در حالت لگاریتمی می‌باشند.

## تحلیل حساسیت

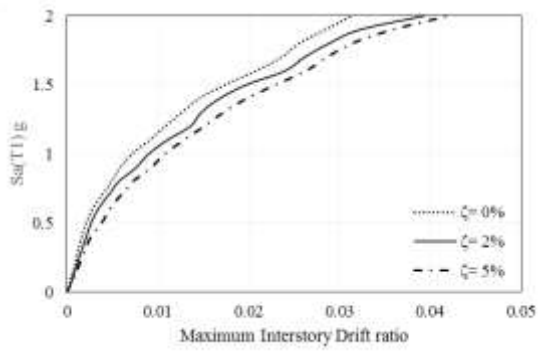
با فرض میرایی رایلی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم رابطهٔ نیرو-تغییرشکل دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی به ارزیابی حساسیت پاسخ سازهٔ بهسازی شده با دیوار برشی فولادی به هر یک از این متغیرها پرداخته شده است. مقادیر پایه و محدوده مناسبی از تغییرات برای این متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته شده است. در شکل (٦) منحنی‌های IDA سازهٔ بهسازی شده با دیوار برشی فولادی با مقادیر پایه و محدوده تغییرات در نظر گرفته شده، آورده شده است.

سختی پس از تسلیم به‌عنوان تابعی از سختی الاستیک در رابطهٔ نیرو-تغییرشکل دیوار برشی فولادی

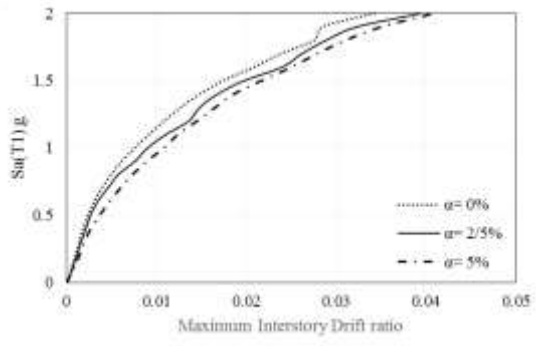
تعریف شده است. تحلیل حساسیت برای این متغیر با مقادیر ۰٪، ۲/۵٪ و ۵٪ انجام شده که مقدار ۲/۵٪ به‌عنوان مقدار پایه در نظر گرفته شده است. در شکل (٦-الف) مشاهده شده است که پاسخ سازه به تغییرات سختی پس از تسلیم رابطهٔ نیرو-تغییرشکل دیوار برشی فولادی کمترین حساسیت را دارا است که بر اساس نتایج به‌دست‌آمده پاسخ سازه ۱۲/٦٪ تغییریافته است.

در این مطالعه میرایی رایلی سازه ۲٪ در نظر گرفته شده که این مقدار به‌عنوان مقدار پایه در تحلیل حساسیت در نظر گرفته شده است. تحلیل حساسیت برای این متغیر با مقادیر ۰٪، ۲٪ و ۵٪ انجام شده که در شکل (٦-ب) نشان داده شده است. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده و با توجّه به محدوده تغییرات در نظر گرفته شده پاسخ سازه به این متغیر ۲۰/۲٪ تغییر یافته است.

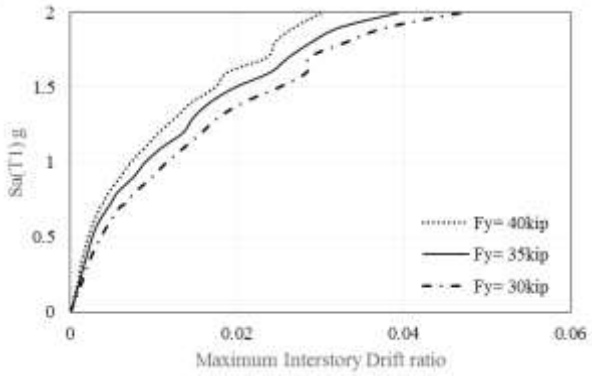
با توجّه به بهسازی انجام شده تنش تسلیم دیوار برشی فولادی ۳۵kip در نظر گرفته شده که این مقدار به‌عنوان مقدار پایه در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از ارزیابی حساسیت پاسخ سازه به تنش تسلیم دیوار برشی فولادی با مقادیر ۳۰، ۳۵ و ٤۰kip در شکل (٦-ج) آورده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده شده است تأثیر این متغیر بر روی پاسخ سازه نسبت به دو متغیر دیگر بیشتر بوده و بر اساس نتایج حاصله این مقدار ۲۳/۲٪ بوده است. بر اساس نتایج تحلیل حساسیت می‌توان از متغیرهایی که کمترین تأثیر را بر روی پاسخ سازه دارند چشم‌پوشی کرده و تنها متغیرهای مؤثر را در نظر گرفت. بااین‌وجود در این مقاله هدف از انجام تحلیل حساسیت تنها بررسی تأثیر هر یک از متغیرهای احتمالاتی بر روی نتایج تحلیل‌ها بوده است.




(الف) تأثیر سختی پس از تسلیم،




(ب) تأثیر میرایی رایلی سازه،

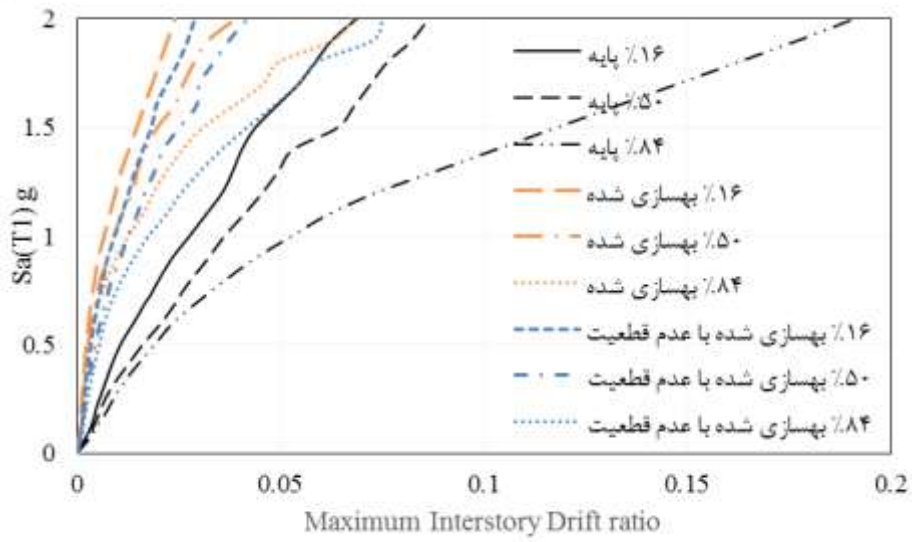



(ج) تأثیر تنش تسلیم دیوار برشی فولادی

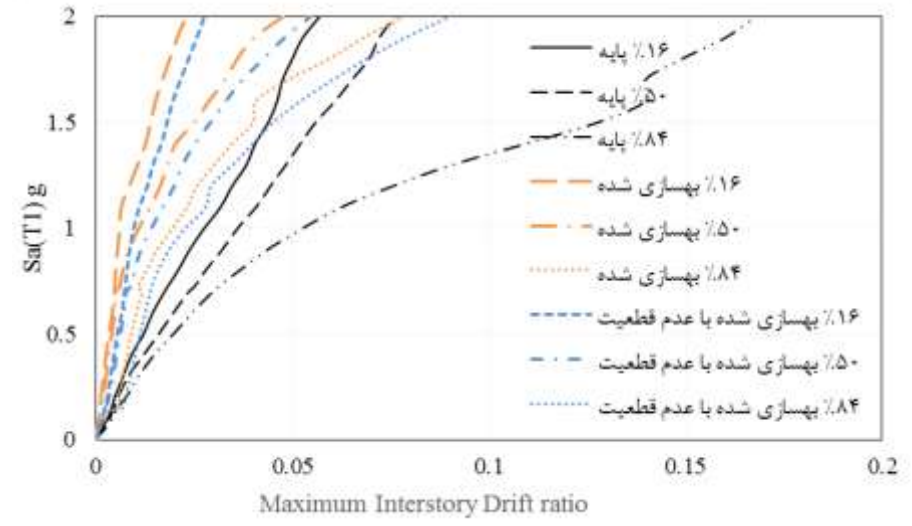
شکل (٦): حساسیت منحنی‌های IDA به متغیرها

## کمّی سازی عدم قطعیّت‌ها

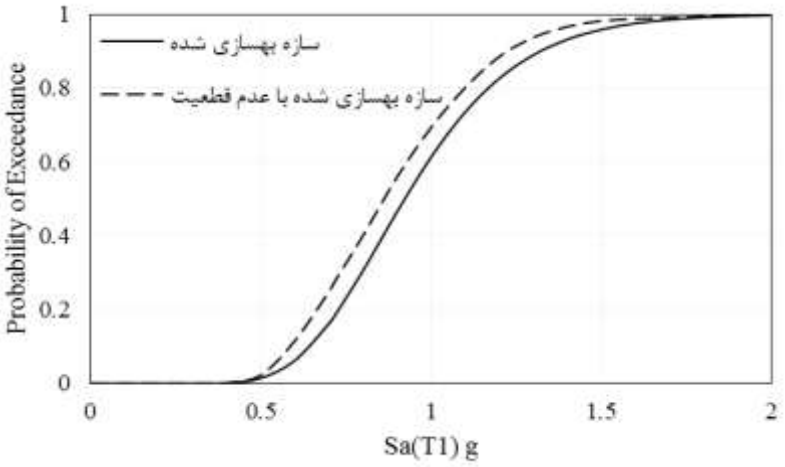
منحنی‌های حاصل از تحلیل IDA و منحنی‌های شکنندگی سازه در اشکال (۷-۱۰) نشان داده شده است. تحلیل شکنندگی لرزه‌ای، احتمال تجاوز از یک حالت خسارت سازه در برابر زلزله‌هایی با شدّت خاص را بیان می‌کند. ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه به‌عنوان نشانگر حالت خسارت برای تحلیل شکنندگی انتخاب شده و سه محدوده جابجایی نسبی (٪۰/۷، ٪۲/۵ و ٪۵) بر اساس سطوح عملکرد FEMA تعیین شده است. در جداول (٦) و (۷) مقادیر $\beta_{D|S_a}$، $\beta_R$ و $\hat{S}_a$ برای سازه قبل و بعد از بهسازی و با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌های انتخابی آورده شده است.



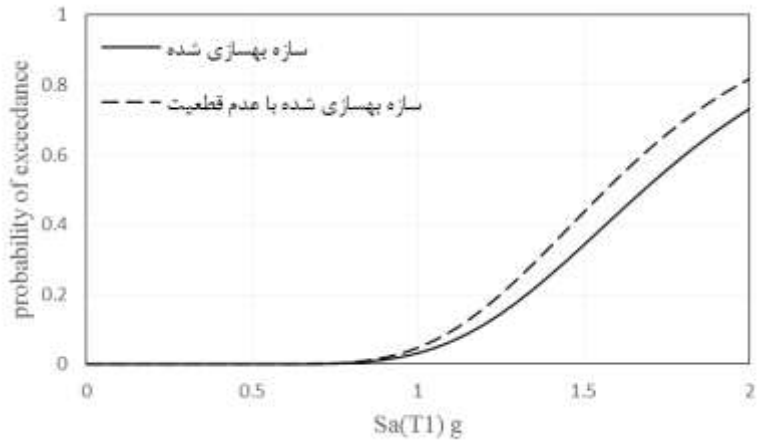

شکل (۷): منحنی IDA سازهٔ تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل



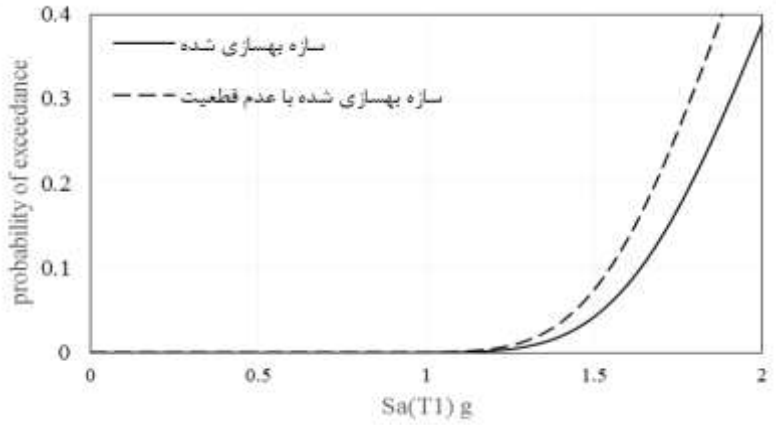

شکل (۸): منحنی IDA سازهٔ تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل




(الف) حالت حدی IO،

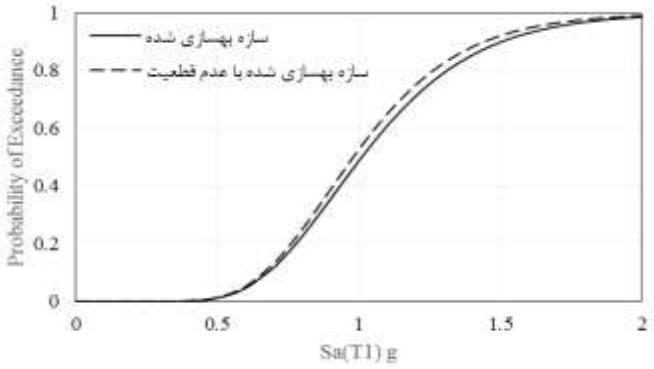



(ب) حالت حدی LS،

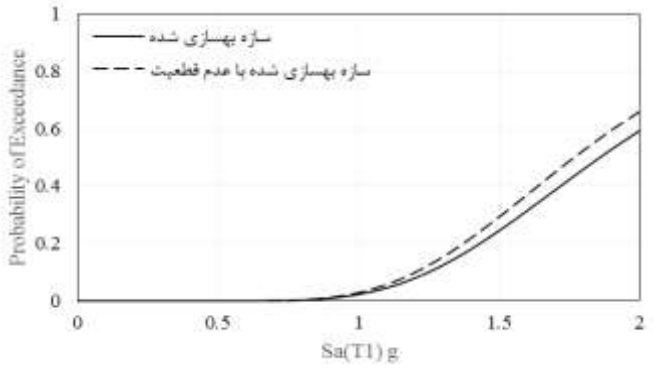



(ج) حالت حدی CP

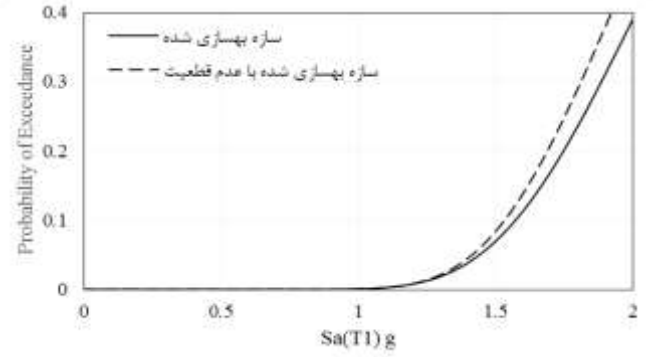
شکل (۹): منحنی شکنندگی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل




(الف) حالت حدی IO،




(ب) حالت حدی LS،




(ج) حالت حدی CP

شکل (۱۰): منحنی شکنندگی تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

جدول (٦): مقادیر میانه شکنندگی و مقادیر پراکندگی مربوط به عدم قطعیّت تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

| حالت سازه | $\beta_{D\|S_a}$ | $\beta_R$ | | | $\hat{S}_a(g)$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | IO | LS | CP | IO | LS | CP |
| سازهٔ پایه | ۰/۲۳ | ۰/۳٤ | ۰/۳٤ | ۰/۲۷ | ۰/۲۲ | ۰/۷۳ | ۱/۲۸ |
| سازهٔ بهسازی شده | ۰/۱۳ | ۰/۲۸ | ۰/۲۸ | ۰/۲۰ | ۰/۹۲ | ۱/٦۸ | ۲/۱۲ |
| سازهٔ بهسازی شده با عدم قطعیّت‌ها | ۰/۱۱ | ۰/۲۷ | ۰/۲۷ | ۰/۱۹ | ۰/۷٤ | ۱/۵۷ | ۱/۹۷ |

جدول (۷): مقادیر میانه شکنندگی و مقادیر پراکندگی مربوط به عدم قطعیّت تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

| حالت سازه | $\beta_{D\|S_a}$ | $\beta_R$ | | | $\hat{S}_a(g)$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | IO | LS | CP | IO | LS | CP |
| سازهٔ پایه | ۰/۳۰ | ۰/۳۹ | ۰/۳۹ | ۰/۳٤ | ۰/۲٦ | ۰/۷٦ | ۱/۳٤ |
| سازهٔ بهسازی شده | ۰/۱۸ | ۰/۳۱ | ۰/۳۱ | ۰/۲٤ | ۱/۰۱ | ۱/۸٦ | ۲/۱٤ |
| سازهٔ بهسازی شده با عدم قطعیّت‌ها | ۰/۱٦ | ۰/۳۰ | ۰/۳۰ | ۰/۲۲ | ۰/۹۸ | ۱/۷۷ | ۲/۰۳ |

بر اساس جداول (٦) و (۷) مشاهده گردید که با بهسازی سازهٔ موردمطالعه مقدار میانه شکنندگی در حالت حدی ایمنی جانی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل از ۰/۷۳g به ۱/٦۸g و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل از ۰/۷٦g به ۱/۸٦g افزایش یافته است. همان‌طور که مشاهده گردید با بهسازی سازه، در سایر حالت‌های حدی نیز مقادیر میانه شکنندگی افزایش یافته است. مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازهٔ بهسازی شده با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها نشان داد که در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها باعث کاهش مقدار میانه شکنندگی گردیده است. این مسئله بیانگر این است که در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها باعث کاهش محافظه‌کاری‌های موجود گردیده است.

## احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی

احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب شده برای سازهٔ پایه، سازهٔ بهسازی شده با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها بر اساس رابطهٔ (۱۱) محاسبه شده است. در رابطهٔ (۱۱)، $k_0$ و $k$ متغیرهای خطر لرزه‌ای می‌باشند که برای لس‌آنجلس به ترتیب برابر ۳/۰۳E-٤ و ۲/٦۹ بوده‌اند [29]. نتایج احتمال تجاوز سالانه محاسبه شده در جداول (۸) و (۹) آورده شده است. بر اساس نتایج حاصله، با بهسازی سازه احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی IO، LS و CP کاهش‌یافته که این مسئله نشان‌دهنده این است که با بهسازی سازه، عملکرد لرزه‌ای سازه بهتر گردیده است.

علاوه بر این، نتایج نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها در سازهٔ بهسازی شده، احتمال تجاوز سالانه از هر سه حالت حدی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل، ۷۸-٤/۸ درصد افزایش‌یافته است. مقایسه نتایج نشان داد که تغییرات احتمال تجاوز سالانه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بیشتر از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل بوده است که بر اساس طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل انتخابی این امر می‌تواند ناشی از تأثیرگذاری بیشتر این شتاب‌نگاشت‌ها در محدوده زمان تناوب اصلی سازهٔ بهسازی شده باشد.

جدول (۸): احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب شده تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

| حالت سازه | احتمال تجاوز سالانه | | |
|---|---|---|---|
| | IO | LS | CP |
| سازهٔ پایه | ۰/۰۲۷۰٤ | ۰/۰۰۱۰۷ | ۰/۰۰۰۲۰۳ |
| سازهٔ بهسازی شده | ۰/۰۰۰۵۰ | ۰/۰۰۰۱۰ | ۰/۰۰۰۰٤٦ |
| سازهٔ بهسازی شده با عدم قطعیّت‌ها | ۰/۰۰۰۸۹ | ۰/۰۰۰۱۲ | ۰/۰۰۰۰۵٦ |

جدول (۹): احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب شده تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

| حالت سازه | احتمال تجاوز سالانه | | |
|---|---|---|---|
| | IO | LS | CP |
| سازهٔ پایه | ۰/۰۱۹٦۹ | ۰/۰۰۱۱ | ۰/۰۰۰۲۰۹ |
| سازهٔ بهسازی شده | ۰/۰۰۰٤۲ | ۰/۰۰۰۰۸ | ۰/۰۰۰۰٤۸ |
| سازهٔ بهسازی شده با عدم قطعیّت‌ها | ۰/۰۰۰٤٤ | ۰/۰۰۰۰۹ | ۰/۰۰۰۰۵۳ |

## نتیجه‌گیری

در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی نه طبقه قبل و بعد از بهسازی و با توجّه به متغیرهای

احتمالاتی دیوار برشی فولادی مورد ارزیابی قرارگرفته است. نخست برای مجموعه زلزله‌های انتخابی سازه با مقادیر پایه‌ای تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرارگرفته و سپس با فرض میرایی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی، تعداد مؤثری از سازه‌ها شبیه‌سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرارگرفته است. نتایج تحلیل‌ها در مرحلهٔ اول تنها شامل عدم قطعیّت‌های ذاتی بوده و در مرحلهٔ بعد شامل هر دو عدم قطعیّت‌های ذاتی و شناختی بوده است.

تحلیل حساسیت انجام شده نشان داد که تغییرات سختی پس از تسلیم رابطهٔ نیرو-تغییرشکل دیوار برشی فولادی، میرایی سازه و تنش تسلیم فولاد به ترتیب ۱۲/٦، ۲۰/۲ و ۲۳/۲ درصد بر روی پاسخ سازه تأثیر گذاشته‌اند. به‌عبارت‌دیگر، سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی کمترین تأثیر را بر روی پاسخ سازه داشته و ازاین‌رو در بررسی تأثیر عدم قطعیّت‌های در نظر گرفته شده می‌توان از تأثیر این متغیر چشم‌پوشی کرد. بااین‌وجود در این مقاله هدف از انجام تحلیل حساسیت تنها بررسی تأثیر هر یک از متغیرهای احتمالاتی بر روی نتایج تحلیل‌های انجام‌گرفته بوده است.

منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها در سازهٔ بهسازی شده ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه ۲۸/۱-۱۰/۹ درصد افزایش‌یافته است. بر اساس نتایج مشاهده گردید که با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها احتمال تجاوز سالانه ۷۸-٤/۸ درصد افزایش‌یافته است؛ که این‌ها نشان‌دهنده کم شدن محافظه‌کاری‌های موجود بوده است.

مقایسه نتایج نشان داد که تغییرات احتمال تجاوز سالانه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بیشتر از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل بوده است. با در نظر گرفتن عدم قطعیّت‌ها در سازهٔ بهسازی شده احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل ۷۸-۲۰ درصد و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل ۱۲/۵-٤/۸ درصد افزایش‌یافته است. بر اساس طیف پاسخ شتاب نگاشت‌های دور از گسل انتخابی این امر ناشی از تأثیرگذاری بیشتر این شتاب‌نگاشت‌ها در محدوده زمان تناوب اصلی سازهٔ بهسازی شده است.

## مراجع


1. Xinxian, Z., Xiaolei, H., Jing, J., Yongle, Q., Chao, H., "Component-level performance-based seismic assessment and design approach for concrete moment frames", *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 10, No. 1, (2016).
2. Siahos, G., Dritsos, S., "Procedural assumption comparison for old buildings via pushover analysis including the ASCE 41 update", *Journal of Earthquake Spectra*, Vol. 26, No. 1, pp. 187–208, (2010).
3. Acun, B., Sucuoglu, H., "Performance of reinforced concrete columns designed for flexure under severe displacement cycles", *Journal of ACI Structural*, Vol. 107, No. 3, pp. 364, (2010).
4. Acun, B., Sucuoglu, H., "Evaluation of the performance limit states of reinforced concrete columns in view of experimental observations", *Journal of Teknik Dergi*, Vol. 22, No. 3, pp. 5523–5541, (2011).
5. Ricci, P., Verderame, G. M., Manfredi, G., "ASCE/SEI 41 Provisions on deformation capacity of older-type reinforced concrete columns with plain bars", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, No. 12, pp. 4013, (2012).

6. Hacking, I., "The emergence of probability: A philosophical study of early ideas about probability", Induction and Statistical Inference, Cambridge University Press, (2006).
7. Dolsek, M., "Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, No. 6, pp. 805–825, (2009).
8. Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M., "Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 2, pp. 141–163, (2010).
9. Kazantzi, A. K., Vamvatsikos, D., Lignos, D. G., "Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 78, pp. 69–77, (2014).
10. Lignos, D. G., Krawinkler, H., "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 11, pp. 1291–1302, (2010).
11. Asgarian, B., Ordoubadi, B., "Effects of structural uncertainties on seismic performance of steel moment resisting frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 120, pp. 132–142, (2016).
12. Hajirasouliha, I., Pilakoutas, K., Mohammadi, R. K., "Effects of uncertainties on seismic behaviour of optimum designed braced steel frames", *Journal of Steel and Composite Structures*, Vol. 20, No. 2, pp. 317–335, (2016).
13. Norouzi, A. H., Gerami, M., "Quantifying response variability of steel moment frames due to seismic uncertainties", *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 20, No. 4, pp. 503-514, (2019).
14. Piluso, V., Pisapia, A., Castaldo, P., Nastri, E., "Probabilistic theory of plastic mechanism control for steel moment resisting frames", Structural Safety, Vol. 76, pp. 95-107, (2019).
15. Federal Emergency Management Agency, F., "FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors", Washington, (2009).
16. Gupta, A., Krawinkler, H., "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures", Stanford University, (1999).
17. McKenna, F., "OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation", Berkeley University of California, www.opensees.berkeley.edu, (2003).
18. Timler, P. A., Kulak, G. L., "Experimental study of steel plate shear walls", Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, (1983).
19. Structural Engineers Association of California, "SEAOC Blue Book: Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Structural Engineers Association of California, Sacramento, (1999).
20. American Society of Civil Engineers, "ASCE 7-16: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers, (2016).

21. Federal Emergency Management Agency, F., "FEMA356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Washington, (2000).
22. Ellingwood, B. R., Kinali, K., "Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment", *Journal of Structural Safety*, Vol. 31, No. 2, pp. 179–187, (2009).
23. Kinali, K., Ellingwood, B. R., "Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering", Journal of Engineering Structure, Vol. 29, No. 6, pp. 1115–27, (2007).
24. Sadowski A. J, Rotter J. M, "Solid or shell finite elements to model thick cylindrical tubes and shells under global bending", *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 74, pp. 143-153, (2013).
25. Sadowski A. J, Rotter J. M, Reinke T, Ummenhofer T, "Statistical analysis of the material properties of selected structural carbon steels", Structural Safety, Vol. 53, pp. 26-35, (2015).
26. Porter, K. A., Beck, J. L., Shaikhutdinov, R. V., "Investigation of sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables for the van nuys test bed", University of California, Berkeley, (2002).
27. Melchers, R. E., "Structural reliability analysis and prediction", Wiley, New York, (1999).
28. JCSS., "Probabilistic model code-part 1; basis of design (12th draft)", Joint Committee on Structural Safety, (2001).
29. Hossain, M. R., Ashraf, M., Padgett, J. E., "Risk-based seismic performance assessment of Yielding Shear Panel Device", Engineering Structures, Vol. 56, pp. 1570-1579, (2013).

# کنترل سیل با استفاده از روش ترکیبی بند تأخیری و دیوار ساحلی (مطالعه موردی: حوضهٔ رودخانه کن)★

(یادداشت پژوهشی)

اعظم صفایی[۱] سعیدرضا خداشناس[۲] کامران داوری[۳]

**چکیده** *در تحقیق حاضر به‌منظور کاهش خطرات سیل گرفتگی مناطق پایین‌دست حوضهٔ آبریز کن، یک روش ترکیبی از بندهای تأخیری به اضافه دیوار سیل‌بند در محدودهٔ مناطق مسکونی مورد بررسی قرار گرفت، با توجّه به آن‌که محل و تعداد سدهای تأخیری بر هیدروگراف سیلاب و درنتیجه ارتفاع و طول دیوار سیل‌بند تأثیر مستقیم داشتند، لازم بود که ترکیب‌های مختلف از بند و دیوار سیل‌بند مورد ارزیابی قرار گیرد تا بهترین ترکیب که هزینهٔ احداث سازه‌ها حداقل و کاهش دبی اوج سیلاب خروجی، حداکثر شود به دست آید. بدین منظور ۸ مکان مختلف در سطح حوضهٔ آبریز رودخانه کن برای احداث بندهای تأخیری شناسایی شدند. با جاگذاری ۸ بند، ۱۹ بازه به وجود آمد و درمجموع ۲۵۶ گزینه مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت. برای مدل‌سازی هیدرولیکی- هیدرولوژیکی سیلاب از مدل HEC-HMS و برای طراحی بندهای تأخیری از نرم‌افزار CADAM استفاده شد. برای تعیین بهترین ترکیب از روش تصمیم‌گیری چند معیاره TOPSIS استفاده شد. این تحقیق نشان داد که احداث سه سد تأخیری در مکان‌های مناسب به همراه دیوار سیل‌بند، نسبت به سایر گزینه‌ها برتری دارد و می‌تواند دبی پیک سیلاب خروجی از حوضه را (نسبت به عدم وجود سدهای تأخیری) ۳۱,۵٪ کاهش دهد. علاوه بر این، زمان تمرکز سیلاب نیز بیشتر از سایر گزینه‌ها بود.*

**واژه‌های کلّیدی** بند تأخیری، تصمیم‌گیری چند معیاره، TOPSIS، حوضهٔ آبریز کن، کنترل سیل.

# Flood Control Using a Combination of Delayed Dam and Coastal Dike (Case study: Kan river basin)

A. Safaee S. R. Khodashenas K. Davari

**Abstract** *In the present study, a combination of delayed dams in the upstream basin with the coastal dike in the downstream of residential area of the Kan river was studied, so that for this combination, the cost of constructing the structures is minimized and the reduction of flood peak is maximized. For this purpose, multi-criteria decision method and TOPSIS method were used and the best option was determined. This research showed that for the best combination, if 3 delayed dams with coastal river dike are constructed, the peak of output flood reduce to 31.5%. In addition, the diffusion and elongation of the output hydrograph in the superior state were significant and the time of concentration of flood increase.*

**Key Words** Delayed dam, Kan river basin, Flood control, Multiple Criteria Decision Making TOPSIS.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۷/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۱۰/۱۱ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد سازه های آبی، گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسندهٔ مسئول، استاد، گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد. **Email:** khodashenas@ferdowsi.um.ac.ir

(۳) استاد، گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد.

