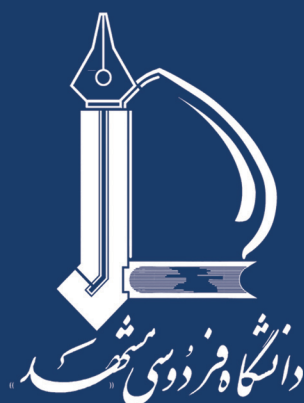




نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۲۴

- ۱ مطالعه آزمایشگاهی حداکثر عمق آبشستگی ناشی از جت های ریزشی آزاد
در پایین دست سدهای مخزنی
سمیرا منصوری - صمد امام قلی زاده - خلیل اژدری - روزبه موذن زاده
- ۲۱ کمینه سازی تابع هدف چندمتغره با استفاده از الگوریتم ژنتیک بهبود یافته
در کنترل فعال نوسان های سازه
علی بنائی - جواد علامتیان
- ۴۱ ارزیابی عملکرد نانوسیلیکات در ارتقای خواص مکانیکی سنگ آهکی
به کاررفته در معماری میراث جهانی پاسارگاد
عاطفه شکفته - حسین احمدی - مهدی یزدی - آنا اریتری - ادواردو مولینا - جوزپه کلتروونه
- ۶۳ شناسایی آسیب در مسائل تنش- کرنش مسطح با استفاده از داده های مودال
علی مطهری - جلال اکبری
- ۷۹ مطالعه آزمایشگاهی گودبرداری به روش سیستم ترکیبی شمع و انکراژ
محمود عبدالحی - جعفر بلوری بزاز
- ۹۷ استنتاج معادلات جدید برای تخمین بیشینه شتاب و سرعت زمین ناشی از زلزله
علی درخشانی - علی صابری
- ۱۱۳ ارزیابی تغییر مکان قائم کوتاه مدت تیرهای بتن آرمه با میلگردهای
کامپوزیت FRP «یادداشت پژوهشی»
علی خیرالدین - فهیمه مالکی
- ۱۳۱ تحلیل خطر و ریسک زلزله سدها
(مطالعه موردی سد چاه نیمه ۱ زابل) «یادداشت پژوهشی»
علی کمک پناه - حمیدرضا رحمانی
- ۱۵۳ بررسی رفتار خمشی تیر مسلح طره ساخته شده با بتن الیافی توانمند
HPRCC و چیدمان متفاوت خاموت گذاری «یادداشت پژوهشی»
علیرضا تقی خانی - محمد کاظم شربندار
- ۱۶۵ مدل سازی پارامترهای جریان در مسیر تنداب سرریزهای با تغییر شیب
ناگهانی (مطالعه موردی: سرریز سد سورک) «یادداشت پژوهشی»
سهیل عباسی - حسین صمدی بروجنی - روح الله فتاحی نافچی - بهزاد قربانی

نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

علمی-پژوهشی

سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

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

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : عاطفه نوعی باغبان

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

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

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

فهرست مطالب

۱	سمیرا منصوری - صمد امام قلی زاده خلیل اژدری - روزبه موذن زاده	مطالعه آزمایشگاهی حداکثر عمق آب شستگی ناشی از جت های ریزشی آزاد در پایین دست سدهای مخزنی
۲۱	علی بنائی - جواد علامتیان	کمینه سازی تابع هدف چندمتغره با استفاده از الگوریتم ژنتیک بهبود یافته در کنترل فعال نوسان های سازه
۴۱	عاطفه شکفته - حسین احمدی - مهدی یزدی آنا اریتری - ادواردو مولینا - جوزپه کلترونه	ارزیابی عملکرد نانوسیلیکات در ارتقای خواص مکانیکی سنگ آهکی به کاررفته در معماری میراث جهانی پاسارگاد
۶۳	علی مطهری - جلال اکبری	شناسایی آسیب در مسائل تنش- کرنش مسطح با استفاده از داده های مودال
۷۹	محمود عبدالحی - جعفر بلوری بزاز	مطالعه آزمایشگاهی گودبرداری به روش سیستم ترکیبی شمع و انکراژ
۹۷	علی درخشانی - علی صابری	استنتاج معادلات جدید برای تخمین بیشینه شتاب و سرعت زمین ناشی از زلزله
۱۱۳	علی خیرالدین - فهیمه مالکی	ارزیابی تغییر مکان قائم کوتاه مدت تیرهای بتن آرمه با میلگردهای کامپوزیت FRP «یادداشت پژوهشی»
۱۳۱	علی کمک پناه - حمیدرضا رحمانی	تحلیل خطر و ریسک زلزله سدها (مطالعه موردی سد چاه نیمه ۱ زابل) «یادداشت پژوهشی»
۱۵۳	علیرضا تقی خانی - محمد کاظم شربتدار	بررسی رفتار خمشی تیر مسلح طره ساخته شده با بتن الیافی توانمند HPRCC و چیدمان متفاوت خاموت- گذاری «یادداشت پژوهشی»
۱۶۵	سهیل عباسی - حسین صمدی بروجنی روح الله فتاحی نافچی - بهزاد قربانی	مدل سازی پارامترهای جریان در مسیر تنداب سرریزهای با تغییر شیب ناگهانی (مطالعه موردی: سرریز سد سورک) «یادداشت پژوهشی»

مطالعه آزمایشگاهی حداکثر عمق آبشستگی ناشی از جت‌های ریزشی آزاد در پایین‌دست سدهای مخزنی*

سمیرا منصوری^(۱) صمد امام قلی زاده^(۲) خلیل اژدری^(۳) روزبه موذن زاده^(۴)

چکیده در مقاله حاضر نتایج یک مطالعه آزمایشگاهی در زمینه تعیین ابعاد حفره آبشستگی حاصل از جت‌های ریزشی افقی آزاد در پایین‌دست دریچه‌های سدهای مخزنی ارائه شده است. هندسه حفره آبشستگی به بسیاری از پارامترها مانند دبی جت آب خروجی از دریچه‌ها (Q_j)، قطر متوسط رسوبات بستر پایین‌دست (D_{50}) و زاویه برخورد جت‌های ریزشی در صفحه افقی (θ) بستگی دارد. در این مطالعه اثر این پارامترها مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور اثر پارامترهای دبی جت آب خروجی از دریچه‌ها (Q_j)، قطر متوسط رسوبات بستر پایین‌دست (D_{50}) و زاویه برخورد جت‌های ریزشی در صفحه افقی (θ) مورد ارزیابی قرار گرفته است. جت آب از لوله‌هایی با مقاطع دایره‌ای به قطر ۱/۲۵ اینچ از ارتفاع ثابت ۹۵ سانتی‌متر بر روی بستر رسوبات پایین‌دست ریزش می‌نمود. کف حوضچه پایین‌دست با سه نوع رسوب غیرچسبنده یکنواخت با قطر متوسط معادل ۱/۷، ۳/۲ و ۶/۷۵ میلی‌متر تا ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر پوشانده شد. آزمایش‌ها با دبی‌های متفاوت در محدوده ۱/۳۲ تا ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه انجام گرفت. نتایج پژوهش نشان می‌دهد در تمامی آزمایش‌های انجام‌شده حفره آبشستگی در پایین‌دست مخزن تشکیل شده و با افزایش دبی، مقدار عمق آبشستگی (d_s) افزایش یافته است. آنالیز حساسیت صورت گرفته بر رابطه عمومی معرفی شده در این پژوهش حاکی از آن است که اعمال $\pm 20\%$ درصد تغییر در پارامترهای دبی جت، قطر متوسط رسوبات بستر و زاویه برخورد جت‌های ریزشی در صفحه افقی در مجموع عمق نسبی آبشستگی ($\frac{d_s}{h_{tw}}$) را به ترتیب ۱۲/۳۳، ۶/۲۳ و ۳۴/۰۳ درصد تحت تأثیر قرار می‌دهد.

واژه‌های کلیدی جت‌های ریزشی افقی آزاد، دبی جت، زاویه برخورد جت‌ها، حفره آبشستگی.

Experimental Study of the Maximum Scour Depth Due to Free-Falling Jets at the Downstream of Storage Reservoir

S. Mansouri S. Emamgholizadeh Kh. Ajdari R. Moazenzadeh

Abstract In this study the experimental study an performed to determine the scour hole dimensions due to falling jets at the downstream of storage reservoir. The geometry of the scour hole depends on many parameters such as outflow discharge of gates (Q_j), medium diameter of sediment (D_{50}) and the confluence angle of jets at horizontal plane (θ). In this study, the effect of these parameters were investigated. Water jet falls from pipes with circular section and diameter of 1.25 inch into the downstream pound. The drop height was 95 cm. The downstream pound filled with 20 cm of non-cohesive sediments with medium diameters of 1.7 mm, 3.2 mm and 6.75 mm. Experiments were carried out with different discharges at the range of 1.32 to 5.14 l/s. The results of this study show that for all experiments, a scour hole created at the downstream of the reservoir and with increasing discharge the scour depth (d_s) increased. The sensitive analysis of the proposed general equation showed that when jet discharge, sediment diameter and the confluence angle of jets at horizontal plane (θ) changed $\pm 20\%$, the relative scour depth (d_s / h_{tw}) changed 12.33, 6.23 and 34.03 %, respectively.

Key Words Free- Falling Jets, Jet Discharge, Impinging Angle of Jets, Scour Hole.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۸/۱۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۹/۳ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد سازه های آبی، گروه آب و خاک، دانشکده کشاورزی، دانشگاه صنعتی شاهرود.

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه آب و خاک، دانشکده کشاورزی، دانشگاه صنعتی شاهرود.

Email: s_gholizadeh517@Shahroodut.ac.ir

(۳) دانشیار، گروه آب و خاک، دانشکده کشاورزی، دانشگاه صنعتی شاهرود.

(۴) استادیار گروه آب و خاک، دانشکده کشاورزی، دانشگاه صنعتی شاهرود

مقدمه

برای تخلیه سیلاب از کنار و یا از روی سدها، روش های متعددی وجود دارد. یک روش آن است که جریان به صورت آزاد در هوا رها شود. این هدف با احداث سرریزهای آزاد آبشاری مستقر در تراز نزدیک به تاج سد، یا سرریزهای تنداب منتهی به جام پرتاب کننده، یا با سرریزهای روزنه ای و یا دریچه های مستقر در ترازهای پایین سد حاصل می شود. در این حالت، جریان آب به صورت یک جت آزاد پراورزی ریزش می کند و در نهایت به محلی در پایین دست سد برخورد می نماید که موجب حرکت مواد بستر و ایجاد حفرة آبشستگی می گردد و در نهایت ممکن است منجر به شکست سد شود. در این جا مسئله اصلی آن است که جریان سیلاب به نحوی تخلیه گردد که آبشستگی در پایین دست سازه رخ ندهد و یا میزان آن محدود باشد [۱]. از آنجایی که حفاظت کامل بستر پایین دست سازه های هیدرولیکی خصوصاً سدها در مقابل این پدیده بسیار گران تمام می شود و از طرفی با صرف هزینه های بسیار زیاد نیز امکان حفاظت کامل وجود ندارد؛ لازم است با مطالعات آزمایشگاهی روی مدل های فیزیکی و هیدرولیکی، به شناسایی عوامل مختلف مؤثر بر این پدیده پرداخت [۲]. آبشستگی متأثر از متغیرهای بسیاری از قبیل پارامترهای جریان، مشخصات بستر، زمان و هندسه سازه است؛ به همین دلیل محققان، اثر پارامترهای مذکور را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. در نهایت روابط تجربی بسیاری برای پارامترهای مختلف آبشستگی از قبیل حداکثر عمق حفرة در حالت تعادل، ارائه شده است. این روابط نتایج بسیار متفاوتی را به ازای شرایط یکسان جریان نشان می دهند. این گونه تضادها در بحث آبشستگی در مجاورت سازه های هیدرولیکی، لزوم انجام تحقیقات بیشتر برای افزایش دانش و آگاهی موجود در راستای برنامه ریزی مناسب و کاهش خسارات ناشی از آبشستگی را ضروری می سازد. بررسی منابع نشان می دهد مسئله آبشستگی در پایین دست سازه ها

مورد توجه محققان بوده است. برای مثال پاکیلارا و همکاران [3] به بررسی آبشستگی ناشی از جت مایل در حوضچه مستغرق پرداختند. هم چنین پاکیلارا و همکاران [4] تأثیر دو جت متقاطع را در کاهش آبشستگی در حوضچه آرامش مورد بررسی قرار دادند. اکزی و لیم [5] مطالعاتی را به منظور بررسی تأثیر جت ریزشی در ایجاد آبشستگی در پایین دست دریچه کشویی انجام دادند.

هم چنین درخصوص یافتن رابطه ای برای تخمین عمق آبشستگی در پایین دست آبشار، شوکلیچ یکی از اولین کسانی بود که مطالعاتی را در این زمینه انجام داد و رابطه زیر را بر مبنای داده های آزمایشگاهی پیشنهاد کرد [6]:

$$d_s = 4.75 \frac{H^{0.2} q^{0.5}}{D_{90}^{0.30}} - d_2 \quad (1)$$

که در آن d_s حداکثر عمق حفرة آبشستگی (متر)، H فاصله عمودی بین خط انرژی بالادست و سطح آب پایین دست (متر)، q دبی در واحد عرض (مترمکعب در ثانیه در متر) و D_{90} اندازه مصالح رسوبی بستر رودخانه است که ۹۰ درصد ذرات از آن کوچک تر می باشند (متر) و d_2 عمق آب پایین دست (متر) است. جانسون مطالعاتی روی جت های عمودی انجام داد. مطالعات انجام شده نشان می دهد که اگر جتی با قطر ۴۰ میلی متر به ۳۲ جت تقسیم گردد منتهی مساحت آن تغییر نکند، تفاوت معنی داری در عمق آبشستگی ایجاد نمی کند، درحالی که اگر به جتی با قطر ۴۰ میلی متر ۵۰ درصد هوا مخلوط شود به طوری که سرعت و دبی جریان تغییر نکند، حداکثر عمق آبشستگی به شدت کاهش می یابد [7]. میسون به مطالعاتی در زمینه آبشستگی ناشی از جت های ریزشی پرداخت. براساس مطالعات وی روابطی که از شدت جریان، ارتفاع ریزش و اندازه ذرات در پیش بینی حداکثر عمق آبشستگی استفاده می کنند، به قدر کافی دقت دارند و وارد کردن پارامترهای دیگر، پیش بینی ها را در حد قابل قبولی بهبود نمی بخشد [8].

آزمایش های انجام شده توسط سعیدی نژاد نشان

که در این رابطه Fr عدد فرود، D بیشترین عمق آب شستگی و h_t عمق پایاب است. کلانتری و بازرگان نیز با به کارگیری داده های میدانی و آزمایشگاهی جمع آوری شده، رابطه بی بعدی را برای تخمین میزان آب شستگی ناشی از جت های ریزشی آزاد پایین دست سرریز پرتابی ارائه دادند. این رابطه می تواند در طراحی اولیه این گونه سرریزها برای تخمین حداکثر عمق آب شستگی پایین دست توصیه شود [۱۳]. در مجموع بررسی منابع نشان می دهد، هنوز به طور خاص تحقیقی در ارتباط با جت های ریزشی افقی در پایین دست سدهای مخزنی انجام نشده است. بنابراین در تحقیق حاضر با استفاده از ساخت مدل فیزیکی به بررسی این پدیده پرداخته شد و همچنین تأثیر پارامترهای مؤثر در ایجاد حفره آب شستگی مانند تأثیر پارامترهای هندسی و هیدرولیکی بر حداکثر عمق آب شستگی مورد بررسی قرار گرفت.

مواد و روش ها

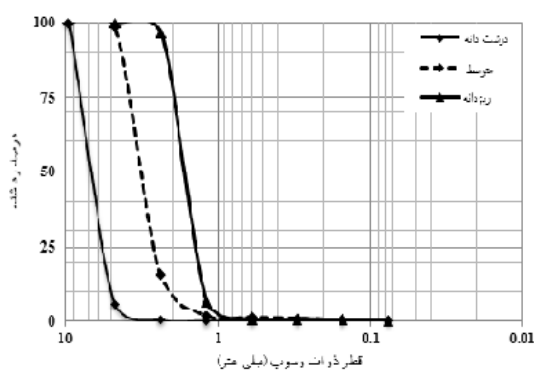
در تحقیق حاضر مدل آزمایشگاهی دریچه برای بررسی پدیده آب شستگی موضعی در پایین دست سدهای مخزنی طراحی شده است. آزمایش های مربوط به این تحقیق در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه صنعتی شاهرود، در یک فلوم مستطیلی شکل با عرض ۱ متر، طول ۲/۴۳ متر و ارتفاع (فاصله کف حوضچه رسوب تا سطح زمین) ۱/۱۱ متر انجام شد؛ به طوری که آب شستگی درون آن تحت تأثیر دیواره های کناری قرار نمی گرفت. دیواره های فلوم از جنس پلاکسی گلاس شفاف بود که امکان مشاهده تغییرات آب شستگی را فراهم می ساخت و کف آن از فلز (ورق گالوانیزه) با شیب صفر ساخته شده بود.

برای ساخت مدل، از سه لوله با مقاطع دایره ای به قطر ۱/۲۵ اینچ از جنس نیوپایپ به عنوان دریچه های سد استفاده شد. به منظور بررسی تأثیر زاویه استقرار دریچه ها بر میزان آب شستگی، لوله ها در سه حالت با

می دهد که دبی جریان یا سرعت جت آب خروجی مهم ترین عامل در آب شستگی پایین دست سرریز است؛ به طوری که با افزایش سرعت جت، پتانسیل حمل رسوب افزایش یافته و در نتیجه ابعاد حفره آب شستگی گسترش پیدا می کند. همچنین طول و عرض حفره آب شستگی با عدد فرود رابطه مناسب دارد در صورتی که عمق حفره با نسبت سرعت جریان به سرعت برشی بحرانی ارتباط بهتری دارد [۹]. آذر اثر دانه بندی مصالح بر حداکثر عمق آب شستگی پایین دست سرریزهای ریزشی آزاد را مورد بررسی قرار داد. او در مطالعات خود رابطه بدون بعدی ارائه کرد که هم برای مصالح یکنواخت پایین دست و هم مصالح غیر یکنواخت کاربرد دارد. در نهایت، با تحلیل داده های به دست آمده در آزمایشگاه، رابطه جدیدی برای تخمین حداکثر عمق آب شستگی ارائه داد [۲]. مهرآیین و قدسیان به بررسی آزمایشگاهی آب شستگی موضعی ناشی از جت های مایل پرداختند. نتایج نشان داد ابعاد حفره آب شستگی، در جت های مایل کمتر از جت های افقی است. در نهایت به این نتیجه رسیدند که از جت های مایل می توان به عنوان راه حلی برای کاهش ابعاد حفره آب شستگی استفاده کرد [۱۰].

فروودی [11] در بررسی آب شستگی پایین دست دریچه کشویی به این نتیجه دست یافت که حجم رسوبات جابه جاشده به میزان دبی جریان حساس است که منجر به عمق آب پایین دست متغیری می شود. ترمینی [6] آب شستگی بستر پایین دست دریچه کشویی را تحت شرایط جریان پایدار مورد مطالعه قرار داد. نتایج نشان داد که حفره آب شستگی در ۳۴ درصد اول طول مخزن رسوبات رخ می دهد. اکبری و همکاران [۱۲] به مطالعه آزمایشگاهی تأثیر تغییرات دبی و عمق پایاب بر آب شستگی حاصل از جت خروجی از پرتاب کننده جامی شکل پرداختند و در نهایت رابطه زیر را برای بیشترین عمق آب شستگی ارائه دادند (اکبری و همکاران، ۱۳۹۰):

$$\frac{D}{h_t} = 5.36(Fr)^{0.99} \quad (2)$$

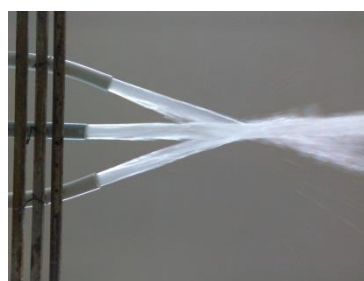
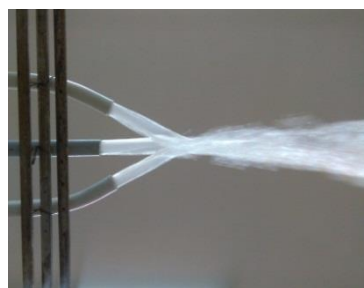
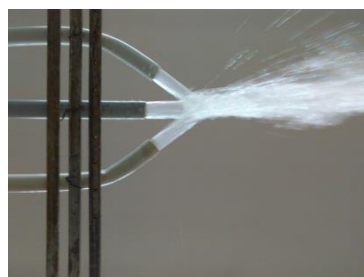


شکل ۲ منحنی دانه بندی رسوبات مورد استفاده در آزمایش ها

یک واحد توری سنگ نیز در انتهای فلوم هم سطح با ذرات رسوب بستر (با دانه بندی مختلف) برای جلوگیری از شسته شدن رسوبات در نظر گرفته شد. قبل از انجام هر آزمایش سطح بستر با استفاده از ماله چوبی و تراز کاملاً مسطح شد و برای ایجاد تراکمی یکنواخت، به منظور حصول اطمینان از شرایط یکسان و عدم وقوع تغییرات موضعی غیر قابل پیش بینی، با الوار کوبیده شد. سپس نقاط مختلف بستر به صورت تصادفی با استفاده از عمق سنج نقطه ای (با دقت ۰/۱ میلی متر)، تراز و یک صفحه مسطح کنترل گردید تا خطای چشمی در آزمایش ها دخالت نداشته و تمام سطح بستر صاف و یک دست باشد. بعد از تراز کردن سطح بستر، بازه رسوبی به وسیله یک ورق از جنس پلی اتیلن کاملاً پوشانده شد؛ به طوری که آب بدون برخورد با بستر، به انتهای حوضچه رسوب هدایت می شد. این امر باعث می شد که شرایط نامناسب قبل از شروع هر آزمایش (دبی و زاویه نامطلوب) تأثیری بر نتایج به دست آمده نداشته باشد.

در ادامه الکتروپمپ روشن شد و با باز شدن تدریجی شیر ورودی، جریان آب به آرامی از طریق لوله ای به قطر ۲/۵ اینچ از مخزن وارد دریچه ها (به قطر ۱/۲۵ اینچ) شد و از آنجا به داخل فلوم جریان یافت. سپس دبی افزایش یافت تا دبی مورد نظر حاصل شود. پس از تنظیم دبی و دستیابی به مقدار مورد نظر، در یک لحظه پوشش پلی اتیلن از روی بستر برداشته شد و زمان صفر

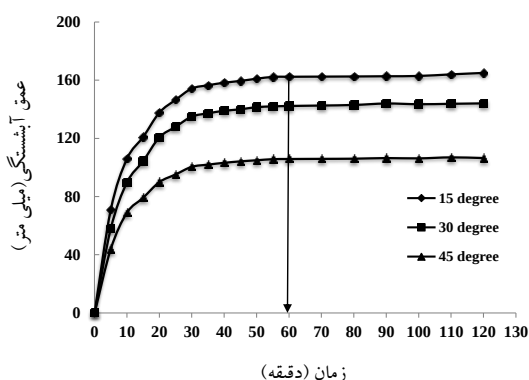
سه زاویه ۱۵، ۳۰ و ۴۵ درجه (نسبت به صفحه افق) به فاصله ۱۰ سانتی متر از هم در ابتدای فلوم نصب و به طور کامل آب بندی گردید. شکل (۱) نمایی از برخورد جت های ریزشی افقی را در سه زاویه مختلف نشان می دهد.



شکل ۱ برخورد جت های ریزشی افقی با سه زاویه ۱۵، ۳۰ و ۴۵ درجه نسبت به صفحه افق (به ترتیب از راست به چپ)

سپس بستر پایین دست دریچه ها به ارتفاع ۲۰ سانتی متر از سه نوع رسوب غیر چسبنده با قطر متوسط ذرات (D_{50}) معادل با ۱/۷، ۳/۲ و ۶/۷۵ میلی متر و به ترتیب انحراف معیار هندسی ($\sigma_g = \sqrt{D_{84}/D_{16}}$) برابر با ۱/۲۹، ۱/۳ و ۱/۲۸ پوشانده شد؛ که منحنی دانه بندی مربوط به هر یک در شکل (۲) ارائه شده است.

شکل (۳) مشهود است، در مرحله اولیه، با برخورد جت آب خروجی از دریچه‌ها به بستر پایین‌دست، آب شستگی به سرعت رخ می‌دهد و شیب آن در این مرحله زیاد است. در مرحله دوم (مرحله توسعه) با افزایش قدرت و اندازه گرداب‌های ایجادشده، ابعاد حفره آب‌شستگی افزایش می‌یابد و شیب منحنی در این مرحله خیلی کمتر از مرحله قبل است. در مرحله سوم (مرحله تثبیت) نیز تغییرات کاهش می‌یابد و نهایتاً در مرحله پایانی (مرحله تعادل) ابعاد حفره آب‌شستگی بعد از مدت ۶۰ دقیقه به ۹۰ درصد حالت تعادل یا بالاتر از آن می‌رسد که شیب منحنی در این مرحله نزدیک به صفر است. در نتیجه باتوجه به منحنی ارائه‌شده، زمان ۶۰ دقیقه به‌عنوان زمان اجرای آزمایش‌ها در نظر گرفته شد.



شکل ۳ تغییرات زمانی حداکثر عمق آب‌شستگی برای بحرانی‌ترین شرایط (رسوبات ریزدانه و بیشترین سرعت جت)

برای استخراج رابطه حاکم بر مسئله از آنالیز ابعادی به روش باکینگهام (قضیه π)، استفاده گردید. بدین منظور عوامل مؤثر بر آب‌شستگی تحت اثر جت آب خروجی از دریچه‌ها به شرح زیر دسته‌بندی گردید: عوامل مربوط به سیال و رسوب. لزجت دینامیکی (μ)، جرم مخصوص آب (ρ_w)، جرم مخصوص مستغرق ذرات رسوب ($\rho_s - \rho_w$)، شتاب ثقل (g) و

درج گردید. خاتمه آزمایش زمانی بود که ذرات رسوبی بستر به پایین‌دست منتقل نشدند و حفره آب‌شستگی به حالت تعادل رسید. لازم به ذکر است که اندازه‌گیری دبی جریان به‌روش حجمی صورت گرفت؛ بدین‌صورت که جریان خروجی از دریچه‌ها وارد ظرفی با حجم مشخص شد و با ثبت مدت زمانی که ظرف پر می‌شد، مقدار دبی از حجم ظرف به زمان محاسبه گردید.

آزمایش‌ها به‌ازای ارتفاع ریزش (فاصله از وسط مقطع لوله تا سطح بستر) ثابت برابر ۹۵ سانتی‌متر و دبی‌های متفاوت ۱/۳۲، ۲/۰۶، ۲/۸۵، ۴/۰۰، ۴/۷۴ و ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه صورت گرفت. در نهایت پروفیل آب‌شستگی به‌صورت شبکه ۵×۵ سانتی‌متر برداشت شد. این کار توسط عمق‌سنج نقطه‌ای (با دقت ۰/۱ میلی‌متر) که به‌طور دستی در راستای محور طولی و عرضی بستر حرکت می‌کرد و امکان خواندن هر سه مختصات نقطه موردنظر را فراهم می‌ساخت، صورت گرفت. باتوجه به داده‌های برداشت‌شده، ابعاد حفره آب‌شستگی از قبیل طول، عرض و حداکثر عمق آب‌شستگی و نیز ارتفاع برآمدگی رسوبات در پایین‌دست حفره استخراج گردید تا روند آب‌شستگی مشخص گردد.

بنابراین برای بررسی تأثیر پارامترهای هیدرولیکی و هندسی بر ابعاد حفره آب‌شستگی، پنجاه و چهار آزمایش با به‌کارگیری شرایط مختلف شامل شش دبی، سه دانه‌بندی و سه زاویه برای برخورد جت‌های ریزشی افقی انجام شد. پس از انجام آزمایش‌ها، داده‌های مربوط به آب‌شستگی مانند طول و عمق آب‌شستگی اندازه‌گیری شد و هم‌چنین به‌کمک نرم‌افزار Surfer حجم آب‌شستگی محاسبه گردید.

در پژوهش حاضر به‌منظور تعیین مدت زمان آزمایش، سه آزمایش ۱ ساعته برای بحرانی‌ترین شرایط (رسوبات ریزدانه و بیشترین سرعت جت) در هر زاویه انجام پذیرفت. ابعاد آب‌شستگی به‌صورت مرتب برداشت شد و در نهایت شکل پیشرفت حداکثر عمق آب‌شستگی با زمان ترسیم گردید. همان‌طوری‌که از

قطر متوسط رسوبات (D_{50}).

گرفته است، لذا نسبت B/h_j (نسبت عرض حوضچه رسوب (B) به ارتفاع ریزش جت (h_j)) از رابطه (۴) حذف شد. همچنین با ترکیب دو پارامتر بدون بعد $\frac{\rho V_j h_j}{\mu}$ و $\frac{D_j}{h_j}$ پارامتر عدد رینولدز ($Re = \frac{\rho_w V_j h_j}{\mu}$) به دست آمد. با ترکیب سه پارامتر بدون بعد $\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s}$ ، $\frac{V_j}{\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}}$ و $\frac{D_{50}}{h_j}$ پارامتر بدون بعد $F_g = \frac{V_j}{\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}}$ به دست آمد که به پارامتر عدد فرود ذره معروف است. از طرفی طبق محاسبات انجام شده مقدار عدد رینولدز جریان (Re) بسیار بالا است و جریان متلاطم (Turbulent Flow) برقرار است؛ پس می توان از اثر لزجت (Viscosity) و یا پارامتر بی بعد Re صرف نظر کرد. در مجموع با ترکیب پارامترها نهایتاً رابطه (۵) به دست می آید:

$$\frac{d_s}{h_j} = f\left(\frac{V_j}{\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}}, \theta\right) \quad (5)$$

رابطه (۵) بیانگر این مطلب است که عمق نسبی آب شستگی (d_s/h_{tw}) تابعی از عدد فرود ذره (F_g) و زاویه برخورد جت های ریزشی آزاد نسبت به صفحه افق (θ) می باشد. مقادیر حداقل، حداکثر، میانگین، انحراف از معیار و ضریب تغییرات پارامترهای θ ، F_g ، $\frac{d_s}{h_{tw}}$ در جدول (۱) آمده است:

جدول ۱ پارامترهای آماری متغیرهای مورد استفاده در رابطه (۵)

پارامتر	حداقل	متوسط	حداکثر	انحراف از معیار	ضریب تغییرات
θ (rad)	۰/۲۶	۰/۵۲	۰/۷۹	۰/۲۲	۴۱/۲۱
F_g	۴/۹۸	۱۸/۷۵	۳۸/۶۶	۹/۶۵	۵۱/۴۶
(d_s/h_{tw})	۰/۸۰	۱/۷۴	۲/۸۵	۰/۵۳	۳۰/۵۳

عوامل هیدرولیکی. دبی جت آب خروجی از دریچه ها (Q_j) و عمق پایاب (h_{tw}).

عوامل هندسی. عرض حوضچه رسوب (B)، ارتفاع ریزش جت (h_j)، زاویه برخورد جت های ریزشی آزاد نسبت به صفحه افق (θ) و قطر جت (D_j). پارامتر عمق حفرة آب شستگی (d_s) نیز در محاسبات آنالیز ابعادی مؤثر است. باتوجه به متغیرهای ذکر شده، پارامترهای مؤثر بر عمق آب شستگی را می توان به صورت تابع (۳) نمایش داد:

$$f(V_j, B, h_{tw}, h_j, D_{50}, g, \mu, \rho_w, \rho_s - \rho_w, \theta, D_j, d_s) = 0 \quad (3)$$

با انجام آنالیز ابعادی به روش باگینگهام و انتخاب سه متغیر V_j ، ρ_w و h_j به عنوان متغیرهای تکراری، رابطه (۴) حاصل شد:

$$f\left(\frac{B}{h_j}, \frac{h_{tw}}{h_j}, \frac{D_{50}}{h_j}, \frac{g h_j}{V_j^2}, \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s}, \frac{\rho_w V_j h_j}{\mu}, \theta, \frac{D_j}{h_j}, \frac{d_s}{h_j}\right) = 0 \quad (4)$$

باتوجه به این که در این تحقیق تمامی آزمایش ها در یک فلوم آزمایشگاهی و با ارتفاع ریزش ثابت انجام

نتایج و بحث

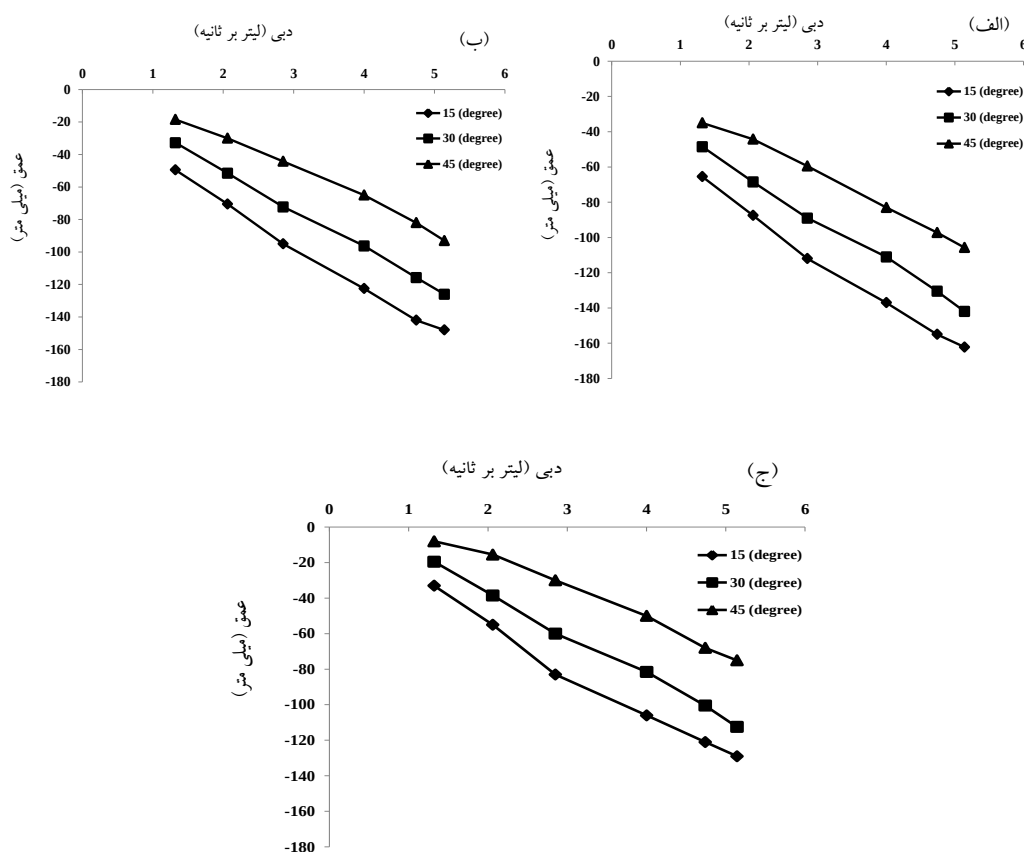
مشاهدات آزمایشگاهی نشان داد فرایند آب شستگی اولیه خیلی سریع است. در این حالت جت آب خروجی از دریچه‌ها پس از برخورد با بستر پایین دست، مواد فرسایش یافته را از ته حفرة آب شستگی می‌شوید و همراه خود به سمت پایین دست انتقال می‌دهد. در این محدوده بخشی از جت به همراه مصالح منحرف می‌شود و تقریباً رو به بالا بلند می‌شود و قسمتی از جریان به سمت بالادست برمی‌گردد و وارد جریان بالادست می‌شود. رسوبات همراه این جریان به صورت معلق داخل حفرة باقی می‌مانند. بقیه جریان به سمت پایین دست منتقل می‌شود و بخشی از مواد فرسایش یافته همراه خود را روی سطح شیب دار ته نشین می‌کند و همراه بقیه ذرات به سمت پایین دست حرکت می‌کند. تراز بستر در محدوده سطح شیب دار به طور متناوب افزایش می‌یابد و مواد ته نشین شده در این سطح به تدریج سومی خورند و به داخل حفرة اصلی بازمی‌گردند. پس از قطع جریان، هر دو سطح بالادست و پایین دست حفرة با زاویه قرارگیری مواد بستر (ϕ) به داخل حفرة ریزش خواهند کرد.

در این بخش از تحقیق نسبت به ارائه نتایج حاصل از اعمال اثر سه پارامتر دبی جت آب خروجی از دریچه‌ها، قطر متوسط رسوبات بستر و زاویه برخورد جت‌های ریزشی افقی آزاد بر ابعاد حفرة آب شستگی اقدام شده است.