**مقدّمه**

استفاده از روش‌های تلفیقی در کنترل سیلاب در سال‌های اخیر گسترش فراوانی یافته و تحقیقات زیادی در این زمینه انجام گرفته است. الوشاه و الخوری [1] با تحلیل سیلاب و مقایسه چهار سناریوی جنگل‌کاری، تراس‌بندی، احداث چکدم و سناریوی ترکیبی از سه فعّالیّت مذکور، با تعیین و محاسبه دو معیار دبی اوج و حجم سیلاب در منطقه پترا در کشور اردن، به این نتیجه رسیدند که سناریوی ترکیبی (شامل کلّیه فعّالیّت‌های مذکور) باعث کاهش پیک به میزان ۱۵ تا ٤٥ درصد شده ولی تأثیر آن بر حجم سیلاب قابل‌ملاحظه نبوده است. سیمونویچ و همکاران [2]، در رابطه با کنترل سیلاب در رودخانه قرمز کانادا به این نتیجه رسیدند که برای حفاظت از شهر وینی پگ می‌بایست از دو روش بازگشایی و بهسازی مجرای رودخانه قرمز و استفاده از حوضچه‌های تأخیری استفاده شود. نامقی و رجایی[۳]، تأثیر سدهای تأخیری کنترل‌شونده را بر روی کنترل سیلاب رودخانه گرگانرود بررسی کردند. نتایج آن‌ها نشان داد که با احداث سه سد تأخیری در سه زیر حوضهٔ گرگانرود، حداکثر دبی ناشی از سیلاب با دوره بازگشت ۱۰۰۰ ساله پس از تسکین به دبی معادل با وقوع سیلابی با دوره بازگشت ۲۵ سال کاهش می‌یابد. شکوهی و دانشور [٤]، تأثیر احداث سدهای تأخیری در حوضهٔ آبریز آبخروار را در مقایسه با عملیات موضعی مهندسی رودخانه برای کنترل سیل در محدودهٔ شهر بهبهان مورد بررسی قرار دادند. نتایج آن‌ها بیان‌گر آن بود که کنترل سیلاب توسّط مخازن تأخیری در حوضهٔ آبریز منتهی به شهر، در مقابل گزینه‌های کنترل سیل در محدودهٔ شهری و عملیات مهندسی رودخانه، چه به لحاظ اقتصادی و چه به لحاظ امنیت روانی از اولویّت ویژه‌ای برخوردار است. هلیلی و همکاران [٥] به‌منظور مدیریت منابع آب سطحی درسدمخزنی بوستان در استان گلستان از تصمیم‌گیری چندمعیاره فازی استفاده نمودند. هدف اصلی آن‌ها کنترل و تنظیم سطح آب در مخزن سد بود، به‌طوری‌که آب کافی برای تأمین نیاز آبی به‌خصوص در ماه‌های کم‌آبی ذخیره‌شده و درعین‌حال حجم خالی لازم به‌منظور کنترل سیلاب‌ها را فراهم آورد و همچنین نیازهای اکولوژیکی پایین‌دست را تأمین نماید. لی و چانگ [6] و چانگ و همکاران [7] از روش ترکیبی تصمیم‌گیری چند معیاره به‌منظور بررسی آسیب‌پذیری در مقابل سیلاب استفاده کردند. رادمهر و عراقی‌نژاد [8,9] از روش تصمیم‌گیری چند معیاره مکانی فازی به‌منظور تعیین مناطق آسیب‌پذیر در مقابل سیلاب در حوضهٔ آبخیز شهری تهران استفاده کردند. قهرودی و همکاران آسیب‌پذیری ناشی از سیلاب شهری را در منطقه درکه و کن با استفاده از شبکهٔ عصبی MLP مورد بررسی قرار دادند و نتیجه گرفتند که سهم رواناب حوضهٔ کن بسیار زیاد است. [۱۰] هوشیاری‌پور و همکاران مدیریت سیلاب حوضهٔ رودخانه کن را با رویکرد شبیه‌سازی و بهینه‌سازی را تحقیق کردند و از نرم‌افزار MIKE11 برای شبیه‌سازی سیلاب و از الگوریتم ژنتیک برای کمینه کردن خسارات استفاده کردند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که ترکیب روش‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای (مانند آبخیزداری) می‌تواند تا ۵۰ درصد پیک سیلاب را کاهش دهد. [۱۱] و در مورد اثربخشی روش‌های گوناگون کنترل سیلاب همیشه و در طول تاریخ بحث و مناقشه بوده است. در بین روش‌های مختلف سازه‌ای، استفاده از بندهای تأخیری به‌عنوان یک روش تسکین سیلاب در حوضهٔ آبریز بالادست و دیوار سیل‌بند به‌عنوان محدودکننده سیلاب در محدودهٔ مسکونی پایین‌دست حوضهٔ، روش‌هایی هستند که با عملکردهای متفاوت، مکمل یکدیگر می‌باشند. تا کنون تأثیر متقابل بندهای تأخیری همراه با دیگر روش‌های سازه‌ای کنترل سیل همچون دیوار سیل‌بند کمتر مورد توجّه قرار گرفته است. در تحقیق حاضر از ترکیب این

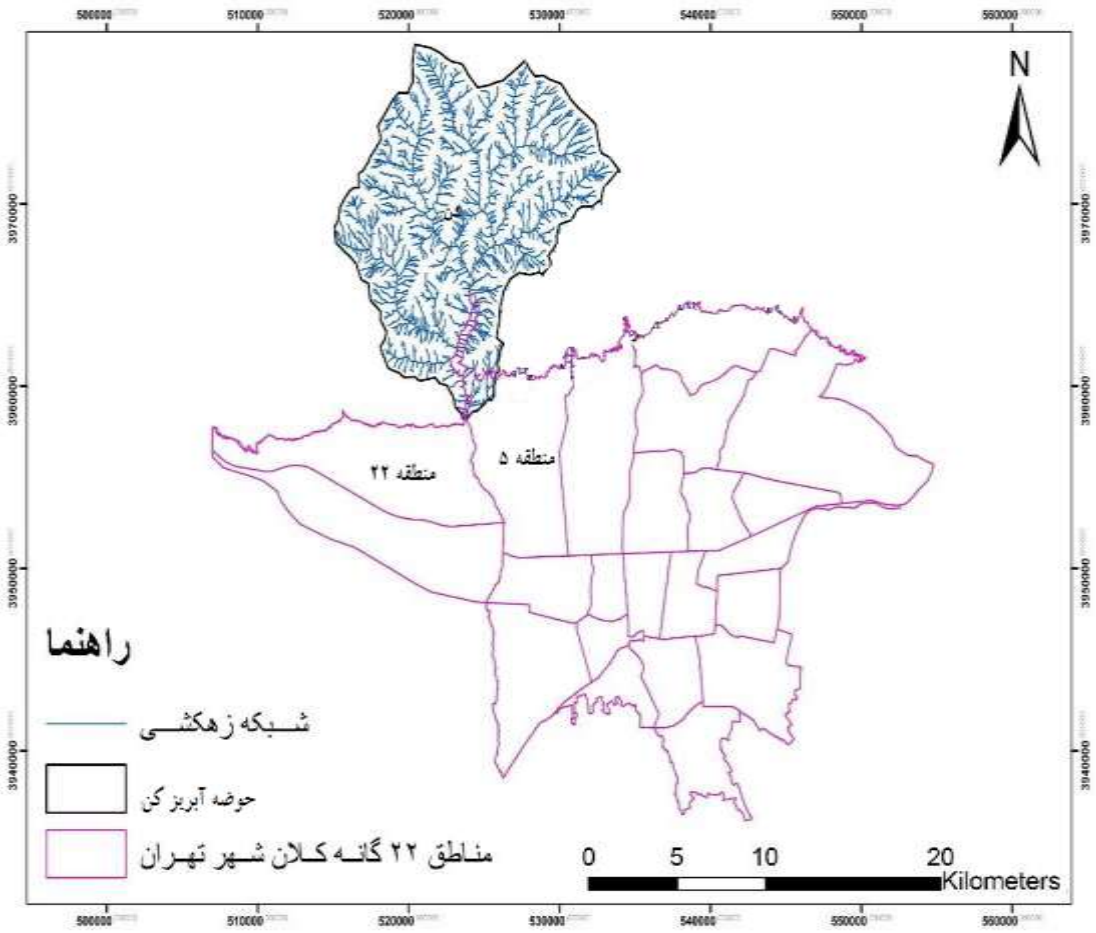
دو روش برای طرح کنترل سیلاب حوضهٔ کن استفاده شد. هدف تعیین گزینه برتر کنترل سیلاب ازنظر اقتصادی و ازنظر کاهش دبی پیک سیلاب بود که بدین منظور از روش تصمیم‌گیری چند معیاره TOPSIS استفاده شد.

## مواد و روش‌ها

### محدودهٔ مطالعاتی

منطقه مورد مطالعه، حوضهٔ آبریز رودخانه کن واقع در شمال استان تهران، در عرض جغرافیایی "۴۹ '۴۵ °۳۵ تا "۱۱ '۵۷ °۳۵ شمالی و طول جغرافیایی "۵۳ '۹ °۵۱ تا "۲۹ '۲۲ °۵۱ شرقی واقع شده است. در شکل (۱) موقعیت حوضهٔ آبریز کن در استان تهران نشان داده شده است.

حوضهٔ آبریز کن از ۱۰ زیرحوضه به نام‌های پایین‌دست سولقان، هریاس، سولقان، کن میانی، کشار، دوآب، امامزاده داود، سنگان، رندان و طالون تشکیل شده است. در طول این مسیر در دو طرف رودخانه مناطق مسکونی و تأسیسات شهری وجود دارد. خروج سیلاب از رودخانه منجر به بروز خسارت‌های مالی و جانی گردد.




شکل (۱): موقعیت حوضهٔ آبریز رودخانه کن در شمال تهران

## مدل‌سازی و شبیه‌سازی جریان در محدودهٔ مطالعاتی

***جایابی بندهای تأخیری و دیوار سیل‌بند.*** ازنظر کلّی، بهترین محل برای احداث ازلحاظ توپوگرافی، محلی است که در آن درّه‌ای عریض با دیواره‌های بلند به یک گلوگاه یا درّه‌ای باریک با عرض کم منتهی شود به‌طوری‌که با حداقل طول تاج در ارتفاع معینی، حداکثر حجم ذخیره‌ایجاد گردد.

ازآن‌جاکه با احداث بندهای تأخیری سطح آب در پشت آن‌ها بالا آمده و زمین‌های بالادست بند به زیر آب خواهند رفت، بنابراین حتی‌الامکان مکان احداث بند تأخیری بایستی طوری انتخاب گردد که در بالادست بند، کاربری خاصّی اعم از مناطق مسکونی و زمین‌های کشاورزی وجود نداشته باشد تا ازنظر تملیک اراضی مشکل زیادی ایجاد نگردد. البتّه هزینهٔ کاربری اراضی و هزینه‌های زیست‌محیطی این سدها در مقایسه با سدهای ذخیره‌ای قابل‌ملاحظه نیست ولی می‌توان عنوان کرد که این هزینه‌ها مستقیماً با ارتفاع و تعداد سدهای ذخیره‌ای مرتبط هستند و به عبارتی در معیارهای انتخاب گزینه برتر که بر اساس کمترین هزینهٔ مستتر می‌باشند. در تحقیق حاضر فرض می‌شود که ازنظر تأمین مصالح ساخت محدودیتی وجود ندارد و شرط تهیّه منابع قرضه در تعیین مکان احداث بندهای تأخیری بدون تأثیر است. با توجّه به معیارهای فوق‌الذکر، برای تعیین جانمایی بندهای تأخیری، با استفاده از مدل ارتفاعی رقومی (DEM) محدودهٔ مطالعاتی، در امتداد آبراهه‌های اصلی، نقاط گلوگاهی که در آن‌ها، عرض دره رودخانه نسبت به بالادست و پایین‌دست کم بوده و شیب سواحل رودخانه زیاد می‌باشند انتخاب گردید.

بر اساس معیارهای تعیین جانمایی بندهای تأخیری، ۸ مکان مختلف در سطح حوضهٔ آبریز رودخانه کن برای احداث بندهای تأخیری شناسایی شدند. پس از جاگذاری بندهای تأخیری، بازه‌های مطالعاتی به ترتیبی که در شکل (۲) نشان داده شده است، شماره‌گذاری شدند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با جاگذاری ۸ بند، ۱۹ بازه به وجود آمده است. در این شکل دیوار سیل‌بند محدودهٔ مسکونی پایین‌دست نیز نشان داده شده است.

شکل (۲): موقعیت بازه‌های مطالعاتی، بندهای تأخیری و دیوار سیل‌بند در حوضهٔ آبریز کن

برای مدل‌سازی هیدرولیکی- هیدرولوژیکی از مدل HEC-HMS استفاده شد. در مدل HEC-HMS، برای معرفی روزنه بایستی رقوم قرارگیری، مساحت و ضریب روزنه و برای معرفی سرریز نیز شکل سرریز، رقوم بالای سرریز، طول و ضریب سرریز باید مشخص باشد. بدین منظور ابتدا در محل منظور شده برای احداث بند تأخیری، رقوم تاج سرریز و رقوم مرکز روزنه به‌طور تقریبی تعیین گردید. مقادیر طول تاج سرریز به‌صورت درصدی از عرض دره و سطح مقطع روزنه نیز بر اساس این اصل که ظرفیت خروجی بند تأخیری با مخزن پر بایستی برابر حداکثر ظرفیتی باشد که می‌تواند از رودخانه در پایین‌دست عبور کند تعیین گردیدند. همچنین ضرایب سرریز و روزنه نیز بر اساس تجربیات و پیشنهادهای ارائه شده در مراجع علمی وارد شد. هر بند تأخیری به‌صورت مستقل در مدل HEC-HMS جاگذاری شده و مدل برای سیلاب طراحی اجرا شد. سپس با توجّه به معیارهایی مانند عمق جریان بر روی سرریز و مقدار کاهش دبی اوج هیدروگراف خروجی نسبت به هیدروگراف ورودی، پارامترهای طراحی فوق از جمله رقوم تاج سرریز تا رسیدن به نتیجه نهایی تغییر داده شدند. ارتفاع آزاد با توجّه به مراجع معتبر، ۵ درصد ارتفاع بند در نظر گرفته شد. فرآیند تعیین ارتفاع بندهای تأخیری که در بالا آمد برای تمامی بندهای تأخیری به‌صورت مستقل انجام شد و ارتفاع نهایی هر بند تعیین گردید. عرض تاج سد بر اساس معیار سازمان عمران آمریکا (USBR) برای ارتفاع‌های کمتر از ۲۰ متر مطابق رابطه (۱) در نظر گرفته شد.

$$B = \frac{H_{dam}}{5} + 3 \qquad (۱)$$

پس از تعیین محل بندها، این سازه‌ها با توجّه به سیلاب طرح و با در نظر گرفتن نیروهای وارده و تحلیل پایداری سازه‌ها، طراحی شدند. برای انجام تحلیل‌های مربوط به پایداری بندهای تأخیری از مدل CADAM استفاده شد. با توجّه به ابعاد سازه بند تأخیری که بر مبنای پایداری به دست آمدند و هم‌چنین عرض دره محل استقرار بند تأخیری، حجم مصالح مورد نیاز برای ساخت سازه و هزینهٔ آن محاسبه شد.

مشخصات بندهای تأخیری مورد استفاده مطابق جدول (۱) فرض شد.

جدول (۱): مشخصات هندسی و حجم مصالح مورد نیاز برای ساخت بندهای تأخیری

| نام بند تأخیری | ارتفاع حداکثر (m) | عرض متوسّط دره (m) | حجم مصالح (m3) |
|---|---|---|---|
| D1 | ۵,۵ | ۳۲,۰ | ۶۰۸,۵ |
| D2 | ۶,۵ | ۵۰,۰ | ۱۲۸۸,۸ |
| D3 | ۱۶ | ۷۲,۱ | ۹۲۹۶,۱ |
| D4 | ۱۵,۵ | ۶۲,۵ | ۷۸۱۷,۸ |
| D5 | ۱۵ | ۶۱,۶ | ۷۴۵۹,۴ |
| D6 | ۱۸ | ۱۳۳,۲ | ۲۳۸۸۶,۳ |
| D7 | ۱۵ | ۷۲,۵ | ۸۷۶۹,۳ |
| D8 | ۲۷,۵ | ۶۴,۲ | ۲۵۷۷۶,۵ |

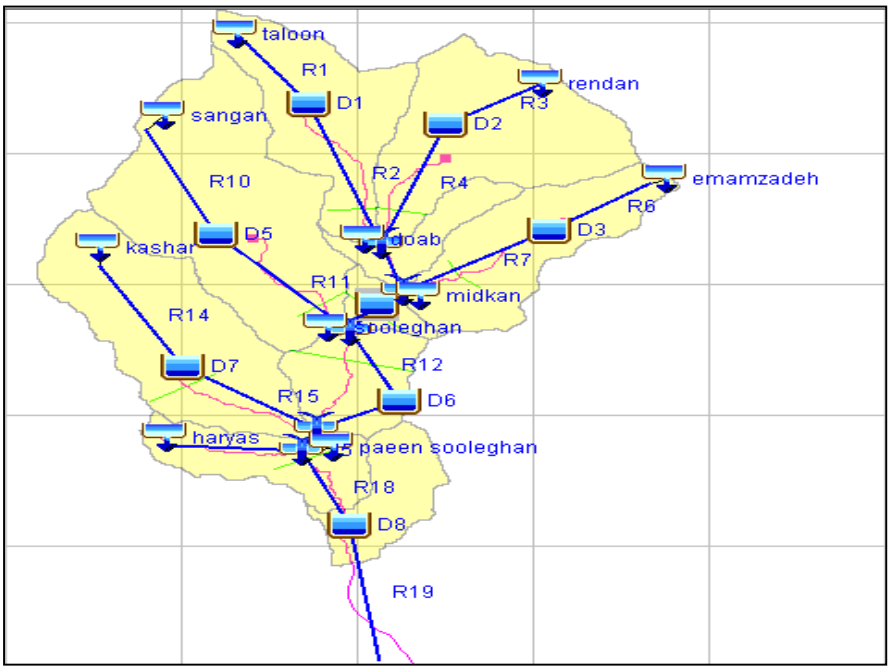
## مدل‌سازی هیدرولوژیکی حوضهٔ آبریز

جهت مدل‌سازی هیدرولوژیکی حوضهٔ آبریز، داده‌های ورودی به بازه‌های مطالعاتی به‌صورت هیدروگراف‌های سیلاب به مدل داده شد. بدین منظور در مدل HEC-HMS از ابزار چشمه (Source) در ابتدای بالاترین سرشاخه استفاده گردید که با استفاده از آن می‌توان هیدروگراف ورودی سیل به بازه را معرفی نمود. برای روند یابی جریان در آبراهه روش نیمه هیدرولیکی ماسکینگام - کونژ به کار گرفته شد. برای معرفی بندهای تأخیری در مدل HEC-HMS نیز از ابزار مخزن (Reservoir) استفاده شد که در آن می‌بایست نوع خروجی (سرریز، دریچه یا روزنه)، روش ذخیره جریان در مخزن (سطح- تراز، حجم- تراز) مشخص گردند. (شکل ۳) توزیع زمانی متوسّط بارش‌های حوضه از طریق تحلیل فراوانی اطّلاعات بارش در طی یک دورهٔ آماری استخراج شد. زمان تداوم نیز با توجّه به تداوم سیلاب‌های ثبت شده حوضه، ۲/۵ ساعت انتخاب گردید

و بر اساس استانداردهای موجود برای طرح‌های کنترل سیل، از سیلاب ۵۰۰ ساله برای مدل‌سازی استفاده شد.

در جدول (۲) پارامترهای مورد نیاز برای استفاده از روش ماسکینگام – کونژ به تفکیک بازه‌های مختلف برای مقطع رودخانه به شکل ذوزنقه آورده شده است. لازم به یادآوری است که پارامترهای هندسی این جدول با استفاده از لایه‌های رقومی و تصاویر ماهواره‌ای در محیط سامانه GIS استخراج شده‌اند. شیب جانبی تمامی بازه‌ها ۱:۱ فرض شد.

در جدول (۳) پارامترهای سرریز و روزنه ارائه شده است. لازم به ذکر است که ضریب روزنه در تمامی بندها ۰/۸ و ضریب سرریز ۲/۶ (بر اساس پیشنهادهای راهنمای نرم‌افزار) در نظر گرفته شد.




شکل (۳): مدل‌سازی هیدرولوژیکی حوضهٔ آبریز رودخانه کن

جدول (۲): پارامترهای مورد نیاز روش ماسکینگام – کونژ به تفکیک بازه‌های مختلف

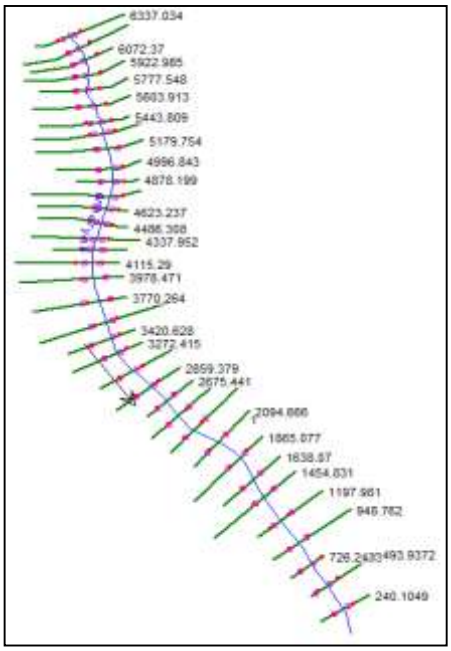
| نام بازه | طول بازه(m) | شیب بازه | عرض | نام بازه | طول بازه(m) | شیب بازه | عرض کف(m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| R1 | ٤٨٣٥,٤ | ٠,٠٥١ | ٢٧,٥ | R11 | ١٥٣١,٣ | ٠,٠٥٨ | ٢٠,٠ |
| R2 | ١٦٣٠,٣ | ٠,٠٦١ | ٢٧,٥ | R12 | ١١٨١,٦ | ٠,٠٣٣ | ٣٠,٠ |
| R3 | ٣٠٩٤,٧ | ٠,٠٥٩ | ٢٥,٣ | R13 | ٣٥٥٤,٦ | ٠,٠٣٠ | ٣٠,٠ |
| R4 | ١٤٣٩,٤ | ٠,٠١٨ | ٢٥,٣ | R14 | ٩٠٣,١ | ٠,٠٥٦ | ٢١,٠ |
| R5 | ٢١٢٧,٨ | ٠,٠٧٥ | ٨,٥ | R15 | ٤٦٨٧,١ | ٠,٠٥٠ | ٢١,٠ |
| R6 | ٤٥٤٧,٦ | ٠,١٤٠ | ١٨,٧ | R16 | ٩٧٦,٧ | ٠,٠٤٥ | ٣٢,٠ |
| R7 | ٢٠٥٨,٨ | ٠,٠٨٤ | ١٨,٧ | R17 | ٤٦٥١,٣ | ٠,١٢٣ | ١٤,٨ |
| R8 | ١٢٤٧,١ | ٠,٠٢٨ | ١٧,٦ | R18 | ٤٥٤,١ | ٠,٠٣٩ | ٤٦,٠ |
| R9 | ١٣٥٥,١ | ٠,٠٣٧ | ١٧,٦ | R19 | ١٠٧٠٨,٠ | ٠,٠٢٢ | ٤٦,٠ |
| R10 | ٤٣٢٤,٦ | ٠,٠٥٦ | ٢٠,٠ | | | | |

جدول (۳): پارامترهای ورودی برای شبیه‌سازی سرریز و روزنه در مدل HEC-HMS

| نام بند تأخیری | مشخصات روزنه | | | مشخصات سرریز | |
|---|---|---|---|---|---|
| | تعداد | رقوم (m) | مساحت($m^2$) | رقوم تاج (m) | طول (m) |
| D1 | ۲ | ۲۰۲۱ | ۲ | ۲۰۲۵ | ۱۰ |
| D2 | ۲ | ۱۹۵۷ | ۲ | ۱۹٦۲ | ۱۰ |
| D3 | ۱ | ۱۹٤۳ | ۲ | ۱۹۵۷ | ۱۰ |
| D4 | ۲ | ۱۷۳۳ | ۳ | ۱۷٤٦/۵ | ۱۰ |
| D5 | ۱ | ۱۷۷٦ | ۳ | ۱۷۸۹ | ۱۰ |
| D6 | ٤ | ۱٦٤۷ | ۲/۵ | ۱٦٦۳ | ۱۰ |
| D7 | ۲ | ۱۷۷٤ | ۳ | ۱۷۸۷ | ۱۰ |
| D8 | ۵ | ۱٤۷۹ | ۳ | ۱۵۰٤ | ۱۰ |

## شبیه‌سازی جریان در محدودهٔ مسکونی پایین‌دست و طراحی دیوار سیل‌بند

پس از تعیین هیدروگراف خروجی از حوضهٔ بالادست، با استفاده از نرم‌افزار HEC-RAS تراز آب در رودخانه پایین‌دست تعیین شد. پس از تعیین ارتفاع و در نظر گرفتن ارتفاع آزاد، ارتفاع دیوار سیل‌بند به دست آمد. شکل ٤ مقاطع عرضی رودخانه کن را برای تحلیل هیدرولیکی نشان می‌دهد.

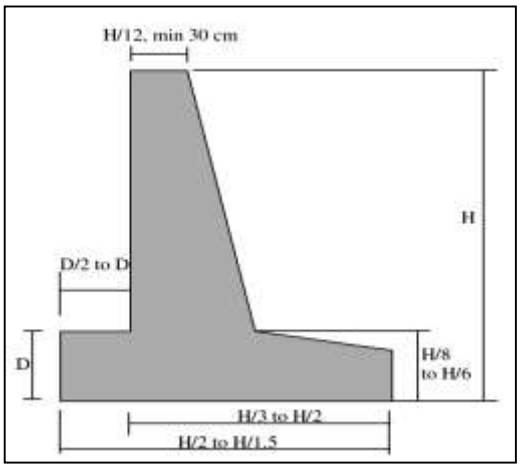



شکل (٤): مقاطع عرضی رودخانه کن در مدل HEC-RAS

بارگذاری دیوار سیل‌بند در حالتی که تراز آب در پشت دیوار در بالاترین سطح خود قرار داشته باشد، انجام شد و با تغییر ابعاد هندسی دیوار، پایداری سازه در برابر واژگونی، لغزش و باربری خاک زیرین تأمین شد. بدین منظور از نرم‌افزار RetainWall V.2.0 استفاده شد. پس از نهایی شدن ابعاد هندسی دیوار سیل‌بند و همچنین طول محدودهٔ سیل‌گیر شهری، حجم مصالح مورد نیاز و هزینهٔ دیوار ساحلی تخمین زده شد. در طرح اولیّه، ابعاد سازه دیوار سیل‌بند مطابق شکل استاندارد (۵) در نظر گرفته شد (و در صورت عدم پایداری، ابعاد تغییر داده می‌شدند). این عمل برای کم‌ترین دبی خروجی از حوضهٔ آبریز (در نظر گرفتن تمامی سدهای تأخیری) تا بیشترین دبی خروجی از حوضهٔ آبریز (عدم وجود هیچ‌گونه سد تأخیری) تکرار شده و درنهایت، رابطه دبی پیک – هزینهٔ دیوار ساحلی به دست آمد.

علاوه بر هزینهٔ بندهای تأخیری و دیوار سیل‌بند، هزینهٔ دیگری که باید در نظر گرفت، هزینه‌های جاری طرح است. این هزینه‌ها که شامل نگهداری، بازسازی و به‌خصوص لایروبی مخزن این بندها در زمان‌های مناسب می‌شوند، تابع شرایط مختلف حاکم بر ساخت سازه است و تعیین دقیق آن‌ها بسیار مشکل است. ازاین‌رو معمولاً هزینه‌های جاری را به‌عنوان درصدی از مجموع هزینه-های سازه‌ای در نظر می‌گیرند که در تحقیق حاضر برابر

با ۳۰ درصد در نظر گرفته شد.




شکل (۵): ابعاد استاندارد دیوار سیل‌بند در طرح اولیّه دیوار

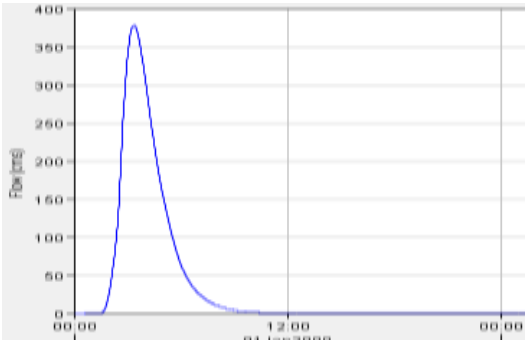
## روش تصمیم‌گیری چند معیاره TOPSIS

با توجّه به آن‌که دو معیار هزینه و ایمنی برای انتخاب گزینه برتر ملاک عمل است و تعداد سناریوهای زیادی برای این طرح وجود دارد، برای تعیین بهترین گزینه از روش تصمیم‌گیری TOPSIS استفاده شد. در این روش m گزینه به‌وسیله n شاخص ارزیابی می‌شوند. منطق اصولی این مدل راه‌حل ایده‌آل (مثبت) و راه‌حل ایده‌آل منفی را تعریف می‌کند. راه‌حل ایده‌آل (مثبت) راه‌حلی است که معیار سود را افزایش و معیار هزینه را کاهش می‌دهد. گزینه بهینه، گزینه‌ای است که کم‌ترین فاصله از راه حل ایده‌آل مثبت (بهترین حالت ممکن) و بیش‌ترین فاصله از راه حل منفی را داشته باشد.

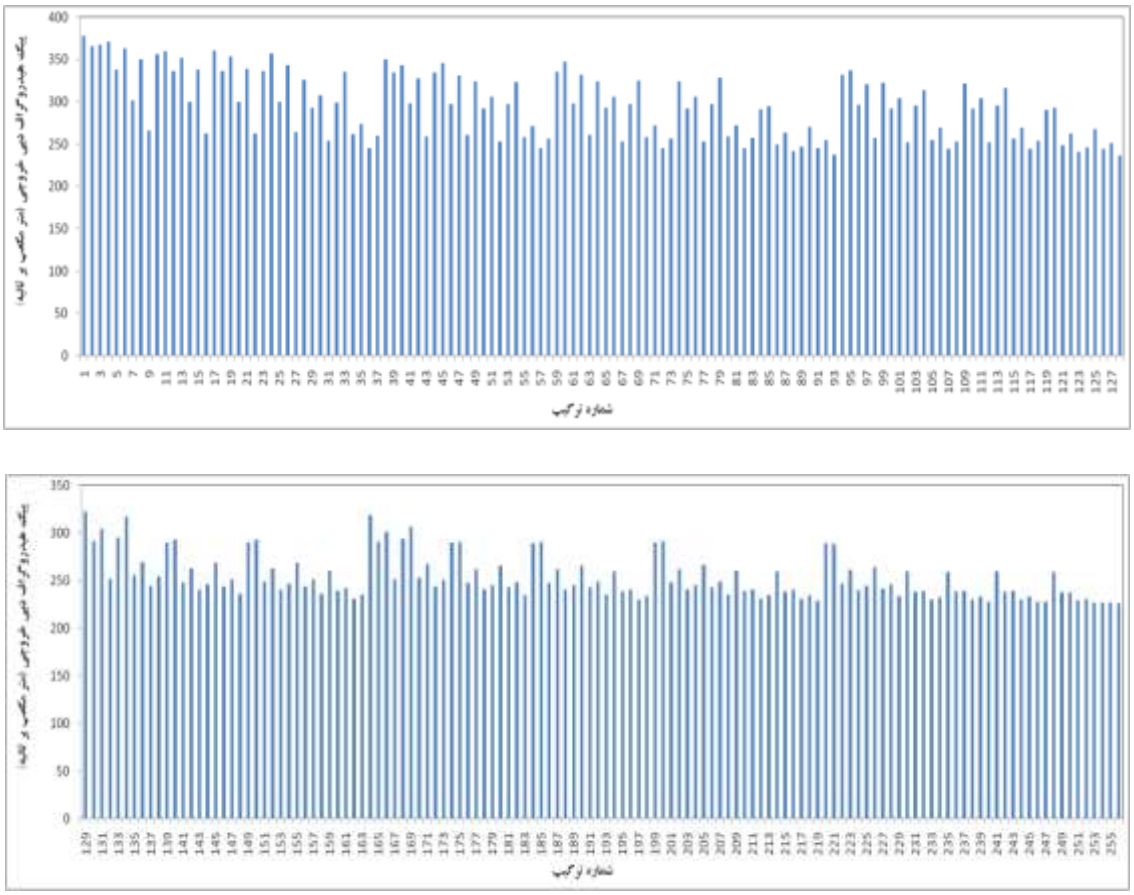
## نتایج و بحث

### هیدروگراف دبی خروجی از حوضه در چینش‌های مختلف بندهای تأخیری

همان‌طور که قبلاً ذکر شد، تعداد بندهای تأخیری برای کنترل سیلاب رودخانه کن ۸ عدد در نظر گرفته شد. با استفاده از این ۸ بند و با در نظر گرفتن وجود و یا عدم وجود آن‌ها، می‌توان[۲۸] (۲۵۶) چینش متفاوت از بندهای تأخیری در سطح حوضهٔ آبریز ایجاد کرد. این چینش‌ها شامل ۱ ترکیب بدون سد (سناریو ۱)، ۸ ترکیب با یک سد (سناریوی ۲ تا ۹)، ۲۸ ترکیب با دو سد (سناریوی ۱۰ تا ۳۷)، ٥٦ ترکیب با سه سد (سناریوی ۳۸ تا ۹۳)، ۷۰ ترکیب با چهار سد (سناریوی ۹٤ تا ۱٦۳)، ٥٦ ترکیب با پنج سد (سناریوی ۱٦٤ تا ۲۱۹)، ۲۸ ترکیب با شش سد (سناریوی ۲۲۰ تا ۲٤۷)، ۸ ترکیب با هفت سد (سناریوی ۲٤۸ تا ۲٥٥) و ۱ ترکیب با هشت سد (سناریوی ۲٥٦) است. هر یک از این ۲٥٦ حالت قرارگیری بندهای تأخیری دارای یک هزینهٔ احداث و در خروجی حوضه دارای یک دبی پیک مربوط به خود هستند که با بقیه چینش‌ها متفاوت می‌باشند. پس از مشخص شدن تمامی ترکیب‌ها، با استفاده از مدل HEC-HMS حوضهٔ آبریز رودخانه کن برای هر ترکیب روند یابی شد و هیدروگراف دبی خروجی از حوضهٔ آبریز تعیین شد. شکل (٦) هیدروگراف خروجی حوضه در حالت بدون سد تأخیری را نشان می‌دهد. شکل (۷) مقادیر دبی پیک خروجی از حوضهٔ آبریز در چینش‌های مختلف بندهای تأخیری را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش تعداد بندهای تأخیری، دبی پیک هیدروگراف خروجی حوضهٔ آبریز کمتر می‌شود. همچنین ترکیب شماره ۱ به‌واسطه نداشتن هیچ‌گونه سدی، بالاترین دبی پیک هیدروگراف خروجی و ترکیب شماره ۲٥٦ به‌واسطهٔ وجود تمامی سدها، کم‌ترین دبی پیک هیدروگراف خروجی را دارا است.