بررسی تأثیر دبی جت آب خروجی از دریچه‌ها. یکی از پارامترهای تأثیرگذار در روند انجام این تحقیق، دبی مورد استفاده در آزمایش‌ها بود. شکل (۴) مربوط به تأثیر دبی در روند تغییرات حداکثر عمق آب شستگی (d_s) را برای هر یک از رسوبات ریزدانه ($D_{50}=1/7\text{mm}$)، متوسط ($D_{50}=3/2\text{mm}$) و درشت‌دانه ($D_{50}=6/75\text{mm}$) به ازای زوایه‌های مختلف ($\theta=15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$) نسبت به

صفحه افق نشان می‌دهد. همان گونه که ملاحظه می‌شود در تمامی حالات جریان و در دانه‌بندی‌های مختلف، دبی جت آب خروجی از دریچه‌ها تأثیر زیادی بر میزان حداکثر عمق آب شستگی بستر پایین دست دریچه‌ها دارد؛ به طوری که در یک دانه‌بندی و زاویه ثابت با افزایش دبی، d_s افزایش می‌یابد. در واقع افزایش دبی همراه با افزایش انرژی جنبشی جت است که این امر منجر به افزایش پتانسیل حمل رسوب در پایین دست دریچه‌ها، افزایش میزان آب شستگی موضعی و در نهایت نشست بیشتر بستر پایین دست شده است.

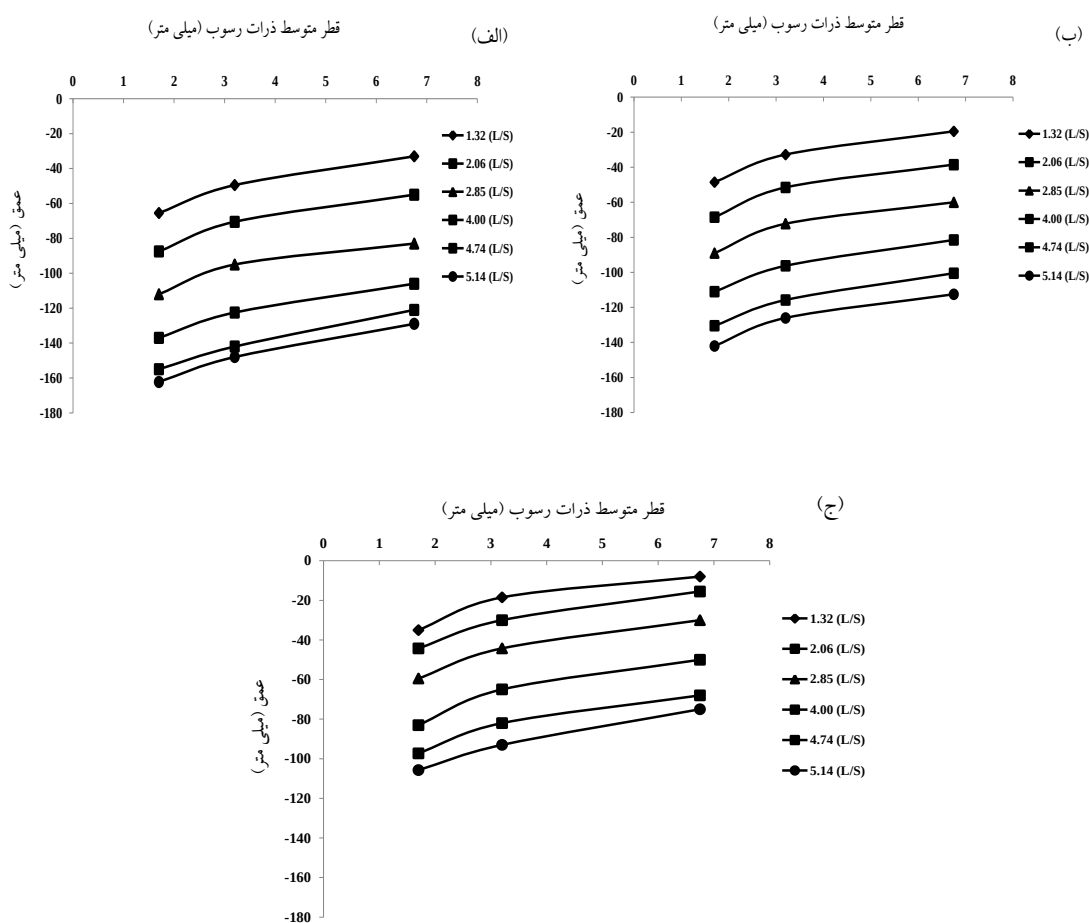
همان طور که در شکل (۴) مشاهده می‌شود اولاً با افزایش مقدار دبی جت، مقادیر حداکثر عمق آب شستگی افزایش می‌یابد. ثانیاً حداقل مقدار آب شستگی به ازای دبی $1/32$ لیتر بر ثانیه و در زاویه 45° درجه نسبت به صفحه افق معادل 8 میلی‌متر و حداکثر آن به ازای دبی $5/14$ لیتر بر ثانیه و در زاویه 15° درجه (نسبت به صفحه افق) معادل $162/25$ میلی‌متر است. نکته مهم دیگری که در این شکل وجود دارد این است که در زاویه 15° درجه، درصد کاهش عمق آب شستگی با کاهش دبی از $4/74$ به $4/00$ لیتر بر ثانیه کمتر از $2/06$ به $1/32$ لیتر بر ثانیه می‌باشد. علت این پدیده را می‌توان این گونه استدلال نمود که در دبی $2/06$ لیتر بر ثانیه آب شستگی اتفاق افتاده و به یک حد قابل قبول رسیده است، اما در دبی $1/32$ لیتر بر ثانیه هنوز این اتفاق نیفتاده است؛ به همین دلیل اختلاف زیادی بین مقادیر عمق آب شستگی دیده می‌شود؛ در حالی که در دبی‌های $4/00$ و $4/74$ لیتر بر ثانیه آشفتگی لازم وجود دارد و این اختلاف کمتر است. این روند تقریباً در سایر زوایه‌ها ($45^\circ, 30^\circ$) نیز برقرار است و نشان‌دهنده این موضوع است که در دبی‌های پایین‌تر، درصد کاهش عمق آب شستگی بیشتر است.



شکل ۴ تغییرات حداکثر عمق آبشستگی (d_s) به‌ازای دبی‌های مختلف در رسوبات الف) ریزدانه، ب) متوسط و ج) درشت‌دانه

مقدار حداکثر عمق آبشستگی دارد. به‌طوری‌که با افزایش D_{50} برای دبی‌های مختلف، حداکثر عمق آبشستگی در پایین‌دست دریاچه‌ها کاهش می‌یابد. درواقع آنچه در نحوه تشکیل حفره آبشستگی مؤثر است قدرت حمل جریان می‌باشد که آن هم تحت تأثیر انرژی جنبشی جت و اندازه ذرات رسوب است. هرچه دانه‌بندی ریزتر باشد به‌دلیل افزایش پتانسیل حمل رسوب، میزان حداکثر عمق آبشستگی افزایش می‌یابد. نکته مهم دیگری که در این شکل وجود دارد این است که با افزایش بیشتر قطر متوسط ذرات رسوب، عمق آبشستگی در دبی‌های بالا نسبت به دبی‌های پایین کاهش قابل ملاحظه‌ای نداشته‌است. این پدیده را می‌توان این‌گونه توجیح کرد که درواقع در شرایطی از جریان، دبی اثر خود را در روند آبشستگی از دست می‌دهد یا تأثیر آن کمتر می‌شود.

بررسی تأثیر قطر متوسط رسوبات بستر. شکل (۵) به- ترتیب به بررسی تأثیر تغییر دانه‌بندی بستر در روند تغییرات حداکثر عمق آبشستگی (d_s) در هر یک از زوایای ۱۵، ۳۰ و ۴۵ درجه نسبت به صفحه افق، به‌ازای دبی‌های مختلف $2/85$ ، $4/00$ ، $4/74$ ، $5/14$ Lit/s می‌پردازد. باتوجه به شکل مذکور $Q_j = 1/32$ ، $2/06$ ، $6/75$ میلی‌متر و به‌ازای دبی $1/32$ لیتر بر ثانیه به‌ترتیب معادل ۳۳، $19/5$ و ۸ میلی‌متر است. درمقابل حداکثر مقدار آبشستگی در رسوبات با قطر متوسط $1/7$ میلی-متر و به‌ازای دبی $5/14$ لیتر بر ثانیه به‌ترتیب معادل $162/25$ ، 142 و $105/75$ میلی‌متر است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود برای تمامی حالات جریان و در زوایای مختلف، افزایش قطر متوسط رسوبات تأثیر معکوس در



شکل ۵ تغییرات حداکثر عمق آبشستگی (d_s) برای دانه‌بندی‌های مختلف: الف) برای زاویه ۱۵ درجه، ب) زاویه ۳۰ درجه و ج) زاویه ۴۵ درجه

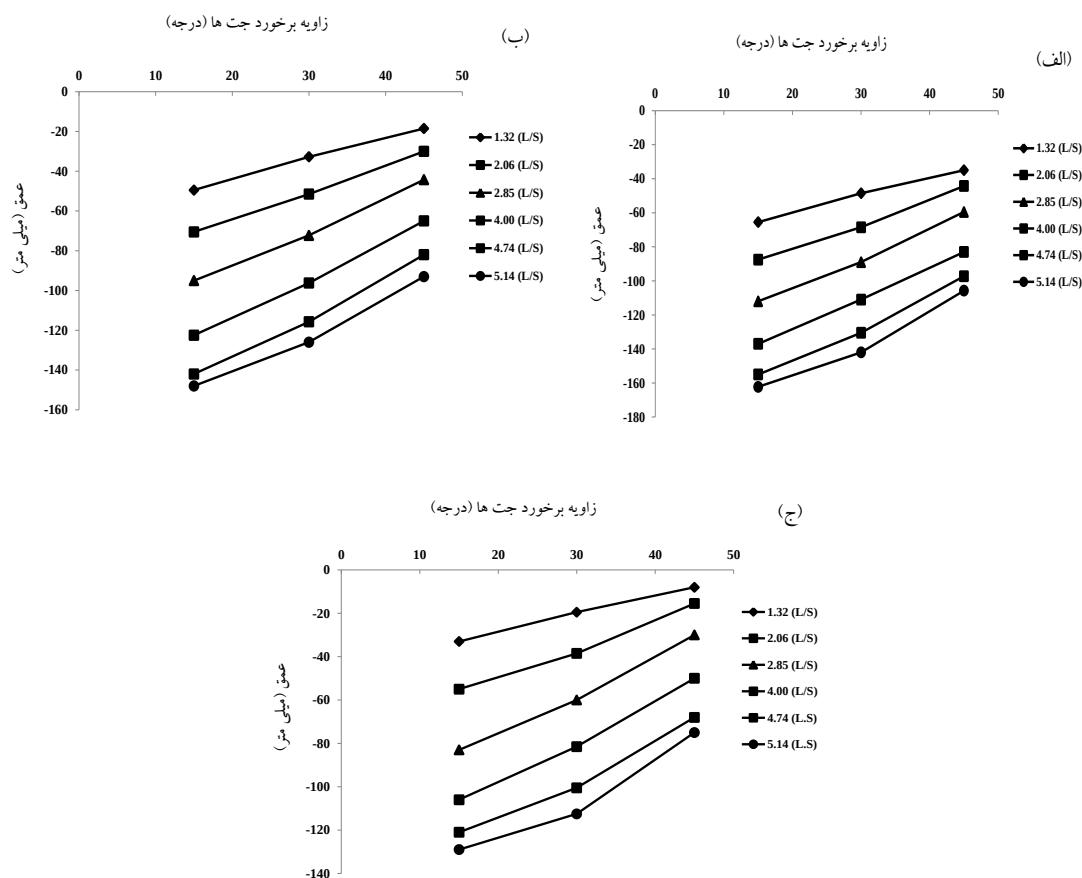
تأثیر تغییر زاویه برخورد جت‌های ریزشی آزاد (θ) در روند تغییرات حداکثر عمق آبشستگی (d_s) برای هر یک از دانه‌بندی‌های ۱/۷، ۳/۲ و ۶/۷۵ میلی‌متر به‌ازای دبی‌های مختلف (۲/۰۶، ۲/۸۵، ۴/۰۰، ۴/۷۴، ۵/۱۴ Lit/s) می‌پردازد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در هر یک از دانه‌بندی‌های ۱/۷، ۳/۲ و ۶/۷۵ میلی‌متر، بیشترین مقدار آبشستگی در زاویه ۱۵ درجه و به‌ازای دبی ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه به‌ترتیب معادل ۱۶۲/۲۵، ۱۴۸ و ۱۲۹ میلی‌متر است. در مقابل حداقل مقدار آن در زاویه ۴۵ درجه و به‌ازای دبی ۱/۳۲ لیتر بر ثانیه به‌ترتیب معادل ۳۵، ۱۸/۵ و ۸ میلی‌متر است. نکته دیگر این است که با افزایش زاویه برخورد جت‌های ریزشی آزاد از ۱۵ به ۴۵

بررسی مطالعات انجام‌شده و منابع موجود نشان داد که قرار دادن دریچه‌ها در بدنه سد با ایجاد آشفتگی اولیه در جریان، باعث اتلاف مقداری از انرژی جنبشی جت و در نتیجه کاهش پتانسیل حمل رسوب توسط جریان می‌شود. باتوجه به داده‌های مشاهداتی و نتایج حاصل از این تحقیق نیز می‌توان افزود که مقدار این کاهش پتانسیل با افزایش قطر متوسط رسوبات بستر افزایش می‌یابد.

بررسی تأثیر زاویه برخورد جت‌های ریزشی افقی آزاد نسبت به صفحه افقی. پارامتر تأثیرگذار دیگر در روند انجام این تحقیق، زاویه برخورد جت‌های ریزشی افقی آزاد نسبت به صفحه افق (θ) بود. شکل (۶) به بررسی

مقادیر d_s مشاهده می‌گردد. در نهایت با تحلیل داده‌های مشاهداتی می‌توان گفت تغییرات زاویه برخورد جت‌های ریزشی آزاد نسبت به صفحه افق (θ)، روی حداکثر عمق آبشستگی (d_s) پایین‌دست دریچه‌ها، تقریباً در تمامی دانه‌بندی‌ها و حالت‌های جریان روند یکسانی را نشان می‌دهد. هرچه دبی جریان کمتر شود، مقدار حداکثر عمق آبشستگی در زاویه موردنظر کاهش می‌یابد. اگر این تغییر با افزایش قطر متوسط رسوبات بستر همراه باشد، مقدار d_s کاهش بیشتری خواهد داشت. همچنین با افزایش θ به دلیل تحلیل انرژی جنبشی جت، کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقدار d_s مشاهده می‌شود.

درجه نسبت به صفحه افق، مقدار افت d_s شدیدتر از حالتی است که زاویه از ۱۵ به ۳۰ درجه و یا از ۳۰ به ۴۵ درجه افزایش می‌یابد. این موضوع به این دلیل است که ابتدا با نصب دریچه‌ها با زاویه ۱۵ درجه نسبت به صفحه افق، پخش‌شدگی جت‌ها در لحظه برخورد ناچیز است و گرداب‌های شدیدی در پایین‌دست دریچه‌ها ایجاد می‌شود. بنابراین در این شرایط، دریچه‌ها در کاهش انرژی جنبشی جت اثر چندانی از خود نشان نمی‌دهند و مقدار حداکثر عمق آبشستگی زیاد است؛ اما با تغییر زاویه قرارگیری دریچه‌ها به زاویه ۴۵ درجه، پخش زیادی از انرژی جنبشی جت مستهلک می‌شود و کاهش زیادی در



شکل ۶ تغییرات حداکثر عمق آبشستگی (d_s) در زوایای مختلف برخورد جت‌ها برای دانه‌بندی‌های الف) ریزدانه، ب) متوسط و ج) درشت‌دانه

تحلیل گسترش ابعاد حفرة آب شستگی در پایین دست

سدهای مخزنی. در طراحی دریاچه‌ها در بدنه سدهای مخزنی، گسترش طول و عرض حفرة آب شستگی نقش مهمی دارد. با دانستن این که حفرة آب شستگی در چه موقعیتی نسبت به دریاچه‌ها گسترش پیدا می‌کند، می‌توان به بررسی موقعیت مناسب استقرار دریاچه‌ها با توجه به توپوگرافی منطقه پرداخت.

پروفیل طولی درواقع یک مقطع برش زده از حفرة و تل آب شستگی در راستای طول فلوام آزمایشگاهی است. لازم به ذکر است که در بعضی حالات به علت پخش شدن گدازها در لحظه برخورد، الگوی آب شستگی متقارن نبوده و بیشینه آب شستگی در چپ و راست خط طولی مرکزی اتفاق افتاده است.

در شکل (۷-الف) پروفیل‌های طولی تغییرات عمق آب شستگی با قرارگیری دریاچه‌ها با زاویه ۱۵ درجه نسبت به صفحه افق در رسوبات درشت دانه ($D_{50}=6.75\text{mm}$) و برای تمامی دبی‌های مورد استفاده در آزمایش‌ها رسم شده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود به ازای تک تک دبی‌های به کاررفته در آزمایش، ابتدا در پایین دست دریاچه‌ها یک حفرة آب شستگی ایجاد می‌گردد. سپس بخشی از رسوبات شسته شده، در طول مسیر جریان روی هم انباشته می‌شوند و در پایین دست حفرة تشکیل پشته رسوبی می‌دهند. در این شکل کمترین مقدار عمق آب شستگی برابر ۳۰ میلی‌متر در $Q_j=1.32\text{Lit/s}$ و بیشترین مقدار آن ۱۱۸ میلی‌متر در $Q_j=5.14\text{Lit/s}$ می‌باشد. هم‌چنین کمترین ارتفاع تپه ۹/۵ میلی‌متر و بیشترین ارتفاع ۵۷ میلی‌متر می‌باشد. نکته دیگر این است که با افزایش دبی از ۱/۳۲ به ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه، سرعت جت خروجی از دریاچه‌ها افزایش می‌یابد و فاصله محل وقوع حداکثر عمق آب شستگی از انتهای دریاچه‌ها حدود ۵۸/۸۲ درصد بیشتر می‌شود.

شکل‌های (۷-ب و ۷-ج) پروفیل‌های رسم شده با نرم‌افزار Surfer را نشان می‌دهند که برای کمترین و

بیشترین مقدار حفرة و تل شکل (۷-الف) رسم شده‌است. همان‌طور که مشاهده می‌شود افزایش Q_j از ۱/۳۲ به ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه در یک دانه‌بندی و زاویه ثابت ($D_{50}=6.75\text{mm}$ و $\theta=15^\circ$) موجب افزایش عمق حفرة آب شستگی (d_s)، افزایش گسترش طولی (l_s) و عرضی حفرة (W_s)، و در نهایت افزایش حجم حفرة (V_s)، به ترتیب به میزان ۷۴/۵۸، ۵۸/۳۳، ۲۷/۲۷ و ۹۵/۶۲ درصد می‌گردد. هم‌چنین با افزایش دبی، سرعت برشی جریان در پایاب افزایش می‌یابد که موجب شسته شدن تاج پشته، ته‌نشین شدن ذرات رسوبی در انتهای پشته و در نهایت هموار شدن سطح پشته و افزایش گسترش طولی آن به میزان ۶۴/۲۹ درصد می‌شود. نکته‌ای دیگر که در این پروفیل‌ها کاملاً مشخص است، این است که در $Q_j=5.14\text{Lit/s}$ میزان حفرة آب شستگی بسیار عمیق‌تر از پشته ایجاد شده توسط رسوبات است که دلیل آن شسته شدن مقدار زیادی از رسوبات پایین دست دریاچه‌ها می‌باشد.

در نهایت با توجه به نتایج حاصل از بررسی تأثیر تغییرات پارامتر دبی جت آب خروجی از دریاچه‌ها بر میزان حداکثر عمق آب شستگی پایین دست سدهای مخزنی، می‌توان گفت که افزایش دبی جریان در شرایط یکسان، منجر به افزایش ابعاد حفرة آب شستگی (شامل عمق، طول و عرض حفرة) و فاصله محل وقوع حداکثر عمق حفرة از انتهای دریاچه‌ها می‌گردد.

در شکل (۸-الف) پروفیل طولی تغییرات عمق آب شستگی در زاویه ۱۵ درجه نسبت به صفحه افق، به ازای دبی ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه و دانه‌بندی‌های مختلف مشاهده می‌شود. همان‌طور که ملاحظه می‌شود به ازای تک تک دانه‌بندی‌های به کاررفته در آزمایش، ابتدا حفرة آب شستگی و سپس در پایین دست آن تپه رسوبی تشکیل شده‌است. در این نمودار کمترین مقدار عمق آب شستگی ۱۱۸ میلی‌متر و بیشترین مقدار آن ۱۶۲/۲۵ میلی‌متر است. رسوبات خروجی از چاله آب شستگی نیز پشته‌های رسوبی را با ارتفاع‌های ۵۷ میلی‌متر به عنوان کمترین و

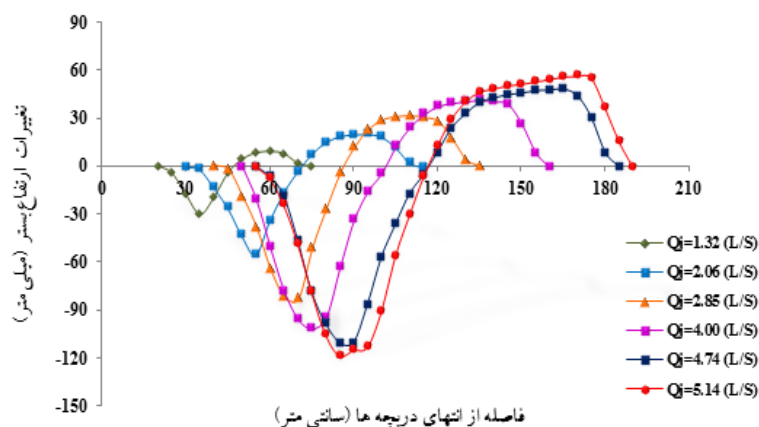
نزدیک می شود.

تغییرات پشته پایین دست نیز تحت تأثیر انرژی جنبشی جت برای شستن رسوبات و قدرت حمل جریان برای انتقال رسوبات شسته شده به پایین دست می باشد. هرگونه تغییر در زاویه برخورد جت ها که موجب تغییر انرژی جنبشی جت و قدرت حمل جریان می شود، تغییر شکل و ارتفاع پشته پایین دست را به همراه دارد. در زاویه ۱۵ درجه، قدرت حمل جریان زیاد است و شرایط جریان بر روی پشته موجب انتقال ذرات رسوبی شسته شده به پایین دست پشته و تغییر شکل آنها به حالت دوزنقه ای می گردد؛ در صورتی که با افزایش زاویه برخورد جت ها از ۱۵ به ۴۵ درجه نسبت به صفحه افق، قدرت حمل جریان کم می شود و این امر منجر به آرام تر شدن الگوی آشفته گی جریان در لایه های سیال نزدیک به بستر می گردد و ذراتی که از جای خود حرکت کرده اند، سریع تر انرژی جنبشی خود را از دست می دهند و بلافاصله بعد از خروج از حفره، در ناحیه برآمدگی به فرم یک قله نوک تیز ته نشین می شوند. به همین دلیل اختلاف بین ارتفاع برآمدگی رسوبات پایین دست حفره، در زاویه های مورد بررسی ناچیز است. شکل های (۹-ب، ۹-ج و ۹-د) پروفیل های رسم شده با نرم افزار Surfer را نشان می دهند که برای بیشترین مقدار حفره و تل شکل (۹-الف) رسم شده اند. با مقایسه پروفیل های طولی رسم شده در شکل های مذکور مشاهده می گردد که زاویه برخورد جت ها نسبت به صفحه افق، تأثیر زیادی بر میزان حداکثر عمق آب شستگی و حجم حفره ایجاد شده دارد. به طوری که در یک دبی و دانه بندی ثابت ($Q_f = 0.14 \text{ Lit/s}$) و ($D_{50} = 6.75 \text{ mm}$) با افزایش θ از ۱۵ به ۳۰ درجه و همین طور از ۳۰ به ۴۵ درجه انرژی جنبشی جت آب خروجی از دریچه ها تحلیل می رود و در نهایت d_s به ترتیب ۱۳/۵۶ و ۲۶/۴۷ درصد کاهش می یابد. هم چنین حجم حفره آب شستگی در زاویه ۱۵ درجه ۱۲/۹۵ درصد بیشتر از زاویه ۳۰ درجه و در زاویه ۳۰ درجه ۱۶/۳۱ درصد بیشتر از زاویه ۴۵ درجه است.

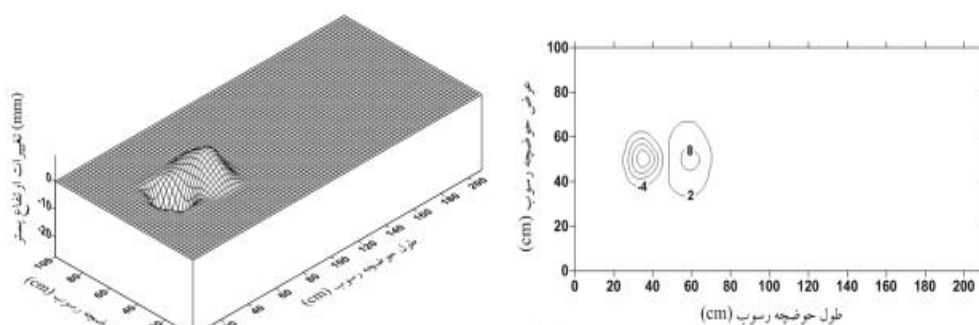
۸۲/۵ میلی متر به عنوان بیشترین ارتفاع تشکیل داده اند. نکته دیگر این است که با افزایش قطر متوسط ذرات رسوب بستر از ۱/۷ به ۶/۷۵ میلی متر، فاصله محل وقوع حداکثر عمق آب شستگی از انتهای دریچه ها حدود ۵/۵۶ درصد کاهش می یابد. علت این پدیده را می توان این گونه توجیح کرد که حرکت یک ذره هنگامی آغاز می شود که نیروهای اعمال شده توسط جریان یعنی نیروی کشسانی و بالابرنده که باعث جدا شدن ذره از بستر می شوند، بر نیروی مقاوم ناشی از وزن ذره غالب آید. بنابراین با افزایش اندازه متوسط ذرات رسوب، وزن ذرات افزایش می یابد و تنش برشی جریان آب از تنش برشی رسوبات بستر کمتر می شود. در نتیجه جدا شدن ذرات از بستر اتفاق نمی افتد و محل وقوع حداکثر عمق آب شستگی به انتهای دریچه ها نزدیک تر می شود.

شکل های (۸-ب، ۸-ج و ۸-د) پروفیل های رسم شده با نرم افزار Surfer را نشان می دهند که برای بیشترین مقدار حفره و تل شکل (۸-الف) رسم شده است. مطابق شکل های (۸-ب، ۸-ج و ۸-د) با افزایش D_{50} از ۱/۷ به ۶/۷۵ میلی متر در یک دبی و زاویه ثابت ($Q_f = 0.14 \text{ Lit/s}$ و $\theta = 15^\circ$)، حداکثر عمق آب شستگی حدود ۲۷/۲۷ درصد کاهش می یابد. هم چنین با کاهش گسترش عرضی حفره، حجم حفره آب شستگی و نیز ارتفاع برآمدگی رسوبات پایین دست حفره به ترتیب حدود ۵۵/۶۹ و ۳۰/۹۱ درصد کم می شود.

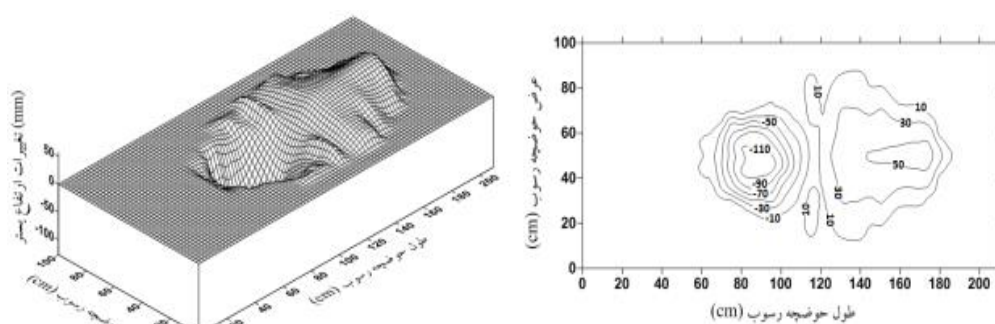
شکل (۹-الف) نمایانگر پروفیل طولی آب شستگی در رسوبات درشت دانه ($D_{50} = 6.75 \text{ mm}$)، به ازای دبی ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه و زوایه های مختلف است. در این شکل کمترین مقدار عمق آب شستگی ۷۵ میلی متر و بیشترین عمق ۱۱۸ میلی متر مشاهده می شود. ارتفاع کمترین و بیشترین تپه نیز، به ترتیب ۵۷ و ۵۹/۲۵ میلی متر می باشد. هم چنین با افزایش زاویه برخورد جت ها از ۱۵ به ۴۵ درجه نسبت به صفحه افق، جت آب در فاصله نزدیک تری از دریچه ها به بستر برخورد می کند. در نهایت مطابق شکل (۹-الف) ابتدای حفره و محل وقوع حداکثر عمق آب شستگی به ترتیب ۵۴/۵۵ و ۴۱/۱۸ درصد به دریچه ها



(الف)

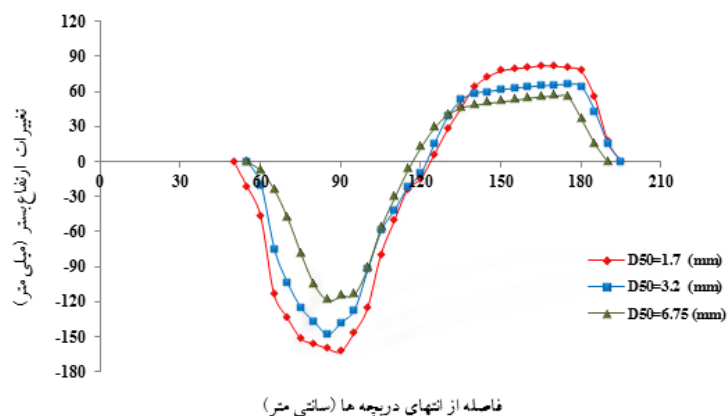


(ب)

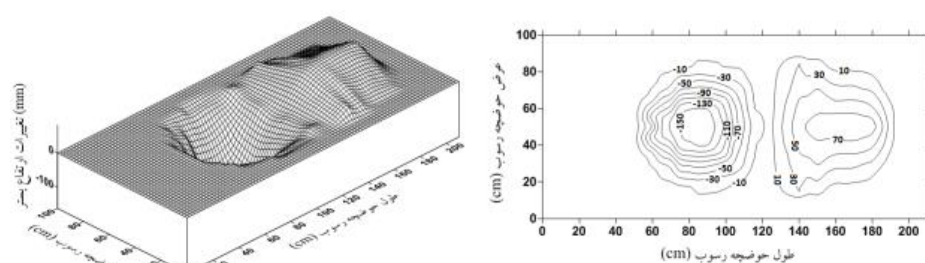


(ج)

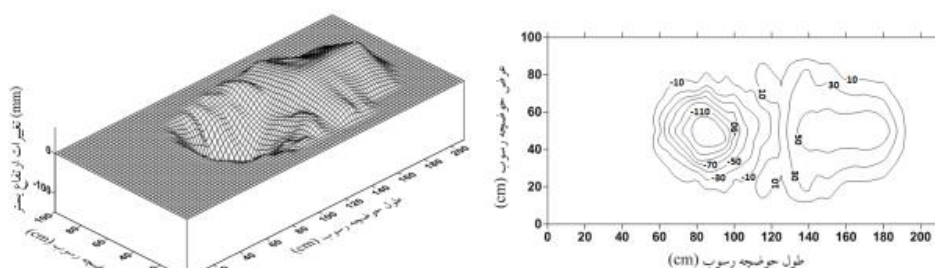
شکل ۷ الف) پروفیل طولی تغییرات میزان آب شستگی به ازای دبی های مختلف در رسوبات درشت دانه (۶/۷۵mm)، ب) توپوگرافی کمترین مقدار حفره و تل آب شستگی در دبی ۱/۳۲ لیتر بر ثانیه، ج) توپوگرافی بیشترین مقدار حفره و تل آب شستگی در دبی ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه



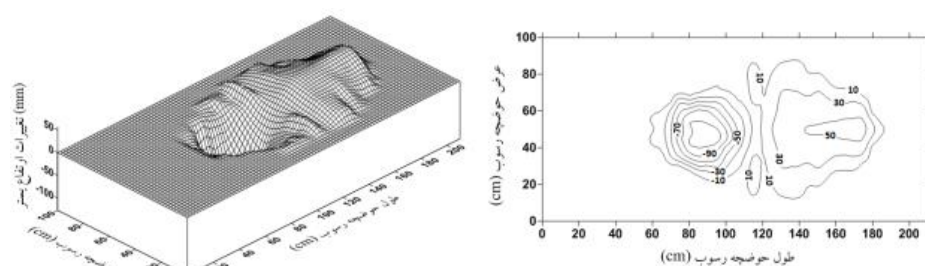
(الف)



(ب)

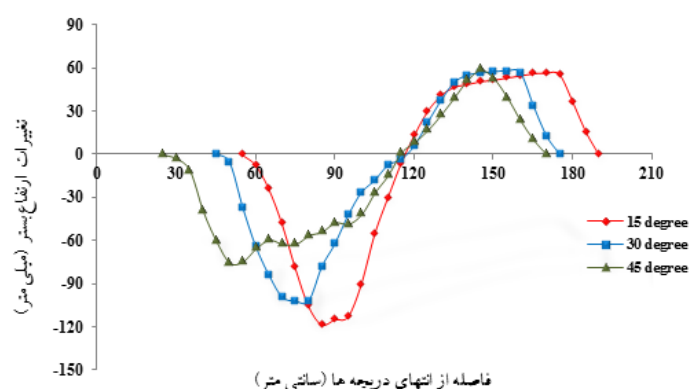


(ج)

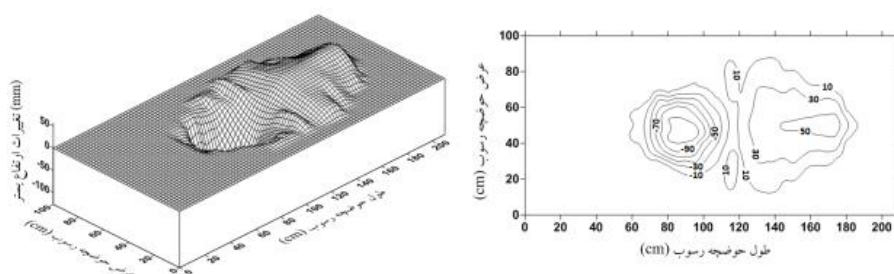


(د)

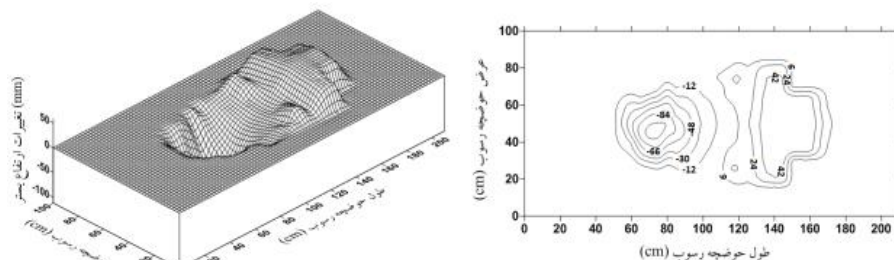
شکل ۸ الف) پروفیل طولی تغییرات میزان آب شستگی در دانه بندی های مختلف به ازای دبی ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه، ب) توپوگرافی بیشترین مقدار حفره و تل آب شستگی در رسوبات ریزدانه (۱/۷mm)، ج) توپوگرافی بیشترین مقدار حفره و تل آب شستگی در رسوبات متوسط (۳/۲mm)، د) توپوگرافی بیشترین مقدار حفره و تل آب شستگی در رسوبات درشت دانه (۶/۷۵mm)



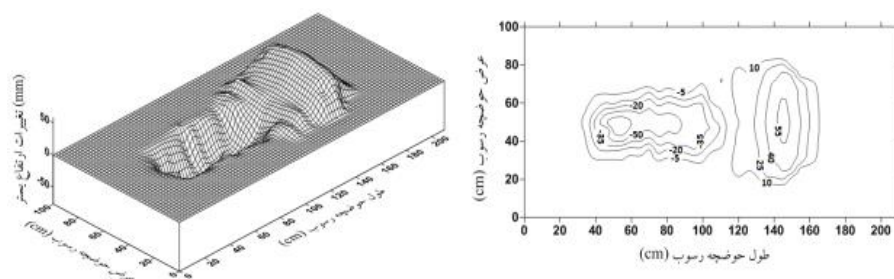
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۹ الف) پروفیل طولی آب شستگی با قرارگیری دریاچه ها در زاویه های مختلف در دبی ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه، ب) توپوگرافی بیشترین مقدار حفره و تل آب شستگی در زاویه ۱۵ درجه نسبت به صفحه افق، ج) توپوگرافی بیشترین مقدار حفره و تل آب شستگی در زاویه ۳۰ درجه نسبت به صفحه افق، د) توپوگرافی بیشترین مقدار حفره و تل آب شستگی در زاویه ۴۵ درجه نسبت به صفحه افق

فرمول (۱۰) را در مقابل مقادیر d_s/h_{tw} اندازه‌گیری شده در آزمایش‌ها نشان می‌دهد.

معیار ارزیابی مدل رگرسیون ضریب تعیین (Coefficient of Determination) (R^2) و جذر میانگین مربعات خطا (Root mean Square Error) (RMSE) می‌باشد. ضریب تعیین برابر با مجذور ضریب هم‌بستگی (Correlation Coefficient) (R) است و لذا:

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{O})^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2} \quad (V)$$

در رابطه (V) O_i نشانگر پارامتر مشاهده‌شده، P_i پارامتر پیش‌بینی شده، $\bar{O}$ متوسط پارامترهای مشاهداتی و n تعداد نمونه‌ها می‌باشد. جذر میانگین مربعات خطا (RMSE) نیز بیانگر تفاوت میان مقدار پیش‌بینی شده توسط مدل و مقدار واقعی است که با استفاده از رابطه (۸) محاسبه می‌شود:

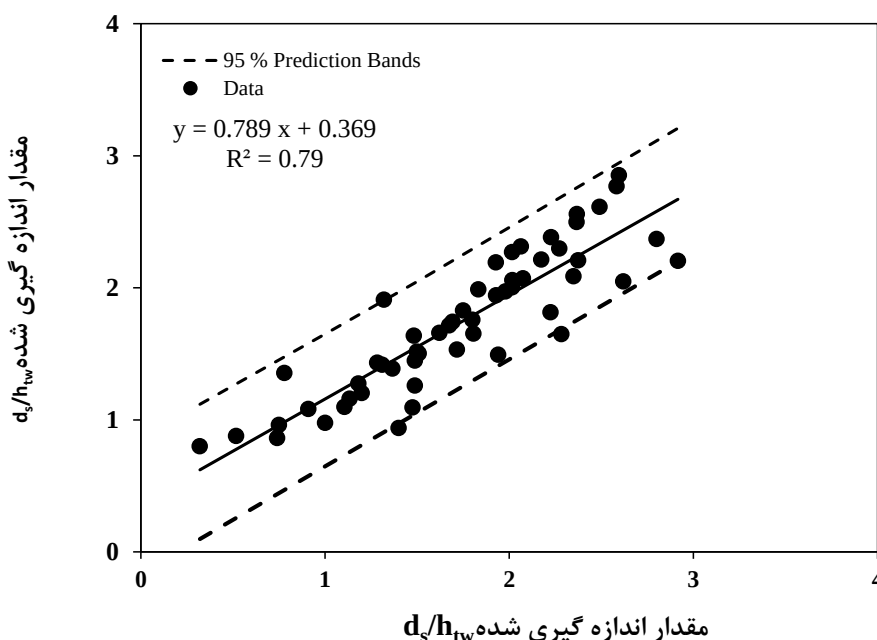
$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - O_i)^2}{n}} \quad (A)$$

ارائه رابطه‌ای بی‌بعد برای تعیین حداکثر عمق آبشستگی. با استفاده از آنالیز ابعادی انجام شده (رابطه ۹)، نرم‌افزار SPSS و آنالیز آماری، چندین معادله خطی و غیرخطی به داده‌های به‌دست‌آمده برازش داده شد. نتایج به‌دست‌آمده نشان می‌دهد رابطه خطی بهترین برازش را بر روی داده‌های آزمایشگاهی دارد که توسط رابطه (۶) نشان داده شده است:

$$\frac{d_s}{h_{tw}} = 2.325 + 0.028F_g - 0.037\theta \quad (6)$$

که در رابطه (۱۰) d_s حداکثر عمق آبشستگی (متر)، h_{tw} عمق پایاب (متر)، F_g عدد فرود ذره ($F_g = V_j / \sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}$)، V_j سرعت جت آب خروجی از دریچه‌ها (متر بر ثانیه)، g شتاب ثقل (متر بر مجذور ثانیه)، G_s چگالی نسبی ($G_s = \rho_s / \rho$)، ρ_s چگالی ذرات بستر و ρ چگالی آب (کیلوگرم بر متر مکعب)، D_{50} قطر متوسط ذرات رسوب بستر پایین‌دست دریچه‌ها (متر) و θ زاویه برخورد جت‌های ریزشی آزاد نسبت به صفحه افق (درجه) می‌باشد.

شکل (۱۰) مقادیر d_s/h_{tw} محاسبه‌شده با استفاده از



شکل ۱۰ مقادیر d_s/h_{tw} محاسبه‌شده با استفاده از رابطه (۶)، در مقابل مقادیر d_s/h_{tw} اندازه‌گیری شده در آزمایش‌ها

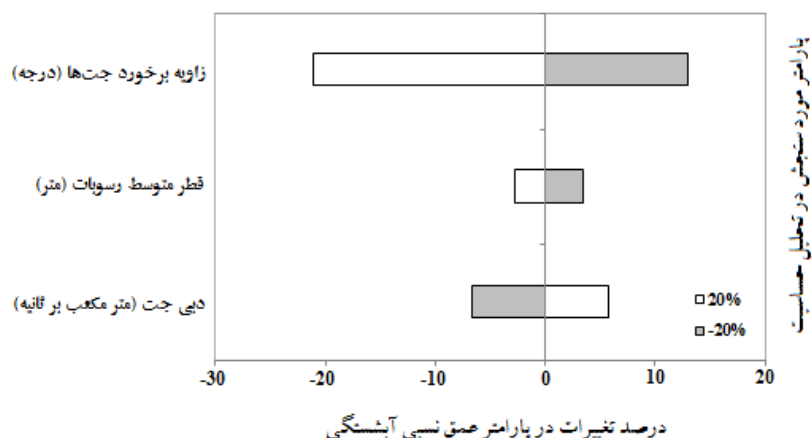
$\pm 20\%$ درصد نمو داده شد. سپس نتیجه این تغییرات بر عملکرد رابطه (۱۰) در تخمین پارامتر عمق نسبی آبشستگی (d_s/h_{tw}) مورد ارزیابی قرار گرفت. شکل (۸) نمایانگر تحلیل حساسیت پارامتر d_s/h_{tw} در مقابل پارامترهای Q_j ، D_{50} و θ ، با اعمال $\pm 20\%$ درصد تغییر می-باشد.

تحلیل ها حاکی از آن است که افزایش ۲۰ درصد در دبی جت آب خروجی از دریچه ها، منجر به رشد ۵/۷۱ درصد در پارامتر d_s/h_{tw} می گردد. در نقطه مقابل با کاهش ۲۰ درصد از Q_j ، عمق نسبی آبشستگی با کاهشی معادل ۶/۶۲ درصد روبه رو خواهد بود. در تحلیلی مشابه درخصوص قطر متوسط رسوبات بستر می توان چنین بیان نمود که افزایش ۲۰ درصد در D_{50} ، منجر به کاهش ۲/۷۶ درصد در پارامتر نسبی d_s/h_{tw} می گردد. درحالی که با کاهش ۲۰ درصد از D_{50} ، عمق نسبی آبشستگی با رشدی معادل ۳/۴۷ درصد مواجه خواهد بود. در نهایت کاهش ۲۰ درصد از زاویه برخورد جت ها در مقابل نیز با افزایش ۲۰ درصدی پارامتر θ ، عمق نسبی آبشستگی ۲۱/۱۰ درصد کاهش می یابد.

در نهایت رابطه (۱۰) به ترتیب دارای ضریب تعیین (R^2) و ریشه میانگین مربعات خطا (RMSE) معادل ۰/۷۹ و ۰/۲۷ می باشد. همان طور که ملاحظه می شود در معادله (۱۰) تعداد پارامترهای کمتری برای ارزیابی دخالت دارند، اما با این حال هم بستگی ($R=0/۸۹$) مناسبی بین داده ها مشاهده می شود و RMSE قابل قبولی نیز برای مدل به دست آمده است. هرچه پارامترهای کمتری در مدل مورد بررسی قرار گیرد (در صورتی که از دقت مدل کم نشود)، از لحاظ اقتصادی به صرفه تر، از لحاظ علمی قابل اجراتر و از لحاظ آزمایشگاهی نیز خطای کمتری دارد.

تحلیل حساسیت رابطه خطی ارائه شده در این تحقیق نسبت به پارامترهای مؤثر در ایجاد حفرة آبشستگی.

به منظور بررسی پارامترهای مؤثر بر رابطه عمومی معرفی شده در تخمین حداکثر عمق آبشستگی پایین-دست دریچه های سدهای مخزنی، نسبت به تحلیل حساسیت رابطه (۱۰) اقدام گردید. بدین منظور ابتدا مقادیر پارامترهای دبی جت آب خروجی از دریچه ها (Q_j)، قطر متوسط رسوبات بستر (D_{50}) و زاویه برخورد جت های ریزشی آزاد نسبت به صفحه افق (θ)، به میزان



شکل ۱۱ تحلیل حساسیت پارامتر d_s/h_{tw} در مقابل پارامترهای Q_j ، D_{50} و θ با اعمال $\pm 20\%$ درصد تغییر

(d_s) ، افزایش گسترش طولی (L_s) و عرضی حفره (W_s) ، و در نهایت افزایش حجم حفره (V_s) ، به ترتیب به میزان ۷۴/۵۸، ۵۸/۳۳، ۲۷/۲۷ و ۹۵/۶۲ درصد می‌گردد. هم‌چنین محل وقوع حداکثر عمق آبشستگی از انتهای دریچه‌ها حدود ۵۸/۸۲ درصد دور می‌شود. ۳. افزایش قطر متوسط ذرات رسوب (D_{50}) ، تأثیر معکوس در مقدار آبشستگی دارد؛ به‌طوری‌که با افزایش D_{50} از ۱/۷ به ۶/۷۵ میلی‌متر در یک دبی و زاویه ثابت $(Q_j=5/14 \text{ Lit/s}$ و $\theta=15^\circ)$ ، حداکثر عمق آبشستگی حدود ۲۷/۲۷ درصد کاهش می‌یابد و محل وقوع آن حدود ۵/۵۶ درصد به دریچه‌ها نزدیک می‌شود. هم‌چنین با کاهش گسترش عرضی حفره، حجم حفره آبشستگی و نیز ارتفاع برآمدگی رسوبات پایین‌دست حفره به‌ترتیب حدود ۵۵/۶۹ و ۳۰/۹۱ درصد کم می‌شود.

۴. افزایش زاویه برخورد جت‌های ریزشی آزاد نسبت به صفحه افق (θ) ، تأثیر زیادی بر میزان حداکثر عمق آبشستگی و حجم حفره ایجاد شده دارد؛ به‌طوری‌که در یک دبی و دانه‌بندی ثابت $(Q_j=5/14 \text{ Lit/s}$ و $D_{50}=6/75 \text{ mm}$)، با افزایش θ از ۱۵ به ۳۰ درجه و همین‌طور از ۳۰ به ۴۵ درجه انرژی جنبشی جت آب خروجی از دریچه‌ها تحلیل می‌رود و در نهایت d_s به-ترتیب ۱۳/۵۶ و ۲۶/۴۷ درصد کاهش می‌یابد. هم‌چنین حجم حفره آبشستگی در زاویه ۱۵ درجه ۱۲/۹۵ درصد بیشتر از زاویه ۳۰ درجه و در زاویه ۳۰ درجه ۱۶/۳۱ درصد بیشتر از زاویه ۴۵ درجه است.

۵. افزایش زاویه برخورد جت‌ها نسبت به صفحه افق، منجر به افزایش گسترش طولی و کاهش گسترش عرضی حفره آبشستگی می‌گردد؛ به‌طوری‌که در بحرانی‌ترین شرایط در این تحقیق (رسوبات ریزدانه با $D_{50}=1/7 \text{ mm}$ و بیشترین دبی جت معادل با $Q_j=5/14 \text{ Lit/s}$)، بیشترین طول حفره برابر ۹۵ سانتی‌متر در زاویه ۴۵ درجه و بیشترین عرض حفره برابر ۷۰ سانتی‌متر در زاویه ۱۵ درجه می‌باشد.

در یک ارزیابی کلی می‌توان چنین بیان نمود که اعمال $\pm 20\%$ درصد تغییر در پارامترهای دبی جت (Q_j) ، قطر متوسط رسوبات (D_{50}) و زاویه برخورد جت‌های ریزشی افقی نسبت به صفحه افق (θ) در مجموع عمق نسبی آبشستگی (d_s/h_{tw}) را به‌ترتیب ۱۲/۳۳، ۶/۲۳ و ۳۴/۰۳ درصد تحت تأثیر خود قرار می‌دهد. این بدین معناست که θ و D_{50} به‌ترتیب بیشترین و کمترین تأثیر را در تخمین پارامتر عمق نسبی آبشستگی (d_s/h_{tw}) دارند. علت این امر را می‌توان در شکل ظاهری رابطه خطی ارائه شده (رابطه ۱۰) نیز جستجو نمود. باتوجه به این‌که در رابطه (۱۰)، قطر متوسط رسوبات از توان ۰/۵ برخوردار است، این امر منجر به کاهش اثر این پارامتر درمقابل دبی جت (Q_j) و زاویه برخورد جت‌ها شده است.

نتیجه‌گیری

تحقیق حاضر به‌منظور بررسی آزمایشگاهی آبشستگی پایین‌دست دریچه‌های سدهای مخزنی تحت اثر جت‌های ریزشی آزاد انجام شده است. تفاوت عمده مشخصات این تحقیق را با تحقیقات پیشین، می‌توان در تعداد جت‌های خروجی و زاویه مورد استفاده در استقرار دریچه‌ها جستجو کرد. عمده نتایج حاصل از تحقیق حاضر را می‌توان به‌شرح زیر بیان نمود:

۱. تغییرات زمانی حفره ایجاد شده در اثر برخورد جت‌های ریزشی آزاد به بستر پایین‌دست دریچه‌ها، نشان می‌دهد که آبشستگی ابتدا به‌صورت عمقی گسترش می‌یابد و در زمان کوتاهی به‌مقدار ثابتی می‌رسد؛ در صورتی‌که گسترش طولی و عرضی آن ادامه دارد.
۲. تغییرات دبی جت (Q_j) ، بر آبشستگی پایین‌دست سدهای مخزنی در تمامی دانه‌بندی‌ها و زوایای مختلف برخورد جت‌ها، روند یکسانی را نشان می‌دهد. به‌طوری‌که افزایش Q_j از ۱/۳۲ به ۵/۱۴ لیتر بر ثانیه در یک دانه‌بندی و زاویه ثابت $(D_{50}=6/75 \text{ mm}$ و $\theta=15^\circ)$ ، موجب افزایش عمق حفره آبشستگی

۶. با انجام آنالیز ابعادی به روش باکینگهام (قضیه π) و ترکیب معادلات به دست آمده، مشخص گردید که عمق نسبی آب شستگی (d_s/h_{tw}) تابعی از عدد فرود ذره ($F_g = V_j/\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}$) و زاویه برخورد جت‌های ریزشی آزاد نسبت به صفحه افق (θ) است.
۷. در تحقیق حاضر رابطه خطی، بهترین برازش را بر روی داده‌های آزمایشگاهی دارد که توسط رابطه زیر نشان داده شده است:
- $$\frac{d_s}{h_{tw}} = 2.325 + 0.028F_g - 0.037\theta$$
- که در رابطه (۱۰)، d_s حداکثر عمق آب شستگی (متر)، h_{tw} عمق پایاب (متر)، F_g عدد فرود ذره ($F_g = V_j/\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}$) سرعت جت آب خروجی از دریچه‌ها (متر بر ثانیه)، g شتاب ثقل (متر بر مجذور ثانیه)، G_s چگالی نسبی ($G_s = \rho_s/\rho$)، ρ_s چگالی ذرات بستر و ρ چگالی آب (کیلوگرم بر متر مکعب)، D_{50} قطر متوسط ذرات رسوب بستر پایین دست دریچه‌ها (متر) و θ زاویه برخورد جت‌های ریزشی آزاد نسبت به صفحه
- افق (درجه) می‌باشد.
۸. مقادیر d_s/h_{tw} محاسبه شده با استفاده از رابطه (۱۰)، در مقابل مقادیر d_s/h_{tw} اندازه‌گیری شده در آزمایش‌ها، به ترتیب دارای ضریب همبستگی (R) و ریشه میانگین مربعات خطا (RMSE) معادل ۰/۸۹ و ۰/۲۷ می‌باشد.
۹. آنالیز حساسیت صورت گرفته بر رابطه معرفی شده در این تحقیق (رابطه ۱۰) نشان داد که با اعمال $\pm 20\%$ درصد تغییر در پارامترهای Q_j ، D_{50} و θ ، زاویه برخورد جت‌های ریزشی آزاد نسبت به صفحه افق (θ) و قطر متوسط رسوبات بستر پایین دست دریچه‌ها (D_{50}) به ترتیب بیشترین و کمترین تأثیر را در تخمین پارامتر عمق نسبی آب شستگی (d_s/h_{tw}) دارند؛ به طوری که اعمال $\pm 20\%$ درصد تغییر در Q_j ، D_{50} و θ ، در مجموع d_s/h_{tw} را به ترتیب ۱۲/۳۳، ۶/۲۳ و ۳۴/۰۳ درصد تحت تأثیر قرار می‌دهد.

مراجع

۱. مومنی و صالحیان، رضا، موسوی جهرمی، حبیب، شفاعی بستان، محمود، «آب شستگی ناشی از جت‌های مستطیلی در پایین دست پرتابه‌های جامی شکل»، مجله علوم کشاورزی و منابع طبیعی، جلد پانزدهم، ش. ۲، صص ۲۰۳-۲۱۶، (۱۳۸۷).
۲. آذرا، اردشیر، «اثر دانه‌بندی مصالح بر حداکثر عمق آب شستگی پایین دست سرریزهای ریزشی آزاد»، ششمین کنفرانس هیدرولیک ایران، شهرکرد، انجمن هیدرولیک ایران، دانشگاه شهرکرد، (۱۳۸۶).
3. Pagliara, S., Hager, W.H. and Minor, H.-E., "Hydraulics of Plane Plunge Pool Scour", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 132, Pp. 450-461, (2006).
4. Pagliara, S., Palermo, M. and Roy, D., "Stilling Basin Erosion due to Vertical Crossing Jets", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 50, Pp. 290-297, (2012).
5. Xie, C. and Lim, S.-Y., "Effects of Jet Flipping on Local Scour Downstream of a Sluice Gate", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 141, Pp. 040140881-040140823, (2014).
6. Termini, D., "Bed Scouring Downstream of Hydraulic Structures under Steady Flow Conditions: Experimental Analysis of Space and Time Scales and Implications for Mathematical Modeling", *Catena*, Vol. 84, Pp. 125-135, (2011).
7. Breusers, H. and Raudkivi, A., "Scouring, Hydraulic Structures Design Manual", IAHR, AA Balkema, Rotterdam, Vol. 143, (1991).

8. Mason, P.J. and Arumugam, K., "Free Jet Scour Below Dams and Flip Buckets", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 111, Pp. 220-235, (1985).
۹. سعیدی نژاد، محمدرضا، «تحلیل آبشستگی در پایین‌دست جت‌های ریزشی مستطیل شکل»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۴).
۱۰. رنجبر، حمیدرضا، «بررسی آزمایشگاهی آبشستگی پایین‌دست جت‌های ریزشی در مصالح غیریکنواخت»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۶).
11. Farhoudi, J. and Smith, K.V., "Local Scour Profiles Downstream of Hydraulic Jump", *Journal of hydraulic research*, Vol. 23, Pp. 343-358, (1985).
۱۲. اکبری، غلامحسین، کاویانپور اصفهانی، محمدرضا، و سلطانی سامانی، احسان، «بررسی آزمایشگاهی آبشستگی پایین‌دست پرتاب‌کننده جامی شکل»، مجله مهندسی آب، دوره ۷، شماره ۲۰، صص ۵۱-۶۵، (۱۳۹۰).
۱۳. کلاتری، میترا، بازرگان، جلال، «تخمین عمق آبشستگی پایین‌دست پرتابه‌های جامی شکل در حوضچه‌های استغراق»، پانزدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور، دانشگاه ارومیه، (۱۳۹۳).

کمینه‌سازی تابع هدف چندمتغره با استفاده از الگوریتم ژنتیک بهبود یافته در کنترل فعال نوسان‌های سازه*

علی بنائی^(۱)جواد علامتیان^(۲)

چکیده مقاله پیش‌رو فرایند نوینی در کنترل فعال سازه‌ها در برابر بار دینامیکی ناشی از زلزله، بر مبنای روش‌های جستجوی عددی هوشمند ارائه می‌دهد. در اینجا، با متصل کردن عملگر دینامیکی به درجه‌های آزادی سازه و استفاده از روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی برای یافتن نیروهای کنترلی مناسب در هر گام زمانی با توجه به وضعیت جابه‌جایی گره‌ها، تغییر مکان سازه کنترل و کمینه می‌شود. جابه‌جایی‌های گره‌های سازه در هر گام زمانی با حل معادله‌های تعادل دینامیکی به دست می‌آیند. با ارزیابی این جابه‌جایی‌ها و استفاده از تابع هزینه پیشنهادی، نیروهای عملگرها با فرایند تخمین-تصحیح الگوریتم ژنتیک تعیین می‌شوند. هم‌چنین، به دلیل ماهیت تخمین-تصحیح روش الگوریتم ژنتیک، اثر تأخیر زمانی در کنترل نوسان‌های سازه در نظر گرفته می‌شود. برای نشان دادن کارایی روش پیشنهادی در کنترل نوسان‌های سازه، سه نمونه عددی به کار می‌رود و نتایج با روش سامانگر درجه‌دوی خطی (LQR) مقایسه می‌گردند. بر این اساس، روش پیشنهادی توانایی مناسبی برای کنترل نوسان‌های سازه دارد.

واژه‌های کلیدی الگوریتم ژنتیک، کنترل فعال سازه، روش LQR، تحلیل عددی.

Minimizing Multivariate Objective Function Using Improved Genetic Algorithm in Active Control of Oscillation of Structures

A. Banaei

J. Alamatian

Abstract This paper aims to design a special active control system based on the proposed genetic algorithm for active control of structures. In this trend, by connecting the actuator to the structure's freedom degrees and using the proposed method to find the proper control forces, the structure's movement is controlled and minimized. The nodal displacements are calculated by solving the dynamic equations of motion at each time step. By evaluating these responses and utilizing the proposed cost function, the proper actuator's forces are determined during the prediction-correction process of the genetic algorithm. Moreover, due to the nature of the prediction-correction of the genetic algorithm method, the effect of time delay on the control scheme is mentioned. To illustrate the effectiveness of the proposed method for controlling the oscillations of the structure, three numerical examples are solved and the results are compared with the linear differential equation (LQR) method. Accordingly, the proposed method has a very good ability to control the oscillations of the structure.

Key Words Genetic Algorithm, Structures Active Control, LQR Method, Numerical Analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۰/۱۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۶/۲۴ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری عمران- سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد.

مقدمه

سازه هوشمند، سازه‌ای است که با دارا بودن امکان یادگیری و با مناسب‌سازی مشخصات فیزیکی و هندسی، خود را در برابر تحریک خارجی حفظ می‌نماید. با استفاده از شیوه کنترل فعال و متصل نمودن عملگرهایی در درجه‌های آزادی دینامیکی این سازه‌ها، نیروهایی برای کاهش جابه‌جایی درجه‌های آزادی که ناشی از تحریک خارجی است، تولید و به سازه اعمال می‌گردند [1]. نگره استفاده از شیوه‌های فعال برای کنترل نوسان‌های سازه، نخستین بار در سال ۱۹۷۲ مطرح گردید [2]. پس از آن، پژوهشگران این فرایند را توسعه دادند [3,4]. به‌کارگیری شیوه کنترل فعال، نیازمند بهره‌گیری هم‌زمان از ابزار کنترلی مناسب و هم‌چنین الگوریتمی هوشمند برای تعیین نیروهای عملگر در سازه می‌باشد.

شیوه‌های پایش داده‌های سازه و یافتن نیروهای مناسب عملگرها برای مقابله با اثر تحریک‌های جانبی در هر گام زمانی دارای اهمیت ویژه‌ای است. استفاده از روش‌های عددی در تحلیل دینامیکی سازه‌ها و بهینه‌سازی سامانه‌های کنترل فعال سازه از دو جهت موردتوجه فراوان قرار گرفته‌است. نخستین دلیل، عدم وابستگی این روش‌ها به محدودیت‌های گرادین مشتق‌های بهینه‌سازی می‌باشد. از سوی دیگر، سرعت روش‌های عددی در مقایسه با شیوه‌های تحلیلی، به دلیل عدم نیاز به مدل‌سازی‌های پیچیده، بسیار بالاست [5]. روش‌های جستجوی هوشمند، مبتنی بر الگوهای تکامل طبیعی، نمونه‌ای از این شیوه‌های نوین می‌باشند. الگوریتم ژنتیک یکی از قدرتمندترین و مؤثرترین شیوه‌های جستجوی عددی است که در فرایندهای بهینه‌سازی به کار می‌رود.

پیشرفت‌های اولیه الگوریتم ژنتیک توسط جان هالند و همکارانش [6] در دانشگاه میشیگان ایالات

متحده در سال ۱۹۶۲ انجام پذیرفت. هم‌چنین، مفاهیم الگوریتم ژنتیک در سال ۱۹۸۹ توسط گلدبرگ [7] توسعه داده شد. در سال ۱۹۹۵، کیریستوفر هاک و همکارانش [8] الگوریتم ژنتیک را با استفاده از برنامه متلب پیاده کردند. هم‌چنین، صفی‌زاده و همکاران [9] پژوهش‌هایی برای یافتن محل مناسب حسگر در سامانه‌های فعال و غیرفعال، با استفاده هم‌زمان از شیوه بهینه‌سازی توسعه‌یافته و الگوریتم ژنتیک، انجام دادند. در سال ۲۰۱۲، یانگ و همکارانش [10-12] از یک الگوریتم چندهدفه برای یافتن بهترین محل حسگرها در سامانه کنترلی بهره بردند. هم‌چنین، هیل و درجی [12] با استفاده از این شیوه توانستند محل مناسب حسگر و عملگر را برای کمینه‌سازی نوسان‌های یک ورق طره‌ای تعیین کنند. عباسی و مرکزی [13]، در سال ۲۰۱۴، با بررسی اثر تعداد حسگر در بهبود رفتار لرزه‌ای سازه، روابطی را پیشنهاد نمودند. آنها با استفاده از روش عددی نیومارک-بتا و به‌کارگیری الگوریتم ژنتیک چندهدفه برای مکان‌یابی محل حسگر، نوسان‌های سازه را با روش کنترل خطی مرتبه دوم گوسی تحلیل کردند. در سال ۲۰۱۶، پژوهش‌هایی توسط ژای و همکاران [14,15] برای بهینه‌سازی مشخصات عملگرهای پیزوالکتریک متصل به سازه، با استفاده از الگوریتم ژنتیک انجام گرفت. آنان با بهره‌گیری از یک الگوریتم دو هدفه و رابطه سازی تابع هدف خطی مرتبه دو، توانستند مکان و مشخصات فیزیکی مناسب عملگرها را تعیین کنند.

در این پژوهش، یک فرایند نوین در الگوریتم ژنتیک برای یافتن نیروهای کنترلی مناسب در هر گام زمانی، پیشنهاد می‌شود. هدف این فرایند، کاهش جابه‌جایی‌های سازه می‌باشد. برای انجام این کار، نخست جابه‌جایی‌های گرهی سازه در هر گام زمانی، با حل معادله‌های تعادل دینامیکی به دست می‌آیند. سپس، با ارزیابی این جابه‌جایی‌ها و استفاده از تابع هزینه

معرفی می گردند [18]:

$$A = \begin{bmatrix} O & I \\ -M^{-1}.K & -M^{-1}.C \end{bmatrix}_{r_q \times r_q} \quad (4)$$

$$B = \begin{bmatrix} O \\ M^{-1}.L \end{bmatrix}_{r_q \times q} \quad (5)$$

$$H = \begin{bmatrix} O \\ -M^{-1}.L \end{bmatrix}_{r_q \times q} \quad (6)$$

در رابطه های بالا، 0 ماتریس مربعی صفر و I ماتریس مربعی واحد می باشد. در روش LQR با کمینه سازی تابع انرژی J در هر گام زمانی، بردار نیروی کنترلی $u(t)$ محاسبه می گردد. تابع انرژی سازه به صورت زیر تعریف می شود:

$$J = \int_0^\infty (Z^T(t).Q.Z(t) + u^T(t).R.u(t)).dt \quad (7)$$

در این رابطه، مقدار Q و R نشانگر مقادیر وزنی هستند که بیانگر اهمیت متغیرهای حالت و نیروهای کنترول در فرایند کمینه سازی می باشند. هرچه مقدار بزرگتری برای کمیت Q اختیار شود، به این معنی است که کاهش پاسخ سازه از اهمیت بیشتری برخوردار است و هرچه مقدار کمیت R بیشتر انتخاب شود، بیانگر آن است که بایستی میزان نیروهای کنترلی وارد شده به سازه توسط عملگرها کاهش یابند. بر این اساس پژوهشگران ماتریس های وزنی مختلفی را پیشنهاد نموده اند [19-21]. مینیمم سازی تابع انرژی منجر به معادله زیر می شود [20]:

$$u(t) = G(t).Z(t) = -\frac{1}{2} R^{-1} B^T P(t).Z(t) \quad (8)$$

در رابطه بالا $P(t)$ ماتریس ریکاتی نامیده می شود که از حل معادله ریکاتی زیر به دست می آید:

$$[A]^T[P] + [P][A] - [P][B][R]^{-1}[B]^T[P] + [Q] = 0 \quad (9)$$

پیشنهادی، نیروهای عملگرها با فرایند تخمین - تصحیح الگوریتم ژنتیک پیشنهادی کاهش می یابد. در پایان، این شیوه برای کنترول نوسان های ۳ نمونه عددی مورد استفاده قرار می گیرد و نتایج با روش LQR به عنوان روشی متداول در کنترول فعال سازه ها مقایسه می گردد [16].

رابطه سازی معادله تعادل دینامیکی سازه در

روش سامانگر درجه دوی خطی (LQR)

معادله تعادل دینامیکی سازه q درجه آزادی را می توان به صورت زیر رابطه سازی کرد [17]:

$$[M]^i \{\ddot{D}\}^i + [C]^i \{\dot{D}\}^i + [K]^i \{D\}^i = -[M]^i \{\Gamma\}^i \ddot{x}_g(t) + \{\Lambda\}^i u(t)^i \quad (1)$$

در این رابطه $[M]^i, [C]^i, [K]^i, \{\Gamma\}^i$ و $\{\Lambda\}^i$ به ترتیب معرف ماتریس های جرم، میرایی، سختی، بردار موقعیت نیروهای خارجی وارد شده به سازه و بردار موقعیت نیروی کنترلی اعمالی به سازه در گام زمانی iام هستند. چنانچه نیروهای زلزله و کنترلی به تمام طبقات سازه اعمال شوند، تمام درایه های بردار $\{\Gamma\}^i$ و $\{\Lambda\}^i$ ، برابر واحد خواهند بود. کمیت های $\{D\}^i, \{\dot{D}\}^i$ و $\{\ddot{D}\}^i$ بردارهای جابه جایی، سرعت و شتاب گرهی می باشند. همچنین $\ddot{x}_g(t)$ و $u(t)^i$ به ترتیب شتاب پایه و نیروی کنترلی تولید شده توسط عملگر متصل شده به سازه در گام زمانی iام هستند که پس از پایش سازه در هر گام زمانی، به سازه وارد می شوند. معادله (۱) برحسب متغیر حالت به صورت زیر بازنویسی می شود:

$$\dot{Z}(t) = AZ(t) + Bu(t) + H \ddot{x}_g(t) \quad (2)$$

در رابطه (۲)، $Z(t)$ بردار حالت است که به صورت

زیر تعریف می شود:

$$Z(t) = \begin{Bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{Bmatrix}_{r_q \times q} \quad (3)$$

همچنین سایر ضرایب رابطه (۲)، به صورت زیر

$$[C]^{i+1} \left(\frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{D\}^i + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \{\dot{D}\}^i + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \{\ddot{D}\}^i \right)$$

گفتنی است روش نیومارک-بتا، یک شیوه ضمنی است. در این شیوه، برای به دست آوردن پاسخ در گام زمانی $i+1$ ام، از معادله تعادل دینامیکی در همان گام استفاده می‌شود. برای این کار، سامانه دینامیکی به سامانه ایستای معادل تبدیل می‌شود، به گونه‌ای که تغییر مکان، سرعت و شتاب، به طور هم‌زمان در معادله‌های تعادل دینامیکی سازه صدق می‌کند.

مبانی و رابطه‌سازی روش پیشنهادی

یافتن مقدارهای مناسب نیروهای کنترلی در هر لحظه، سبب کاهش جابه‌جایی سازه می‌گردد. هرچه الگوریتم جستجو، توانایی یافتن مقدارهای مناسب‌تری را برای نیروهای عملگر داشته باشد، جابه‌جایی سازه کمتر می‌شود. در روش پیشنهادی، به جای استفاده از رابطه (۷) برای یافتن نیروی عملگر، از شیوه جستجوی عددی الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شود. الگوریتم ژنتیک یک شیوه جستجوی عددی فرگشتی است که با پایش سازه در هر گام زمانی، به یافتن مقدارهای بهینه نیروهای کنترلی، با استفاده از مفهوم تابع جریمه می‌پردازد. الگوریتم ژنتیک پس از تولید جمعیت اولیه شامل اعضای احتمالی پاسخ مسئله، که همان نیروهای کنترلی می‌باشند، با استفاده از الگوهای فرگشتی و صلاحیت‌سنجی، اعضای دارای صلاحیت بیشتر را به گونه‌ای تکامل می‌دهد که نیروهای مناسب‌تری به دست آید. الگوریتم ژنتیک شامل زیربخش‌هایی است که در ادامه ارائه می‌شوند.

تابع هدف

برای دستیابی به کمترین تغییر مکان در درجه‌های آزادی دینامیکی سازه، لازم است با تعریف تابع هدف، که معرف

در فرایند کنترلی اخیر، الگوریتم جستجو در هر گام زمانی با محاسبه بردار حالت، $u(t)$ را برحسب تغییر مکان و سرعت محاسبه می‌کند که این نیرو توسط عملگرهای متصل شده به سازه اعمال می‌شوند.

روش نیومارک برای تحلیل دینامیکی سازه

در سال ۱۹۵۸، نیومارک [22] روشی برای تحلیل سامانه‌های دینامیکی معرفی کرد. در این روش با به کارگیری دنباله تیلور، تغییر مکان و سرعت در پایان هر گام زمانی برآورد می‌شود؛ سپس با استفاده از عامل‌های وزنی، حاصل انتگرال جمله پسماند در دنباله تیلور، به صورت رابطه‌های تقریبی زیر در نظر گرفته می‌شوند [23]:

$$\{D\}^{i+1} \approx \{D\}^i + \Delta t \{\dot{D}\}^i + \left(\frac{1}{\gamma} - \beta \right) \Delta t^2 \{\ddot{D}\}^i + \beta \Delta t^2 \{\ddot{D}\}^{i+1} \quad (10)$$

$$\{\dot{D}\}^{i+1} \approx \{\dot{D}\}^i + (1-\gamma)\Delta t \{\ddot{D}\}^i + \gamma\Delta t \{\ddot{D}\}^{i+1} \quad (11)$$

در رابطه‌های بالا، Δt گام زمانی در هر گام تحلیل است. همچنین، β و γ عامل‌های وزنی روش نیومارک-بتا می‌باشند. در این پژوهش از روش نیومارک-بتا با شتاب ثابت استفاده می‌شود و عامل‌های وزنی به ترتیب، $\beta = \frac{1}{4}$ و $\gamma = \frac{1}{2}$ می‌باشد. چنانچه، هدف تحلیل دینامیکی سازه، تعیین جابه‌جایی، سرعت و شتاب در گام‌های زمانی گوناگون باشد، باید دستگاه معادله‌های به دست آمده از رابطه‌های ۱، ۱۰ و ۱۱ حل گردد. از سوی دیگر، می‌توان این رابطه‌ها را به گونه‌ای بازنویسی کرد که بتوان جابه‌جایی سازه در هر گام زمانی را به صورت مستقیم حساب کرد. در نتیجه، رابطه (۱) به صورت زیر تبدیل می‌شود:

$$\left([K]^{i+1} + \frac{[M]}{\beta \Delta t^2} + \frac{\gamma [C]}{\beta \Delta t} \right) \{D\}^{i+1} = \{P\}^{i+1} - \{F_0\}^i + [M] \left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} \{D\}^i + \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{D}\}^i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{D}\}^i \right) + \quad (12)$$

می‌گردد. نحوه اضافه کردن این قیدها به تابع هدف، با شیوه‌های گوناگون امکان‌پذیر است. در این پژوهش، از روش تابع جریمه استفاده می‌شود. تابع جریمه به گونه‌ای عمل می‌کند که هرچه پاسخ‌های سازه کنترل‌شده با قیدها سازگاری کمتری داشته باشند، مقدار تابع هدف افزایش می‌یابد به گونه‌ای که آن نیروهای کنترلی توسط الگوریتم انتخاب نمی‌شوند. با افزودن تابع جریمه به تابع هدف، تابع هدف مقید به گونه‌ای به دست می‌آید که امکان بهره‌گیری از فرایند جستجوی مستقیم عددی برای یافتن نیروهای کنترلی، با استفاده از معادله تعادل دینامیکی سازه فراهم گردد. در نتیجه، الگوریتم جستجو تابع هدف مقید را کمینه می‌کند. معیارهای پیشنهادشده در این پژوهش، به صورت زیر می‌باشند:

$$1 \text{ معیار} = \sqrt{\sum_{n=1}^q (x_n - \bar{x})^2}, \quad \bar{x} = \frac{\sum_{n=1}^q (x_n)}{q} \quad (14)$$

$$2 \text{ معیار} = \sum_{n=1}^q \left(\max \left\{ \frac{|x_n|}{\Delta x} - 1, 0 \right\} \right) \quad (15)$$

$$3 \text{ معیار} = \sum_{n=1}^q \frac{1}{|x_n - x_n|} \quad (16)$$

در این رابطه‌ها، $x_1, \bar{x}$ و Δx به ترتیب، مقدار جابه‌جایی درجه آزادی n ام سازه در حالت کنترل‌نشده، انحراف معیار مقدارهای جابه‌جایی همه درجه‌های آزادی سازه در گام زمانی موردنظر و مقدار جابه‌جایی مجاز سازه می‌باشند. همان‌گونه که بیان شد، رابطه (۱۳) به گونه‌ای طراحی شده است که الگوریتم با کمینه کردن مجموع جابه‌جایی درجه‌های آزادی سازه، به بهترین نیروهای کنترلی دست یابد. باید دانست، دیگر عامل اثرگذار، تغییر مکان‌های نسبی سازه می‌باشند؛ زیرا ممکن است در شرایطی، معیار اول مناسب باشد (میانگین جابه‌جایی‌های طبقه‌ها پذیرفتنی است)؛ ولی، مقدار تغییر مکان نسبی دوطبقه‌ل مشخص زیاد شود. در نتیجه، معیار رابطه

نحوه عملکرد سامانه دینامیکی است، نیروی عملگر به گونه‌ای حساب شود که این تابع کمینه گردد. در این فرایند، نخست، عضوهای انتخابی توسط الگوریتم ژنتیک در معادله تعادل دینامیکی سازه قرار داده‌شده‌ها در تابع هدف و برازش داده‌ها، پاسخ سازه در اثر اعمال نیروی‌های کنترلی ارزیابی می‌شود. پس از آن، روند جستجوی تخمین - تصحیح به گونه‌ای ادامه می‌یابد که در هر تلاش، محاسباتی با انتخاب نیروهای جایگزین و تکرار این فرایند، مناسب‌ترین نیروها به گونه‌ای پیدا شوند که تابع هدف کمینه گردد. در این حالت، سازه در بهترین شرایط کنترلی قرار می‌گیرد. پس از آن، نیروهای مناسب توسط عملگر به سازه وارد می‌شوند و الگوریتم در گام زمانی بعد تکرار می‌گردد.