شکل (٦): هیدروگراف دبی خروجی از حوضهٔ آبریز در ترکیب شمارهٔ ۱ (بدون بند تأخیری)

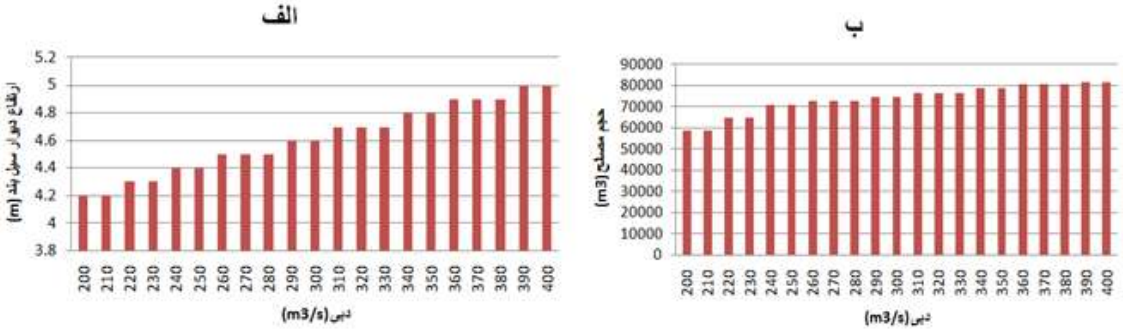


شکل (۷): دبی پیک هیدروگراف خروجی از حوضهٔ آبریز در چینش‌های مختلف بندهای تأخیری

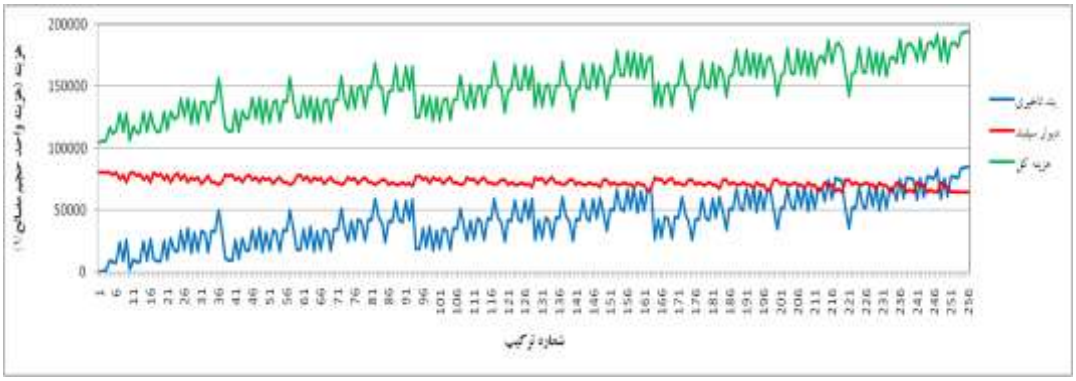
## ارتفاع و حجم مصالح دیوار سیل‌بند در دبی‌های مختلف

پس از تهیّه مدل هیدرولیکی، جریان سیلاب برای کم‌ترین دبی خروجی از حوضهٔ آبریز (در نظر گرفتن تمامی بندهای تأخیری) تا بیش‌ترین دبی خروجی از حوضهٔ آبریز (عدم منظور هیچ‌گونه بند تأخیری) شبیه‌سازی‌شده و پروفیل‌های سطح آب و خصوصیات هیدرولیکی جریان برای محدودهٔ دبی ذکر شده تعیین گردید. لازم به ذکر است که دبی با گام‌های ۱۰ مترمکعب بر ثانیه از کم‌ترین دبی تا بیش‌ترین دبی به مدل معرفی شد. پس از انجام شبیه‌سازی، مقادیر حداکثر عمق جریان در مقاطع عرضی، برای دبی‌های مختلف استخراج شده و با در نظر گرفتن مقادیر ارتفاع آزاد، ارتفاع نهایی و حجم مصالح دیوار سیل‌بند به‌ازای هر دبی به ترتیب مطابق شکل‌های (۸- الف) و (۸- ب) تعیین گردید.

هزینهٔ اجرای عملیات کنترل سیلاب شامل سه بخش بندهای تأخیری، دیوار سیل‌بند و هزینه‌های جاری است. شکل (۹) هزینهٔ سیستم کنترل سیلاب را نشان می‌دهد. برای ترکیب شماره ۱ (بدون سد) هزینهٔ احداث سد صفر و هزینهٔ دیوار سیل‌بند بالاترین مقدار خود را دارد. همچنین برای ترکیب شماره ۲۵۶ (با تمام سدها) هزینهٔ بندهای تأخیری بیش‌ترین مقدار و هزینهٔ دیوار سیل‌بند کم‌ترین مقدار را دارا است.




شکل (۸): تغییرات مشخصات دیوار سیل‌بند در مقابل دبی جریان در محدودهٔ مسکونی پایین‌دست حوضه: الف) ارتفاع دیوار، ب) حجم مصالح دیوار



شکل (۹): هزینهٔ احداث بندهای تأخیری، دیوار سیل‌بند و هزینهٔ کل در ترکیب‌های مختلف بندهای تأخیری

## تعیین گزینهٔ برتر برای سیستم کنترل سیل

طرح مناسب برای سیستم کنترل سیل از دو جنبه اقتصادی و ایمنی است. ازنظر اقتصادی طرحی بهینه است که هزینهٔ حداقل را دارا است. نمودار هزینهٔ کل در شکل (۹) بیان‌گر آن است ترکیب شمارهٔ ۱ اقتصادی‌ترین طرح است. ولی در این ترکیب، دبی خروجی از حوضهٔ آبریز به علّت عدم وجود بندهای تأخیری بیشترین مقدار را دارد که می‌تواند باعث ایجاد خطرات زیادی در محدودهٔ مسکونی پایین‌دست گردد. علّت آن این است که اگرچه وجود دیوارهای سیل‌بند مانع ورود آب به مناطق مسکونی می‌شود ولی هر عاملی مانند، خطا در داده‌ها، خطا در محاسبات، ایجاد انسداد در مسیر، عدم اجرای صحیح دیوارها و غیره می‌تواند باعث سرریز شدن سیل از دیوارها شود و باعث خطرات مالی و جانی شود. لذا کاهش پیک سیلاب به‌وسیله سدهای تأخیری باعث ایمنی بیشتر می‌شود و علاوه بر این باعث تغذیه سفره‌های آب زیرزمینی می‌شود که در محاسبات لحاظ نشده است.

بنابراین طرحی بهینه است که علاوه بر در نظر گرفتن کمترین هزینه، نظر ایمنی هم بهینه باشد. عامل اصلی در ایجاد خطر سیلاب دبی پیک است؛ بنابراین با کاهش آن می‌توان ایمنی را افزایش داد. در این راستا علاوه بر هزینهٔ طرح باید کاهش دبی هم در انتخاب گزینه برتر مد نظر قرار بگیرد.

## تعیین طرح نهایی کنترل سیل توسّط روش تصمیم‌گیری چند معیاره TOPSIS

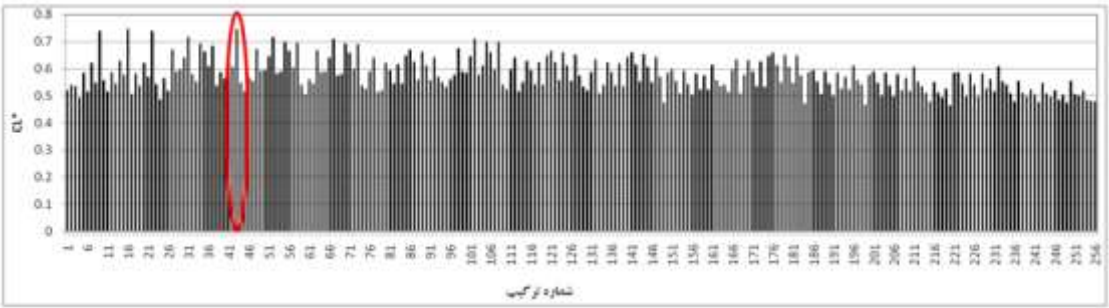
در این روش، دو پارامتر هزینهٔ طرح کنترل سیل و دبی

پیک هیدروگراف خروجی از حوضهٔ آبریز به‌عنوان معیارهای سنجش برای چینش‌های مختلف در نظر گرفته شدند. با توجّه به اهمّیّت هر معیار می‌توان وزن‌های مختلفی برای هرکدام قائل شد. در این تحقیق اهمّیّت هردو معیار برابر در نظر گرفته شد و ضرایب معیارهای ذکر شده برابر با ۰/۵ منظور شد. درنهایت با اعمال این روش بر روی داده‌های دبی و هزینه، مقادیر $C_i^*$ تعیین شد که نتایج آن برای ترکیب‌های مختلف در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

با بررسی ترکیب‌های مختلف گزینه‌های برتر که دارای شاخص $C_i^*$ بیشتر می‌باشند تعیین می‌شوند. جدول (٤) نیز اولویت‌بندی گزینه‌های برتر کنترل سیلاب حوضهٔ آبریز رودخانه کن به همراه مشخصات فنی و اقتصادی را نشان می‌دهد.

همان‌طور که از شکل (۱۰) و جدول (۳) مشاهده می‌شود ترکیب شماره ٤۳ دارای بیشترین مقدار $C_i^*$ است. این ترکیب موجب کاهش ۳۱,۵ درصدی دبی پیک هیدروگراف خروجی نسبت به ارزان‌ترین طرح (ترکیب ۱) می‌شود و هزینهٔ آن نسبت به آن ۲٤,۳٪ بیشتر است. ترکیب‌های ۱٦، ۲۲ و ۹ و ۳۱ نیز با فاصله کمی از ترکیب ٤۳ قرار دارند و می‌توانند انتخاب شوند. شکل ۱۱ هیدروگراف خروجی پنج اولویت اول را نسبت به ترکیب ۱ نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود پخشیدگی و کشیدگی هیدروگراف خروجی در ۵ ترکیب ذکر شده، قابل‌ملاحظه بوده و این ترکیب‌ها به‌خوبی توانسته‌اند شدت سیلاب را کاهش دهند.

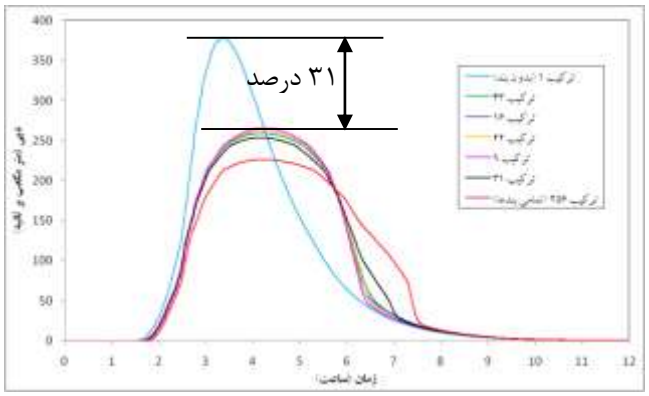
شکل (۱۲) جانمایی نهایی بندهای تأخیری در سطح حوضه را برای ترکیب شماره ٤۳ نشان می‌دهد.




شکل (۱۰): تغییرات فاکتور $C_i^*$ روش TOPSIS برای ترکیب‌های مختلف بندهای تأخیری

جدول (٤): اولویّت‌بندی گزینه‌های برتر کنترل سیلاب حوضهٔ آبریز رودخانه کن به‌همراه مشخصات فنی و اقتصادی

| شماره ترکیب | اولویت | بندهای موجود | ارتفاع بندهای تأخیری | ارتفاع دیوار سیل‌بند | هزینهٔ (قیمت واحد حجم) | | | دبی خروجی از حوضهٔ | درصد کاهش پیک سیلاب | درصد افزایش هزینه |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | بندهای تأخیری | دیوار سیل‌بند | کل | | | |
| ۱ | – | بدون | – | ۵ | ۰ | ۸۰٦۱۹ | ۱۰٤۸۰۵ | ۳۷۸,٦ | ۰ | ۰ |
| ٤۳ | ۱ | ۱ – ۲ | ۵,۵ – ٦,۵ | ٤,٤ | ۲۷٦۷٤ | ۷۲۵٤۹ | ۱۳۰۲۸۹ | ۲۵۹,۲ | ٪۳۱,۵ | ٪۲٤,۳ |
| ۱٦ | ۲ | ۱ – ۸ | ۵,۵ – | ٤,۵ | ۲٦۳۸۵ | ۷۲۷۰۷ | ۱۲۸۸۲۰ | ۲٦۲,٦ | ٪۳۱ | ٪۲۲,۹ |
| ۲۲ | ۳ | ۲ – ۸ | ٦,۵ – | ٤,۵ | ۲۷۰٦۵ | ۷۲۷۰۷ | ۱۲۹۷۰٤ | ۲٦۲,٦ | ٪۳۱ | ٪۲۳,۸ |
| ۹ | ٤ | ۸ | ۲۷,۵ | ٤,۵ | ۲۵۷۷٦ | ۷۲۷۰۷ | ۱۲۸۰۳۰ | ۲٦٦,۱ | ٪۳۰ | ٪۲۲,۲ |
| ۳۱ | ۵ | ٤ – ۸ | ۱۵,۵– | ٤,٤ | ۳۳۵۹٤ | ۷۱٤٦۱ | ۱۳٦۵۷۲ | ۲۵۳,۷ | ٪۳۳ | ٪۳۰,۳ |
| ۲۵٦ | – | تمام | – | ٤,۲ | ۸۷۵۳۵ | ٦۲۰٤۳ | ۱۹٤٤۵۱ | ۲۳۳,۲ | ٪۳۸ | ٪۸۵,۵ |




شکل (۱۱): مقایسهٔ هیدروگراف خروجی از حوضهٔ بین ترکیب‌های برتر و ترکیب ۱ (بدون سد تأخیری)

شکل (۱۲): جانمایی بندهای تأخیری گزینه برتر (ترکیب ٤۳) در حوضهٔ آبریز کن

## نتیجه‌گیری

در این تحقیق جهت کنترل سیلاب حوضهٔ کن شهر تهران از تلفیق بندهای تأخیری و دیوار ساحلی استفاده شد. نتایج نشان داد که:

۱- ترکیب شماره ۱(بدون سد تأخیری و صرفاً بر اساس دیوار سیل‌بند) اقتصادی‌ترین گزینه است ولی دبی خروجی از حوضه بیش‌ترین مقدار را دارد که می‌تواند باعث ایجاد خطرات قابل توجّه در محدودهٔ مسکونی پایین‌دست گردد.

۲- طبق تحلیل تصمیم‌گیری چند معیاره TOPSIS ترکیب شماره ٤۳ دارای بیش‌ترین مقدار $C_i^*$ است و به‌عنوان ترکیب برتر کنترل سیلاب حوضهٔ آبریز رودخانه کن می‌تواند انتخاب شود. پس از گزینه ترکیبات ۱٦، ۲۲، ۹ و ۳۱ در رده‌های بعدی قرار می‌گیرند.

۳- ازنظر مسائل هیدرولیکی گزینه برتر (ترکیب) ٤۳، موجب کاهش ۳۱ درصدی دبی پیک هیدروگراف

خروجی گردید.

٤- عملکرد توأم و هم‌زمان دو یا چند سد تأخیری می‌تواند منجر به یک اثر قابل‌ملاحظه ازنظر هیدرولیکی و اقتصادی در کل حوضهٔ آبریز گردد.