هدف الگوریتم ژنتیک یافتن نیروهای کنترلی است، به گونه‌ای که جابه‌جایی سازه به کمترین مقدار ممکن کاهش یابد. در نتیجه تابع هدف به گونه‌ای رابطه سازی می‌شود که دربرگیرنده جابه‌جایی‌های همه درجه‌های آزادی دینامیکی سازه باشد. هرچه مقدار عددی این تابع کاهش یابد، نیروهای انتخاب‌شده توسط الگوریتم جستجو، مناسب‌تر ارزیابی می‌شوند. در این پژوهش، تابع هدف برای سازه q درجه آزادی به صورت زیر معرفی می‌گردد:

$$C = \sum_{n=1}^q \sqrt{x_n^2} \quad (13)$$

در اینجا، x_1 جابه‌جایی درجه آزادی n ام سازه کنترل‌شده می‌باشد. تابع هدف پیشنهادی (رابطه ۱۳)، با استفاده از معیارهای کنترلی، برای کاهش جابه‌جایی طبقات پیشنهاد گردیده است. باید دانست، پس از بررسی دیگر تابع‌های هدف، به مناسب‌ترین تابع دست‌یافته‌اند. در فرایند جستجوی الگوریتم ژنتیک، نیاز است محدودیت‌های طراحی در روند جستجو مورد توجه قرار گیرند. توجه به این محدودیت‌ها (قیدها) سبب عملکرد بهتر الگوریتم جستجو دریافتن نیروهای کنترلی مناسب

تابع برازش و انتخاب

پس از رابطه‌سازی تابع هدف مقید، با بهره‌گیری از این تابع‌ها، داده‌های باصلاحیت بیشتر در هر گام انتخاب می‌شوند. برنامه رابانه‌ای تهیه‌شده به گونه‌ای عمل می‌کند که در هر گام زمانی i ام، به ازای تعداد مشخصی از عضوهای جمعیت نخستین، معادله تعادل دینامیکی با روش جستجوی عددی نیومارک-بتا، در بازه زمانی Δt ثانیه تحلیل می‌گردد. سپس، داده‌های خروجی برای هر یک از عضوهای جمعیت نخستین (والدین)، محاسبه می‌شوند. با استفاده از تابع برازش و انتخاب، تعداد مشخصی از عضوهای باصلاحیت بیشتر انتخاب می‌گردند و به گام زمانی $i+1$ ام انتقال می‌یابند. همچنین، باتوجه به نیاز روش‌های جستجوی عددی به داده‌های گام پیشین، اطلاعات نهایی هر گام به عنوان شرایط نخستین گام بعدی ذخیره‌سازی می‌شوند و به گام بعد منتقل می‌گردند. برای مشخص شدن ابعاد جمعیت و تعداد عضوهای تولیدشده در هر گام، لازم است متغیرهای مربوط به عملگرهای ژنتیکی مشخص گردند [24] و [25].

عملگرهای ژنتیکی

برای دستیابی به نیروهای کنترلی مناسب که شرایط توقف فرایند را برقرار کنند، لازم است با راه‌کاری نیروهای جدیدی تولید شوند و در تابع هدف مقید جای‌گذاری و ارزیابی گردند. برای انجام این کار، از دو عملگر ژنتیکی پیوند (ترکیب) و جهش برای تولید نیروهای جدید جمعیت استفاده می‌شود. درحقیقت، الگوریتم با بهره‌گیری از این عملگرها، به تولید نیروهای جدید و جستجو در فضای مسئله می‌پردازد. عملگر پیوند، با ترکیب خواص وراثتی دو عضو از جمعیت نخستین، عضوهای جدیدی تولید می‌کند. اگرچه عملگر پیوند، جستجوی مؤثری را در فضای طراحی دنبال می‌نماید و رشته‌های مناسب را تولید می‌کند، گاهی سبب از

(۱۴)، با محاسبه مقدار انحراف معیار بین داده‌ها، از هم‌گرا شدن پاسخ در این حالت جلوگیری می‌کند. از سوی دیگر، معیار پیشنهادی در رابطه (۱۵) نشانگر خطای پاسخ الگوریتم، نسبت به مقدار جابه‌جایی مجاز Δx است. معیار معرفی‌شده در رابطه (۱۶) نیز جابه‌جایی اصلاح‌شده در هر گام زمانی می‌باشد که توسط الگوریتم به‌دست آمده‌است. درنتیجه، با ترکیب معیارهای ۱۴، ۱۵، ۱۶ با رابطه (۱۳)، تابع هدف مقید پیشنهادی، به‌صورت زیر حاصل می‌شود:

$$\bar{C} = \sum_{n=1}^q \left[\sqrt{x_n^T} + \alpha \sqrt{x_n^T \cdot (x_n - \bar{x})^T} + \beta \left(\sqrt{x_n^T} \cdot \max \left\{ \frac{|x_n|}{\Delta x} - 1, 0 \right\} \right) + \gamma \frac{\sqrt{x_n^T}}{|x_n - \bar{x}_n|} \right] \quad (17)$$

رابطه (۱۷)، برای برازش و صلاحیت‌سنجی عضوهای جستجوشونده در الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شوند. در این رابطه مقدارهای α ، λ و μ ضریب‌های وزنی هستند که باتوجه به میزان اهمیت هر عامل تعیین می‌گردند. در این پژوهش، این مقادارها به ترتیب ۱/۱، ۱ و ۰/۲ درنظر گرفته شده‌اند. این مقادارها پس از مدل‌سازی‌های گوناگون، به‌صورت تجربی به‌دست آمده‌اند. باید افزود، در پژوهش‌های انجام‌شده به‌روش فرگشتی، معیارهایی برای انتخاب این ضریب‌های وزنی و دیگر عامل‌ها ارائه شده‌است که همه آنها نیز تجربی می‌باشند. در این پژوهش، نویسندگان از ضریب‌های به‌دست‌آمده از نتایج مدل‌سازی خود بهره گرفته‌اند. همچنین، از تابع جریمه به‌صورت جمع شونده استفاده شده‌است. شایان توجه است، برای جلوگیری از بروز خطا به‌دلیل منفی و مثبت بودن مقدارهای کمی تغییرمکان‌ها، رابطه معیار برازش به گونه‌ای تنظیم شده‌است که همه مقادارها مثبت گردند تا مقایسه آنها توسط برنامه الگوریتم تهیه‌شده به‌درستی انجام پذیرد.

در مرحله نخست، مجموعه‌ای از نیروهای مناسب احتمالی، توسط الگوریتم ژنتیک تولید می‌گردد. این جمعیت نخستین از نیروهای احتمالی، با استفاده از داده‌های موجود در مورد طرح‌های ممکن مسئله، تعیین می‌شوند. چنانچه اطلاعاتی از طرح‌های ممکن مسئله وجود نداشته باشد، این جمعیت به صورت تصادفی انتخاب می‌گردد. این نیروهای تولیدشده توسط الگوریتم، همان نیروهای کنترلی عملگر متصل‌شده به سازه میزبان، در لحظه نخست می‌باشند.

در مرحله دوم، نیروهای تولیدشده به عنوان جمعیت نخستین، در معادله‌های تعادل دینامیکی جای‌گذاری می‌شوند و مقدار جابه‌جایی در هر درجه آزادی دینامیکی از سازه به دست می‌آید. به کارگیری روش نیومارک-بتا و تبدیل معادله تعادل دینامیکی بر مبنای محاسبه مستقیم جابه‌جایی، سبب سرعت بخشیدن به روند محاسبه تغییر مکان در هر گام زمانی می‌گردد. پس از آن، با جای‌گذاری این مقادیر در تابع هدف مقید که با توجه به قیدها و محدودیت‌های مورد انتظار مسئله رابطه‌سازی شده است، مقدار صلاحیت هر یک از نیروهای کنترلی برآورد می‌شود. چنانچه نیروهای کنترلی دارای بیشترین صلاحیت، شرایط مسئله را تحقق بخشند، الگوریتم این نیروها را به عنوان پاسخ نهایی در گام زمانی مورد نظر ذخیره می‌کند. سپس، حل به مرحله نخست منتقل می‌شود و این فرایند برای گام زمانی بعدی ادامه می‌یابد. این روند تا پایان دوره زمانی انجام می‌شود. چنانچه نیروهای کنترلی دارای بیشترین صلاحیت، در شرایط پایان مسئله صدق نکنند، الگوریتم با بررسی و مرتب کردن نیروها بر حسب مقدار صلاحیت متناظر، تعداد مشخصی از آنها را با استفاده از یک روش انتخابی از پیش تعریف‌شده، انتخاب می‌کند. شایان توجه است، در روش‌های عددی متکی بر سعی و خطا، توجه به اثر تأخیر زمانی در طول فرایند پایش بسیار ضروری است. در اینجا، برای اعمال اثر این تأخیر زمانی، با استفاده از زیر برنامه‌ای، میزان زمان سپری‌شده از آغاز ورود برنامه الگوریتم به حلقه

بین رفتن ویژگی‌های مفید رشته‌های ژنتیکی می‌شود. همچنین، این عملگر امکان دست‌یابی به ویژگی‌های جدیدی را که در اعضای والد وجود ندارد فراهم نمی‌کند؛ از این رو، بهره‌گیری از عملگر جهش برای دست‌یابی به عضوهایی با ویژگی‌های تصادفی جدید، لازم می‌باشد. عملگر جهش با تغییر در ساختار ژنتیکی اعضا، به تولید عضوهای جدید می‌پردازد [24].

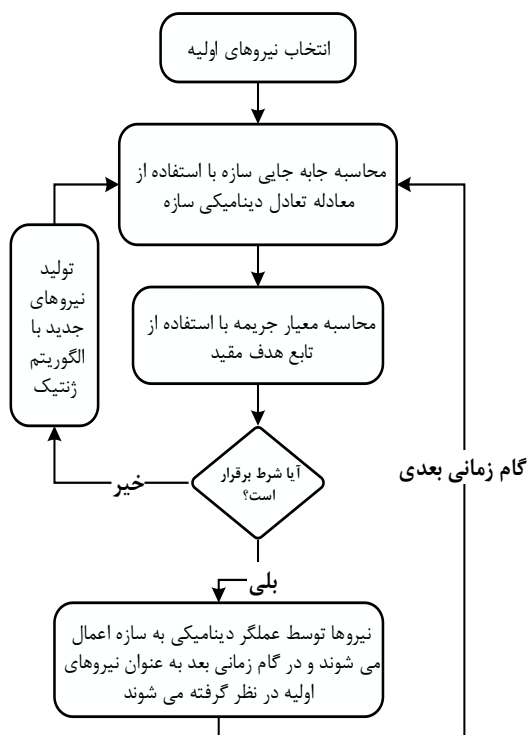
مراحل الگوریتم ژنتیک در حل مسئله بهینه‌سازی

هسته الگوریتم ژنتیک استفاده‌شده در این پژوهش همانند دیگر مراجع است. در اینجا، تنها معیارهای تابع هزینه و نحوه برنامه‌نویسی بهبود یافته‌اند، به گونه‌ای که با در نظر گرفتن اثر تأخیر زمانی، یک شیوه کارآمد پیشنهاد گردید. شایان توجه است، بررسی‌های انجام‌شده توسط نویسندگان نشان می‌دهند، به دلیل مشکل تأخیر زمانی، تاکنون از الگوریتم ژنتیک در سامانه‌های کنترل واقعی استفاده نشده است. کاهش تأخیر زمانی یکی از دستاوردهای این پژوهش است که راه را برای استفاده از الگوریتم ژنتیک در سامانه‌های کنترل فعال هموار می‌سازد. باید دانست، رابطه‌سازی تابع هزینه، عامل‌های وزنی و شیوه مدل کردن آنها از دیگر نوآوری‌های این پژوهش می‌باشند.

از سوی دیگر، برای بررسی کارایی روش پیشنهادی، لازم است نتایج این شیوه با پاسخ‌های مناسب مقایسه شوند. با توجه به پژوهش‌های پیشین می‌توان دریافت روش LQR به عنوان یکی از شیوه‌های پایه‌ای در حل معادلات تعادل دینامیکی سازه در کنترل فعال سازه، توانسته است پاسخ‌های بسیار مناسبی را در کنترل فعال سازه‌های مختلف ارائه دهد. در نتیجه پاسخ‌های روش پیشنهادی با روش LQR مقایسه می‌شوند.

برای درک نحوه عملکرد الگوریتم ژنتیک در فرایند کنترل سازه، زیربخش‌های این شیوه ارائه می‌گردد:

در هر گام زمانی، به کمک عملگرهای دینامیکی متصل‌شده به سازه میزبان، تولید و به سازه اعمال می‌شوند. شکل (۱) ساختار کلی الگوریتم ژنتیک پیشنهادی را نشان می‌دهد.



شکل ۱. فلوچارت ساختار کلی برنامه تهیه شده

نمونه‌های عددی

برای ارزیابی الگوریتم پیشنهادی، برنامه رایانه‌ای در نرم‌افزار متلب تهیه شده است. در ادامه، سه نمونه عددی ارائه می‌گردد. در نخستین مسئله، نوسان‌های سازه چهار درجه آزادی تحت اثر بار هارمونیک کنترل می‌شود. هم‌چنین، در نمونه دوم، به کنترل نوسان‌های سازه شش درجه آزادی دینامیکی تحت اثر شتاب پایه زلزله نورث‌ریچ در حوزه نزدیک (peer RSN:1086) پرداخته می‌شود. در مسئله سوم، سازه دوازده درجه آزادی تحت شتاب پایه زلزله کوبه در حوزه دور (peer RSN:1105) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

جستجوی نیروهای کنترلی تا زمان خروج از آن (انتخاب نیروهای کنترلی مناسب در گام زمانی موردنظر)، حساب می‌شود. در نتیجه، در گام زمانی بعد، مقدار نیروی اعمال‌شده از طرف تحریک خارجی، متناسب با زمان سپری‌شده توسط برنامه، خوانده می‌شود و به سازه اعمال می‌گردد. هم‌چنین، در هر گام زمانی، پس از یافتن نیروی کنترلی، شرایط تغییر مکان سازه با در نظر گرفتن میزان تأخیر زمانی گام پیشین (تأخیر زمانی گام پیشین بسیار نزدیک به تأخیر زمانی در گام مورد ارزیابی است)، تا لحظه پس از اعمال تأخیر با استفاده از رابطه (۱۲) به دست می‌آید و برای انتقال به گام بعد، ذخیره می‌گردد.

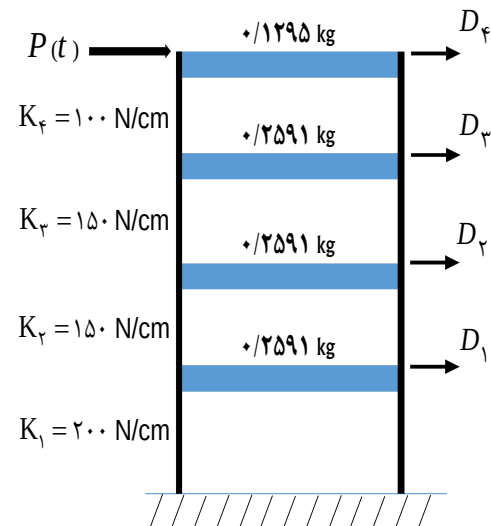
در مرحله سوم، با استفاده از عملگرهای ژنتیکی در نیروهای کنترلی انتخاب‌شده مرحله دوم، مجموعه جدیدی از نیروها تولید می‌شود. این مقادیرها به نیروهای کنترلی تولید شده در مرحله دوم افزوده می‌گردد. باتوجه به ماهیت پیوسته متغیرهای طراحی در مسئله‌های پیش‌رو، در این پژوهش از اعداد در مبنای دسیمال و به صورت پیوسته در فضای جستجوی مسئله استفاده شده است.

در مرحله چهارم، پس از تعیین بهترین نیروهای کنترلی در گام زمانی موردنظر، این مقدار به همراه داده‌های مربوط به جابه جایی در جه‌های آزادی و گام زمانی، ذخیره می‌گردند. هم‌چنین، باتوجه به نیاز روش عددی نیومارک-بتا به اطلاعات گام زمانی پیشین، داده‌های این گام به عنوان شرایط نخستین گام بعد ذخیره می‌شوند.

در مرحله پنجم، با تولید جمعیت جدید متناسب با فضای مسئله و نیز استفاده از نیروهای کنترلی حاصل از مرحله چهارم، الگوریتم جستجو تکرار می‌شود. سپس، نیروهایی که شرایط پایان مسئله را برقرار کنند به همراه داده‌های مربوط به جابه جایی در جه‌های آزادی و گام زمانی ذخیره می‌شوند. هم‌چنین، در هر مرحله، بهترین نیروهای به دست آمده به عنوان نیروهای کنترلی مناسب

سازه برشی چهار درجه آزادی

مشخصات سازه برشی چهار درجه آزادی مطابق با شکل (۲) می باشد.



شکل ۲ سازه برشی چهار درجه آزادی دینامیکی

نیروهای کنترلی مناسب را در دسترس قرار دهد. این فرایند سبب ایجاد تأخیر زمانی می گردد. در اینجا، اثر تأخیر زمانی در هرگام از محاسبات بررسی شده و در پاسخ های به دست آمده وارد شده است. برای انجام این کار، اثر تأخیر زمانی در بارگذاری وارد می شود، به گونه ای که بار دینامیکی در گام زمانی بعدی به سازه اعمال می گردد (بارگذاری با تأخیر). باید دانست، برای دستیابی به مقدار تأخیر در هر گام زمانی، از زیر برنامه ای در الگوریتم رایانه ای استفاده می شود، به گونه ای که در هر حلقه از تلاش محاسباتی، مقدار زمان سپری شده محاسبه و ثبت می گردد. پس از یافتن نیروی کنترلی مناسب در گام زمانی مورد نظر، گام زمانی بعدی برای جستجوی نیروهای کنترلی، از مجموع Δt و تأخیر زمانی ثبت شده به دست می آید. گفتنی است، فرایند کنترلی ارائه شده در این پژوهش مستقل از نوع ابزار اعمال نیروهای کنترلی به سازه است. در اینجا، می توان از عملگرهای پیزوالکتریک استفاده کرد؛ زیرا در این گونه ابزارها، تأخیر اعمال نیرو به سازه وجود ندارد (به دلیل ماهیت الکتریکی بودن آنها). در این سازه، میانگین تأخیر زمانی ثبت شده توسط برنامه الگوریتم ژنتیک در هرگام زمانی به طور میانگین برابر ۰/۰۱۱ ثانیه است. همچنین، تعداد عضوهای جمعیت تولید شده توسط الگوریتم، ۶ عضو و تعداد تلاش در هر گام زمانی، ۲۰ سعی می باشند. نسبت های اعمال عملگر پیوند و جهش بر روی عضوها نیز به ترتیب، برابر ۰/۸ و ۰/۳ می باشند. این نسبت ها باتوجه به نوع مسئله و با سعی و خطا انتخاب و تصحیح می گردند. دامنه انتخاب این نسبت ها به نوع مسئله وابسته است [26]. در مراجع، دامنه انتخاب نسبت های پیوند و جهش به صورت زیر تعریف پیشنهاد شده اند:

$$P_c = [0.6, 0.9] \quad (19)$$

$$P_M = [\text{population size}, \text{chromosome length}] \quad (20)$$

در سازه پیش رو، نسبت میرایی برای نخستین مود نوسان ۵٪ است و دیگر مودهای نوسان نامیرا می باشند. از الگوی میرایی ریلی با دو عامل نیز برای تعیین ماتریس میرایی سازه استفاده می شود [17]. همچنین، بار هارمونیک وارد به این سازه به صورت زیر است:

$$P(t) = 50 \sin(10t) \quad (18)$$

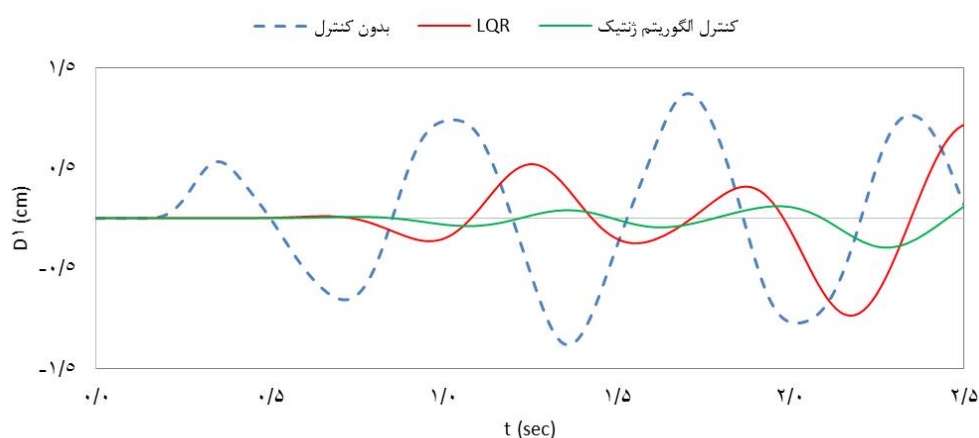
در این سازه تنها یک عملگر به چهارمین درجه آزادی سازه متصل می باشد. همچنین به هر درجه آزادی یک حسگر متصل است. با بهره گیری از روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی، نوسان های سازه کنترل می شود و پاسخ ها با شیوه کنترلی LQR مقایسه می گردند. مقدار نیروی کنترلی یافت شده توسط الگوریتم، باتوجه به معادلات مودال و جابه جایی تمامی درجه های آزادی انتخاب می گردد. این الگوریتم در هرگام زمانی با تولید جمعیت های جدید و جستجو در فضای مسئله، می تواند

نسبت‌ها، اثر محسوسی در پاسخ‌ها ایجاد نمی‌کند.

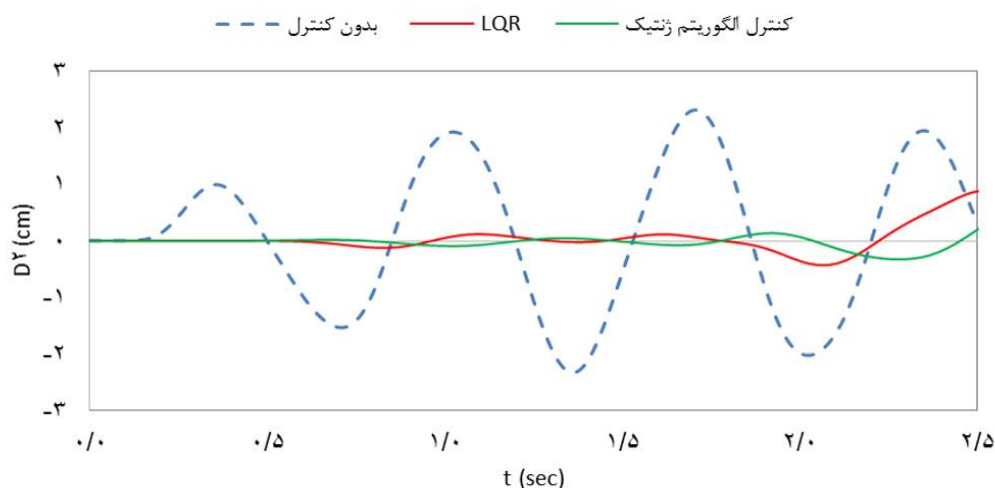
جدول ۱ بیشینه تغییر مکان‌های درجه‌های آزادی سازه چهار طبقه در روش‌های کنترل مختلف

حالت پایش	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴
بدون کنترل	۱/۲۶	۲/۳۳	۳/۳۳	۳/۸۹
روش LQR	۱/۰۹	۱/۳۷	۱/۹۹	۱/۷۶
الگوریتم ژنتیک	۰/۴۷	۰/۳۷	۰/۶۲	۰/۲۳

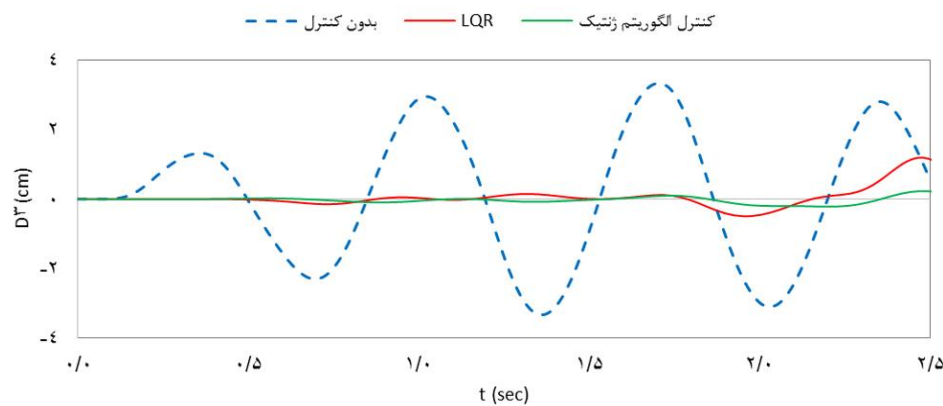
رابطه (۲۰)، دامنه انتخابی برای نسبت عملگر جهش بر روی عضوها را نشان می‌دهد که کران پایین آن برابر با حاصل تقسیم یک بر تعداد اعضای جمعیت و کران بالای آن برابر با حاصل یک تقسیم بر طول کروموزم (تعداد متغیر جستجو) می‌باشد. شایان توجه است، الگوریتم ژنتیک پیشنهادی در حل نمونه‌های عددی این پژوهش بسیار کارآمد می‌باشد؛ به گونه‌ای که تغییر در دامنه این



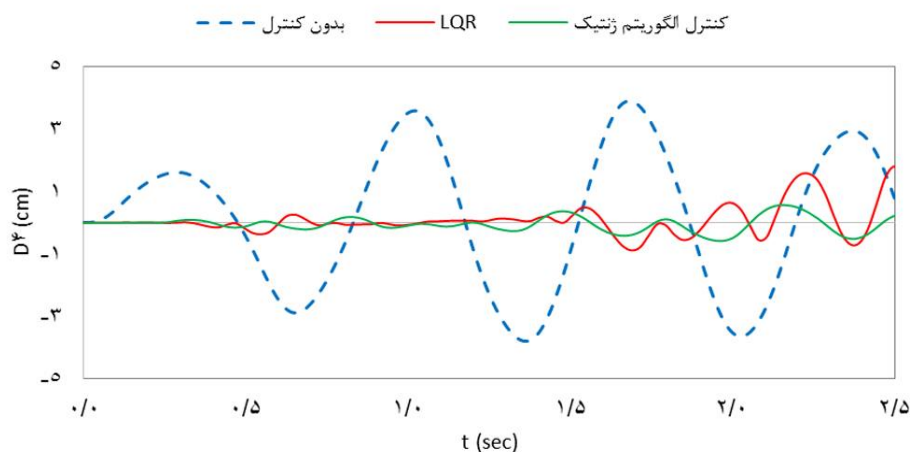
شکل ۳ تاریخچه زمانی جابه‌جایی نخستین درجه آزادی سازه چهار طبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی



شکل ۴ تاریخچه زمانی جابه‌جایی دومین درجه آزادی سازه چهار طبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی



شکل ۵ تاریخچه زمانی جابه‌جایی سومین درجه آزادی سازه چهارطبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی



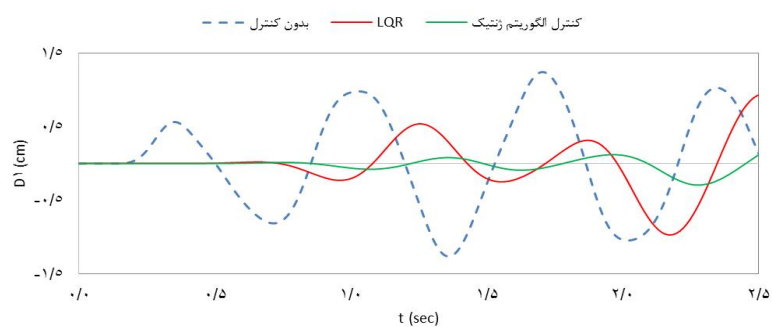
شکل ۶ تاریخچه زمانی جابه‌جایی چهارمین درجه آزادی سازه چهارطبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی

ژنتیک پیشنهادی برای کنترل نوسان‌های سازه می‌باشد. در جدول (۲) نیز مقدار بیشینه تغییر مکان‌های سازه چهار درجه آزادی در حالت اعمال بار در درجه آزادی سوم، با استفاده از روش LQR و الگوریتم ژنتیک پیشنهادی، ارائه شده است. با توجه به نمودارهای نشان داده شده، الگوریتم ژنتیک قادر خواهد بود تا با وجود یک عملکرد در درجه آزادی چهارم، جابه‌جایی طبقات سازه ناشی از نیروی هارمونیک اعمالی به سایر طبقات را نیز در حد قابل قبول کنترل نماید.

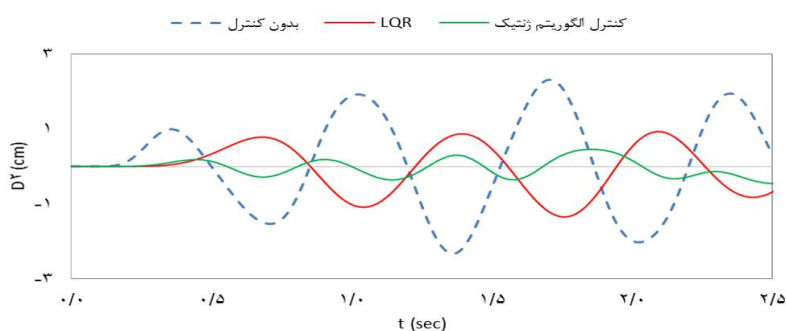
در شکل‌های (۳) تا (۶)، نمودارهای جابه‌جایی - زمان نخستین تا چهارمین درجه آزادی سازه چهارطبقه، در حالت‌های بدون سامانه کنترلی، سامانه کنترلی با روش LQR و همچنین الگوریتم ژنتیک پیشنهادی را نشان می‌دهد برپایه این شکل‌ها می‌توان دریافت، کارایی الگوریتم ژنتیک پیشنهادی برای کنترل نوسان‌های سازه بیشتر از دیگر روش‌ها می‌باشد.

چنانچه محل اثر بارگذاری خارجی به درجه آزادی سوم انتقال یابد، نمودارهای جابه‌جایی - زمان به صورت زیر خواهد بود:

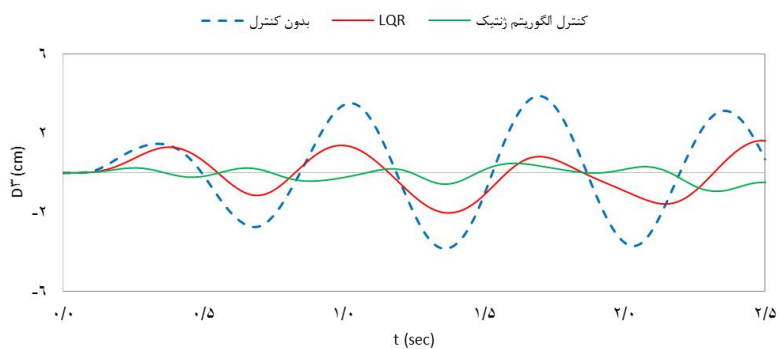
شکل‌های (۷) تا (۱۰) نشان‌دهنده توانایی الگوریتم



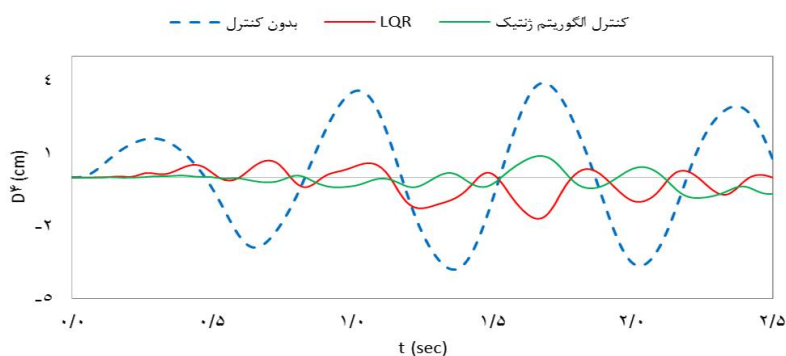
شکل ۷ تاریخچه زمانی جابه‌جایی نخستین درجه آزادی سازه چهارطبقه با اعمال بار هارمونیک به طبقه سوم



شکل ۸ تاریخچه زمانی جابه‌جایی دومین درجه آزادی سازه چهارطبقه با اعمال بار هارمونیک به طبقه سوم



شکل ۹ تاریخچه زمانی جابه‌جایی سومین درجه آزادی سازه چهارطبقه با اعمال بار هارمونیک به طبقه سوم



شکل ۱۰ تاریخچه زمانی جابه‌جایی چهارمین درجه آزادی سازه چهارطبقه با اعمال بار هارمونیک به طبقه سوم

جدول ۲ جدول مقایسه پیشینه تغییر مکان های سازه چهار درجه آزادی در حالت های مختلف پایش براساس الگوریتم های استفاده شده

حالت پایش	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴
بدون کنترل	۱/۲۷	۲/۳۸	۳/۸۹	۳/۹۲
روش LQR	۱/۲۱	۱/۷۳	۲/۴۹	۱/۹۵
الگوریتم ژنتیک	۰/۴۲	۰/۶۲	۱/۱۸	۱/۰۵

سازه برشی شش درجه آزادی دینامیکی

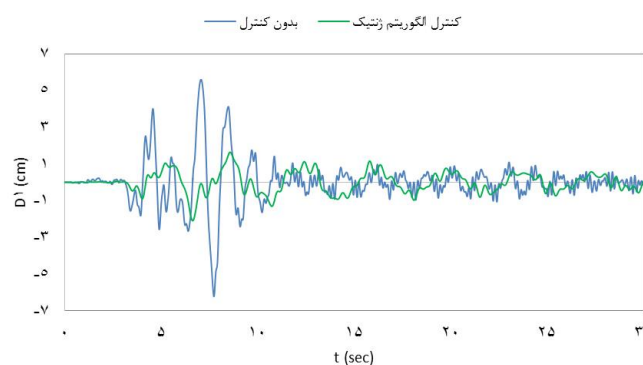
مشخصات ساختمان برشی با شش طبقه در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳ مشخصات جرم و سختی معادل سازه برشی شش درجه آزادی

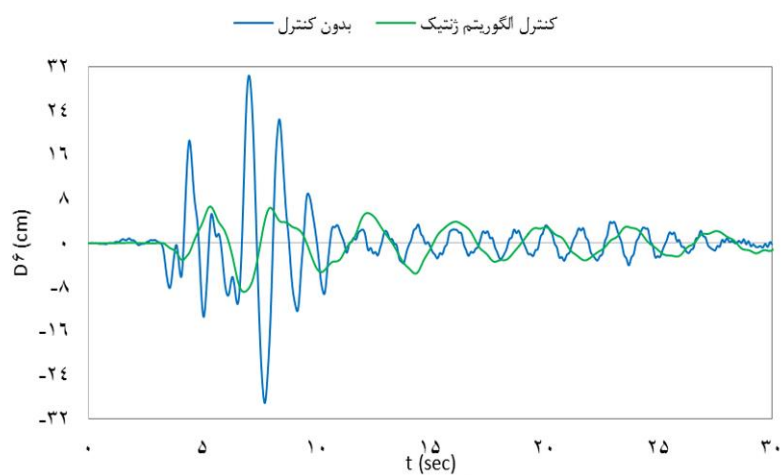
درجه آزادی دینامیکی	M (kg*10 ⁵)	K (kg/cm)*10 ⁸
۱	۲/۲۵	۲/۷۷۹
۲	۲/۲۵	۲/۷۷۹
۳	۲/۲۵	۲/۷۷۹
۴	۲/۲۵	۲/۴۳۱
۵	۲/۲۵	۱/۷۳۷
۶	۱/۵۸	۰/۶۹۴

در این سازه، نسبت میرایی برای سه مود نخست نوسان ۵٪ پنداشته می شود و دیگر مودهای نوسان نامیرا می باشند. این سازه با شتاب پایه زلزله نورث ریج تحریک

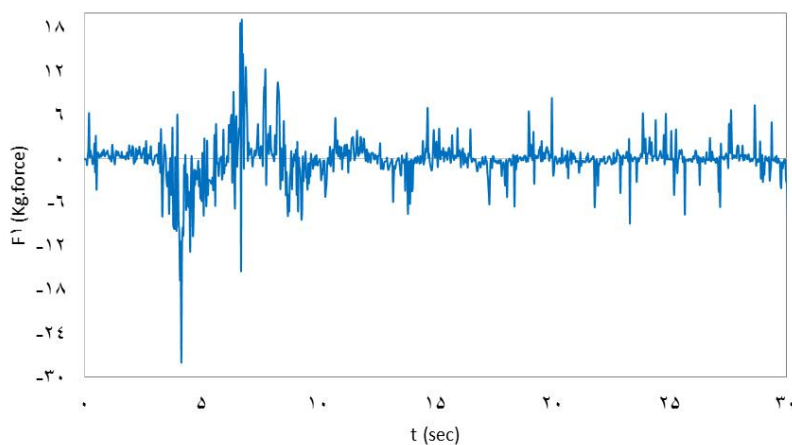
می شود. همچنین، در هر درجه آزادی یک عملگر نصب می گردد (شش عملگر در کل سازه). گام زمانی تحلیل برابر ۰/۰۱ ثانیه، تعداد عضوهای جمعیت تولید شده توسط الگوریتم ژنتیک، ۶ عضو و تعداد تلاش در هر گام زمانی، ۲۰ بار فرض می گردد. نسبت عملگر پیوند و جهش بر روی اعضا به ترتیب، ۰/۸ و ۰/۳ می باشد. در این حالت، میانگین تأخیر زمانی محاسبه شده توسط الگوریتم ژنتیک پیشنهادی، در هر گام زمانی، ۰/۰۱۷ ثانیه می باشد. با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی، نوسان های سازه کنترل می شوند. نمودارهای جابه جایی - زمان درجه های آزادی نخستین و ششمین سازه، در حالت های بدون کنترل و استفاده از الگوریتم ژنتیک پیشنهادی، به ترتیب، در شکل های (۱۱) و (۱۲) رسم شده اند. برپایه این شکل ها می توان دریافت شیوه پیشنهادی توانایی مناسبی در کاهش نوسان های سازه دارد. همچنین شکل های (۱۴) تا (۱۶)، به ترتیب، تغییرات نیروی عملگر نخست و ششمین درجه آزادی را در بازه زمانی کنترل نشان می دهند. روشن است، مقدر نیروی عملگر به اندازه ای کوچک است که می توان آن را با ابزار و شیوه های متداول به سازه اعمال کرد. از سوی دیگر، مقدارهای بیشینه جابه جایی و نیروی عملگر برای همه درجه های آزادی در جدول (۴) درج شده است.



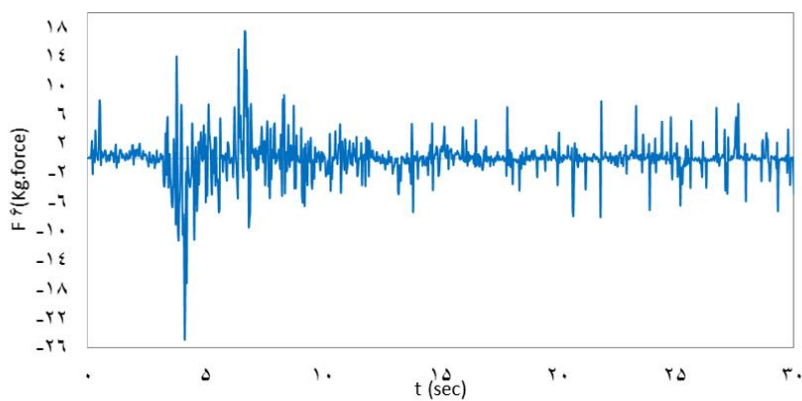
شکل ۱۱ تاریخچه زمانی جابه جایی نخستین درجه آزادی سازه شش طبقه



شکل ۱۲ تاریخچه زمانی جابه جایی ششمین درجه آزادی سازه شش طبقه



شکل ۱۳ تغییرات نیروی عملگر در نخستین درجه آزادی سازه شش طبقه با روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی



شکل ۱۴ تغییرات نیروی عملگر در ششمین درجه آزادی سازه شش طبقه با روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی

جدول ۴ بیشینه تغییر مکان‌ها و نیروی عملگرها در سازه شش طبقه

درجه آزادی دینامیکی	بیشینه جابه‌جایی در حالت بدون کنترل (cm)	بیشینه جابه‌جایی در حالت کنترل با الگوریتم ژنتیک (cm)	نیروی عملگر (Kg. force)
۱	۶/۲۲	۱/۶۴	۲۸/۰
۲	۱۱/۵۱	۴/۰۲	۲۰/۱
۳	۱۶/۳۶	۴/۹۹	۱۸/۱
۴	۲۰/۸۴	۶/۳۲	۱۸/۶
۵	۲۵/۷۹	۷/۷۲	۲۳/۵
۶	۳۰/۴۷	۸/۸۵	۲۴/۹

سازه برشی دوازده درجه آزادی دینامیکی

مشخصات یک ساختمان برشی دوازده طبقه در جدول (۵) ارائه شده است.

جدول ۵ مشخصات جرم و سختی معادل سازه برشی دوازده درجه آزادی

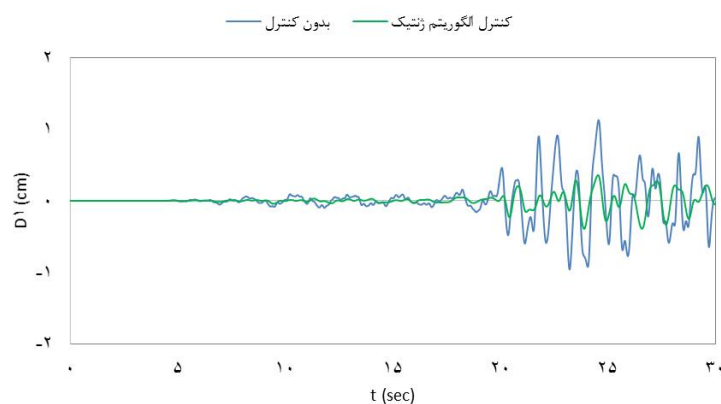
درجه آزادی دینامیکی	M (kg*10 ⁵)	K (kg/cm)*10 ⁸
۱	۲/۲۵	۲/۷۷۹
۲	۲/۲۵	۲/۷۷۹
۳	۲/۲۵	۲/۴۳۲
۴	۲/۲۵	۲/۴۳۲
۵	۲/۲۵	۲/۰۸۴
۶	۲/۲۵	۲/۰۸۴
۷	۲/۲۵	۲/۰۸۴
۸	۲/۲۵	۱/۰۴۲
۹	۲/۲۵	۱/۰۴۲
۱۰	۲/۲۵	۱/۰۴۲
۱۱	۲/۲۵	۰/۶۹۵
۱۲	۱/۵۸	۰/۳۴۷

جمعیت تولید شده توسط الگوریتم، ۸ عضو و تعداد تلاش‌ها در هر گام زمانی، ۲۰ بار می‌باشد. همچنین، نسبت عملگر پیوند و جهش بر روی اعضا به ترتیب، ۰/۸ و ۰/۳ می‌باشند. در این حالت، میانگین تأخیر زمانی محاسبه شده توسط الگوریتم ژنتیک پیشنهادی، در هر گام زمانی، ۰/۰۲۶ ثانیه است. با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی، نمودارهای تغییر مکان- زمان نخستین و دوازدهمین درجه آزادی سازه، به ترتیب، در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) نشان داده شده است. همچنین، شکل‌های (۱۷) و (۱۸) به ترتیب، تغییرات نیروهای عملگرهای نخستین و دوازدهمین طبقه را نشان می‌دهند. بیشینه تغییر مکان‌ها و نیروهای عملگرهای طبقه‌های مختلف نیز در جدول (۶) درج گردیده‌اند.

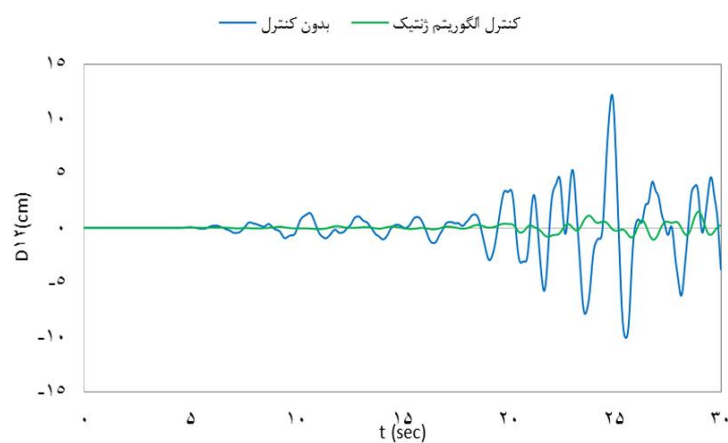
همان‌گونه که در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) دیده می‌شود، استفاده از الگوریتم ژنتیک پیشنهادی کاهش چشم‌گیری در نوسان‌های سازه ایجاد می‌کند. در نتیجه، کارایی فرایند کنترل افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، داده‌های جدول (۶) نشان می‌دهند، استفاده از چندین عملگر در سازه و تعیین آنها با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی بیشینه تغییر مکان‌های سازه را می‌کاهد. همچنین، به کارگیری چندین عملگر سبب شده است، بیشینه نیروهای اعمالی توسط عملگرها نیز کاهش یابد. این موضوع کارایی روش پیشنهادی را افزایش می‌دهد؛ زیرا در حالت واقعی

در اینجا، نسبت میرایی برای سه مود نخست نوسان برابر ۵٪ است و دیگر مودهای نوسان نامیرا می‌باشند. این سازه تحت اثر شتاب پایه زلزله کوبه قرار می‌گیرد و به هر درجه آزادی آن نیز یک عملگر متصل می‌شود. گام زمانی تحلیل دینامیکی ۰/۰۱ ثانیه، تعداد عضوهای

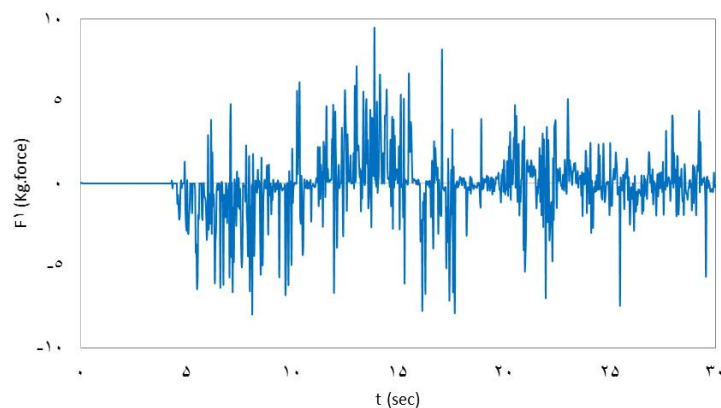
امکان ایجاد چنین نیروهایی وجود دارد. با کاهش تعداد
عملگرها، نیروی آنها نیز افزایش می‌یابد و ایجاد آنها



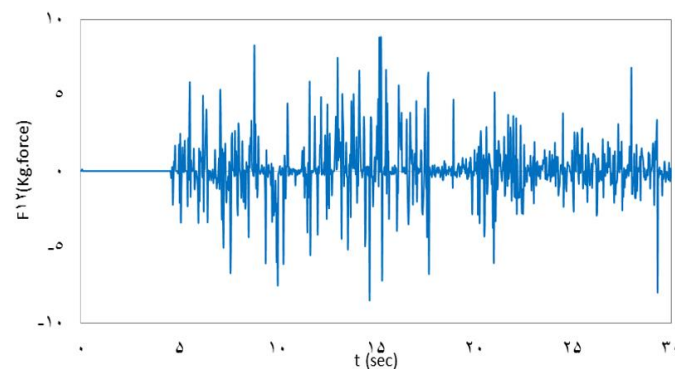
شکل ۱۵ تاریخچه زمانی جابه‌جایی نخستین درجه آزادی سازه دوازده طبقه



شکل ۱۶ تاریخچه زمانی جابه‌جایی دوازدهمین درجه آزادی سازه دوازده طبقه



شکل ۱۷ تغییرات نیروی عملگر در نخستین درجه آزادی سازه دوازده طبقه با روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی



شکل ۱۸ تغییرات نیروی عملگر در دوازدهمین درجه آزادی سازه دوازده طبقه با روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی

جدول ۶ جدول مقایسه نیرو و بیشینه تغییر مکان‌های سازه دوازده درجه آزادی در حالت کنترل یافته با الگوریتم ژنتیک و بدون کنترل

درجه آزادی دینامیکی	بیشینه جابه‌جایی در حالت بدون کنترل (cm)	بیشینه جابه‌جایی در حالت کنترل با الگوریتم ژنتیک (cm)	نیروی عملگر (Kg. force)
۱	۱/۱۳	۰/۵۸	۹/۴۷
۲	۲/۲۱	۰/۹۱	۹/۰۸
۳	۳/۱۸	۰/۷۵	۹/۲۴
۴	۴/۳۰	۰/۶۹	۹/۶۸
۵	۵/۰۳	۰/۷۸	۸/۹۶
۶	۶/۲۷	۰/۹۲	۸/۹۶
۷	۶/۶۷	۰/۹۵	۹/۸۲
۸	۷/۰۳	۱/۱۶	۹/۰۵
۹	۷/۷۲	۱/۱۶	۸/۵۳
۱۰	۸/۹۶	۰/۹۹	۹/۹۳
۱۱	۱۲/۲۳	۰/۸۳	۸/۴۸
۱۲	۱۲/۸۱	۱/۴۸	۸/۸۱

پیزوالکتریک تعیین می‌گردد. در شتاب‌نگارهای پیزوالکتریک، متناسب با تنش ایجاد شده در ساختار میکروسکوپی بلورها ناشی از نیروهای اینرسی، ولتاژی تولید خواهد شد و مبنایی برای اندازه‌گیری شتاب می‌باشد. فرایند مشابهی در عملگرهای پیزوالکتریک انجام می‌شود و نیرو تولید می‌شود. از سوی دیگر، با افزایش تعداد عملگرها، نیروی آنها کاهش می‌یابد. در نتیجه، می‌توان این شیوه را در سازه‌های واقعی به راحتی اجرا کرد.

باید دانست، هدف از این پژوهش معرفی یک شیوه کنترل فعال جدید بر مبنای الگوریتم ژنتیک می‌باشد که در آن تأخیر زمانی کاهش می‌یابد. این فرایند مستقل از شیوه پیاده‌سازی عملی این الگوریتم بر روی سازه میزبان می‌باشد. با وجود این، روش‌های کنترل فعال را می‌توان با استفاده از عملگرها و حسگرهای پیزوالکتریک در سازه‌ها اجرا کرد. حسگرهای پیزوالکتریک وسایلی هستند که در آنها شتاب حرکت با استفاده از ویژگی‌های

نتیجه‌گیری

نمونه تحلیلی بررسی شد. در ادامه، از سه نمونه عددی برای بررسی کارایی الگوریتم ژنتیک پیشنهادی استفاده گردید. نتایج نشان می‌دهند روش کنترل فعال ارائه شده توانسته است کاهش چشم‌گیری در دامنه نوسان‌های سازه ایجاد کند. افزایش کارایی و بهبود عملکرد الگوریتم ژنتیک پیشنهادی به دو دلیل می‌باشد. نخست این که در اینجا یک تابع هدف مقید نوین ارائه گردید. از سوی دیگر، تأخیر زمانی در فرایند الگوریتم ژنتیک کاهش یافت. این دو موضوع سبب شد، روش پیشنهادی کارایی مناسبی در کنترل فعال نوسان‌های نمونه‌های عددی داشته باشد.

در این پژوهش، یک شیوه نوین برای پایش فعال نوسان‌های سازه ارائه گردید. شیوه کنترل پیشنهادی از روش جستجوی عددی الگوریتم ژنتیک برای یافتن مقدارهای بهینه نیروهای کنترلی عملگرها استفاده می‌کند. در اینجا، با جستجوی مستقیم جابه‌جایی در معادله تعادل دینامیکی سازه و ارزیابی داده‌ها با معیار تابع هدف مقید، نیروهای کنترلی به گونه‌ای پیدا شدند، که پاسخ سازه کمینه شود. با توجه به ماهیت تخمین-تصحیح این روش، اثر تأخیر زمانی پدیدآمده در هر

مراجع

1. Tzou, H., Lee, H.-J. and Arnold, S., "Smart Materials, Precision Sensors/actuators, Smart Structures, and Structronic Systems", *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, Vol. 11, Pp. 367-393, (2004).
2. Yao, J. T., "Concept of Structural Control", *Journal of the Structural Division*, Vol. 98, Pp. 1567-1574, (1972).
3. Yang, J. N., "Instantaneous Optimal Control for Linear, Nonlinear and Hysteretic Structures-stable Controllers", (1991).
4. Jabbari, F., Schmitendorf, W., and Yang, J., " H_∞ Control for Seismic-excited Buildings with Acceleration Feedback", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 121, Pp. 994-1002, (1995).
5. Yang, J. and Soh, C. K., "Structural Optimization by Genetic Algorithms with Tournament Selection", *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 11, Pp. 195-200, (1997).
6. Holland, J. H., "Outline for a Logical Theory of Adaptive Systems", *Journal of the ACM (JACM)*, Vol. 9, Pp. 297-314, (1962).
7. Zesley Publishing Company, Reading, MA, Vol. 1, P. 9, (1989).
8. Houck, C. R., Joines, J. and Kay, M. G., "A Genetic Algorithm for Function Optimization: A Matlab Implementation", NCSU-IE TR, Vol. 95, (1995).
9. Safizadeh, M. R. and Darus, I. Z., "Optimal Location of Sensor for Active Vibration Control of Flexible Square Plate", in *Information Sciences Signal Processing and their Applications (ISSPA), 10th International Conference on*, Pp. 393-396, (2010).
10. Cha, Y.-J., Agrawal, A. K., Kim, Y. and Raich, A. M., "Multi-objective Genetic Algorithms for Cost-effective Distributions of Actuators and Sensors in Large Structures", *Expert Systems with Applications*, Vol. 39, Pp. 7822-7833, (2012).
11. Cha, Y. J., Raich, A., Barroso, L. and Agrawal, A., "Optimal Placement of Active Control Devices and

- Sensors in Frame Structures Using Multi-Objective Genetic Algorithms", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 20, Pp. 16-44, (2013).
12. Hale, J. and Daraji, A., "Optimal Placement of Sensors and Actuators for Active Vibration Reduction of a Flexible Structure Using a Genetic Algorithm Based on Modified Hinfinit", *Journal of Physics: Conference Series*, P. 012036, (2012).
 13. Abbasi, M. and Markazi, A., "Optimal Assignment of Seismic Vibration Control Actuators Using Genetic Algorithm", *International Journal of Civil Engineering*, Pp. 24-31, (2014).
 14. Zhai, J., Zhao, G. and Shang, L., "Integrated Design Optimization of Structure and Vibration Control with Piezoelectric Curved Shell Actuators", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, P. 1045389X16641203, (2016).
 15. Zhu, K., Gu, C., Qiu, J., Liu, W., Fang, C. and Li, B., "Determining the Optimal Placement of Sensors on a Concrete Arch Dam Using a Quantum Genetic Algorithm", *Journal of Sensors*, Vol. 2016, (2016).
 16. Kumar, M. S. and Vijayarangan, S., "Design of LQR Controller for Active Suspension System", (2006).
 17. Clough, R. and Penzien, J., "Dynamics of Structures", McGraw Hill, New York, (1993).
 18. Miyamoto, K., Sato, D. and She, J., "A New Performance Index of LQR for Combination of Passive Base Isolation and Active Structural Control", *Engineering Structures*, Vol. 157, Pp. 280-299, (2018).
 19. Elumalai, V. K. and Subramanian, R. G., "A New Algebraic LQR Weight Selection Algorithm for Tracking Control of 2 DoF Torsion System", *Archives of Electrical Engineering*, Vol. 66, Pp. 55-75, (2017).
 20. Oliveira, F., Morais, P. and Suleman, A., "A Comparative Study of Semi-active Control Strategies for Base Isolated Buildings", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 14, Pp. 487-502, (2015).
 21. Tairidis, G., Foutsitzi, G. and Stavroulakis, G. E., "A Multi-layer Piezocomposite Model and Application on Controlled Smart Structures", *Advances in Mechanics of Materials and Structural Analysis*, ed: Springer, Pp. 3.65-385, (2018).
 22. Newmark, N. M., "A Method of Computation for Structural Dynamics", *Journal of the engineering mechanics division*, Vol. 85, Pp. 67-94, (1959).
 23. Goudreau G. L., and Taylor, R. L., "Evaluation of Numerical Integration Methods in Elastodynamics", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 2, Pp. 69-97, (1973).
 24. Holland, J., "Book: Adaptation in Natural and Artificial Systems: An Introductory Analysis with Applications to Biology", *Control, and Artificial Intelligence*, (1975).
 25. Forrest, S., "Genetic Algorithms- Principles of Natural Selection Applied to Computation", *Science*, Vol. 261, Pp. 872-878, (1993).
 26. Lobo, F., Lima, C. F. and Michalewicz, Z., *Parameter Setting in Evolutionary Algorithms*, Vol. 54: Springer Science & Business Media, (2007)

ارزیابی عملکرد نانوسیلیکات در ارتقای خواص مکانیکی سنگ آهکی به کاررفته در معماری

میراث جهانی پاسارگاد*

عاطفه شکفته^(۱) حسین احمدی^(۲) مهدی یزدی^(۳) آنا اریتری^(۴) ادواردو مولینا^(۵) جوزپه کلترونه^(۶)

چکیده در این پژوهش به لحاظ ارزش والای آثار معماری سنگی ایران و ضرورت حفظ و نگهداری آنها برای آیندگان، پژوهشی بر ارتقای خواص مکانیکی سنگ آهکی (سنگ آهک ماسه‌دار) به کاررفته در معماری پاسارگاد از طریق استفاده از ماده نانوسیلیکات (SiO_2) به عنوان استحکامبخش برای بهبود خواص مکانیکی سنگ و در نتیجه افزایش عمر این نوع سنگ‌ها انجام گرفت. در این راستا خواص جذب آب، ضریب نفوذپذیری آب، درصد تخلخل و آزمون‌های پیرسازی تسریعی از طریق استانداردهای اروپایی (UNE-EN) انجام گرفتند؛ علاوه بر آن تغییرات سرعت امواج التراسونیک در بافت سنگ‌ها طی آزمون‌های پیرسازی اندازه‌گیری شدند و همچنین تغییرات سختی سطحی توسط دستگاه نیمه‌مخرب Micro-drilling مورد ارزیابی قرار گرفتند. نانوسیلیکات نرخ جذب آب و خشک شدن را حدوداً ۱۱ درصد و جذب مویرگی آب را تا حدودی کاهش داد، اما ضریب نفوذپذیری آب نسبتاً بدون تغییر باقی ماند. در مقابل، تخلخل سنگ ۱۴ درصد کاهش یافت و مقاومت سطحی آن ۲۰ درصد افزایش پیدا کرد. ارتقای خصوصیات مکانیکی از طریق افزایش سختی سطحی، افزایش مقاومت در برابر پیرسازی‌های تسریعی و کاهش تخلخل از نتایج مثبت حاصل نانوسیلیکات در ارتقای خصوصیات مکانیکی و دوام سنگ آهکی پاسارگاد هستند.

واژه‌های کلیدی نانوسیلیکات، سنگ آهک، خواص مکانیکی، مقاومت سطحی، استحکامبخشی، پیرسازی تسریعی، جذب آب، نفوذپذیری بخار آب.

Effectiveness Assessment of Nano Silicate Application to Improve Mechanical Properties of a Limestone Used in the Architecture of Pasargadae World Heritage Site

A. Shekofteh H. Ahmadi M. Yazdi A. Arizzi E. Molina G. Cultrone

Abstract In this study, according to the high value of stone architecture in Iran, an investigation to improve mechanical properties on a type of limestone (Sandy limestone) used in Pasargadae were done by Nano Silicate (SiO_2) as a consolidation material. Thus, some mechanical properties such as water absorption, water vapor permeability, porosity and resistance to against aging tests have studied by using UNE-EN standards and Ultrasonic velocity as well as changes in superficial strength by Micro-drilling. Results show the rate of water absorption and water drying decrease about 11% and water capillarity slightly changed. In contrast, water vapor permeability remained almost the same. But, the porosity of stone decreased 14% as well as 20% increasing the superficial resistance. Hence the improving two properties of the stone (porosity and superficial resistance) by applying Nano Silicate are the advantages of this kind of material in order to increase sandy limestone durability used at Pasargadae World Heritage Site.

Key Words Nano Silicate, Limestone, Mechanical Properties, Superficial Resistance, Consolidation, Accelerated Aging, Water Absorption, Water Vapor Permeability.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۲/۹ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۸/۳۰ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول، دانشجوی دکتری، گروه مرمت آثار تاریخی، دانشکده مرمت، دانشگاه هنر اصفهان. Email:shekofte.as@gmail.com

(۲) دانشیار، گروه مرمت آثار تاریخی، دانشکده مرمت، دانشگاه هنر اصفهان.

(۳) استاد، گروه زمین‌شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه اصفهان.

(۴) استادیار، گروه مینرالوژی و پترولوژی، دانشکده علوم، دانشگاه گرانادا، اسپانیا.

(۵) استادیار، گروه مینرالوژی و پترولوژی، دانشکده علوم، دانشگاه گرانادا، اسپانیا.

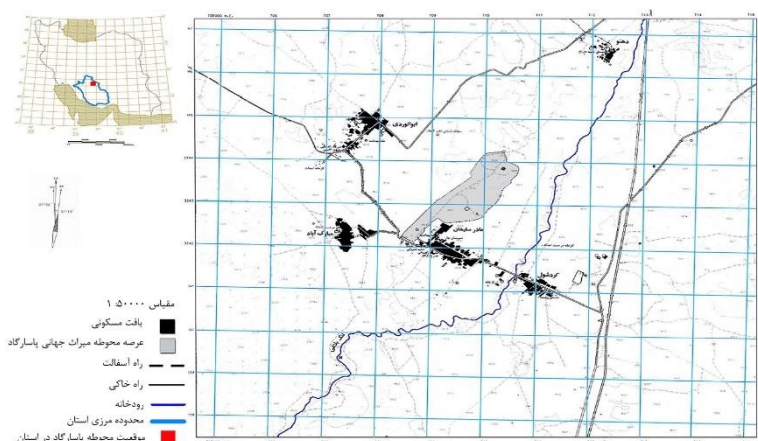
(۶) استاد، گروه مینرالوژی و پترولوژی، دانشکده علوم، دانشگاه گرانادا، اسپانیا.

مقدمه

سنگ از جمله مواد اولیه‌ای است که برای ساختمان‌سازی از دیرباز مورد توجه بوده‌است. سنگ همواره به لحاظ مقاومت‌های فیزیکی و شیمیایی خود و خصوصاً دوام زیاد آن از اهمیت بالایی برخوردار بوده‌است [1]، اما زمانی که در معرض فرسایش قرار می‌گیرد، مناسب است هرچه سریع‌تر در جهت بهبود خواص مکانیکی آن و ارتقای عمرش تدابیر لازم سنجیده شود و اقداماتی در این زمینه انجام گیرد، خصوصاً اگر با مواردی مانند آثار تاریخی و فرهنگی در ارتباط باشیم، زیرا با از دست دادن هر کدام از دست ساخته‌های بشر بخشی از تاریخ از بین می‌رود که حفظ آن، وظیفه سنگین ما یعنی حفظ میراث گذشتگان برای آیندگان (فرزندانمان) است. در دو دهه اخیر، مواد افزودنی، پوشش دهنده‌ها و استحکام‌بخش‌ها به لحاظ عملکردشان از مقوله‌های جذاب و کاربردی هستند [2-4] و در این راستا متخصصان مختلف در علوم مهندسی به یاری مرمته‌گران در جهت ارائه مواد مناسب برای حفظ آثار تاریخی شتافته‌اند. حال در این مجال در جهت افزایش دوام یکی از سنگ‌های به کاررفته در معماری محوطه میراث جهانی پاسارگاد با بهره‌گیری از مواد بهینه‌شده و با کمک علم مهندسی عمران، در جهت سنجش ارتقای خصوصیات مکانیکی سنگ پاسارگاد (جذب آب، جذب مویرگی، ضریب نفوذپذیری، تخلخل و مقاومت سطحی)، به

استحکام‌بخشی و ارزیابی عملکرد آن پرداخته شده‌است. در این پژوهش از روش تحلیلی- تجربی بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی در جهت ارزیابی عملکرد یک ماده استحکام‌بخش برای سنگ ملقب به «سنگ کبود» در محوطه تاریخی پاسارگاد بهره گرفته شده‌است.

محوطه میراث جهانی پاسارگاد در استان فارس در دشت مرغاب، منطقه مادر سلیمان واقع شده‌است (شکل ۱)، سنگ‌های به کاررفته در معماری پاسارگاد سه بافت متفاوت دارند که هر سه آنها در دسته سنگ‌های آهکی قرار می‌گیرند. یکی از آنها سنگ آهک (Limestone) تقریباً خالص کرم رنگ است؛ دومی سنگ آهکی از نوع آرژلیتی (Argillaceous limestone) متشکل از فاز بیشینه آهک، فازهای کمینه کوارتز و رس به رنگ خاکستری تیره معروف به «سنگ سیاه» است و سومی که نمونه مورد مطالعه این پژوهش است سنگ نخودی رنگ معروف به «سنگ کبود» است که نوعی سنگ آهک ماسه‌دار (Sandy limestone) است [5]. سنگ انتخابی در مقایسه با دو نوع دیگر به جهت تخریب پودری شکل یا اصطلاحاً «تخریب ماسه‌ای» خود از لحاظ درجه فرسایش در بالاترین حد قرار دارد و در برخی از قسمت‌ها کاملاً دچار از هم پاشیدگی شده‌است (شکل ۲) و بدین جهت به عنوان نمونه مطالعاتی این پژوهش در نظر گرفته شده‌است.



شکل ۱ سمت چپ بالا: محدوده استان فارس و موقعیت محوطه پاسارگاد در ایران؛ سمت راست: محدوده محوطه میراث جهانی پاسارگاد به رنگ خاکستری (منبع: سازمان نقشه‌برداری کشور)



شکل ۲ سنگ‌های به‌کاررفته در معماری پاسارگاد: (۱) سنگ کرم، (۲) سنگ کبود، (۳) سنگ سیاه (منبع: نگارندگان)

از گیرش در افزایش دوام محصول کاربرد فراوان دارد [11]. این ماده اخیراً برای استحکام‌بخشی سنگ‌های تاریخی و فرهنگی بسیار پرکاربرد شده‌است. تحقیقات نشان داده‌اند که برخلاف تغییرات ظاهری کم این ماده بر سنگ، خاصیت آب‌گریزی پس از استفاده این ماده کمی افزایش یافته‌است، اما نکته قابل توجه این است که بر خواص جذب آب و جذب مویرگی تقریباً بی‌تأثیر بوده‌است [12,13]. با این وجود مطالعات در این زمینه انگشت‌شمارند و هنوز در مرحلهٔ آزمون و خطا هستند. بدین سبب قبل از هرگونه عملیات در محل، آزمایش‌هایی بر چگونگی عملکرد این ماده بر تغییرات خصوصیات مکانیکی سنگ موردنظر انجام شد. در این آزمایش‌ها ارتقای خصوصیات مکانیکی سنگ مانند تغییرات در جذب و نگهداری آب، کاهش تخلخل و افزایش مقاومت سطحی سنگ به دلیل این که خصوصیات فیزیکی نام‌برده بر رفتار سنگ تأثیر می‌گذارند، بسیار موردتوجه قرار گرفتند؛ برای مثال خصوصیت جذب آب بر رفتار سنگ در برابر عوامل مخرب جوی مانند تغییرات دمایی شدید که ممکن است موجب پدیدهٔ یخ‌بر شدن شود، تأثیر

در بین مواد آلی پرکاربردترین آنها در حفاظت سنگ، سیلان‌ها و اکریلیک‌ها هستند [۶]. از بین سیلان‌ها، متیل تری متوکسی سیلان (MTMOS) و تترا اتوکسی سیلان (TEOS) به دلیل گرانروی پایین و نفوذپذیری بیشتر خود برای استحکام‌بخشی سنگ مناسب‌تر تشخیص داده شده‌اند، اما گزارش‌های پایشی حاکی از ترک خوردن و جداشدن ماده از بستر و همچنین از دست رفتن خاصیت ماده در طی سه دهه است که برای کاهش این مشکل متخصصان از اصلاح نانوذرات سیلیس (نانوسیلیکات) بهره بردند [7, 8]. در جهت ارتقای خواص مکانیکی سنگ مورد نظر، از بین جدیدترین مواد موجود در حوزهٔ صنعت که برای استفاده در حفاظت از آثار تاریخی- فرهنگی بهینه‌سازی شده‌اند (با این هدف که اثرات ظاهری کمتری از جمله کمترین تغییر رنگ بر سطح سنگ و بهترین عملکرد را داشته باشند)، نانوذرات سیلیس با نام تجاری «نانواستل» انتخاب شد. نانوسیلیکات در حوزهٔ ساخت‌وساز به عنوان افزودنی در سیمان برای افزایش انسجام، مقاومت‌های فشاری، خمشی و سایشی [9,10] و همچنین کاهش تخلخل پس

نانوسیلیکات

نانو سیلیکات ترکیبی از ذرات نانو و کلوییدی سیلیکون دی‌اکسید (SiO_2) به صورت دیسپرسیون در آب است. این ماده از لحاظ گرانروی بسیار نزدیک به آب است و بدین جهت برای سطوح کم‌تخلخل بسیار مناسب است و حتی می‌تواند در شرایط مرطوب نیز استفاده شود (جدول ۱) [20]. این ماده به لحاظ گرانروی پایین آن و پیوندهای Si-O-Si که با بستر حاوی فاز سیلیسی تشکیل می‌دهد و به تبع آن ارتقای خصوصیات مکانیکی که موجب می‌شود و هم‌چنین عدم تولید محصولات جانبی [21, 22] انتخاب شد.

جدول ۱ خصوصیات فیزیکی و شیمیایی نانوسیلیکات

Nano ESTEL	نام محصول
CTS ایتالیا	شرکت
SiO_2 دیسپرسیون در آب	ترکیب شیمیایی
مایع	حالت ماده
بی رنگ و شفاف	رنگ و ظاهر
فاقد بو	بو
$1/3 - 1/1 \text{ g/cm}^3$ در 20°C	چگالی
6-8 mPas	ویسکوزیته در 20°C
100°C	دمای جوش
ندارد	قابلیت اشتعال
مخلوط شدنی در 20°C	قابلیت ترکیب با آب
۹/۵ تا ۱۰/۴	اسیدیته

در پژوهش‌های انجام‌شده درخصوص غلظت مناسب این ماده برای سنگ‌های با تخلخل کم، نسبت‌های متفاوتی از این ماده در آب پیشنهاد شده‌است که اتفاق نظر بر روی غلظت کمتر، به علت نفوذ ماده به عمق بیشتر است [23, 24]. بنابراین برای دستیابی به عمق نفوذ بیشتر نسبت ۱:۱۰ نانوسیلیکات به آب با چندین مرتبه اعمال بر سطح تا زمان اشباع شدن آن، در نظر گرفته شد. روش اعمال ماده بر روی سنگ‌ها با توجه به قابل تعمیم بودن آن در محوطه تاریخی پاسارگاد و هم‌چنین براساس

می‌گذارند [14, 15] به علاوه یکی از عواملی که موجب کاهش جذب آب و یخ‌بر شدن خواهد گشت، کاهش تخلخل است [16]. قابل توجه است که الزاماً تخلخل کمتر به معنی مقاومت بیشتر سنگ در برابر یخ‌بندان نیست، زیرا در مواردی که سنگ از آب اشباع نباشد تخلخل باز بیشتر، موجب گسترش آب در حال انجماد به درون منافذ خالی می‌شود و منجر به آسیب کمتر ناشی از افزایش حجم می‌گردد، ولی در شرایطی که سنگ نزدیک به اشباع آب باشد منافذ بیشتر با پراکندگی بیشتر آسیب‌های یخ‌بر شدن شدیدتری را به همراه خواهند داشت [17, 18].