## مراجع


1. Al-Weshah.R., El-Khoury, F., "Flood analysis and mitigation for Petra area in Jordan", *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 125, No. 3, pp 170- 177, (1999).
2. Simonovic, S.P. ,Carson, R. W., "Flooding in the Red River Basin– Lessons from Post Flood", Activities Natural Hazards, Vol. 28, No. 2-3, pp 345-365, (2003).
۳. نامقی ، ه.، رجایی، ن. ، "کنترل سیلاب رودخانهٔ گرگانرود بوسیلهٔ سدهای تأخیری"، هفتمین سمینار مهندسی رودخانه، اهواز (۱۳۸۵).
٤. شکوهی، ع. دانشور ، ش. "بررسی تأثیر احداث مخازن تأخیری در حوضه های آبریز در مقایسه با عملیات موضعی مهندسی رودخانه برای کنترل سیل در محدودهٔ شهر"، (گزارش فنی) مجله تحقیقات منابع آب ایران، سال سوم ، شماره ۱، صفحات ۸۰- ۸۳، (۱۳۸٦).
۵. هلیلی، م. ، سعدالدین،ا.، مساعدی، ا.،ماهیتی، ع. "تصمیم‌گیری چند معیاره فازی به‌منظور مدیریت منابع آب سطحی به کمک سدهای مخزنی در آبخیز سد بوستان - استان گلستان"، پنجمین همایش ملّی علوم و مهندسی آبخیزداری ایران، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان (۱۳۸۸).
6. Lee G. Jun., K. S, Chung E.-S. "Integrated multi-criteria flood vulnerability approach using fuzzy TOPSIS and Delphi technique", National Hazards Earth System Science, Vol. 13, No. 3, pp 1293–1312, (2013).
7. Jun, K. S., Chung, E. S., Kim, Y. G., & Kim, Y. "A fuzzy multi-criteria approach to flood risk vulnerability in South Korea by considering climate change impacts". *Expert Systems with Applications*, Vol. 40, No.4, pp. 1003-1013, (2013).
8. Radmehr A, Araghinejad S., "Developing strategies for urban flood management of Tehran city using SMCDM and ANN". *Journal of Compute Civil Engineering*, Vol. 28, No. 6, doi: 10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000360, (2014).
9. RadmehrA., Araghinejad, S. "Flood Vulnerability Analysis by Fuzzy Spatial Multi Criteria Decision Making", Water Resources Management, Vol. 29, No. 12, pp. 4427-4445, (2015).
۱۰. قهرودی، م.، مجیدی، آ. عبدلی، ا. "آسیب‌پذیری ناشی از سیلاب شهری (مطالعه موردی :تهران، درکه تاکن)، جغرافیا و مخاطرات محیطی"، شماره هفدهم، بهار ۱۳۹۵، ص ۲۱- ۳۵، (۱۳۹۵).
۱۱. هوشیاری پور، ف.، یزدی، ج.، افتخاری، م.، جوادی، ف.، شش انگشت، س، "مدیریت سیلاب حوضهٔ رودخانه کن را با رویکرد شبیه‌سازی و بهینه‌سازی"، پژوهش های تجربی در مهندسی عمران، جلد ۳، شماره ۱، ص: ۷۳-۸۹، (۱۳۹۵).

steel shear wall, and has the greatest sensitivity to steel yield strength parameter of the steel shear wall. In this study, incremental dynamic analysis was done on the structure before and after the rehabilitation. The obtained IDA curves revealed that rehabilitation of steel moment frame with steel shear wall significantly reduced the maximum inter-story drift of the structure in the considered limit states. Comparison of curves of the rehabilitated structure with and without uncertainties demonstrated that consideration of uncertainties has increased the maximum inter-story drift. This suggests that consideration of uncertainties reduces the existing conservatism (Figure 2-3).

The annual exceedance probability of the selected limit states was calculated for the base building and rehabilitated building with and without uncertainties. The annual exceedance probability of the selected limit states diminished with rehabilitation of the structure under far-field and near-field records, suggesting that the seismic performance of the structure improves with rehabilitation of the structure. Eventually, the results revealed that the annual exceedance probability of the selected limit states was increased with consideration of uncertainties in the rehabilitated structure under far-field and near-field records (Table 2 and Table 3).

## 4. Conclusion

According to the results obtained from this paper, with rehabilitation of the studied structure, the probability of failure in the limit states decreased. The comparison of fragility curves of rehabilitated structure indicates that consideration of uncertainties of rehabilitated structure has increased probability of failure. This suggests that the consideration of uncertainties reduces the conservatism. The results revealed that the annual exceedance probability of limit states increased with consideration of uncertainties in the rehabilitated structure under far-field and near-field records. The comparison of results showed that the reduction or growth in annual exceedance probability under far-field records is greater than near-field records. Based on the response spectrum of selected far-field records, this may be due to the greater impact of these records in the main period of rehabilitated structure.

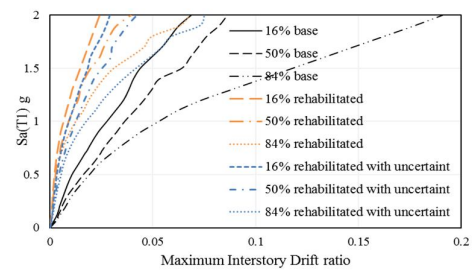



**Figure 2. IDA curve of the structure under far-field records**

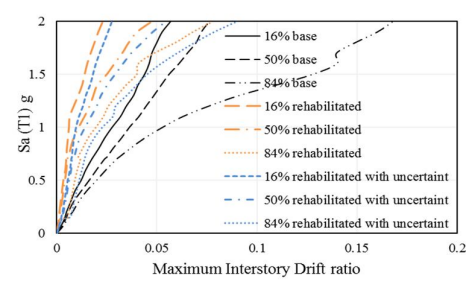



**Figure 3. IDA curve of the structure under near-field records**

**Table 2. Annual exceedance probability of three selected limit states under far-field records**

| Case | Annual exceedance probability ($P_{LS}$) | | |
|---|---|---|---|
| | IO | LS | CP |
| Base building | 0.02704 | 0.00107 | 0.000203 |
| Rehabilitated building | 0.00050 | 0.00010 | 0.000046 |
| Rehabilitated building with uncertain | 0.00089 | 0.00012 | 0.000056 |

**Table 3. Annual exceedance probability of three selected limit states under near-field records**

| Case | Annual exceedance probability ($P_{LS}$) | | |
|---|---|---|---|
| | IO | LS | CP |
| Base building | 0.01969 | 0.0011 | 0.000209 |
| Rehabilitated building | 0.00042 | 0.00008 | 0.000048 |
| Rehabilitated building with uncertain | 0.00044 | 0.00009 | 0.000053 |

# Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by considering Structural Uncertainties

Mahdiye Maddahi[1] Mohsen Gerami[2]
Hosin Naderpour[3]

## 1. Introduction

In the seismic design of structures, uncertainties in the designed structures have been considered. In seismic regulations, structural uncertainties and changes in seismic stimulation are considered separately. In these regulations, uncertainties are considered based on qualitative data in existing structures. In seismic rehabilitation of structures, the secondary system which is added to the existing structure has also uncertainties. These uncertainties may increase the uncertainties of rehabilitated structure. In this study, a steel shear wall has been used for the rehabilitation of the steel moment frame. Then, uncertainties of the steel shear wall and quantification of them have been investigated. Assuming probabilistic variables, an effective number of the structural models were generated. The quantification of uncertainties of the steel shear wall were investigated to evaluate the uncertainties in seismic rehabilitation. The design and evaluation of seismic performance of structures should be performed using reliability-based methods. In this study, the effect of uncertainties on the seismic performance of the rehabilitated structure was studied using the reliability methods.

## 2. Rehabilitated Structure and Considered Uncertainties

In this study, a 9-story steel moment frame was selected which was designed based on UBC1994 regulations. The structure, located in center of Los Angeles and on stiff soil, was designed as an office building and as a steel moment frame. In this structure, perimeter Moment Resisting Steel Frames (MRSFs) were used as structural system. The beams and columns have yield strength of 50kip and modulus of elasticity of 29,000ksi. In the two-dimensional modeling, the effect of the interior frames and orthogonal steel moment frames is not considered. In order to consider the effect of interior frames, a gravity equivalent column (p-delta column) was used.

In this study, the structure was evaluated in order to investigate the need for rehabilitation. For seismic evaluation, nonlinear static analysis was used, while bilinear moment-rotation relationship was employed for modeling the nonlinear behavior of members in the nonlinear static analysis. The steel shear wall was considered for rehabilitation of the existing structure. Figure 1 displays the rehabilitated structure with steel shear wall.

In this study, IDA analysis was used to calculate the uncertainties caused by random parameters of the structural system. Initially, the structure with basic parameters underwent IDA analysis with selected seismic records. The selected records involved extensive variations in ground motion characteristics. The results of this stage were associated with uncertainty caused by various seismic records. In the next step, assuming Rayleigh's damping, steel yield strength, and strain hardening of force-deformation relationship of steel shear wall as probabilistic variables, an effective number of structural models were generated. Then, each structural model was subject to IDA analysis for the selected records. The results of this stage included aleatory and epistemic uncertainties. Table 1 shows statistical characteristics of selected probability variables.

## 3. Results

The sensitivity of structural response to each of the selected probability parameters was investigated under sensitivity analysis.

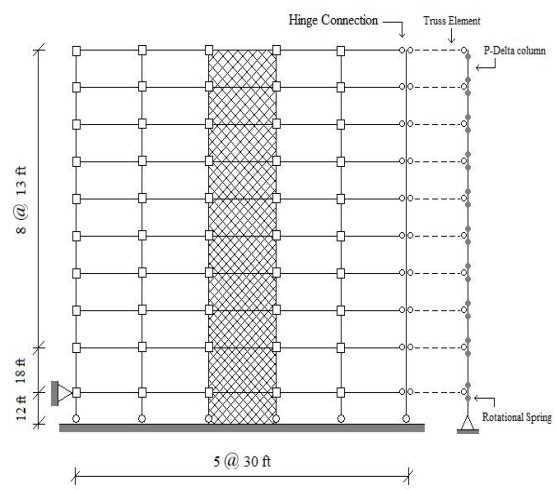



**Figure 1. Rehabilitated structure with steel shear wall**

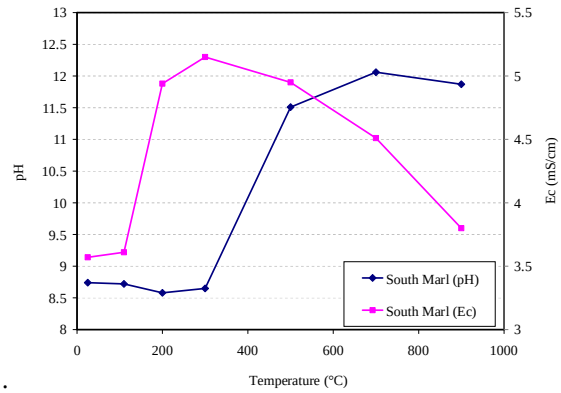
**Table 1. Statistical characteristics of input random variables**

| Name | | Mean | C.O.V | Dis. |
|---|---|---|---|---|
| Strain Hardening Ratio | A | 0.025 | 0.4 | Normal |
| Damping | Z | 0.02 | 0.4 | Normal |
| Steel Strength | $F_y$ | 35kip | 0.07 | Lognormal |

The results of sensitivity analysis revealed that the response of the structure has least sensitive to strain hardening parameter of force-deformation relationship of

[1] Ph.D Student, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.
[2] Corresponding Author: Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.
Email: mgerami@semnan.ac.ir
[3] Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

of water can be the main reasons for increasing the soil pH. Results show that by increasing temperature to 900 °C due to the formation of glass structures, soil pH decreases up to a small extent.




.

**Figure 1. pH and electrical conductivity variations under the heat treatment process.**

Figure 2 shows the effect of heat treatment on unconfined compressive strength of south marls at different temperatures. It's shown the compressive strength has reached 27.69 kg/cm$^2$ at 700 °C. Dihydroxylation at 500 °C and alteration in atomic configuration caused by it has resulted in increase of strength. However, at 900 °C forming gehlenite with glass and porous structure caused reduction in compressive strength of specimens.

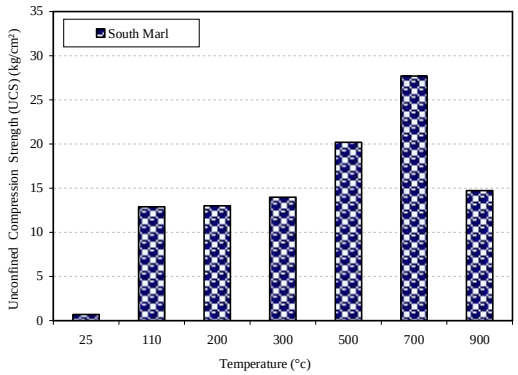



**Figure 2. Unconfined compressive strength variations of south marl undergoing Heat treatment**

## 4. Results

Based on the experiments performed in this study, the following results can be obtained:

1. Alterations in properties of soil both microstructurally and macrostructurally depends on the induced temperature, the type of clay mineral and soil constituent especially carbonate percentage.
2. Generally, the geotechnical and environmental geotechnical properties of marl soils are strongly influenced by the temperature history, especially the maximum temperature at which they have been exposed.

# Microstructure Evaluation of Thermal Stabilization Marls Case Study: Marl West Bandar Abbas

Mohamad Amiri[1] Masoud. Dehghani[2]
Maedeh Papi[3]

## 1. Introduction

Marl soils are highly specialized soils which may be observed in many parts of the world, such as Italy, Spain, the United States, Britain, Canada, France, Persian Gulf marginal countries and Iran (from north and northwest to southeast). Due to their structural nature, such as the presence of degradable particles and chemicals (calcium carbonate, gypsum, anhydrite and salt), marl deposits are more erodible than other deposits. Palygorskite and Sepiolite are clay minerals that form marl soils, leading to instability, reduced bearing capacity, and swelling in the soil.

Marls are soils with highly complex behavior which have been observed in many parts of the world, such as Italy, Spain, the United States, Britain, Canada, France, the Gulf states and Iran (from north and northwest to southeast). In Iran, Marl soils can be abundantly observed in the marginal regions of the Persian Gulf, East Azarbaijan Province, Hormozgan and Qeshm Island.

Heat both in temporal or constant cases results in alteration of physical and mechanical characteristics and microstructures of soils notably engineering properties of clays and the changes rate of these alterations are a function of containing minerals, chemical compounds, density, and moisture content. Generally, considering the type of mineral, dehydration happens between 100 to 200 °C and dihydroxylation between 500 to 1000 °C. Heat exertion of 500 to 1000 °C causes degradation of minerals and formation of new crystal silicates. Heat treatment is practically used in stabilization of soils, roads subgrade, soil slope, and improving engineering properties of swelling and collapsing soils. Moreover, the effect of heat produced in high-level waste disposal (HLW) on engineering properties and performance of soil is of importance and relevance. According to this, the current study was conducted to evaluate the effect of heat treatment on engineering properties of south marls microstructurally by reviewing the bearing capacity and other engineering criteria.

Temperature variations cause the differentiation of the soil hydraulic conductivity and behavior which consequently changes the desired properties of clay soils as a natural barrier against the transport of high-level wastes. So, it is important to evaluate and predict the engineering properties of marl soils when exposed to heat.

## 2. Materials and Methods

The soil used in this research is the marl sample of the western part of west of Bandar Abbas specifically from the area of the railway station located in the northern margin of the Persian Gulf. These specimens are geologically belonging to the Mishan formation and are of lower to middle Miocene age. According to the Unified Soil Classification System (USCS), marl soil is a low plasticity clay (CL) with 99% pass of sieve No. 200. Most of the experiments performed in this study are based on the ASTM standard. Table 1 shows some of the geotechnical and environmental geotechnical characteristics of the marl soils studied in this paper.

**Table 1. Some of the geotechnical and environmental geotechnical characteristics of marl soils**

| Physical properties of South Marl | Quantity measured | References for method of measurement |
|---|---|---|
| Clay (%) | 34.12 | ASTM, D422-63 |
| pH (1:10; soil: water) | 8.74 | ASTM D4972 |
| Carbonate content (%) | 38.5 | Hesse, 1971 |
| Liquid limit (%) | 28 | ASTM, D4318 |
| Plastic Limit (%) | 18 | ASTM, D4318 |
| Plasticity Index (%) | 10 | ASTM, D4318 |
| $G_s$ | 2.77 | ASTM, D85487 |
| Classification | CL | ASTM, D3282 |
| Color | Green | |
| Soil composition | Palygorskite, Sepiolite, Calcite | ASTM, D2216 |

With the aim of evaluating heat effects on geotechnical and environmental geotechnical parameters, in accordance to ASTM standard, some experiments done on soils which have experienced the temperatures of 25, 110, 200, 300, 500, 700 and 900 °C for determination their permeability, consolidation, granularity, infinite compressive strength and pH. The furnace temperature was automatically increased at a rate of 5 °C/min up to the desired temperature and remained for 2 hours at this temperature and the furnace was switched off after that.

## 3. Results and Discussion

Figure 1 shows the effect of heat on acidity of soil. Rising the temperature to 300 °C changes pH to 8.6, which shows no significant difference. By increasing the temperature to 500 °C, the heated soil pH increased by about 3 units to 11.51. In this temperature range, dolomite decomposition at about 370 °C can be the main reason for the increase in pH of the reaction medium.