در مقوله استحکام بخشی سنگ با نانو مواد، به لحاظ این که افزایش قوای مکانیکی سنگ در ابعاد بزرگ یا سازه و ساختار سنگ رخ نمی‌دهد، عموماً ماده به عنوان پوشش دهنده یا پرکننده یا چسباننده تا عمق مشخصی که بستگی به درصد تخلخل سنگ دارد (اندازه حفرات، توزیع حفرات و بسته یا باز بودن آنها)، نفوذ می‌کند [15]. بدین سبب از بین مقاومت‌های فیزیکی در این عملیات، افزایش سختی سطحی و افزایش مقاومت در برابر آزمون‌های پیرسازی تسریعی به عنوان شاخص سنجش عملکرد ماده در نظر گرفته شدند.

مواد و روش‌ها

آماده‌سازی نمونه‌ها

سنگ‌های مورد آزمون از معدن شناخته شده این سنگ واقع در شمال غرب روستای ابوالودری در دشت مرغاب استان فارس [۱۹] برداشت شدند. نمونه‌ها به شکل مکعب‌هایی در ابعاد $40 \times 40 \times 40 \text{ mm}$ برای آزمون‌های جذب آب، خشک شدن رطوبت، جذب مویرگی و آزمون‌های پیرسازی تسریعی برش داده و کدگذاری شدند؛ به علاوه برای آزمون نفوذپذیری بخار آب نمونه‌ها با اندازه $40 \times 40 \times 10 \text{ mm}$ تهیه شدند. برای هر آزمون باتوجه به محدودیت نمونه بردای از معدن باستانی، تعداد حداقل آن یعنی ۳ عدد در نظر گرفته شد.

فشار (در شرایط وکیوم) انجام شدند.

آزمون خشک شدن رطوبت. پس از تست‌های جذب آب، نرخ خشک شدن هر نمونه نیز براساس استاندارد NORMAL 29/88, 1991 [29] اندازه‌گیری شد. برای محاسبه شاخص خشک شدن (D_i) نیاز به داده‌های تحت شرایط معمولی (A_b) و تحت فشار (A_f) است. همچنین درجه اتصالات داخلی بین حفرات (A_x) [30] و ضریب اشباع (S) از طریق فرمول‌های (RILEM, 1980) زیر محاسبه شدند:

$$A_b = \frac{M_1 - M_0}{M_0} \times 100 ; A_f = \frac{M_s - M_0}{M_0} \times 100 ;$$

$$D_i = \frac{\int_{t_0}^{t_f} F(M_t) dt}{M_s \times t_f} ; A_x = \frac{A_f - A_b}{A_f} \times 100 ;$$

$$S = \frac{M_{48h} - M_0}{M_s - M_0} \times 100 ;$$

M_L جرم نمونه اشباع‌شده از آب در شرایط فشار اتمسفر است، M_{48h} جرم نمونه پس از ۴۸ ساعت غوطه‌وری در آب در شرایط اتمسفری، M_t کاهش آب محتوی به‌عنوان تابعی از زمان و t_0 و t_f به‌ترتیب زمان شروع و پایان آزمون را نشان می‌دهند.

آزمون جذب مویرگی. برای تعیین ضریب موینگی (C_c) و ارتفاع موینگی (H_c) تست جذب مویرگی آب طبق استاندارد UNE-EN 1925 (2000) [31] بر روی نمونه‌های یکسان قبل و بعد از استحکام‌بخشی انجام شد. در این آزمون به‌جهت این‌که سنگ‌های موردنظر تخلخل کمی داشتند (جدول ۲) و بدین علت قاعدتاً تفاوت جذب مویرگی آنها چندان زیاد نخواهد بود، سعی شد همان نمونه‌های قبل از استحکام‌بخشی برای این تست به تعداد لازم تهیه شوند تا پس از استحکام‌بخشی برای هر کدام نیز همان نمونه قبلی استفاده شود تا بدین طریق بتوان نتایج دقیق‌تری به‌دست آورد. در این آزمون ضریب موینگی از طریق فرمول زیر محاسبه شد:

پیشنهاد پژوهش‌های متمرکز بر «مقایسه عملکرد روش‌های اعمال ماده»، برس زدن با قلم‌مو انتخاب شد [25,26]. در مرحله اول پس از خشک کردن نمونه‌ها، ماده ۸ مرتبه با فاصله زمانی هر ۳۰ دقیقه یک‌بار بر روی سطح سنگ‌ها برس زده شد و در آخرین مرحله برای جلوگیری از تبخیر سریع آب و تجمع ماده در سطح و همچنین جلوگیری از ترک‌های حاصل از انقباض، نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت توسط ورق‌های سیلیکونی پوشانده شدند. سپس برای تکمیل واکنش و گیرش نهایی، حداقل زمان یعنی هفت روز استراحت در شرایط آزمایشگاهی (دمای $20 \pm 5^\circ C$ و رطوبت نسبی $45 \pm 5\%$) طبق دستورالعمل در نظر گرفته شد.

روش‌های آزمایش

آزمون جذب آب و اشباع. برای آزمون‌های مکانیک سنگ ابتدا آزمون نرخ جذب آب براساس استاندارد UNE-EN 13755, 2008 [27] انجام شد و برای اندازه‌گیری تخلخل باز (P_{HT})، چگالی توده (ρ_{Hb}) و چگالی ظاهری (ρ_{Hsk}) سنگ از استاندارد UNE-EN (1936, 2007) [28] استفاده شد. مقایسه تغییرات جذب آب پیش از استحکام‌بخشی و پس از آن در شرایط آزمایشگاهی در دمای $20 \pm 5^\circ C$ و رطوبت نسبی $30 \pm 5\%$ براساس فرمول‌های زیر انجام شدند:

$$P_{HT} = \frac{M_s - M_0}{M_s - M_H} \times 100 ;$$

$$\rho_{Hb} = \frac{M_0}{M_s - M_H} ;$$

$$\rho_{Hsk} = \frac{M_0}{M_0 - M_H} ,$$

M_0 وزن خشک نمونه، M_s وزن نمونه اشباع‌شده از آب در شرایط مکش است و M_H وزن نمونه در آب در شرایط اشباع از آب تحت مکش است. آزمایش‌های آبی به‌جهت اندازه‌گیری نرخ جذب آب در شرایط معمولی (تحت فشار اتمسفری) و برای ضریب اشباع‌شدگی تحت

نمونه و بخشی از لبه آن را در بر بگیرد، توسط دو لایه سیلیکون منعطف پوشانده شد تا بدین ترتیب بخار آب تنها از قسمتی که سنگ آزاد است، عبور کند (شکل ۳). تمامی ظروف پس از توزین در درون محفظه مخصوص که دما و رطوبت نسبی را ثابت نگه می‌دارد نگهداری شدند و هر ۲۴ ساعت جمعاً ۱۲ روز برای هر نمونه اندازه‌گیری انجام شد. داده‌ها براساس فرمول زیر محاسبه شدند:

$$\Delta m_i = m_i - m_0; G = \frac{\Delta m}{\Delta t};$$

$$g = \frac{G}{A}; W_p = \frac{G}{A \times \Delta p_v};$$

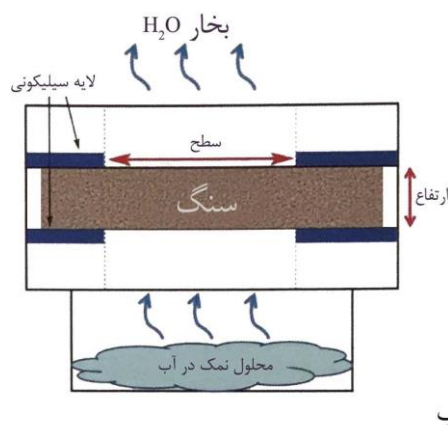
$$\delta_p = W_p \times D.$$

Δm میزان انتقال بخار آب در زمان t است، G شیب خطی kg/s ، g سرعت انتشار بخار آب، A سطح تماس با محلول، W_p نفوذ بخار آب، D ضخامت نمونه بر حسب میلیمتر، Δp_v میانگین دما و رطوبت نسبی در طول آزمون و δ_p قابلیت نفوذپذیری بخار آب است.

$$C_c = \frac{M_t - M_0}{A \sqrt{t}},$$

M_t میزان جذب آب در زمان t و A سطحی که در تماس با آب است.

آزمون نفوذپذیری بخار آب. حرکت بخار آب در درون خلل و فرج سنگ و ضریب نفوذپذیری بخار آب (Kv) براساس استاندارد [32] NORMAL EN 15803 (2009) انجام گرفتند. نمونه‌ها پیش از آزمون، در شرایطی مشابه با شرایط آزمون (یعنی دمای $1 \pm 23^\circ C$ و رطوبت نسبی ۵۰٪) قرار داده شدند و در طی هر ۲۴ ساعت چند مرتبه متوالی توزین گشتند. زمانی که وزن سه مرتبه توزین متوالی با اختلاف ۰/۱ گرم بود آزمون آغاز شد. برطبق دستورالعمل استاندارد، نمونه‌ها در درون یک ظروف مخصوص نفوذسنجی پر شده با محلول ۹۳٪ نمک KNO_3 در آب مقطر، قرار داده شدند. محلول نبایستی با نمونه تماس داشته باشد و فاصله بین محلول با نمونه حدوداً ۱ cm است. زیر و روی نمونه به‌طوری که اطراف



شکل ۳ الف) ظرف مخصوص آزمون نفوذپذیری بخار آب، ب) طرح شماتیک محل قرارگیری سنگ و محلول نمک در درون ظرف مخصوص نفوذپذیری بخار آب

احتمالی مانند جدایش و از هم پاشیدگی در طول چرخه‌های پیرسازی، علاوه بر توزین نمونه‌ها پس از هر چرخه، تغییراتی که با چشم غیرمصلح قابل رؤیت نیستند (مانند ریز ترک و یا ترک‌های حاصله در درون نمونه) با روش التراسونیک در هر ۵ چرخه مورد ارزیابی قرار گرفتند. هم‌چنین برای مشاهدات بهتر تغییرات ظاهری لبه‌های مکعب‌ها با مایک دایمی دورگیری شدند تا در صورت رخ دادن هرگونه شکستگی و یا لب پدیدگی در لبه‌های نمونه‌ها، قابل تشخیص باشند.

مقاومت در برابر یخ‌زدگی- فوب. برای آزمون پیرسازی تسریعی یخ‌زدگی- ذوب استاندارد UNE-EN 12371 (2011) به کار گرفته شد. روش این آزمون به این شکل است که ابتدا نمونه‌ها بایستی ۴۸ ساعت در داخل آب غوطه‌ور باشند و پس از آن آب روی سطوح با دستمال مرطوب شده، گرفته شود و توزین گردند. سپس به مدت ۸ ساعت در درون فریزر با دمای $5 \pm -20^{\circ}\text{C}$ قرار داده شوند. مرحله بعدی قرار دادن نمونه به مدت ۱۶ ساعت در درون آب با دمای $5 \pm 20^{\circ}\text{C}$ است. بدین ترتیب هر ۲۴ ساعت یک چرخه انجام گرفته است. سنجهش التراسونیک زمانی که نمونه‌ها اشباع از آب هستند یعنی قبل از این که در درون فریزر قرار داده شوند، انجام گرفت تا بدین ترتیب وقفه‌ای در چرخه‌ها صورت نگیرد.

مقاومت در برابر تبلور نمک. در این آزمون از استاندارد EN 12370(2001) با استفاده از محلول ۱۴٪ نمک $\text{Na}_2\text{SO}_4 \times 10\text{H}_2\text{O}$ در شرایط آزمایشگاهی (20°C و رطوبت نسبی ~ 35 درصد) بهره گرفته شد. این نمک به جهت این که یکی از معمول‌ترین تخریب‌های تبلور را در سنگ‌های قرار گرفته در فضای باز ایجاد می‌کند و به لحاظ این که یکی از مخرب‌ترین نوع آنها است، انتخاب شد [37, 38].

التراسونیک ولاسیتی. التراسونیک ولاسیتی (سرعت امواج پالسی ماورای صوت) برای تغییر مقاومت‌های مکانیکی و درجه تراکم سنگ، سیمان، سرامیک و غیره

ریز دریل زنی Micro-drilling. نمونه‌ها برای ارزیابی و مقایسه تغییر مقاومت‌های سطحی قبل و بعد از استحکام بخشی با نانو سیلیکات توسط دستگاه میکرو دریلینگ (ریز دریل زنی) DRMS Cordless با مته به قطر ۵ mm، سرعت چرخش ۶۰۰ rmp و نرخ نفوذ ۷۱۰ مورد آزمون قرار گرفتند. آزمون مقاومت سطحی به دلیل این که عمق نفوذ ماده‌های استحکام بخش در بهترین حالت و در بسترهای سنگ آهک با تخلخل بالا به بیش از ۲ cm نمی‌رسد [33] به عنوان بهترین روش اندازه گیری انتخاب شد، زیرا دیگر روش‌ها مانند مقاومت فشاری تک محوری آزمون مناسبی برای سنجهش مقاومت سطحی نیستند و به علاوه این آزمون یک آزمون نیمه تخریبی است که تنها سوراخی به قطر ۵ mm ایجاد می‌کند [34, 35].

آزمون‌های پیرسازی تسریعی. آزمون‌های پیرسازی تسریعی برای سنجهش عملکرد استحکام بخشی در مقابل عوامل مخرب محیطی مانند تغییرات دمایی و عامل مخرب محیطی مانند نمک در نظر گرفته شد. در این آزمون‌ها تغییرات به دست آمده در برابر این عملیات در دو مرحله اندازه گیری شدند. مرحله اول بر روی سه نمونه از سنگ شاهد و مرحله دوم پس از استحکام بخشی بود. در این راستا دو آزمون پیرسازی تسریعی «مقاومت در برابر یخ‌زدگی- ذوب» و «مقاومت در برابر تبلور نمک» به جهت این که این دو آزمون از متداول‌ترین و مخرب‌ترین آزمون‌های پیرسازی آزمایشگاهی محسوب می‌گردند [36]، انتخاب شدند.

آزمون‌های «مقاومت در برابر تبلور نمک» و «مقاومت در برابر یخ‌زدگی- ذوب» هر دو ۷۰ چرخه انجام شدند. در دستورالعمل استاندارد ها ۱۵-۲۰ چرخه برای ارزیابی تغییر و حتی تخریب کامل برخی نمونه‌های مطالعاتی کافی دانسته شده است، اما نکته قابل توجه در مورد سنگ مورد نظر این است که در ۱۵ چرخه ابتدایی تغییر چندانی در خصوصیات ظاهری و فیزیکی آن صورت نگرفت، بدین ترتیب آزمون‌های پیرسازی تا ۷۰ چرخه ادامه پیدا کردند. برای سنجهش دقیق تر تغییرات

شکستگی‌ها، ترک‌ها و ریز ترک‌های ناشی از آزمون‌های پیرسازی بر روی نمونه‌های شاهد و درمان شده در مقیاس ماکروسکوپی، از دستگاه ویدئو- میکروسکوپ Leica مدل DVM2000 با بزرگ‌نمایی لنز ۵۰-۴۰۰ برابر استفاده شد.

نتایج و بحث

آزمون جذب آب و اشباع

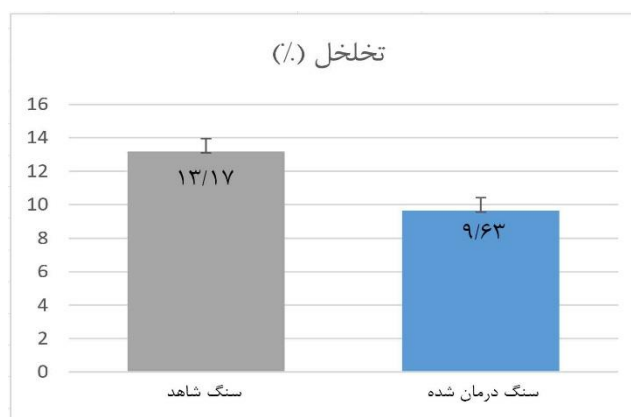
مقایسه مقادیر حاصل از آزمون جذب آب نمونه‌های سنگ شاهد و سنگ بعد از اعمال ماده استحکام‌بخش، حاکی از کاهش تخلخل سنگ از ۱۳/۱۷ به ۹/۶۳ درصد است (جدول ۲ و شکل ۴). کاهش ۱۴ درصدی تخلخل خود تغییر نسبتاً بزرگی در ارتقای خصوصیات مکانیکی محسوب می‌شود، زیرا تخلخل کمتر موجب جذب آب کمتر و کاهش تبعات ناشی از آن خواهد شد [40,41].

استفاده می‌شود [39]. اساس آن بر مبنای تعیین سرعت عبور امواج از میان ذرات است. اندازه‌گیری‌ها توسط دستگاه Panametrics HV Pulser/Receiver 5058PR به همراه یک نوسان‌سنج Tektronix TDS 3012B در شرایط کنترل‌شده دمایی و رطوبتی ($\sim 20^{\circ}\text{C}$ و رطوبت نسبی $\sim 35\%$ درصد) انجام شدند. براساس استاندارد ASTM D 2845-05 (2005) سرعت انتشار تراکمی (V_p) برای نمونه‌ها توسط مبدل قطبی پانامتریک (Panametric) با طیف بسامد ۰/۵ مگاهرتز انجام شد. سرعت انتشار موج اولیه (V_p) در دو سوی نمونه‌ها از طریق نسبت طول نمونه به مدت زمان انتقال موج محاسبه می‌شود. میانگین طول موج‌های اولیه به ثانویه در جهت‌های a, b و c برای سه نمونه از هر گونه سنگ در هر ۵ چرخه برای اطلاع بیشتر از کوچک‌ترین تغییر خصوصیات مکانیکی سنگ در طول ۷۰ چرخه پیرسازی (جمعاً ۱۵ مرتبه) اندازه‌گیری شدند.

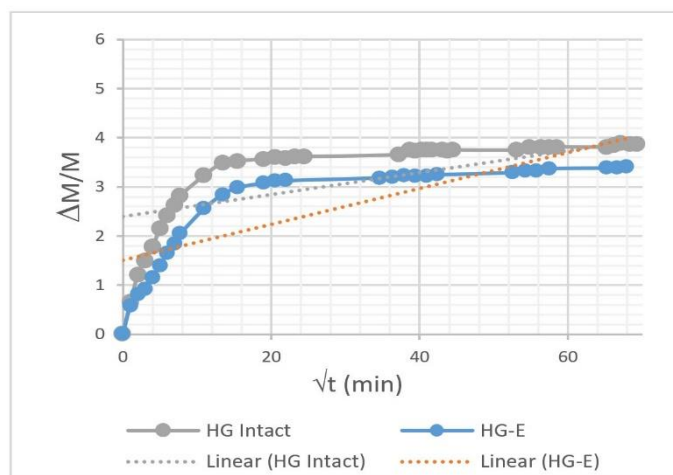
ماکروفتوگرافی. برای مشاهدات بهتر برخی

جدول ۲ مقادیر حاصل از آزمون جذب آب

میانگین وزن هیدرواستاتیکی نمونه (g)	میانگین وزن آب تحت مکش (g)	میانگین درصد تخلخل (%)	
۱۱۲/۶۴	۱۸۸/۶۲	۱۳/۱۷	سنگ شاهد
۱۱۰/۶۱	۱۸۵/۰۲	۹/۶۳	سنگ پس از درمان



شکل ۴ ۱) تخلخل سنگ شاهد و ۲) سنگ استحکام‌بخشی شده



شکل ۵ نمودار جذب آب سنگ شاهد (HG Intact) و سنگ استحکام بخشی شده (HG-E)

در اثر اعمال نانوسیلیکات است [42, 43] و همچنین ثابت خواهد کرد که نفوذ و عملکرد این ماده بر سنگ منجر به بسته شدن حفرات نمی‌شود.

آزمون خشک شدن رطوبت

در نمودار حاصل از آزمون نرخ خشک شدن معلوم می‌شود که نرخ خشک شدن رطوبت در آغاز آزمون سنگ ۱۱ درصد پایین‌تر است اما در مقایسه با نمودار سنگ شاهد با شیب ملایم‌تری رطوبت خود را از دست داد (شکل ۶)، احتمالاً کاهش ۱۱ درصدی در شروع آزمون ناشی از همان کاهش ۱۱ درصدی جذب آب سنگ است.

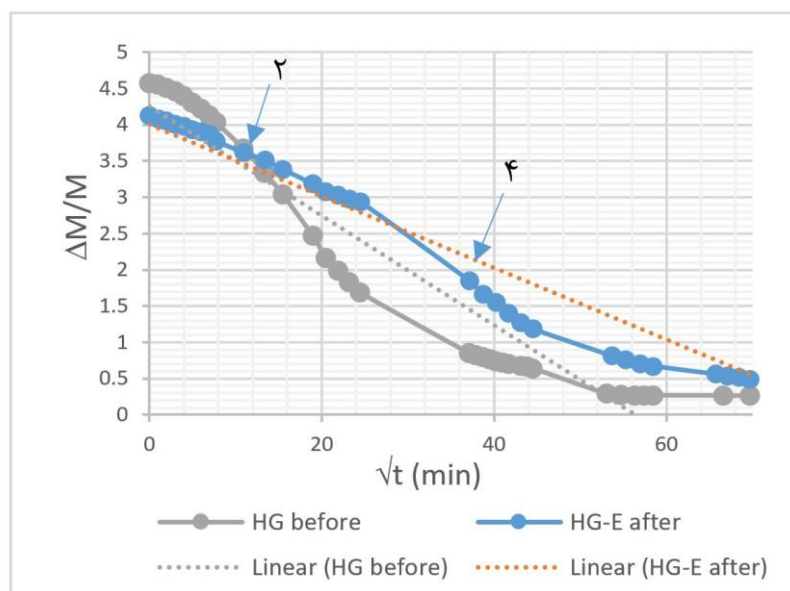
نمودار این خشک شدن‌ها یک تفاوت واضح دارند؛ در این نمودار نمونه سنگ استحکام بخشی شده تا حدود زمان $\sqrt{t}$ ۲۲ با شیب کندی رطوبت را از دست می‌دهد، در حالی که در همین زمان نمونه سنگ شاهد تقریباً نیمی از رطوبت خود را از دست داده است، حتی در زمان پایان آزمون نیز درصدی از رطوبت را در مقایسه با نمونه سنگ شاهد در خود حفظ کرده است. این پدیده می‌تواند ناشی از افزایش حفرات موئین بوده و یا به علت نوع پوشش دهنده حفرات توسط ماده نانوسیلیکات باشد،

شکل (۵) تغییرات جذب آب دو نمونه سنگ شاهد و سنگ استحکام بخشی شده را نشان می‌دهد. در این نمودار به طور میانگین کاهش ۱۱ درصدی ضریب جذب آب در طول زمان آزمون مشاهده می‌شود. در واقع این کاهش ۱۱ درصدی ضریب جذب آب خود حاصل از کاهش تخلخل است. باتوجه به این‌که، به طور کلی تخلخل این نمونه سنگ شاهد (۱۳٪) در مقایسه با سنگ‌های ماسه- آهکی نسبتاً کم است، این کاهش ۱۴ درصدی تخلخل نسبت به سنگ شاهد تغییر قابل توجهی است. مضافاً این‌که بایستی غلظت ۱:۱۰ ماده را در نظر داشت، زیرا در برخورد با سنگ‌های متخلخل‌تر، غلظت ماده می‌تواند افزایش یابد و احتمالاً درصد کاهش تخلخل نیز به نسبت افزایش خواهد یافت.

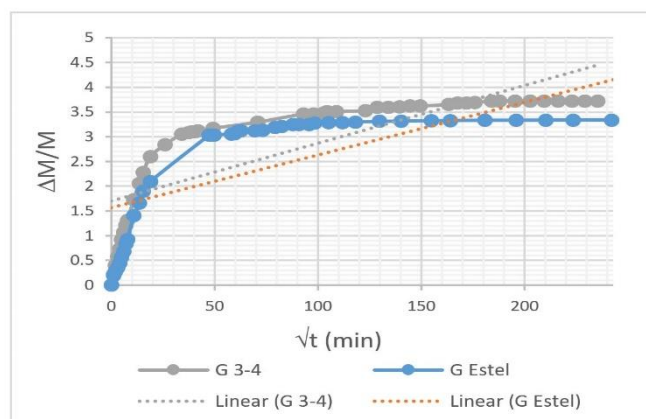
نکته جالب توجه در نمودارهای این آزمون شیب متفاوت آنها است. شیب جذب آب نمونه سطح استحکام بخشی شده نسبت به نمونه سنگ شاهد تندتر شده است که این پدیده می‌تواند به علت تغییر اندازه حفرات موجب شده باشد. در صورتی که چنانچه در آزمون جذب مویرگی شیب تندتری پس از استحکام بخشی به دست آید به معنای نازک و موئین‌تر شدن حفرات و در نتیجه افزایش خاصیت موئینگی سنگ

OH سطحی به عنوان نتیجه دوباره هیدروکسیل شدن سیلیس در زمان درمان با آب یا محلول‌های آبی، شکل می‌گیرند. همچنین بر سطح SiO_2 گروه‌های سیلوکسان یا پل‌های $\text{Si-O-Si} \equiv$ با اتم‌های اکسیژن بر سطح، قرار دارند. دست آخر، آب خیلی ریز در مرز ساختاری درون ساختمان سیلیس (یعنی گروه‌های سیانول داخلی) با منافذ فوق میکرو به قطر منفذ > 1 نانومتر، وجود دارد که قطر منافذ فوق میکرو آن سازگار با آن ملکول‌های آب است. بدین ترتیب تنها ملکول‌های آب می‌توانند در آن نفوذ کنند [44,45]. این توضیحات علت رفتار ماده متشکله از ذرات نانوسیلیکات را هنگامی که در معرض رطوبت بالا قرار می‌گیرد توضیح می‌دهد. به عبارت ساده‌تر ذرات نانوسیلیکات در تماس با رطوبت، ملکول‌های آب را جذب می‌کنند و در خود نگه می‌دارند و بدین علت در این آزمون، این پدیده موجب شده است نه تنها شیب نمودارها یکسان نباشد بلکه انتهای نمودار دو آزمون نیز بر هم منطبق نباشند.

بدین معنی که رطوبت را در زیر خود حبس می‌کند و باعث تبخیر آن در زمان بلندتری می‌گردد که اثبات این مسئله نیاز به بررسی‌های بیشتر با روش‌های متفاوت آزمایشگاهی و دستگاهی دارد، اما یک احتمال قوی‌تری در خصوص این پدیده وجود دارد و آن این است که نانو ذرات سیلیکات در معرض رطوبت بالا، یک محصول جامد آمورف هیدراته (شبه اتفاق مشابهی که در سیلیکاژل رخ می‌دهد) معروف به «سیلیکا هیدراته» تشکیل می‌دهند [10] سیلیکا هیدراته $(\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O})$ به خانواده‌ای از سیلیکاها که آب یا هیدروکسیل (OH^-) در خود دارند، گفته می‌شود. گروه‌های سیانول در ابتدا، در مرحله سنتز (که منجر به تولید ذرات کلئیدی کروی شامل گروه‌های $\text{Si-OH} \equiv$ می‌گردد)، در سطح ذرات سیلیس تشکیل می‌شوند. پس از خشک شدن، هیدروژل (hydrogel) منجر به شکل‌گیری محصول نهایی یعنی زیروژل (xerogel) می‌گردد که برخی یا تمامی گروه‌های سیانول را در سطح خود باقی می‌گذارد. سپس گروه‌های



شکل ۶ نمودار آزمون خشک شدن رطوبت سنگ شاهد (HG before) و سنگ استحکام‌بخشی‌شده (HG-E after). عدد ۲ آغاز روز دوم خشک شدن را نشان می‌دهد که شیب نمونه سنگ خام در آن زمان تندتر شده است و عدد ۴ آغاز روز چهارم را که در آن زمان شیب نمودار سنگ استحکام‌بخشی‌شده تندتر شده را نشان می‌دهد



شکل ۷ نمودار آزمون جذب مویرگی آب سنگ شاهد (G Intact) و سنگ استحکام بخشی شده (G E)

رطوبتی صعودی را که از طرف زمین بر آن تحمیل می شود به وجوه دیگر خود انتقال دهد، امکان تجمع نمک های محلول در آب به وسیله محبوس شدن آب در کف بلوک بسیار زیاد است [47, 48]. در این شرایط تبلور نمک ها می تواند پس از تبخیر طولانی مدت آب عامل بسیار مهمی در فشار به دیواره های حفرات و لوله های موین شود و در نهایت موجب تخریب سنگ گردد. در جدول (۳) نتایج آزمون نفوذ پذیری بخار آب نشان از تغییر بسیار کم مقادیر انتشار بخار آب توسط سنگ شاهد و سنگ استحکام بخشی شده دارد.

در نمودار آزمون نفوذ پذیری (شکل ۸) تشابه رفتار هر دو سنگ چه شاهد و چه پس از درمان تقریباً یکسان است (تفاوت $> 0/1$) و تنها شیب نمونه سنگ شاهد کمی تیزتر از شیب نمونه سنگ استحکام بخشی شده است که نشان از عبور سریع تر بخار آب دارد. باتوجه به این که انتشار بخار آب در مصالح (مانند سنگ، آجر و ملات) به خصوصیت میکروساختاری و خصوصاً سیستم تخلخل (اندازه منافذ، گلوئی ها و پیچ و خم های آن) بستگی دارد [49, 50]، این تغییر ناچیز مقادیر در نمودار آزمون نفوذ پذیری، نشان دهنده بسته شدن تعداد کمی از منافذ باز سنگ است، خصوصاً حاکی از عدم تغییر «گلوئی های اتصال» منافذ است که تأیید می کند سطح دیواره های منافذ توسط نانوذرات پوشانده شده است. بدین معنی که منافذ سنگ توسط ماده پر نشده اند. به این ترتیب واضح است که منافذ بسته نمی شوند و عدم تغییر

آزمون جذب مویرگی

از مقایسه نمودار ضریب جذب مویرگی معلوم شد که تغییر زیادی در نرخ جذب مویرگی از مقایسه سنگ شاهد با سنگ استحکام بخشی شده، وجود ندارد (شکل ۷)، نمونه سنگ شاهد در مدت زمان کوتاه تری (تقریباً نصف مدت زمان) نسبت به سنگ استحکام بخشی شده به بالاترین حد جذب خود رسیده است، تفاوت دیگر در انتهای نمودار است؛ در نمودار نمونه سنگ شاهد، جذب مویرگی آب به شکلی خیلی جزئی ادامه دارد اما در نمونه سنگ استحکام بخشی شده اشباع شدگی را می توان مشاهده کرد که خود نشان دهنده کاهش جزئی لوله های موین در اثر پر شدن برخی از آنها توسط ماده نانوسیلیکات است؛ بنابراین نمی توان گفت شیب تندتر در نمودار جذب آب نمونه استحکام بخشی شده، در تبدیل برخی حفرات به لوله های موین در اثر گیرش نانوسیلیکات مرتبط است.

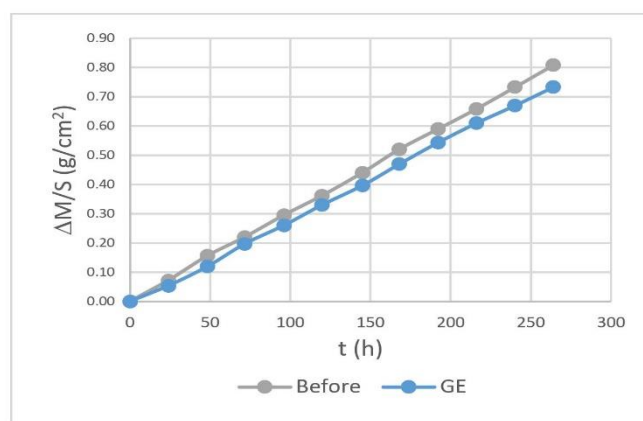
آزمون نفوذ پذیری بخار آب

نفوذ پذیری آب نشان دهنده ظرفیت مواد در انتقال آب است [42]. میزان عبور بخار آب از سنگ از اهمیت بالایی برخوردار است خصوصاً زمانی که بحث ارزیابی استحکام بخش ها و چگونگی تنفس سنگ مطرح می شود [46]. این مسئله زمانی که سنگ در محیط باز قرار دارد و یک وجه آن بر روی زمین واقع شده است از اهمیت دو چندان برخوردار می شود، در این موقعیت اگر سنگ نتواند

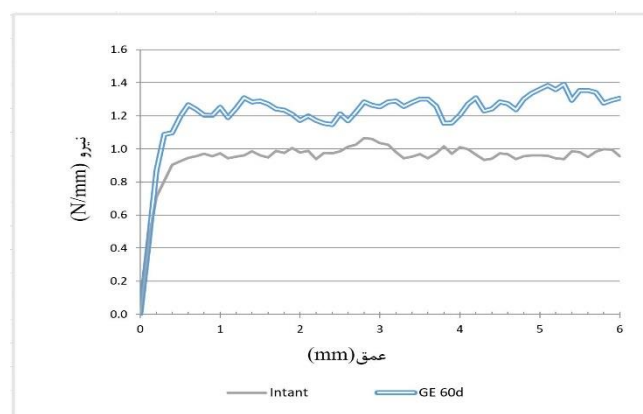
محسوس نفوذپذیری بخار آب و بسته نشدن منافذ در این آزمون نیز حاکی از این نوع پوشش دهی ماده است. بنابراین با توجه به تفاوت ناچیز تغییرات قبل و پس از درمان، می توان گفت که سنگ پس از استحکام بخشی با نانو سیلیکات خاصیت نفوذ و عبور بخار آب خود را حفظ کرده است که این خود مزیت مهمی است برای سنگی که در محیط باز و در برابر عوامل جوی قرار دارد.

جدول ۳ نتایج آزمون نفوذپذیری بخار آب در سنگ

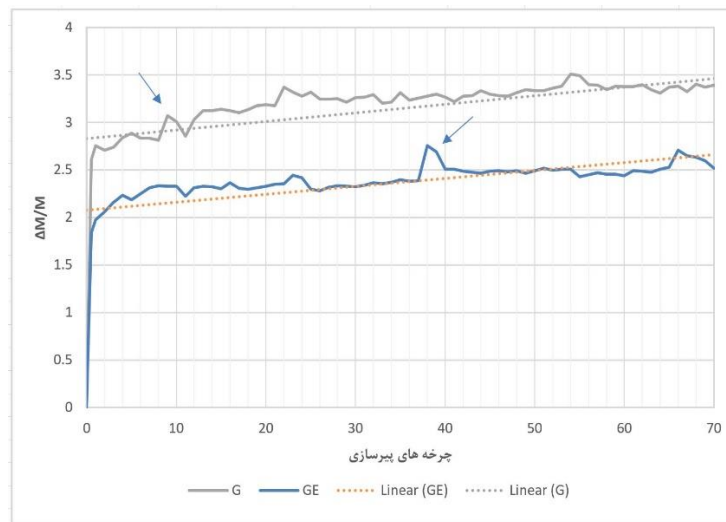
سنگ درمان شده با نانو سیلیکات	سنگ شاهد	
۰/۹۹۹۴	۰/۹۹۸۶	ضریب هم بستگی سرعت انتشار
$۶/۹۵۲ \times ۱۰^{-۱۰}$	$۶/۸۸۰ \times ۱۰^{-۱۰}$	سرعت انتشار بخار آب
$۵/۴۲۴ \times ۱۰^{-۱۰}$	$۵/۳۶۷ \times ۱۰^{-۱۰}$	نشت بخار آب
$۵/۰۸۲ \times ۱۰^{-۱۲}$	$۵/۰۲۹ \times ۱۰^{-۱۲}$	قابلیت نفوذ بخار آب
۰/۳۸۲۱	۰/۳۸۶۱	اکی والان ضخامت لایه هوا



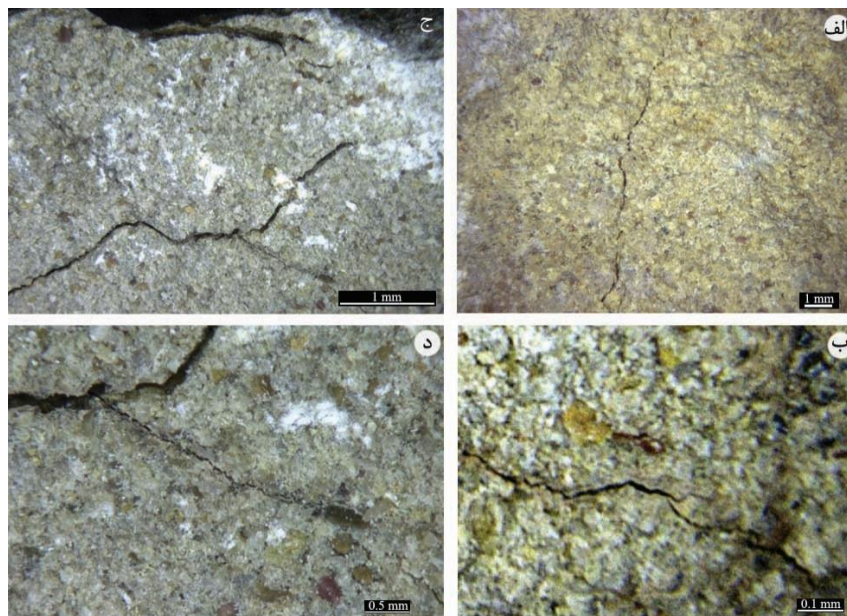
شکل ۸ نمودار آزمون نفوذپذیری بخار آب؛ سنگ شاهد (Before) و سنگ استحکام بخشی شده (GE)



شکل ۹ نمودار آزمون ریز دریل زنی؛ سنگ شاهد (Intact) و سنگ استحکام بخشی شده (GE)



شکل ۱۰ نمودار تغییرات وزنی پس از هر چرخه از آزمون پیرسازی یخ زدگی- ذوب، سنگ خام (G) و سنگ استحکام بخشی شده (GE)



شکل ۱۱ الف) ریز ترک در نمونه شاهد پس از ده چرخه پیرسازی با آزمون یخ زدگی- ذوب، ب) ریز ترک حاصل از آزمون یخ زدگی و ذوب پس از ۳۰ چرخه در نمونه درمان شده با نانوسیلیکات، ج) شکستگی و ترک پس از ۷ چرخه آزمون تبلور نمک در نمونه شاهد، د) بزرگ نمایی تصویر ج که جدایش و ریز ترک را به خوبی نشان می دهد

۱۲ N/mm است (شکل ۹).

تفاوت ۲ نیوتن مقاومت سطحی سنگ توسط نانوسیلیکات باتوجه به غلظت پایین ماده مورد استفاده، درخور توجه است.

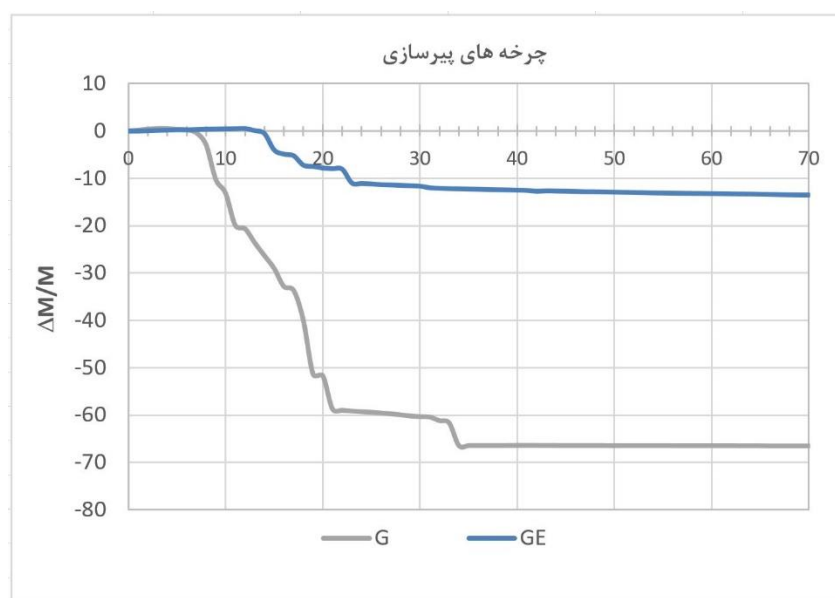
ریزدریل زنی

از طریق این روش تغییرات مقاومت سطحی نمونه سنگ درمقابل دریل زنی مورد آزمون قرار می گیرد. در گراف حاصل از ریزدریل زنی مقاومت سنگ شاهد در حدود ۱۰ N/mm است و مقاومت سنگ استحکام بخشی شده

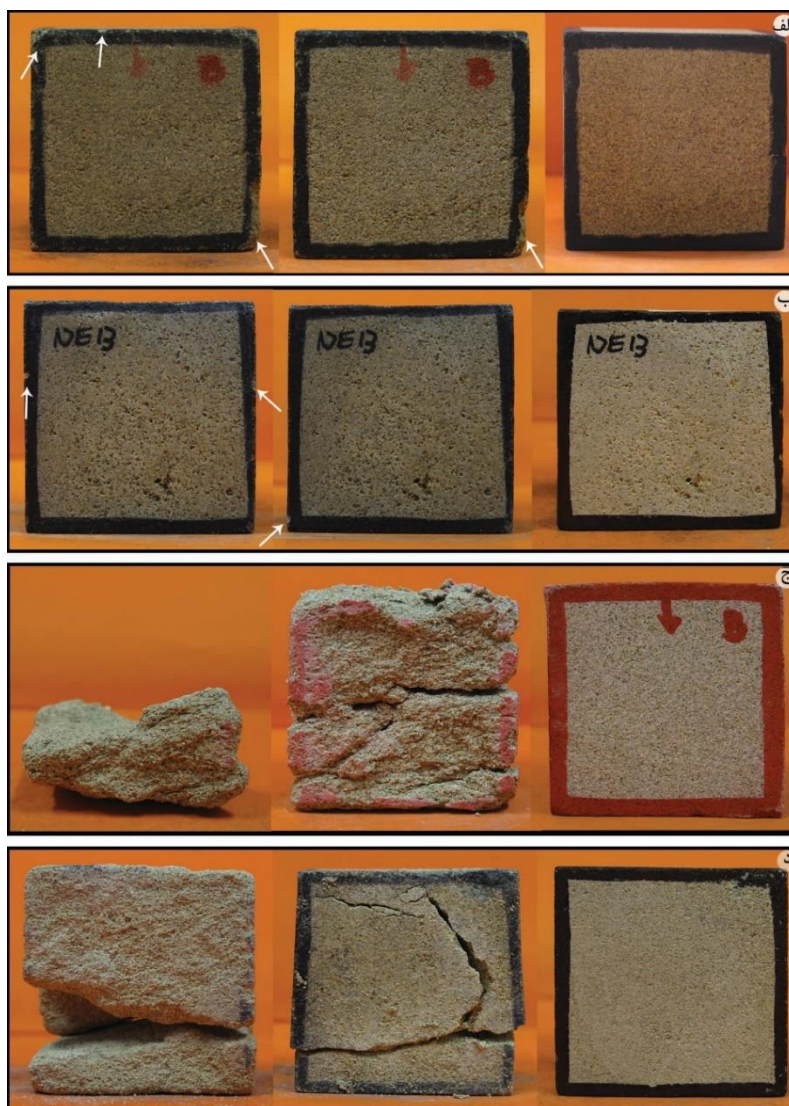
آزمون‌های پیرسازی

آزمون مقاوت در برابر یخ‌زدگی- ذوب. در آزمون یخ‌زدگی و ذوب مشخص شد که نمونه‌های استحکام‌بخشی شده به تبع کاهش تخلخلی که به همراه داشته‌اند، جذب آب کمتری نسبت به نمونه شاهد دارند و از طرفی این جذب آب کمتر و یا شاید ماهیت ماده استحکام‌بخش و پیوندی که ایجاد شده، موجب شده است که محل یکی از پیک‌های شاخص ریزترک (محل پیکان‌ها که نشان از ایجاد ریزترک و افزایش آب بیشتر توسط سنگ دارد) در نمونه‌ها تغییر کند [51]. در نمونه شاهد پیک شاخص ترک در چرخه ۱۰م رخ داده است و در نمونه استحکام‌بخشی شده این پیک ریزترک در چرخه ۳۹م رخ داده است (شکل ۱۰ و ۱۱). غیر این مورد (یعنی افزایش مقاومت حدوداً ۳۰ چرخه‌ای در ایجاد ریزترک‌های جاذب آب)، شیب تغییرات جذب آب نمونه‌ها مشابه است که نشان‌دهنده رفتار مشابه سنگ‌ها قبل و پس از درمان است.

آزمون مقاومت در برابر تبلور نمک. نمودار تهیه شده از تغییرات وزنی در طی آزمون پیرسازی در برابر تبلور نمک نتایج بسیار خوبی را در جهت افزایش مقاومت این سنگ پس از استحکام‌بخشی ارائه داده است. رفتار سنگ در برابر تبلور نمک رابطه مستقیمی با تخلخل، جذب آب و جذب مویرگی آب دارد [48, 52, 53]. کاهش ۱۴ درصدی تخلخل سنگ تأثیر بسیار زیادی بر روی جذب محلول سولفات سدیم و در نتیجه تخریب‌های ناشی از آن داشته است. همان‌طور که در نمودار و تصاویر مشخص است، اولین شکستگی و کاهش وزن در نمونه شاهد در چرخه ۱۷م رخ داده است در صورتی که در نمونه استحکام‌بخشی شده اولین شکستگی در چرخه ۱۴م رخ داده است (شکل‌های ۱۱ و ۱۲) که خود نشان از جذب کمتر محلول نمک و افزایش مقاومت سنگ به اندازه دو برابر تعداد چرخه‌های پیرسازی سنگ شاهد است. هم‌چنین میزان شکستگی و کاهش حجم این دو نمونه قابل توجه است.



شکل ۱۲ نمودار تغییرات وزنی پس از هر چرخه از آزمون پیرسازی تبلور نمک، سنگ شاهد (G) و سنگ استحکام‌بخشی شده (GE)



شکل ۱۳ الف) آزمون یخزدگی - ذوب سنگ شاهد، به ترتیب از راست به چپ: پیش از شروع آزمون، چرخه ۴۰ پیرسازی، چرخه ۷۰ پیرسازی که در آن محل‌های جدایش با پیکان‌های سفید نشان داده شده‌اند؛ ب) آزمون یخزدگی - ذوب سنگ درمان‌شده، از راست به چپ: پیش از شروع آزمون، چرخه ۴۰ ام آزمون که محل جدایش در لبه‌های نمونه با پیکان‌های سفید مشخص شده‌است، چرخه ۱۷۰ ام آزمون؛ ج) آزمون پیرسازی تبلور نمک نمونه شاهد، از راست به چپ: پیش از شروع آزمون، چرخه ۱۱۵ ام آزمون، چرخه ۱۴۵ ام آزمون که بخش زیادی از سنگ از دست رفته‌است؛ د) آزمون پیرسازی تبلور نمک سنگ درمان‌شده، از راست به چپ: پیش از شروع آزمون، چرخه ۱۲۵ ام آزمون، چرخه ۴۵ ام آزمون پیرسازی تبلور نمک که در آن تفاوت مقاومت سنگ درمان‌شده نسبت به سنگ شاهد در برابر تبلور نمک مشخص است

می‌کند. این رابطه تحلیل ساده‌ای دارد و آن رابطه مستقیم حجم نمک انباشته‌شده در درون حفرات با فشار حاصل از تبلور نمک است [54]، به طوری که هرچه محلول نمک بیشتری در درون خلل و فرج جذب شود، فشار تبلور بیشتری به لحاظ حجم بالاتر ایجاد خواهد کرد.

در طی آزمون پیرسازی نمونه شاهد $\sim 60\%$ کاهش حجم به همراه داشته ولی در نمونه سنگ استحکام بخشی شده کاهش حجم $> 20\%$ است (شکل ۱۲). بنابراین می‌توان اذعان داشت که تخلخل مؤثر سنگ نقش بسیار کلیدی بر میزان مقاومت سنگ در برابر تبلور نمک ایفا

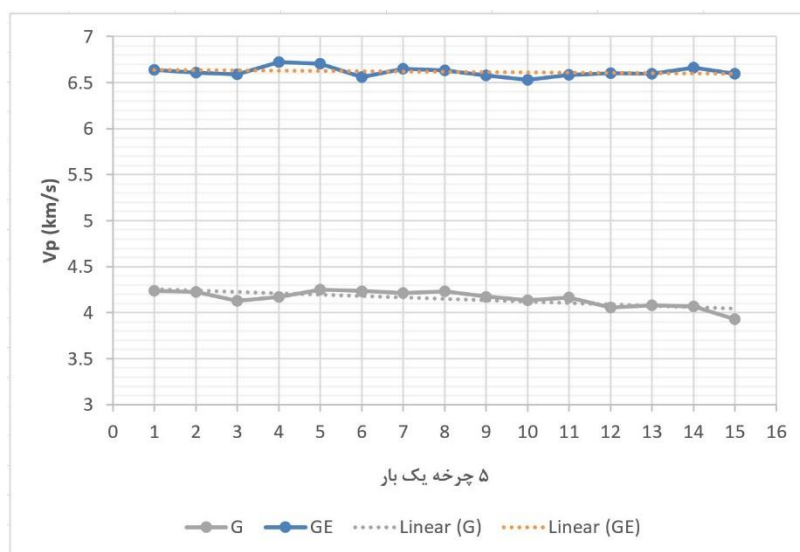
بسیار جزئی بافت سنگ‌ها در طی چرخه‌های پیرسازی یخ‌زدگی - ذوب دارد (شکل ۱۴).

از مقایسه نمودار به‌دست‌آمده از امواج التراسونیک دو نمونه سنگ‌های شاهد و سنگ‌های استحکام‌بخشی شده می‌توان تغییرات بافت سنگ‌ها را در طی چرخه‌های پیرسازی تسریعی تبلور نمک این‌طور تفسیر کرد که سنگ شاهد در اندازه‌گیری دوم یعنی چرخه ۱۱۰م با کم شدن V_p نشان از تغییر در ساختار (احتمالاً ایجاد ریزترک) دارد که این ریزترک در چرخه ۱۱۵م با کاهش V_p تبدیل به ترک و شکستگی شده‌است (شکل ۱۳)، به‌طوری‌که کاهش V_p بسیار محسوس مشاهده می‌شود.

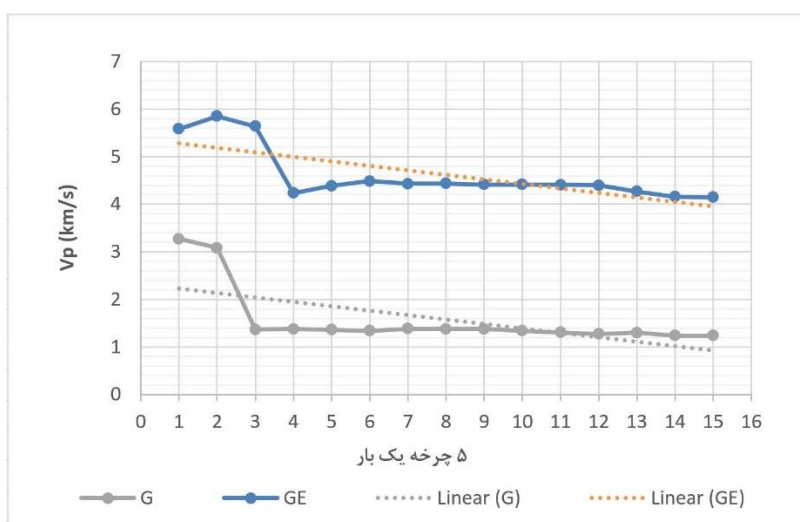
اما در نمونه استحکام‌بخشی شده به‌علت افزایش V_p در اندازه‌گیری دوم (چرخه ۱۱۰م) می‌توان به این نتیجه رسید که بلورهای نمک در درون حفرات متبلور شده و بافت متراکم‌تری را ایجاد کرده‌اند و به‌جهت این‌که تخلخل کمتر شده‌است و انباشتگی نمک در حفرات زیاد نبوده‌است منجر به فشار به دیواره حفرات نشده و تنها تراکم بافت را به‌همراه داشته‌است [58]، اما این انباشتگی در اندازه‌گیری بعدی بیشتر شده که منجر به فشار به دیواره‌ها و ایجاد ریزترک شده‌است. در چرخه ۱۲۰م ریزترک‌ها منجر به ترک و درنهایت افت محسوس V_p شده‌است، اما شیب تغییرات امواج در هر دو نمودار موازی است (شکل ۱۵) که نشان از روند یکسان تغییرات بافت سنگ‌ها دارد. از تحلیل‌ها می‌توان این‌طور نتیجه گرفت که نانوسیلیکات به‌جهت تغییراتی که در بافت سنگ ایجاد کرده‌است، موجب مقاوم‌تر شدن این نوع سنگ در برابر تبلور نمک تنها به‌اندازه ۱۰ چرخه پیرسازی تسریعی شده‌است.

در شکل (۱۳)، تخریب‌های متحمل شده در طی ۷۰ چرخه پیرسازی یخ‌زدگی - ذوب و تبلور نمک ارائه شده‌است. در ابتدا و انتهای آزمون پیرسازی یخ‌زدگی - ذوب، در ظاهر تفاوت چندانی مشخص نیست اما با بزرگ‌نمایی بیشتر همان‌طور که در شکل (۱۱) نشان داده شده‌است ریزترک‌های مویی در اثر چرخه‌های پیرسازی در نمونه‌های شاهد پس از چرخه ۱۱۰م و در نمونه درمان‌شده پس از ۳۰ چرخه پیرسازی ایجاد شدند. در آزمون پیرسازی با تبلور نمک، تخریب سنگ مشهودتر است به‌طوری‌که برخی سنگ‌های شاهد بخش زیادی از حجم خود را از دست دادند، ولی پس از درمان این کاهش حجم بسیار تقلیل پیدا کرد و تخریب سطحی کمتری نیز متحمل شده‌است. حتی بخش زیادی از نمونه‌ها تا پایان چرخه‌های پیرسازی نسبتاً سالم باقی ماندند.

امواج التراسونیک. تکنیک التراسونیک یک روش غیرتخریبی و ساده است که نه‌تنها برای سنجش پارامترهای دینامیکی به‌کار می‌رود بلکه برای کوچک‌ترین تغییرات ساختاری اعم از ریزترک و ترک در سنگ‌های ساختمان‌ها و مجسمه‌های قرارگرفته در فضای باز نیز مناسب است [55, 56]، مهم‌ترین فاکتورهای تأثیرگذار بر سرعت امواج ترکیب شیمیایی، بافت و ساختار، اندازه و شکل دانه‌ها، چگالی و تخلخل هستند [57]. در نمودار تهیه‌شده از امواج التراسونیک در طی چرخه‌های یخ‌زدگی - ذوب از دو نمونه، نمی‌توان تغییر مشهودی جز سرعت بالاتر امواج نسبت به زمان، در نمونه سنگ درمان‌شده مشاهده کرد. علت تغییر سرعت، ایجاد بافتی متراکم‌تر در نمونه استحکام‌بخشی شده است که در اثر پرشدن منافذ سنگ توسط ماده ایجاد شده‌است. می‌توان شیب ملایم سنگ شاهد را در مقایسه با شیب تقریباً مستقیم سنگ درمان‌شده در این تغییرات امواج مشاهده کرد که نشان از تغییرات



شکل ۱۴. نمودار تغییرات امواج التراسونیک پس از هر چرخه از آزمون پیرسازی یخزدگی- ذوب، سنگ شاهد (G) و سنگ استحکامبخشی شده (GE)



شکل ۱۵. نمودار تغییرات امواج التراسونیک پس از هر چرخه از آزمون پیرسازی تبلور نمک، سنگ شاهد (G) و سنگ استحکامبخشی شده (GE)

نتیجه گیری

خصوصیات آبی سنگ و خصوصیت مقاومتی آن هستند. تغییرات خصوصیات آبی سنگ حاکی از کاهش نسبی ۱۱ درصدی جذب آب است که با مقایسه نتایج آزمون جذب آب با نتایج آزمون خشک شدن می توان اذعان داشت که نانوسیلیکات باعث کاهش تخلخل و کاهش جذب آب می شود؛ اما این کاهش، در کاهش نرخ خشک شدن و ارتقای این خصوصیت مکانیکی سنگ تأثیر مستقیم و

آزمون های انجام شده در راستای بررسی تغییرات رفتار مکانیکی سنگ (جذب آب، اشباع، خشک شدن، جذب مویرگی، نفوذپذیری بخار آب)، اندازه گیری تخلخل و آزمون سختی سطحی، پیرسازی ها و ریزدریل زنی از سنگ شاهد (پیش از استحکامبخشی) و سنگ استحکامبخشی شده با نانوسیلیکات حاکی از تغییراتی در

۲. مثبت: الف) کاهش ۱۴٪ تخلخل، ب) حفظ تنفس سنگ، ج) افزایش ۲۰٪ مقاومت سطحی و د) افزایش مقاومت در برابر عوامل مخرب محیطی از جمله یخ‌بر شدن و خصوصاً تبلور نمک‌های محلول مخرب.

سپاس‌گزاری

در این فرصت از اساتید دانشگاه گرانا اسپانیا (پروفسور کارلوس رُدریگز - ناوارو Carlos Rodríguez- Navarro، دکتر الخاندرو بورگز کارا Alejandro Burgos Cara، دکتر لوسیا رودئا کرو Lucía Rueda Quero و دکتر انکارناسیون ماریا رویس آگودو Encarnación M^a Ruiz Agudo)، همکار محترم دکتر امید عودباشی در دانشگاه هنر اصفهان و هم‌چنین همکاران محترم در گروه زمین‌شناسی دانشگاه اصفهان، مدیر اسبق پایگاه میراث جهانی پاسارگاد دکتر حمید فدایی و دوستان و همکاران دفتر فنی پایگاه میراث جهانی پاسارگاد فرزانه گرامی، علی تقوی و حمیدرضا کرمی سپاس‌گزاری می‌نماییم.

مفیدی نداشته‌است؛ بنابراین عملکرد نانوسیلیکات در خشک شدن سنگ و کاهش نرخ آن، مثبت نبوده‌است. این کند شدن نرخ خشک شدن برای سنگ‌هایی که در معرض رطوبت بالا و در شرایط یخبندان و یا حتی تفاوت دمایی در طول شبانه‌روز هستند، ممکن است موجب پدیده یخ‌بر شدن شود. نمودارهای حاصل از آزمون نفوذ بخار آب با عدم تغییر زیاد، خود تأییدی بر بسته نشدن حفرات توسط نانوسیلیکات هستند، اما قابل‌توجه است که با این وجود، نانوسیلیکات حدوداً ۱۴٪ کاهش تخلخل را به همراه داشته‌است. در پایان می‌توان اذعان داشت که مزیت این ماده با افزایش حدوداً ۲۰ درصدی سختی سطحی سنگ نقش پررنگی در ارتقای مقاومت سطحی سنگ داشته و از طرفی با افزایش مقاومت سنگ در برابر چرخه‌های پیرسازی خصوصاً مقاومت در برابر تبلور نمک نقش موثری بر ارتقای مقاومت‌های مکانیکی سنگ داشته‌است. در نتیجه می‌توان عملکرد نانوسیلیکات را بر خصوصیات مکانیکی سنگ آهک ماسه‌دار به کاررفته در پاسارگاد به دو بخش منفی و مثبت تقسیم کرد:

۱. منفی: کند شدن نرخ خشک‌شدگی.

مراجع

- McAfee, P., "Stone Buildings: Conservation, Repair, Building", O'Brien Press, (1998).
- Henry, A., ed., "Stone Conservation: Principles and Practice", Routledge, (2015).
- Horie, C. V., "Materials for Conservation: Organic Consolidants, Adhesives and Coatings", Routledge, (2010).
- De La Roij, R., "Composition Which is Intended for Use as an Additive for Cement", U.S. Patent No. 7, Pp. 316,744, (2008).
- Shekofteh, A., Cultrone, G., Arizzi, A., Ahmadi, H., Yazdi, M. and Molina Piernas, E., "Identification of Stones Composition Used in Pasargadae World Heritage Site, Achaemenid Period, South of Iran", Proceeding in the. 41st international symposium on archaeometry (ISA2016), Kalamata, Greece, Pp.141(2016).
- شکفته، عاطفه، احمدی، حسین، یزدی، مهدی، «مروری بر مواد پوشش‌دهنده (استحکام‌بخش‌های سطحی) در حفاظت سنگ‌های تاریخی و فرهنگی»، مطالعات در دنیای رنگ، ج. ۶، ش. ۲، (۱۳۹۵).
- Favaro, M., Simon, S., Menichelli, C., Fassina, V. and Vigato, P.A., "The Four Virtues of the Porta

- della Carta, Ducal Palace, Venice: Assessment of the State of Preservation and Re-evaluation of the 1979 Restoration", *Studies in Conservation*, Pp.109-127, (2005).
8. Scherer, G. W. and Wheeler, G. S., "Silicate Consolidants for Stone", *Key Engineering Materials*, Vol. 391, Pp. 1-25. Trans Tech Publications, (2009).
 9. Li, Hui, Mao-hua Zhang, and Jin-ping Ou., "Abrasion Resistance of Concrete Containing Nano-particles for Pavement", *Wear*, Vol. 260, Issue 11, Pp.1262-1266, (2006).
 ۱۰. منیر عباسی، آرمن، «اثر نانوسیلیس و الیاف پلی پروپیلن در مقاومت سایشی بتن»، مهندسی عمران شریف، دوره ۲-۳۲، ش. ۳/۱، ۱۳۰-۱۲۷، (۱۳۹۵).
 11. Li, H., Hui-gang X. and Jin-ping O., "A Study on Mechanical and Pressure-sensitive Properties of Cement Mortar with Nanophase Materials", *Cement and Concrete research*, Vol. 34, Issue 3, Pp. 435-438, (2004).
 12. de Ferri, L., Lottici, P. P., Lorenzi, A., Montenero, A., & Salvioli-Mariani, E., "Study of Silica Nanoparticles-polysiloxane Hydrophobic Treatments for Stone-based Monument Protection", *Journal of Cultural Heritage*, Vol. 12, Issue 4, Pp.356-363, (2011).
 13. Zornoza-Indart, A. and Paula Lopez-Arce., "Silica Nanoparticles (SiO₂): Influence of Relative Humidity in Stone Consolidation", *Journal of Cultural Heritage*, Vol. 18, Pp. 258-270, (2016).
 14. Skinner, B., Stephen, J., Porter, C. and Park, J., "Dynamic Earth", Wiley, (2013).
 15. Grassegger, G., "Decay Mechanisms of Natural Building Stones on Monuments-A Review of the Latest Theories", *Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen*, IWB, Stuttgart, (1999).
 16. Martys, N. S. and Ferraris, C. F., "Capillary Transport in Mortars and Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, Issue 5, Pp. 747-760, (1997).
 17. Nunes, C. and Slížková, Z., "Hydrophobic Lime based Mortars with Linseed Oil: Characterization and Durability Assessment", *Cement and Concrete research*, Vol. 61, Pp.28-39, (2014).
 18. Hall, C. and Hoff, W.D., "Water Transport in Brick, Stone and Concrete", CRC Press, (2011).
 ۱۹. سعیدی، زهرا، «سنگ‌شناسی بناهای تاریخی پاسارگاد و معادن مربوطه، مرکز مطالعات، پژوهش و مرمت مجموعه میراث جهانی پاسارگاد»، آرشیو دفتر فنی پایگاه میراث جهانی پاسارگاد، منتشر نشده، (۱۳۸۴).
 20. CTS, "Safety Data Sheet Regulation (EC) N. 1907/2006- reach", Catalog of product, (2010).
 21. Wheeler, G., "Alkoxysilanes and the Consolidation of Stone", Getty Publications, (2005).
 22. Franzoni, E., Graziani, G., and Sassoni, E., "TEOS-based Treatments for Stone Consolidation: Acceleration of Hydrolysis-condensation Reactions by Poulting", *Journal of Sol-Gel Science and Technology*, Vol. 74, Issue 2, Pp. 398-405 (2015).
 23. Franzoni, E., Graziani, G., Sassoni, E., Bacilieri, G., Griffa, M. and Lura, P., "Solvent-based Ethyl Silicate for Stone Consolidation: Influence of the Application Technique on Penetration Depth, Efficacy and Pore Occlusion", *Materials and Structures*, Vol. 48, Issue 11, Pp. 3503-3515, (2015).

24. Pinto, A.F. and Delgado Rodrigues, J., "Stone cConsolidation: The Role of Treatment Procedures", *Journal of Cultural heritage*, Vol. 9, Issue 1, Pp. 38-53, (2008).
25. Franzoni, E., Sassoni, E. and Graziani, G., "Brushing, Poultice or Immersion? The Role of the Application Technique on the Performance of a Novel Hydroxyapatite-based Consolidating Treatment for Limestone", *Journal of Cultural Heritage*, Vol. 16, Issue 2, Pp.173-184, (2015).
26. Pinto, A. F. and Delgado Rodrigues, J., "Impacts of Consolidation Procedures on Colour and Absorption Kinetics of Carbonate Stones", *Studies in Conservation*, Vol. 59, Issue 2, Pp.79-90, (2014).
27. UNE-EN 13755, "Natural Stone Test Methods. Determination of Water Absorption at Atmospheric Pressure", AENOR, Madrid, (2008).
28. UNE-EN 1936, "Natural Stone Test Methods. Determination of Real Density and Apparent Density, and of Total and Open Porosity", AENOR, Madrid, (2007).
29. Normal, Commissione. "Misura Dell'indice di Asciugamento (Drying Index)", Roma, CNR/ICR, Doc 29, Pp.88, (1991).
30. Cultrone, G., Torre, M.D.L., Sebastián, E. and Cazalla, O., "Evaluación de la Durabilidad de Ladrillos Mediante Técnicas Destructivas (TD) y No-destructivas (TND)", *Materiales de Construcción*, Vol. 53, Issue 269, Pp. 41-59, (2003).
31. UNE-EN 1925, "Natural Stone Test Methods. Determination of Water Absorption Coefficient by Capillarity", AENOR, Madrid, (2000).
32. UNI, E. 15803, "Conservation of Cultural Property- Test Methods- Determination of Water Vapour Permeability (dp)", Ufficial Spanish version of EN, 15803, (2009).
33. Delgado Rodrigues, J., "Stone Consolidation: Research and Practice", *Proceeding in the Int. Symp. on Works of Art and Conservation Science Today*, Vol. 1, (2010).
34. Delgado Rodrigues J., Pinto, A. F. and Rodrigues da Costa, D., "Tracing of Decay Profiles and Evaluation of Stone Treatments by Means of Microdrilling Techniques", *Journal of Cultural Heritage*, Vol. 3, Issue 2, Pp.117-125, (2002).
35. Delgado Rodrigues, J. and A. P. Ferreira Pinto., "Sampling and Characterisation Issues in the Study of a Stone Portal with Microdrilling", *Proceeding of the Eu-Artech Seminar on Small Samples, Big Objects*, Bayerisches Landesamt für Denkmalpflege (Publ.), Munchen., (2007).
36. Molina, E., Benavente, D., Sebastián, E. and Cultrone, G., "The Influence of Rock Fabric in the Durability of Two Sandstones Used in the Andalusian Architectural Heritage (Montoro and Ronda, Spain)", *Engineering Geology*, Vol. 197, Pp. 67-81, (2015).
37. Rodriguez-Navarro, C., Doehne, E. and Sebastian, E., "How Does Sodium Sulfate Crystallize? Implications for the Decay and Testing of Building Materials", *Cement and concrete research*, Vol. 30, Issue 10, Pp. 1527-1534, (2000).

38. Ruiz-Agudo, E., Mees, F., Jacobs, P. and Rodriguez-Navarro. C., "The Role of Saline Solution Properties on Porous Limestone Salt Weathering by Magnesium and Sodium Sulfates", *Environmental geology*, Vol. 52, Issue 2, Pp. 269-281, (2007).
39. Arizzi, A., Martínez-Martínez, J. and Cultrone, G., "Ultrasonic Wave Propagation through Lime Mortars: An Alternative and Non-destructive Tool for Textural Characterization", *Materials and structures*, Vol. 46, Issue 8, Pp.1321-1335, (2013).
40. Siegesmund, S., Weiß, T. and Vollbrecht, A., "Natural Stone, Weathering Phenomena, Conservation Strategies and Case Studies: Introduction", *Geological Society, London, Special Publications*, No. 205, (2002).
4۱. Bager, D. H., "Freeze-thaw Damage and Water-uptake in Low Water/cement Ratio Concrete", *Structural Engineering and Materials—A Centenary Celebration*, Pp.119-130, (2000).
42. Hall, C. and Hoff, W. D., "Water Transport in Brick, Stone and Concrete", *CRC Press*, (2011).
43. Benavente, D., Lock, P., Del Cura, M.Á.G. and Ordóñez, S., "Predicting the Capillary Imbibition of Porous Rocks from Microstructure", *Transport in Porous Media*, Vol. 49, Issue 1, Pp.59-76, (2002).
44. Zhuravlev, L.T., "The Surface Chemistry of Amorphous Silica", *Zhuravlev model. Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, Vol. 173, Issue 1, Pp.1-38, (2000).
45. Flörke, O.W., Graetsch, H., Röller, K., Martin, B. and Wirth, R., "Nomenclature of Micro-and Non-Crystalline Silica Minerals", *Neues Jahrbuch für Mineralogie, Abhandlungen*, No. 163, Pp.19-42, (1991).
46. Price, C. A. and Doehne, E., "Stone Conservation: An Overview of Current Research", *Getty Publications*, (2011).
47. Doehne, E., "Salt Weathering: A Selective Review", *Geological society, London, special publications*, Vol. 205, issue 1, Pp. 51-64, (2002).
48. Angeli, M., Bigas, J.P., Menendez, B., Hébert, R. and David, C., "Influence of Capillary Properties and Evaporation on Salt Weathering of Sedimentary Rocks", *Heritage Weathering and Conservation*, Vol. 1, Taylor&Francis, Balkema, (2006).
49. Johannesson, B. F., "Prestudy on Diffusion and Transient Condensation of Water Vapor in Cement Mortar", *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, Issue 6, Pp.955-962, (2002).
50. Quenard, D. and Sallee, H., "Water Vapour Adsorption and Transfer in Cement-based Materials: A Network Simulation", *Materials and Structures*, Vol. 25, Issue 9, Pp.515-522, (1992).
51. Yavuz, H., "Effect of Freeze–thaw and Thermal Shock Weathering on the Physical and Mechanical Properties of an Andesite Stone", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 70, Issue 2, Pp. 187-192, (2011).
52. Benavente, D., del Cura, M.G., Bernabéu, A. and Ordóñez, S., "Quantification of Salt Weathering in

- Porous Stones Using an Experimental Continuous Partial Immersion Method", *Engineering Geology*, Vol. 59, Issue 3, Pp. 313-325, (2001).
53. Beck, K. and Al-Mukhtar, M., "Evaluation of the Compatibility of Building Limestones from Salt Crystallization Experiments", *Geological Society, London, Special Publications* Vol. 333, Issue 1, Pp. 111-118, (2010).
 54. Scherer, G. W., "Stress from Crystallization of Salt", *Cement and concrete research*, 34, No. 9, Pp. 1613-1624, (2004).
 55. Weiss, T., Rasolofosaon, P. N. J. and Siegesmund, S., "Ultrasonic Wave Velocities as a Diagnostic Tool for the Quality Assessment of Marble", *Geological Society, London, Special Publications*, No. 205, Pp. 149-164, (2002).
 56. Pamplona, M., Ahmad, A., Simon, S., Abel, E. and Theissen. A., "Ultrasonic Pulse Velocity-a Tool for the Condition Assessment of Outdoor Marble Sculptures", In *Proceeding 8th Int. Symposium on the Conservation of Monuments in the Mediterranean Basin*, (2010).
 57. Yasar, E. and Erdogan, Y., "Correlating Sound Velocity with the Density, Compressive Strength and Young's Modulus of Carbonate Rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 41, No. 5, Pp. 871-875, (2004).
 58. Cultrone, G., Luque, A. and Sebastián. E., "Petrophysical and Durability Tests on Sedimentary Stones to Evaluate their Quality as Building Materials", *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, Vol. 45, No. 4, Pp. 415-422, (2012).

شناسایی آسیب در مسائل تنش- کرنش مسطح با استفاده از داده‌های مودال*

علی مطهری^(۱)جلال اکبری^(۲)

چکیده وجود آسیب یا ترک در سازه‌ها باعث تغییر در پارامترهای مودال می‌شود و فرکانس‌های طبیعی و شکل مودهای ارتعاشی آنها را تحت تأثیر قرار می‌دهد؛ بنابراین می‌توان از تغییر پارامترهای مودال، برای شناسایی آسیب در سازه‌ها استفاده نمود. تاکنون بیشتر تحقیقات انجام شده در تشخیص آسیب در مسائل یک‌بعدی نظیر تیرها متمرکز بوده‌است و تحقیقات جامعی برای شناسایی آسیب در سازه‌های دوبعدی و بالاتر وجود ندارد. به نظر می‌رسد، دلیل این کار مدت‌زمان بسیار زیاد تحلیل در صورت مدل سازی با روش اجزای محدود باشد که در این مقاله دو راهکار برای کاهش هزینه محاسبات ارائه شده‌است. ابتدا با انجام تحلیل حساسیت از شبکه‌های اجزای محدود درشت‌تری استفاده شده‌است. در راهکار دوم به جای استفاده از الگوریتم ژنتیک در مسائل مورد بررسی، از الگوریتم بهینه‌سازی اجتماع ذرات استفاده شده‌است که زمان لازم برای تشخیص آسیب‌ها را کاهش دهد. هدف این تحقیق شناسایی وجود، مکان و شدت آسیب در سازه‌های دوبعدی تنش یا کرنش مسطح با استفاده از ترکیب اطلاعات فرکانس‌های ارتعاشی و شکل مودهای ارتعاشی سازه‌ها می‌باشد. برای این منظور، با مدل سازی اجزای محدود سازه‌های دوبعدی با برنامه‌نویسی در محیط MATLAB، اعمال سناریوهای مختلف آسیب و با استفاده از توابع هدف پیشنهادی، مکان و شدت هر نوع آسیب احتمالی از تکنیک بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک تعیین می‌شود. مثال‌های عددی ارائه شده نشان می‌دهد که وجود آسیب، مکان آسیب و شدت آسیب در مسائل دوبعدی با راهکارهای ارائه شده به‌طور کامل قابل شناسایی می‌باشند.