By increasing the temperature to 700 °C, the pH will be 12.06. The release of carbonate at about 700 °C, the formation of cementitious compounds at this temperature and the occurrence of pozzolanic reactions in the presence

[1] Corresponding Author: Assistant Professor, Faculty of Engineering, University of Hormozgan, Bandar Abbas, Iran. Email: amiri@hormozgan.ac.ir
[2] Assistant Professor, Faculty of Engineering, University of Hormozgan, Bandar Abbas, Iran.
[3] Master Student, Faculty of Engineering, University of Hormozgan.

## 4. Results of Calculated Fracture Toughness

The values of fracture toughness ($K_{IC}$) are presented in Figure 3 for three thicknesses (35, 50, and 60 mm) of asphalt specimens at three different temperatures (-5, -15, and -25 °C). Figure 3 shows that the fracture toughness increases by the increase of specimens thickness at different test temperatures. In general, the increase of specimens thickness from 35 mm to 65 mm increases the fracture toughness by approximately 29% at two test temperatures (-5 °C and -15 °C) and increases approximately 24% at -15 °C. Moreover, Figure 4 shows that decreasing test temperature of each specimens thickness causes increases the fracture toughness. In general, it can be observed that fracture toughness increases about 25% by the decrease in test temperature from -5 °C to -25 °C in each thickness of specimens.

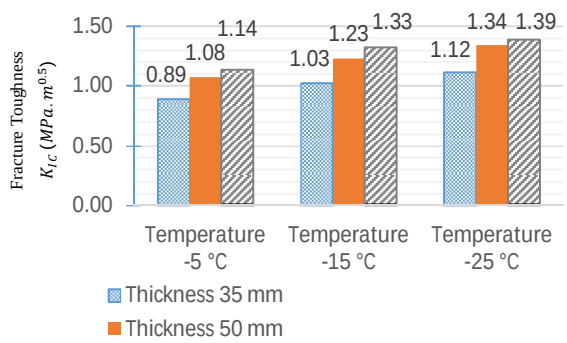



**Figure 3. The effect of specimen thickness on $K_{IC}$ at three test temperatures**

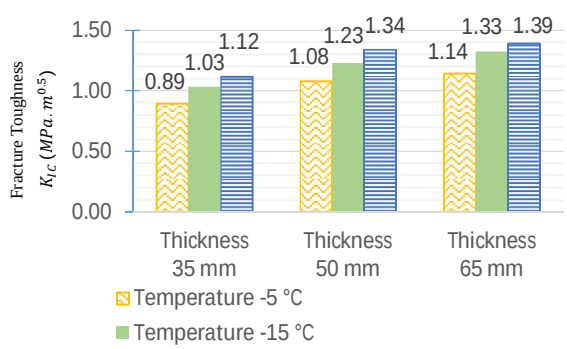



**Figure 4. The effect of temperature on $K_{IC}$ in different thickness**

## 5. Developing a Model for Estimation of Asphalt Fracture Toughness Based on Two Parameters of Temperature and Thickness

In this study, fracture test on 45 samples of asphalt mixture was used to estimate the fracture toughness values, test temperatures, and specimens thickness as dependent, independent, and independent variables respectively in MATLAB statistical software. To this end, nine values of the fracture toughness have been calculated in software by the average of 5 values for tested samples in three thicknesses under three test temperatures. Finally, a model was presented according on Eq. (2) with evaluation on several polynomial functions from "Curve Fitting Tool" on MATLAB software. Moreover, the response surface has been shown in Figure 5 to provide a better comprehension of $K_{IC}$ values which were obtained from the following model interacted by two parameters of test temperature and specimens thickness.

$$K_{IC} = -0.1977 + 0.03824\,x - 0.02167\,y - 0.0002963\,x^2 - 0.000033\,x\,y - 0.0003667\,y^2 \quad (2)$$

where $K_{IC}$ $(MPa.m^{0.5})$ is the fracture toughness value, x (mm) is the sample thickness, and y (°C) is the test temperatures.

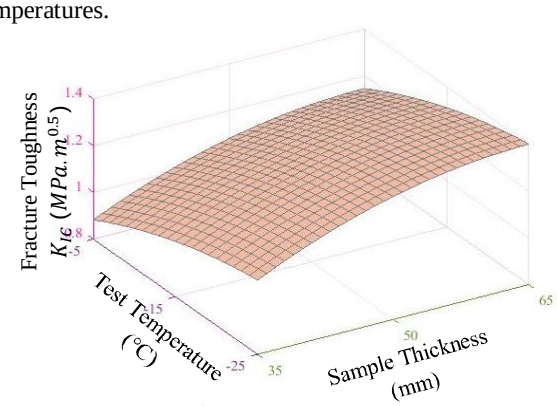



**Figure 5. $K_{IC}$ Surface response according to two parameters of temperature and thickness**

## 6. Conclusion

In this study, the effect of two parameters of temperature and specimens thickness on the fracture load, fracture energy and fracture toughness of asphalt mixture was evaluated under mode I loading. The most important results from performed tests are summarized in the following:

- The increase in specimens thickness and the decrease in temperature tend to increase the fracture energy and fracture load. The results show that thickness parameter has more significant effect on the increasing behavior compared to the temperature.
- In general, $K_{IC}$ has been increased about 25% by the increase on specimen thickness at different temperatures and also by the decrease at temperature in different thicknesses.
- The minimum and maximum of $K_{IC}$ have been seen at -5 °C in 35 mm and -25 °C in 65 mm, respectively.
- The $K_{IC}$ obtained from our tests are between 0.89 $MPa.m^{0.5}$ and 1.39 $Pa.m^{0.5}$. Considering values obtained by similar studies, our values are in an acceptable range.
- The results shows that the presented model can provide a good estimate for the values of fracture toughness of prepared asphalt mixtures considering the ranges of temperature and thickness studies in this study.

# Developing a Model for the Effect of Temperature and Thickness of Asphalt Mixture on Fracture Toughness under Pure Mode I

Hasan Divandari[1] Sina Ahmadipour[2]

## 1. Introduction

A large amount of money is spent every year on designing and constructing of asphalt pavements due to the increase in the number of vehicles and, consequently, a higher demand for constructions of new roads. In addition, overtime, different factors such as severe climates and traffics make cracks on the road surface that also require spending money on roads maintenance.

Fracture mechanics, as a powerful tool, has been successfully used to study crack initiation and propagation in all types of materials. This approach has been applied to explore the mechanism of fracture in asphalt mixtures as early as in 1960s and has become increasingly popular in the research community after 1990s.

Low temperature cracking is one of the major distress modes of asphalt concrete in cold regions. Further propagation of such cracks may occur because of tensile thermal stresses induced by temperature fluctuation which can result in pure mode I fracture mechanism in the asphalt pavement. Therefore, including low temperature performance in the design procedure of asphalt mixture in seasonal frozen areas is of high priority.

This study aimed at evaluating asphalt mixtures resistance under mode I cracking at low temperatures by considering fracture toughness ($K_{IC}$) as a fundamental parameter for estimating the load bearing capacity of cracked pavements against crack propagation.

## 2. Fracture Test

Fracture test in this study was performed using Semi-Circular Bend (SCB) specimens to evaluate the fracture toughness of asphalt mixture. To this end, the asphalt mixtures were manufactured with AC 60/70 bitumen. SCB specimens with effective crack in approximately 23 mm depth have been prepared in three thicknesses (35, 50, and 65 mm). The specimens were tested under mode I using GALDABINI (QUASAR 600) testing machine. A constant displacement rate of 5 mm/min is applied during the mechanical test. The test was carried out at three subzero temperatures (-5 °C, -15 °C, and -25 °C). The data was collected by calculating the fracture toughness values using critical fracture loads. Figure 1 shows the location of samples on the supports and the distances relative to cracks.

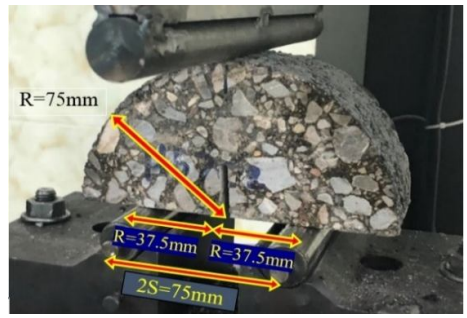



**Figure 1. Loading configuration of asphalt SCB specimens in test**

## 3. Calculation of Fracture Toughness ($K_{IC}$)

The values of mode I fracture toughness ($K_{IC}$) was determined for each cracked specimens from the Eq. (1).

$$K_{IC} = \frac{P_f}{2Rt}\sqrt{\pi a}\,Y_I\left(\frac{a}{R},\frac{S}{R}\right) \quad (1)$$

where $P_f$ (N) is the critical load to failure which consist the obtained values of the test, R=75 (mm) is the specimens radius, t (mm) is the specimen thickness which includes three quantities (35, 50, and 65), a (m) is the initial crack length of specimens that includes a quantity between 22 and 23 which is considered 22.5 mm in average, S=37.5 (mm) is the loading span, and $Y_I$ is the geometry factor of the SCB specimens under pure mode I which is considered 2.60 for two ratios according to Figure 2: (i) the crack length to radius ratio ($\frac{a}{R} = \frac{22.5}{75} = 0.3$), and (ii) the loading span to radius ratio ($\frac{S}{R} = \frac{37.5}{75} = 0.5$).

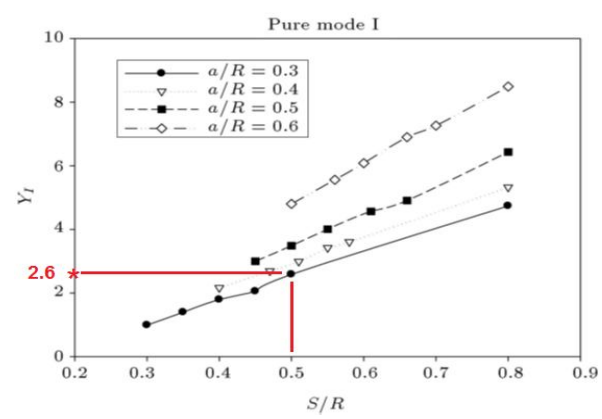



**Figure 2. Variations of pure mode I geometry factor ($Y_I$) on the SCB specimens with a/R and S/R**

[1] Corresponding Author, Department of Civil Engineering, Nowshahr Branch, Islamic Azad University, Nowshahr, Iran
Email: Divandari@iauns.ac.ir
[2] M.Sc. Student in Highway and Transportation Engineering., Department of Civil Engineering,, Nowshahr Branch, I.A.U., Nowshahr, Iran

particles, and then, applies changes to the strings to stimulate the process of gradual evolution. Compared to local search algorithms, in general searches where there is only one acceptable solution, the genetic algorithm considers a community of individuals. Working with a set of people makes it possible to study the different structures and characteristics of different people leading to identifying and discovering more efficient solutions. In this study, the genetic algorithm chooses strings that are proportional to the value and eliminates those strands that are less proportional to the population under study. Each community member that is an approximation of the final answer is coded as a string of letters or mergers. These strands are called chromosomes. The most common display mode is zero and one digits. Other modes of use of the three digits, real numbers, and integers are also implemented.

***ANFIS-Genetic algorithm hybrid method.*** After the recall, the dataset is categorized into two parts: training and testing. At this point, the data are divided into two categories of 50% and 50% and are used for training and testing the model, respectively. After the classifications, the fuzzy inference system is produced. To this end, three are two methods including grid partitioning and subtractive clustering. Moreover, the number of memberships and the type of input and output membership functions should be specified. In this study, the Gaussian membership function is utilized. The number of membership functions determined through the trial and error process is considered to be 3. Generating the fuzzy inference system, the network learning algorithm must be determined. Generally, two hybrid and back propagation algorithms which are well-known algorithms are used to train the adaptive neural fuzzy inference system. Therefore, in this study the performance of the hybrid algorithm is compared with the genetic algorithm as a well-known evolutionary algorithm suggested by researchers for future studies. After training the adaptive neuro-fuzzy inference system, the prediction accuracy is evaluated using the test data and if the satisfactory results are obtained, the modeling process is terminated, otherwise, this process is repeated from the fuzzy inference production stage until reaching the acceptable response.

## 4. Conclusion

If the flow within the sewage channel is semi-fill and the flow which the sediment transport in it is in the form of the bed load enters the channel with insufficient velocity to prevent from the sedimentation, the sedimentary bed is formed. It might be assumed that the velocity reduction is a reason for decreasing the sediment transport capacity of the flow which leads to more sedimentation and possibly obstruction. However, the experimental findings indicate that the presence of the sedimentary bed allows the flow to have much more sediment transport capacity in the form of bed load. In this study, using a meta-heuristic approach developed through the combination of the ANFIS model and the genetic algorithm, the three-phase flow in sewage canals was modeled. For the models with one input parameter, the model which was the function of the ratio of the mean diameter of particles to the pipe diameter (d/D) estimated the Froude number of the three-phase flow with higher accuracy. For this model, the values of the RMSE and MAPE indices in the testing mode were calculated to be 1.057 and 19.134, respectively. Also, for the models with two input parameters, this model approximated the values of Cv and d/R. For this model, the values of MAPE and RMSE in the training model were 5.529 and 0.315, respectively. For the superior model which estimated the flow Froude number with three input parameters, the values of MAPE, RMSE and SI in the testing mode were computed to be 7.789, 0.403, and 0.102, respectively. Moreover, for the model which estimated the values of the target function with four input parameters, the values of RMSE and SI for Model No.65 in the testing mode are calculated to be 0.510 and 0.129, respectively. In addition, for the superior model with five input parameters, the values of MAPE and RMSE in the testing mode are 11.980 and 0.579, respectively. Moreover, the model estimating the Froude number values by means of the combination of six input parameters calculated the values of $R^2$ in the training and testing model are 0.906 and 0.900, respectively. Based on the results of different models, for the model which simulated the three-phase flow characteristics using a combination of seven input parameters, about 69 percent of the results have an error less than 14%.

*Journal of Ferdowsi Civil Engineering, Vol.32, No.4, 2020.*

# Prediction of Sediment Transport in Sewer using a Combination of Adaptive-Neuro Fuzzy Inference Systems and Genetic Algorithm

Fariborz Yosefvand[1] Saeid Shabanlou[2] Ahmad Rajabi[3]

## 1. Introduction

In order to use the sediment transport criterion in sedimentary threshold conditions, some data such as the size of particles, density, sediment concentration, and flow depth are required for establishing an equation forecasting the sediment transport rate as the bed load of suspended load. Sediment transport in the sedimentary threshold state has two types, including suspended load and bed load. To use the existing self-cleansing equations, the transport state (bed load or suspended load) should be specified. Ota and Perrusquía (2013) studied the dimensionless shear stress to evaluate particles with the size of d moving on a rough bed with (k<d). In their study, they measured the influence of variations of flow rate on sediment transport rate. In the last decade, different neural network and artificial intelligence techniques were used by many researchers to forecast and pattern-cognition of complex, non-linear phenomena in various sciences. In addition, neuro-fuzzy models and different artificial neural networks have been recently utilized for solving various hydraulic and hydrology problems. Jain et al. (1999) and Bae et al. (2007) approximated the flow entering into a reservoir using different neural network algorithms. The load of suspended sediments was predicted by means of neuro-fuzzy models by Kisi (2005). In this study, the least required velocity (Froude number) to prevent from sedimentation on the bed of sewer canals was predicted for the first time by different soft computation approaches including adaptive neuro-fuzzy inference system and a hybrid method based on the adaptive neuro-fuzzy inference system (ANFIS), and the genetic algorithm. Also, the results of the soft calculations in predicting the Froude number of the three-phase flow required to prevent sediment deposition into the sewer canals were compared with the laboratory measurements. Reviewing previous studies on sediment transport in sewage canals, it was revealed that the modeling of the three-phase sediment transport mechanism within circular channels has not been performed by this hybrid ANFIS-Genetic algorithm. In this paper, the minimum velocity (Froude number) required to prevent the sedimentation of residual solids entering sewer canals is modeled by the hybrid artificial intelligence method, which illustrates the innovation of the research topic.

## 2. Experimental Model

In this paper, to validate the numerical models, the measurements conducted by Ab. Ghani (1993), Ota and Nalluri (1999) and Vongvisessomjai et al. (2010) were employed. They measured the values of the flow Froude number (Fr), volumetric concentration of sediments (Cv), the ratio of the mean diameter of sediment particles to the hydraulic radius (d/R), the ratio of the pipe (channel) diameter to the flow cross-section ($D^2/A$), the ratio of the hydraulic radius to the pipe diameter (R/D), the number of the dimensionless particle ($d_{50}(g(s-1)/v^2)^{1/3}$) ($D_{gr}$), the ratio of the mean diameter of particles to the pipe diameter (d/D) and the sediment load general strength factor (strength factor of sedimentary flow) ($\lambda_s$). In other words, they studied the influence of the mentioned parameters on changes of the Froude number (Fr).

## 3. Materials and Methods

***Structure of Adaptive neuro-fuzzy Inference system.*** In this study, an adaptive neural fuzzy inference system is used to predict the required Froude number to prevent sediment deposition in the canal bed. The system is presented as a modeling framework combining fuzzy logic and artificial neural network. This hybrid model is proposed to overcome the weaknesses in both fuzzy logic and artificial neural network methods. In fact, inspired by fuzzy systems, basic knowledge is shown in a set of constraints to reduce the optimization search space, whereas the structured network is inspired by the artificial neural network using back propagation. In this model, the artificial neural network is used to regulate membership functions.

***Genetic Algorithm.*** The genetic algorithm has provided a powerful method for the heuristic development of large-scale hybrid optimization problems. A genetic algorithm encodes the problem as a set of strings containing fine

[1] Assistance Professor, Department of Water Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran

[2]. Corresponding Author, Associate Professor, Department of Water Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran
Email:saeid.shabanlou@gmail.com

[3] Assistance Professor, Department of Water Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran

**5. Calculation of Response Modification Factor (R)**

Based on the results obtained from the nonlinear static and dynamic analyses, the overstrength, ductility and response modification factors were calculated. The results indicate that because of severe decline in ductility, increasing trend of overstrength has not managed to grow the response modification factor and, thus, decreasing trend of ductility factor has been dominant leading to a decrease in the response modification factor (R).

To compute the response modification factor, at first, the average values of this factor for each structure was determined as presented in Table 1. Then, these values were averaged to obtain one response modification factor. The results show that as the height increases, the response modification factor is reduced and consequently, it would be unreasonable to devote a single response modification factor to a broad range of structures with different heights.

Based on the results, the values of response modification factor for an RC frame equipped with SPSW using the ultimate state design method, is equal to 9.

It is noteworthy that according to ASCE07, the response modification factors for dual special moment frame plus shear wall as well as special dual steel frame equipped with SPSW, is equal to 8. Hence, further studies are required to scrutinize this factor.

**Table 1. Values of Seismic Parameters**

| Model | Rs | Rμ | $R_{LRFD}$ | $R_{ASD}$ |
|---|---|---|---|---|
| 7 Storey | 1.96 | 5.73 | 10.84 | 15.6 |
| 15 Storey | 2.29 | 4.69 | 9.19 | 13.24 |
| 30 Storey | 3.19 | 2.3 | 6.98 | 10.05 |
| Ultimate Value | 2.48 | 4.24 | 9 | 12.96 |

**6. Conclusion**

Application of SPSW as a lateral load-resisting system entails the recognition of seismic parameters derived from rigorous analyses. In this study, three RC buildings equipped with SPSW comprised of 7, 15, and 30 stories were analyzed and designed and, then, their seismic parameters were obtained using nonlinear static and dynamic as well as Ida analyses under 10 near and far-field earthquakes.

The results indicated that response modification factor of 9 for the RC frame equipped with SPSW is adequate. Moreover, the values of ductility and overstrength factors are equal to 4.24 and 2.48. It is notable that further analyses are required to scrutinize these values to be applied in design procedures.

# Determination of Response Modification Factor for Reinforced Concrete Frames equipped with Steel Plate Shear Wall using Incremental Dynamic Analysis

**Majid Gholhaki[1] Ali Soleymani[2]**
**Omid Rezayfar[3]**

## 1. Introduction

As the reinforced concrete (RC) frames equipped with steel plate shear walls (SPSW) are a novel type of structural system, the respective codes have not incorporated sufficient information about their design procedure. Thus, it is required to determine the seismic parameters of such frames as response modification factor that plays an important role in seismic design.

One of the significant uncertainties for the assessment of seismic performance of the structures is the intrinsic nature of earthquake and for the sake of quantifying this uncertainty, the effect of change in earthquake characteristics needs to be evaluated using a number of dynamic analyses. Therefore, to account for the effect of such uncertainties, incremental dynamic analysis (IDA) was applied.

## 2. Incremental Dynamic Analysis (IDA)

In this paper, to take the building's characteristics into account, the spectral acceleration of 1st mode of vibration with damping of 5% ($Sa(T_1,\zeta=5\%)$) was used as the seismic intensity. The incremental dynamic analysis (IDA) was used as one of the most powerful methods which has turned out comprehensive to study seismic performance of structures. To further generalize the analyses, in addition to the site soil effects (soil type III), both far and near-field ground motion records have been applied.

## 3. Numerical Modeling Process and Verification

To carry out the nonlinear static and dynamic analyses, OpenSees 2.4.0 was employed.

To verify the numerical modeling, the experimental model of the RC frame equipped with steel plate infill wall (SPIW1) tested by Choi and Park, was adopted.

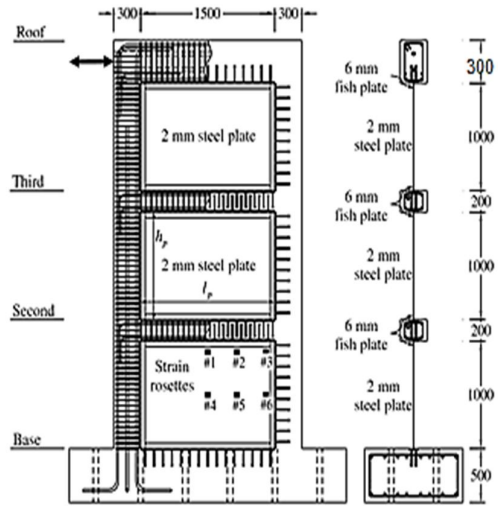



**Figure 1. Experimental Model of Choi and Park**

The comparison between the numerical and experimental results are presented in Figure 2.

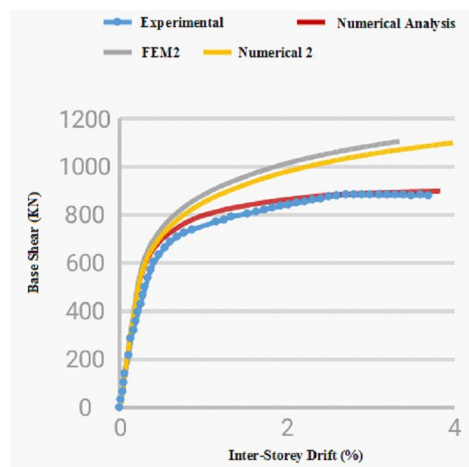



**Figure 2. Comparison of Numerical and Experimental Results**

The results indicate that the numerical analysis using the strip-based model, has managed to properly analyze behavior of the models.

## 4. Studied Models and Analysis of Results

Three RC frames including 7, 15, and 30 stories whose structural system is special RC frame equipped with thin steel plate shear wall were analyzed.

[1] Corresponding Author: Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan, Iran.
Email: mgholhaki@semnan.ac.ir
[2] MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan, Iran.
[3] Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan, Iran.

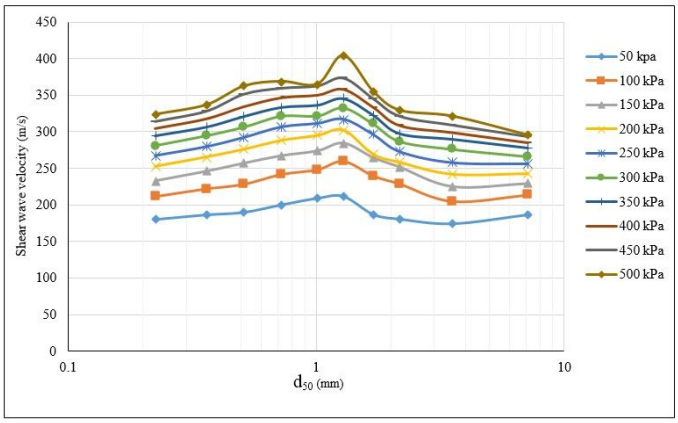



**Figure 1. Changes of shear wave velocity in terms of soil particle size under all confining pressures and frequency of input signal, 10 kHz**

## 4. Conclusion

This research study has been aimed at comprehensively assessing the effects of grain size on the amount of maximum shear modulus of sand. The results indicated that the maximum shear modulus of sand was considerably affected by changes in grain size. In a particular range of grain size, shear modulus increased as the diameter of soil grains rose, while, in the other range, maximum shear modulus diminished with increasing grain diameter. This increment in shear wave velocity might be related to fine-grained particle of sand, whereas shear wave velocity reduced along with increasing the diameter of coarse-grained of sand.

*Journal of Ferdowsi Civil Engineering, Vol.32, No.4, 2020.*

# An Experimental Study on the inFluence of Particle Size on Small-Strain Shear Modulus of Granular Soils

Mohammad Sharifipour[1] Abolhasan Sharifi[2]
Amir Rizvandy[3]

## 1. Introduction

Under small-strain circumstances, both shear wave velocity and maximum shear modulus of soils are considered the most important parameters for evaluating dynamic behaviors of soils. Due to the influential effects of particle size on engineering behavior of soils, it may be remarkable to figure out the effects of grain size on shear wave velocity. According to the relevant literature, the influences of grain size on shear wave velocity of soil were completely different in various research studies so that their findings could be classified in four major groups. Firstly, some researchers believed that shear wave velocity increases with increasing soil grain size; however, some observed that any increase in particle size of soil could diminish its shear wave velocity. Meanwhile, in a few studies, it was seen that shear wave velocity was not sensitive to soil grain size. Moreover, in a range of grain size, shear wave velocity increases with the increase in the average diameter of soil grain and in the other range, shear wave velocity decreases as the average diameter of soil grain increases. In this study, the effects of grain size of soil on both shear wave velocity and maximum shear modulus of dry sand were experimentally investigated under different circumstances of confinement and excitation frequency using bender element test.

## 2. Experimental Program

This research focused on the influences of particle size on shear wave parameters in a particular type of sandy soil. To this aim, a digitally controlled triaxial testing machine equipped with bender elements was used. The material used in this study was local river sand collected from the Dinevar area located in the north-eastern part of Kermanshah, Iran, and precisely classified as per the guidelines presented in the literature (ASTM C136/C136M 2014). The sandy soil was categorized into 10 specific groups with particular sizes. More details can be found in Table 1.

In this study, homogeneously identical samples were assumed as a prerequisite for all experiments. Therefore, it was necessary to take practical measures to ensure this crucial prerequisite in all specimens. In this regard, various experimental methods may be used to achieve a desirable void ratio, including the wet and dry tamping method, dry pouring technique, and water precipitation methods. In this study, the dry tamping method was used to prepare similar specimens with an identical void ratio. Using this method, three-layer samples were prepared, in which the soil was poured through a funnel for each layer, without a falling gap, and compacted using an appropriate tamper.

**Table 1. Physical properties of all 10 classified soil groups using standard ASTM C136 sieves**

| Soil group | Used Sieve No.(#) | Particle size (mm) | $d_{50}$ (mm) |
|---|---|---|---|
| R1 | 100-50 | 0.15-0.30 | 0.225 |
| R2 | 50-40 | 0.30-0.42 | 0.363 |
| R3 | 40-30 | 0.42-0.60 | 0.513 |
| R4 | 30-20 | 0.60-0.85 | 0.725 |
| R5 | 20-16 | 0.85-1.18 | 1.015 |
| R6 | 16-14 | 1.18-1.40 | 1.290 |
| R7 | 14-10 | 1.40-2.00 | 1.700 |
| R8 | 10-8 | 2.00-2.36 | 2.180 |
| R9 | 8-4 | 2.36-4.75 | 3.555 |
| R10 | 4-3/8 | 4.75-9.53 | 7.140 |

To prepare cylindrical BE test specimens, a two-way split aluminum sampling mold with internal diameter of 105 mm (F03586, STRASSENTEST OHG, Germany) equipped with a rubber membrane was used. For all samples of the 10 soil groups, under confining pressures of 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, and 500 kPa, the transmitted shear wave signals and the corresponding received wave signals were generated and recorded, thereby determining the resultant shear wave travel time.

## 3. Results

Figure 1 displays the alteration of shear wave velocity under different confining pressures (50-500 kPa) for all 10 soil groups. It can be seen that, for mean particle diameters from 0.225 to 1.29 mm, the shear wave velocity increases with increasing mean particle diameter, while this trend is reversed for mean particle diameters from 1.29 to 7.14 mm. Apparently, the initial increase in Vs is associated with an increased number of contact points and increased friction among particles, based on the Hertzian contact theory. Moreover, for this specific particle size (0.225 to 1.29 mm), the shape of the particles changes from a smooth rounded type to a rough angular type, which may result in higher interlocking among soil particles, thus increases the soil shear modulus. However, this phenomenon shows an approximately opposite trend for soil samples with mean particle diameters from 1.29 to 7.14 mm.

[1] Corresponding Author: Assistant professor, Department of civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran
Email: sharifipour@razi.ac.ir
[2] Ph.D Student, Department of civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran
[3] Ms. Student, Department of civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

## CONTENTS


| | | |
|---|---|---|
| An Experimental Study on the Influences of Particle Size on Small-Strain Shear Modulus of Granular Soils | M. Sharifipour - A. Sharifi<br>A. Rizvandy | 1 |
| Determining Coefficient Behavior of Reinforced Moment Frame Having the Steel Plate Shear Wall using incremental Non-linear Dynamic Analysis (IDA) | M. Gholhaki - A. Soleymani<br>O.Rezayfar | 13 |
| Prediction of Sediment Transport in Sewer Using a Combination of Adaptive-Neuro Fuzzy Inference Systems and Genetic Algorithm | F. Yosefvand - S. Shabanlou<br>A. Rajabi | 31 |
| Developing a Model for the Effect of Temperature and Thickness of Asphalt Mixture on Fracture Toughness under Pure Mode I | H. Divandari - S. Ahmadipour | 45 |
| Microstructure Evaluation of Thermal Stabilization Marls Case Study: Marl West Bandar Abbas | M. Amiri - M. Dehghani - M. Papi | 67 |
| Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by Considering Structural Uncertainties | M. Maddahi - M. Gerami<br>H. Naderpour | 87 |
| Flood Control Using a Combination of Delayed Dam and Coastal Dike (Case study: Kan river basin) | A. Safaee - S. R. Khodashenas<br>K. Davari | 105 |

# 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. Reza Esfahani** | Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **F. Irani** | Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **K. badv** | Professor | Urmia University |
| **J. Bolouri Bazaz** | Associate Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **A. Pouya** | Professor | Ecole des Ponts Paris tech |
| **S. M. Hosseini** | Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **N. Hafezi Moghaddas** | Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **E. Seyedi Hosseininia** | Associate Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **Sh. Danesh** | Associate Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **Gh. Rakhshandehro** | Professor | Shiraz University |
| **M. H. Sebt** | Professor | Amirkabir University of Technology |
| **F. Shahabian Moghadam** | Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **A. Kavussi** | Professor | Tarbiat Modares University |
| **H. Ganji Doost** | Professor | Tarbiat Modares University |
| **M. Faghfour Maghrebi** | Professor | Ferdowsi University of Mashhad |
| **F. Moghadas Nejad** | Professor | Amirkabir University of Technology |
| **M. Kianoush** | Professor | University of Ryerson |

**Text Editor:** Yousef Bina
**Administrative Director:** T. Hooshmand
**Typist:** A. Noie – T. Hooshmand



Journal of Civil Engineering
Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.
P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN
Tel: +98 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. 28

**An Experimental Study on the Influences of Particle Size on Small-Strain Shear Modulus of Granular Soils** 1
M. Sharifipour - A. Sharifi - A. Rizvandy

**Determining Coefficient Behavior of Reinforced Moment Frame Having the Steel Plate Shear Wall using incremental Non-linear Dynamic Analysis (IDA)** 13
M. Gholhaki - A. Soleymani O.Rezayfar

**Prediction of Sediment Transport in Sewer Using a Combination of Adaptive-Neuro Fuzzy Inference Systems and Genetic Algorithm** 31
F. Yosefvand - S. Shabanlou - A. Rajabi

**Developing a Model for the Effect of Temperature and Thickness of Asphalt Mixture on Fracture Toughness under Pure Mode I** 45
H. Divandari - S. Ahmadipour

**Microstructure Evaluation of Thermal Stabilization Marls Case Study: Marl West Bandar Abbas** 67
M. Amiri - M. Dehghani - M. Papi

**Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by Considering Structural Uncertainties** 87
M. Maddahi - M. Gerami - H. Naderpour

**Flood Control Using a Combination of Delayed Dam and Coastal Dike (Case study: Kan river basin)** 105
A. Safaee - S. R. Khodashenas - K. Davari

Vol. 32, No. 4
Winter, 2020