واژه‌های کلیدی شناسایی آسیب، پارامترهای مودال، الگوریتم ژنتیک، الگوریتم اجتماع ذرات.

Damage Detection of Plane Strain/Stress Problems using Modal Data

A. Motahhari

J. Akbari

Abstract Damages or cracks change the natural frequencies and the mode shapes of the structures. Therefore, the modal parameters could be used in damage detection or structural health monitoring techniques. Based on the knowledge of the authors, most researches in this field have been focused on one-dimensional problems, e.g. beams, trusses, columns, and frames. It seems that the main reason for the lack of comprehensive researches is the huge computational cost for two or three-dimensional problems involved with the finite-element modeling. In order to reduce the costs, two distinct techniques have been utilized here. Firstly, instead of using the genetic algorithm method, the particle swarm optimization (PSO) technique has been applied for finding the best solution. Secondly, instead of applying the fine meshes for calculation of the modal parameters in the finite-element modeling, the course meshes are used. In this paper, the combination of the frequencies and the mode shapes as an objective function has been applied in the optimization procedure for damage detection of two-dimensional plane stress type problems. For this purpose, the finite-element computer program has been developed in MATLAB environment for the required calculations. The results show that non-gradient-based optimization techniques such as GA and PSO have been successfully detected the existence, location and the intensities of the pre-defined damage scenarios.

Keywords: Damage detection, Modal parameters, Genetic algorithm, Particle swarm optimization

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۱/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۲/۸ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه ملایر.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر.

مقدمه و پیشینه موضوع

وضعیت سنجی سلامت سازه‌ها و شناسایی عیوب سازه‌ای موضوع داغ رشته‌هایی نظیر مهندسی هوافضا، مهندسی مکانیک و مهندسی عمران می‌باشد. تحقیقات در این زمینه در سه شاخه مطالعات تئوری- عددی، مطالعات آزمایشگاهی و مطالعات میدانی انجام می‌شود. در شاخه تئوری- عددی مدل ریاضی سازه ساخته می‌شود و یک خرابی مانند کاهش سختی در آن ایجاد می‌گردد تا نقاط قوت و ضعف الگوریتم شناسایی گردد یا معیار تشخیص خرابی محک زده شود. در این شاخه نیازی به ایجاد خرابی یا آسیب واقعی نیست و کاملاً وضعیت شناسایی غیرمخرب حاکم می‌باشد. از آنجاکه بزرگ‌ترین چالش در سلامت سنجی سازه‌های واقعی اعمال ورودی یا تحریک سازه می‌باشد، در شاخه آزمایشگاهی مدل کوچک یا مقیاس شده‌ای از سازه مورد بررسی نظیر تیر، ستون، قاب، خرپا و غیره در آزمایشگاه ساخته می‌شود تا به راحتی بتوان سازه را تحریک نمود و پاسخ‌های خروجی را اندازه‌گیری نمود. در شناسایی سلامت سازه‌ای میدانی یا واقعی سازه تحت بارگذاری استاتیکی یا دینامیکی قرار می‌گیرد تا با استفاده از فناوری‌های موجود، اطلاعات ورودی و خروجی ثبت و سلامت سازه ارزیابی شود. در روش میدانی به دلیل پیچیدگی سازه و گران بودن انجام آزمایش‌های تحریک، به‌طور معمول روش اندازه‌گیری از روی خروجی تنها (Output Only) بسیار رایج و اقتصادی می‌باشد.

همان‌گونه که ذکر شد، شناسایی عیب در شاخه‌های آزمایشگاهی و میدانی مستلزم هزینه‌های خرید و نصب حسگرها، دستگاه‌ها و ابزارهای تحریک و ثبت داده‌های ورودی و خروجی می‌باشد؛ بنابراین باتوجه به محدودیت‌های روش‌های تئوری- عددی، این شاخه از روش شناسایی آسیب به دلیل اقتصادی بودن و سرعت انجام کار همواره مورد توجه محققان مختلف بوده‌است. پژوهش‌های صورت گرفته در این شاخه به‌طور عمده تکیه بر ارائه الگوریتم‌ها و شاخص‌هایی

دارند که نه تنها دقت کافی در تشخیص نمودن مکان و شدت آسیب‌های سازه‌ای را داشته باشند، بلکه از لحاظ بالا بودن سرعت پردازش داده‌ها و سادگی در استفاده از آنها نیز، برتری‌هایی نسبت به سایر روش‌های پیشین داشته باشند [1].

در این روش برای ارزیابی روش‌های شناسایی، مدل ریاضی سازه در دو حالت سازه سالم و سازه معیوب ساخته می‌شود؛ سپس با استفاده از اطلاعات مودال این دو نوع سازه، شناسایی آسیب مورد واکاوی قرار می‌گیرد [2]. وقوع ترک یا خرابی باعث تغییر در فرکانس‌های طبیعی، شکل‌های مودی ارتعاشی، میرایی سازه و دیگر مشخصات آن می‌شود. در روش‌های شناسایی براساس مشخصات دینامیکی سازه‌ها، پارامترهای مودال نظیر فرکانس طبیعی، شکل‌های مودی و میرایی مودال توابعی از خواص فیزیکی سازه مانند جرم، میرایی و سختی می‌باشند؛ بنابراین تغییر خواص فیزیکی باعث تغییر خواص مودال خواهد شد. نتایج نشان می‌دهد که خطای اندازه‌گیری یا محاسبه مدهای ارتعاشی به مراتب بزرگ‌تر از خطای محاسبه فرکانس‌های طبیعی ارتعاش است. به علاوه، مدهای ارتعاشی اندازه‌گیری شده اغلب کامل نیستند، به طوری که بسط دادن مدهای ارتعاشی ضروری می‌شوند، در نتیجه احتمال زیادی وجود دارد که خطاهای اندازه‌گیری با خطاهای ایجادشده در اثر بسط مدهای ارتعاشی ترکیب شوند. اگرچه دقت اندازه‌گیری مد ارتعاشی سازه‌ای پایین‌تر از فرکانس طبیعی است، مد ارتعاشی حاوی اطلاعات بیشتری راجع به آسیب دیدگی است [3]. برای مثال با استفاده از منحنی شکل مدی می‌توان محل آسیب سازه‌ای را مطابق با تغییر منحنی شکل مدی تعیین کرد. به عنوان مثال یکی از شاخص‌های ارائه شده در این حوزه معیار اطمینان مودال (Modal Assurance Criteria (MAC) می‌باشد [4]. معیار اطمینان مودال مقادیر بین صفر تا یک را اختیار می‌کند. مقدار یک بیانگر عدم وجود خرابی در المان سازه و انحراف از این مقدار بیانگر وجود خرابی در سازه

خرابی تعیین گردید. چن و همکاران با استفاده از تکنیک اغتشاش روشی را برای محاسبه دقیق حساسیت‌های فرکانس‌های طبیعی نسبت به سختی ارائه نمودند [9]. تغییرات شکل مودی به صورت ترکیبی خطی از شکل مودهای سازه سالم بیان شد و در محاسبه حساسیت فرکانس‌های طبیعی در نظر گرفته شد.

نمونه‌های موجود که از روش تحلیل حساسیت برای تشخیص آسیب سازه‌های واقعی مبتنی بر فرکانس طبیعی و شکل مودی استفاده نموده‌اند، نشان می‌دهند که حساسیت کاهش سختی در المان‌های مختلف با فرکانس و شکل مودی متفاوت است و برای بیشتر روش‌های تشخیص آسیب، لازم است که مدهای ارتعاشی سازه‌ای اندازه‌گیری شوند؛ به عنوان نمونه یانگ و همکاران یک روش تشخیص آسیب را با استفاده از خاصیت تغییرناپذیری انرژی کرنش مودال ارائه نموده‌اند [10]. در این روش دو شاخص تشخیص آسیب تعریف می‌شود. یکی از آنها نسبت تغییر انرژی کرنشی مودال فشاری و دیگری نسبت تغییر انرژی کرنشی مودال خمشی است. انرژی کرنشی مودال موجود به کمک شکل مودی و ماتریس سختی سازه‌ای ناقص به دست می‌آید. خو و همکاران تکنیک تحلیل مودال را برای مکان‌یابی آسیب در یک سازه با دیوار چوبی با استفاده از ارزیابی پارامترهای حساس به آسیب مانند انتقال قطب رزونانسی و شکل‌های مودی ارائه نموده‌اند [11]. در روش آنها، ناحیه آسیب‌دیده با مقایسه شکل مدی تغییر شکل‌ها قبل و بعد از آسیب‌دیدگی شناسایی می‌شود. تغییرات باقی‌مانده مودال و سختی نیز برای بهتر نشان دادن محل آسیب تعیین می‌شوند. فریبا و همکاران از معیار اطمینان مودال مختصاتی برای کنترل کیفیت ترمیم انجام‌شده در یک پل بتنی که روی تکیه‌گاهش جابه‌جا شده بود، استفاده نمودند [12]. مودهای سازه آسیب‌دیده و سازه تعمیرشده با هم مقایسه شد تا معلوم گردد که تعمیر به خوبی انجام شده‌است. نارایانا و همکاران، با بررسی

می‌باشد. این معیار به اختلال در داده‌های مودال بسیار حساس است و در اختلال‌های بسیار ناچیز، کارایی خود را از دست می‌دهد. یک فرم تکامل‌یافته معیار اطمینان مودال، معیار اطمینان مودال مختصاتی (Coordinate Modal Assurance Criteria (COMAC) می‌باشد [5]. این معیار برای مشخص نمودن درجات آزادی متناظر با مقادیر منفی و یا پایین‌تر از معیار مودال عمل می‌کند. قابلیت استفاده در مدل‌های تحلیلی، آزمایشگاهی و تحلیلی آزمایشگاهی، از ویژگی‌های این معیار است.

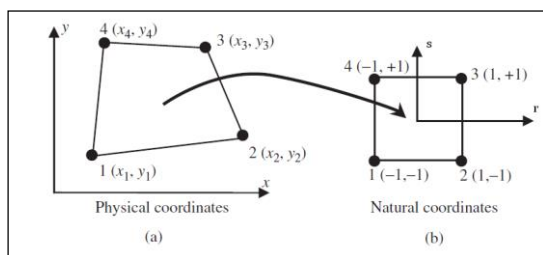
برای شناسایی آسیب محققان ابتدا با کمک تعداد کمی فرکانس طبیعی، روشی را برای مکان‌یابی و تخمین اندازه آسیب غیر مخرب در سازه‌ها پیشنهاد نمودند. مزیت استفاده از تغییر فرکانس طبیعی سازه‌ای در تشخیص آسیب اندازه‌گیری ساده و دقت بالای آن بود؛ لیکن اندازه‌گیری فرکانس طبیعی نمی‌تواند اطلاعات کافی برای تشخیص آسیب سازه‌ای به دست دهد. علاوه بر این، فرکانس طبیعی اغلب حساسیت کافی به آسیب‌های اولیه در سازه‌ها را ندارد. به طور معمول این روش فقط می‌تواند وجود آسیب‌های بزرگ را تعیین نماید و قادر به شناسایی محل آسیب نخواهد بود، زیرا آسیب سازه‌ای در مکان‌های مختلف ممکن است تغییر فرکانس یکسانی را ایجاد کند. آکتان و همکاران پیشنهاد کردند که تغییرات فرکانس به تنهایی نمی‌تواند به طور خودکار خرابی را تعیین نماید [6]. با این وجود، ادعای برخی محققان این است که فرکانس‌های طبیعی موفق عمل می‌کنند؛ برای مثال آدامز موفقیت خوبی را در شناسایی خرابی در ارتباط با یک سازه یک‌بعدی گزارش نمود [7]. برش‌های اره‌ای کوچک با استفاده از تغییرات سه فرکانس اول برای تیر-های ساده، تیر با ارتفاع متغیر و یک میله دندانه‌ای شناسایی و مکان‌یابی شد. استویس و همکاران روشی برای شناسایی خرابی براساس حساسیت فرکانس‌های طبیعی به خرابی ارائه نمودند [8]. در تحقیق آنها با استفاده از داده‌های فرکانسی اندازه‌گیری‌شده یک تیر طره و ماتریس‌های حساسیت محاسبه شد و میزان و محل

با استفاده از شناسایی پارامترهای مودال براساس ارتعاش، روشی برای تشخیص خرابی در سازه ارائه نمودند [16]. کیم و همکاران [17]، لی و چانگ [18] و نامی و همکاران [19] از اطلاعات فرکانس‌های ارتعاش و شکل مودها در سازه‌های تیرشکل و یک‌بعدی برای شناسایی آسیب استفاده نمودند.

همان‌طور که از بررسی تحقیقات مشاهده می‌گردد، در بخش تئوری- عددی شناسایی آسیب در سازه‌های یک‌بعدی مانند تیر یا خرپا به‌طور جامع بررسی شده‌است. نویسندگان مقاله حاضر احتمال می‌دهند عدم وجود تحقیقات جامع برای شناسایی آسیب در سازه‌های دوبعدی و سه‌بعدی زمان محاسباتی سنگین در هنگام استفاده از روش اجزای محدود می‌باشد. به‌طوری‌که در این مقاله هم این موضوع نشان داده شده‌است. برای کاهش زمان محاسبات ابتدا از الگوریتم اجتماع ذرات (Particle Swarm Optimization (PSO)) به‌جای تکنیک بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک استفاده شده‌است. این کار هزینه محاسبات را تا حدودی کاهش داده‌است. راهکار بعدی که منجر به کاهش بهتر هزینه محاسبات شده‌است، استفاده از شبکه‌های المان محدود با ابعاد بزرگ‌تر می‌باشد. هرچند با افزایش ابعاد المان‌ها دقت محاسبات کاهش می‌یابد، لیکن ترکیب فرکانس‌های ارتعاشی و شکل مودها در شبکه‌بندی درشت، به‌خوبی قادر است المان‌های معیوب را شناسایی نماید. متغیر طراحی در فرایند شناسایی، تعداد و شماره المان‌های شبکه اجزای محدود می‌باشد. به‌منظور شناسایی آسیب در سناریوهای مختلف در نظر گرفته‌شده، برنامه‌ای در محیط MATLAB نوشته شده‌است [20]. برای تحلیل اجزای محدود از المان‌های چهارضلعی و چهار گرهی استفاده شده‌است. در مدل‌سازی عددی در این مقاله اثرات حرارت در مسائل مورد مطالعه بررسی شده‌است. تکنیک‌های بهینه‌سازی شامل الگوریتم ژنتیک و روش

اثرات تغییرات موضعی و کلی پارامترهای مودال، موقعیت ترک را در یک تیر طره مشخص نمودند [13]. در تحقیق آنها مدل مورد استفاده، به‌صورت اجزای محدود و با در نظر گرفتن یک ترک در آن ایجاد گردید. نتایج حاصل از بررسی‌های صورت‌گرفته نشان می‌داد که پارامتر شکل‌های مودی و تغییرات آن، ممکن است به‌تنهایی برای تعیین موقعیت ترک در سازه مؤثر و کارا نباشد. بنابراین، تغییرات در فرکانس‌های مربوط به مودهای اصلی، عامل ضروری دیگری است که وجود آنها منجر به کسب نتایج رضایت‌بخش می‌شود. لیو و همکاران یک روش به‌هنگام‌سازی برای محاسبه پارامترهای جرم و سختی یک خرپا با استفاده از فرکانس-ها و شکل مودهای مودال با حداقل نمودن خطای مرتبه‌دوم نیروی مودال ارائه نمودند [14]. با این روش نویسندگان نشان دادند که چنانچه اطلاعات مودال مناسبی در اختیار باشد، می‌توان پارامترهای هر المان را با استفاده از فرکانس‌های مودال و شکل‌های مودی اندازه‌گیری شده و دو ماتریس که نشان‌دهنده جهت المان‌ها در فضا و چگونگی اتصال المان‌ها می‌باشند، به‌دست آورد. در این روش نشان داده شد که پارامترهای المان‌ها منحصر به فرد است و در حالت کلی کمینه می‌شود. این روش برای تعیین المان‌های آسیب‌دیده در یک خرپا با استفاده از چهار شکل مودی، مورد استفاده قرار گرفت. دنیل دسی و گابریل در سال ۲۰۱۵ روشی براساس انحنای مودشکل‌ها برای شناسایی آسیب در سازه‌ها ارائه نمودند [15]. از آنجاکه انحنای مودشکل‌ها به تغییرات پارامترهای دینامیکی بسیار حساس می‌باشد، می‌توان از آن برای تعیین آسیب در سازه‌ها استفاده نمود. طبق یافته-های گابریل و دنیل دسی، شاخص آسیب انحنای شکل مود در نظر گرفته شد که با بررسی فرکانس طبیعی و انرژی کرنشی مودال در حالت سازه سالم و سازه آسیب-دیده موقعیت ترک در تیر مشخص گردید. چانگ و کیم

چهار نقطه گوس استفاده شده است [21].



شکل ۱ (a) هندسه واقعی المان و (b) شکل نرمال شده المان در مدل المان محدود

با استفاده از مشخصات گره‌ها، اتصال المان‌های شبکه اجزای محدود و همچنین پارامترهای مصالح، ماتریس‌های سختی و جرم هر المان با استفاده از رابطه (۱) محاسبه شده است.

$$k_e = \int B^T E B dA \quad ; \quad m_e = \int \rho N^T N dA \quad (1)$$

که در آن (B) ماتریس کرنش، (E) ماتریس مصالح، (N) ماتریس توابع شکل و ρ جرم حجمی مصالح می‌باشد. با سرهم کردن تمامی المان‌ها، ماتریس سختی (K) و ماتریس جرم سازه (M) حاصل می‌شود. سپس فرکانس‌های ارتعاش و شکل مودهای ارتعاشی از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$M \ddot{U} + KU = 0 \quad (2)$$

از روی ماتریس‌های سختی و جرم، از تکنیک زیرفضا فرکانس‌های طبیعی و شکل مودهای ارتعاشی سازه محاسبه شده است [22]. برای این که بتوان سازه آسیب دیده را در مدل اجزای محدود شبیه سازی نمود، تأثیر آسیب یا ترک در سازه به صورت کاهش سختی المان یا المان‌های مورد مطالعه می‌باشد. با تغییر سختی سازه رفتار دینامیکی سازه عوض می‌شود و باعث تغییر در مشخصات مودال آن خواهد گردید.

مدل سازی خرابی

آسیب در یک سازه به طور معمول موجب کاهش سختی

اجتماع ذرات است و تابع هدف در روش بهینه سازی استفاده از داده‌های مودال سازه سالم و سازه معیوب می‌باشد. این تابع هدف به صورت ترکیب هم زمان فرکانس‌های ارتعاش و شکل مودهای سازه‌های سالم و معیوب می‌باشد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که حتی با شبکه بندی درشت، تابع هدف انتخاب شده به خوبی توانسته است المان‌های معیوب و محل و شدت آنها را شناسایی نماید.

روش انجام تحقیق

در این مقاله برای شناسایی آسیب با سناریوهای مختلف در نظر گرفته شده، برنامه‌ای کامپیوتری در محیط MATLAB نوشته شده است [20]. برای تحلیل اجزای محدود مسائل از نوع تنش یا کرنش مسطح، از المان‌های چهارضلعی و چهار گرهی استفاده شده است. این برنامه قادر است فرکانس‌های ارتعاش و شکل مودهای مربوط به هر مود ارتعاشی را محاسبه کند و آنها را برای استفاده در مرحله بهینه سازی ذخیره و استفاده نماید. برای یافتن محل خسارت و تعیین شدت‌های آنها از تکنیک‌های بهینه سازی شامل الگوریتم ژنتیک و روش اجتماع ذرات استفاده شده است. تابع هدف در روش بهینه سازی استفاده از داده‌های مودال (فرکانس‌ها و شکل مودها) در سازه سالم و سازه معیوب است. در ادامه، به معرفی مدل اجزای محدود، نحوه مدل سازی خرابی و شاخص تابع هدف (تابع شایستگی) پرداخته می‌شود.

مدل اجزای محدود

برای یافتن محل آسیب در سازه‌های دوبعدی با استفاده از اطلاعات مودال، فرکانس‌های ارتعاش و شکل مودهای ارتعاشی سازه مورد نیاز می‌باشند. برای این منظور، از روش اجزای محدود برای استخراج اطلاعات مودی استفاده می‌شود. در این تحقیق، مطابق شکل (۱) برای مدل سازی هندسه سازه‌ها، از المان‌های چهارضلعی با

سپس تابع هدفی مطابق معادله (۵) تشکیل می‌گردد. در نهایت با بهینه کردن تابع هدف مقدار آسیب در هر المان به دست می‌آید. متغیر طراحی در این تابع هدف شماره و تعداد المان‌های مدل می‌باشد.

$$F(\alpha) = \left| \frac{\omega_j^d - \omega_j^u}{\omega_j^u} \right| + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{ndf} (\phi_{ij}^d - \phi_{ij}^u)^2}{\sum_{i=1}^{ndf} (\phi_{ij}^u)^2}}$$

$\alpha = g(\text{Number of Elements, Element Index})$

(۵)

در تابع هدف ارائه شده، پارامترهای d و u به ترتیب اطلاعات سازه معیوب و سازه سالم می‌باشد. ω فرکانس سازه، j شماره مود، ndf تعداد کل درجه آزادی و ϕ_{ij} بردار شکل مود j ام در درجه آزادی i ام می‌باشد. با اجرای الگوریتم ژنتیک، α هایی تعیین می‌شوند که باعث مینیمم شدن $F(\alpha)$ می‌گردد.

با تحلیل دینامیکی سازه، اطلاعات مودی سازه سالم به دست می‌آید و پس از ذخیره سازی این اطلاعات، با معرفی میزان خرابی در سازه سالم اطلاعات مودال سازه معیوب نیز محاسبه می‌گردد. جمعیت اولیه و تعداد تکرارهایی که به الگوریتم ژنتیک معرفی می‌شوند بستگی به تعداد شبکه‌های المان محدود سازه دارد که مثلاً با در نظر گرفتن یک سازه با ۱۰ المان، جمعیت اولیه ۱۰۰ و تعداد تکرار ۲۰۰ تعیین شده است. اگر تعداد المان‌های سازه ۴۰ المان باشد بایستی جمعیت اولیه این الگوریتم را ۲۰۰ و تکرار را ۵۰۰ در نظر گرفت تا الگوریتم به جواب قابل قبولی برسد. این الگوریتم برای هر متغیر طراحی تعداد تکراری که معرفی شده است را با توجه به جمعیت اولیه طی می‌کند و با تغییر درصد شاخص خرابی برای همین متغیر تکرار می‌شود. این روند تا به آنجا ادامه دارد که الگوریتم به بهینه ترین جواب برسد. اگر متغیر انتخابی آسیب دیده باشد، میزان آسیب در انتهای تحلیل در برداری نشان داده خواهد شد و اگر سالم باشد مقدار آن در بردار مربوط صفر خواهد بود. این روند برای کلیه متغیرهای طراحی طی خواهد شد. در پایان تحلیل،

سازه می‌شود و بر ماتریس جرم آن تأثیری نمی‌گذارد. آسیب در یک المان سازه‌ای با کاهش یکی از پارامترهای سختی مانند مدول الاستیسیته (E) و یا ممان اینرسی (I) شبیه سازی می‌شود [15]. در این تحقیق، با توجه به دویبعی بودن مسئله، مطابق رابطه (۳) از کاهش مدول یانگ E استفاده شده است. میزان کاهش مدول الاستیسیته در حدود ۱۰٪ تا ۳۰٪ در نظر گرفته شده است.

$$E_d = (1 - \Delta a_e) E_u \quad (۳)$$

با کاهش مدول یانگ ماتریس سختی المان‌های سازه‌ای نیز کاهش می‌یابند. در اینجا فرض بر این است که کاهش سختی هر المان به طور یکنواخت در پهنه المان صورت می‌گیرد. تغییر جزئی در سختی هر المان را می‌توان با شاخص خسارت Δa_e بیان نمود که در رابطه (۴) نشان داده شده است.

$$\Delta K_e = (K_e)_u - (K_e)_d$$

$$(K_e)_d = (1 - \Delta a_e)(K_e)_u \quad (۴)$$

که در آن $(K_e)_u$ و $(K_e)_d$ به ترتیب ماتریس سختی المان e در سازه سالم و سازه آسیب دیده می‌باشد. ΔK_e تغییر سختی در المان e می‌باشد. مقدار Δa_e بین صفر و یک تغییر می‌کند که میزان از دست دادن سختی در المان را نشان می‌دهد. در روش ماتریس سختی، المان آسیب دیده را می‌توان با استفاده از رابطه (۴) بیان نمود. المان هنگامی سالم است که Δa_e برابر صفر باشد. وقتی سختی در المان e به طور کامل از بین می‌رود مقدار Δa_e برابر یک می‌شود.

تابع هدف یا تابع شایستگی

در این مقاله از ترکیب هم زمان شکل‌های مودی و فرکانس‌های ارتعاش سازه به عنوان تابع هدف برای تعیین شدت آسیب استفاده شده است [16]. بدین صورت که ابتدا فرکانس‌ها و شکل مودهای سازه سالم استخراج می‌شوند. سپس با استفاده از الگوریتم ژنتیک طرح‌های مختلفی برای المان‌های آسیب دیده در نظر گرفته می‌شود.

با تحلیل مودال این مدل‌ها، فرکانس‌های ارتعاشی ۵ مد اول برای بررسی تأثیر ابعاد شبکه در مقادیر فرکانس‌ها مطابق جدول (۱) ارائه شده‌است.

جدول ۱ مقایسه فرکانس‌های ۵ مد اول مدل‌های مختلف شکل (۲) (واحد رادیان بر ثانیه)

	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	ω_5
مدل (M1)	۷۱/۵	۳۷۳/۵	۴۸۵/۸	۸۶۴/۶	۱۳۶۸/۷
مدل (M2)	۶۷/۵	۳۶۰/۰	۴۸۱/۴	۸۴۱/۹	۱۳۵۶/۲
مدل (M3)	۶۴/۰	۳۴۴/۱	۴۷۹/۵	۸۱۷/۶	۱۳۴۸/۲

نتایج ارائه‌شده در جدول (۱) نشان می‌دهد که ریزتر کردن شبکه مدل اجزای محدود باعث دقیق‌تر شدن فرکانس‌های ارتعاش شده‌است؛ لیکن نتایج نشان می‌دهند که تغییرات فرکانس‌ها برای مدل‌های مختلف خیلی شدید نمی‌باشد. همان‌طور که در بند ۳ اشاره شد، اگر مقادیر مدل (M3) به دلیل دقت خوب و شبکه‌بندی ریزی که دارد، به عنوان فرکانس‌های دقیق در نظر گرفته شود، فرکانس مد اول حدود ۱۲ درصد خطا را نشان می‌دهد و برای مد پنجم خطا حدود ۱/۵ درصد می‌باشد. همان‌طور که در بخش‌های قبلی نیز اشاره شد، شناسایی آسیب باوجود مدل اجزای محدود هزینه محاسباتی سنگینی را طلب می‌نماید. با تکنیک افزایش ابعاد شبکه اجزای محدود می‌توان زمان محاسبات را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش داد؛ بنابراین در این تحقیق به جای استفاده از مدل عددی با تعداد شبکه‌های زیاد از شبکه‌بندی درشت برای کاهش زمان محاسبات استفاده شده‌است؛ لذا در تحلیل نتایج مدل‌هایی مانند (M1) با شبکه‌بندی درشت مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. هرچند در کاربردهای واقعی در صورتی که ترک‌های ریزی در سازه موجود باشد، بایستی ابعاد المان‌ها را تا حد زیادی کاهش داد که ترک‌های ریز قابل شناسایی باشند. این کار مستلزم استفاده از سیستم‌های پردازش موازی است.

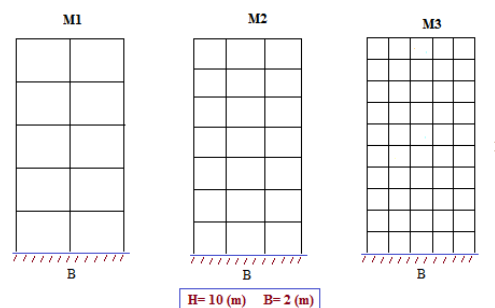
مدل سازه‌ای با رفتار خمشی

در این قسمت یک مسئله تنش مسطح به صورت یک

برداري به تعداد متغیرهای طراحی نشان داده می‌شود که میزان شدت آسیب در این بردار ذخیره شده‌است.

نتایج تحلیل

در این قسمت شناسایی محل آسیب مطابق سناریوهای در نظر گرفته‌شده برای سازه‌های دوبعدی مختلف با الگوریتم‌های ارائه‌شده در بخش‌های قبل ارائه شده‌است. در این نوع مدل‌سازی پاسخ‌های دینامیکی هر سازه به ابعاد شبکه المان محدود و تعداد درجات آزادی سازه وابسته می‌باشد. از این رو یک مدل با شبکه‌بندی‌های متفاوت مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده‌است. مدل‌های مورد نظر دارای درجات آزادی کم تا زیاد می‌باشند. مدل (M1) دارای ۱۰ المان، مدل (M2) دارای ۲۱ المان و مدل (M3) دارای ۵۰ المان می‌باشد. ابعاد سازه و مشخصات مصالح در هر سه مدل یکسان در نظر گرفته شده‌است. در این سه مدل المان محدود، مدل (M3) دارای شبکه‌بندی المان محدود ریزتری است که این تعداد شبکه براساس سعی و خطا طوری به دست آمده‌است که مقادیر فرکانس‌های محاسبه‌شده آن با بیشتر کردن تعداد المان‌ها تغییر چندانی نکرده‌است؛ بنابراین می‌توان با اطمینان بهتری اظهار داشت که مقادیر مودال مدل (M3) نسبت به مدل‌های (M1) و (M2) دقیق‌تر است و می‌توان خطای محاسبات فرکانس‌ها را نسبت به این مدل مورد سنجش قرار داد.



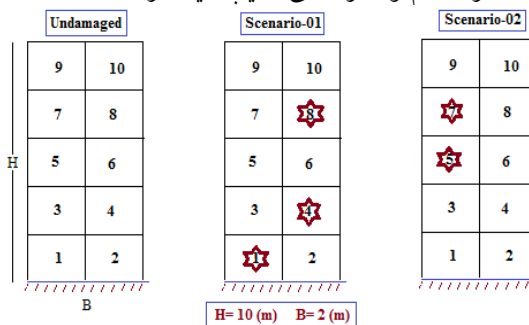
شکل ۲ مدل‌های مختلف شبکه اجزای محدود یک سازه برای تحلیل حساسیت فرکانس‌های ارتعاش

در سناریوی اول آسیب در المان‌های شماره ۱، ۴ و ۸ به ترتیب ۱۰٪ و ۳۰٪ و ۱۵٪ در نظر گرفته شده است. برای تعیین آسیب پنج مود اول سازه در نظر گرفته می‌شود. همان‌طور که در نمودار بخش A شکل (۴) مشخص است، پراکندگی داده‌های الگوریتم ژنتیک برای پیدا کردن بهترین افراد یا همان تعیین آسیب می‌باشد، که در تکرار ۵۰۰ به بهترین نقطه بهینه‌سازی رسیده است. مطابق نمودار بخش B شکل (۴) سه سطح شناسایی آسیب تعیین شده است که المان‌های مشخص شده در سناریوی دوم می‌باشند. هزینه محاسبات برای شناسایی خرابی در این سناریو با ۱۰ المان حدود ۴۸ ساعت به طول انجامیده است.

در سناریوی دوم، آسیب در المان‌های شماره ۵ و ۷ به ترتیب ۱۰٪ و ۳۰٪ در نظر گرفته شده است؛ مانند حالت قبل برای تعیین آسیب پنج مود اول سازه در نظر گرفته می‌شود. باتوجه به این که در این سناریو میزان آسیب فقط در دو المان می‌باشد تعداد تکرارهای الگوریتم نسبت به سناریوی قبل که سه المان آسیب دیده بودند، کمتر می‌باشد. مطابق این سناریوی آسیب، جمعیت اولیه الگوریتم ژنتیک ۱۰۰ و تعداد تکرار ۲۰۰ در نظر گرفته می‌شود. متغیر طراحی معرفی شده به الگوریتم ژنتیک باتوجه به تعداد المان‌های سازه ۱۰ می‌باشد (شکل ۵).

همان‌طور که در نمودار (۵) نشان داده شده است، بهترین نقطه بهینه‌سازی در مقدار ۲۰۰ ثبت شده است که این نشان‌دهنده آن است که در این نقطه الگوریتم ژنتیک مقدار تابع هدف را به کمترین مقدار و به بهترین تولید نسل یا در اینجا مقدار آسیب رسانیده است. در این نقطه، شدت آسیب در این سازه طبق نمودار B شکل (۴) مشخص می‌شود. طبق این نمودار المان‌های شماره ۵ و ۷ به ترتیب ۱۰٪ و ۳۰٪ آسیب دیده‌اند. مدت زمان لازم برای محاسبه تشخیص خرابی در این سناریو به‌طور متوسط ۴۸ ساعت بوده است.

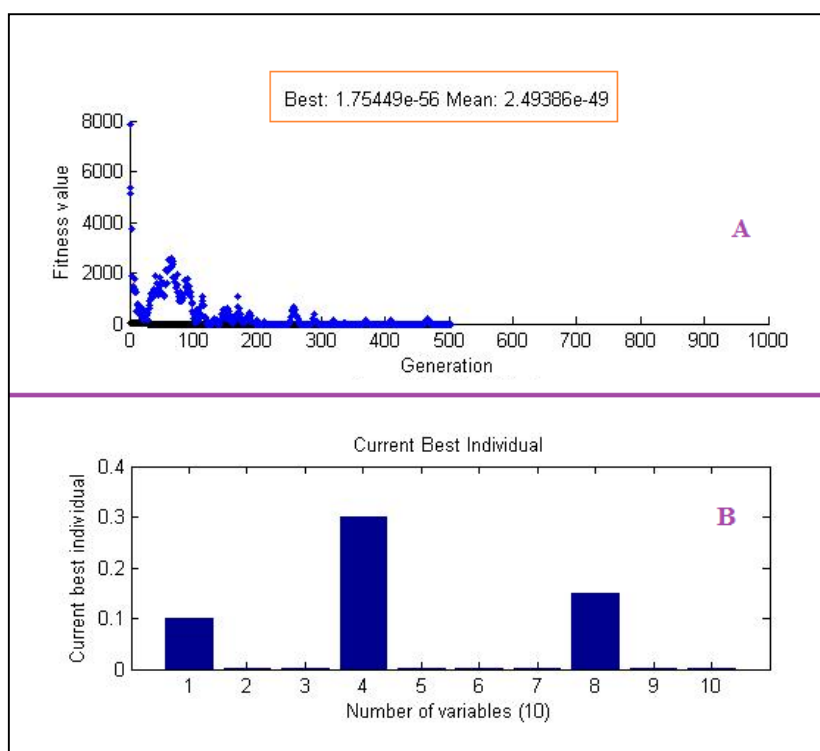
دیواری به عرض ۲ متر، ارتفاع ۱۰ متر و ضخامت ۱ متر مورد نظر می‌باشد که از ۱۰ المان به ابعاد ۱ در ۲ متر تشکیل شده است (شکل ۳). از دیدگاه تحلیل سازه این مسئله مانند یک تیر برنولی عمل می‌کند و در مدل‌سازی اجزای محدود می‌توان آن را مانند یک تیر طره با رفتار خمشی مدل‌سازی نمود. مدول یانگ ۲۲/۴ گیگا پاسکال و جرم مخصوص مصالح به کاررفته ۲۴۴۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد. دو سناریوی آسیب برای تشخیص سطوح شناسایی آسیب مطابق شکل (۳) طراحی شده است. در سناریوی اول میزان آسیب در المان‌های شماره ۱ و ۴ و ۸ به ترتیب ۱۰٪ و ۳۰٪ و ۱۵٪ (کاهش سختی مدول یانگ) در نظر گرفته شده است. همچنین در سناریوی دوم میزان آسیب در المان‌های شماره ۵ و ۷ به ترتیب ۱۰٪ و ۳۰٪ (کاهش سختی مدول یانگ) در نظر گرفته شده است. جمعیت اولیه الگوریتم ژنتیک ۱۰۰ و تعداد تکرارها ۵۰۰ فرض شده است. تعداد متغیرهای طراحی معرفی شده به الگوریتم باتوجه به تعداد المان‌های سازه برابر ۱۰ می‌باشد. در جدول (۲) مقادیر ۵ فرکانس اول سازه سالم و سازه‌های آسیب دیده ارائه شده است.



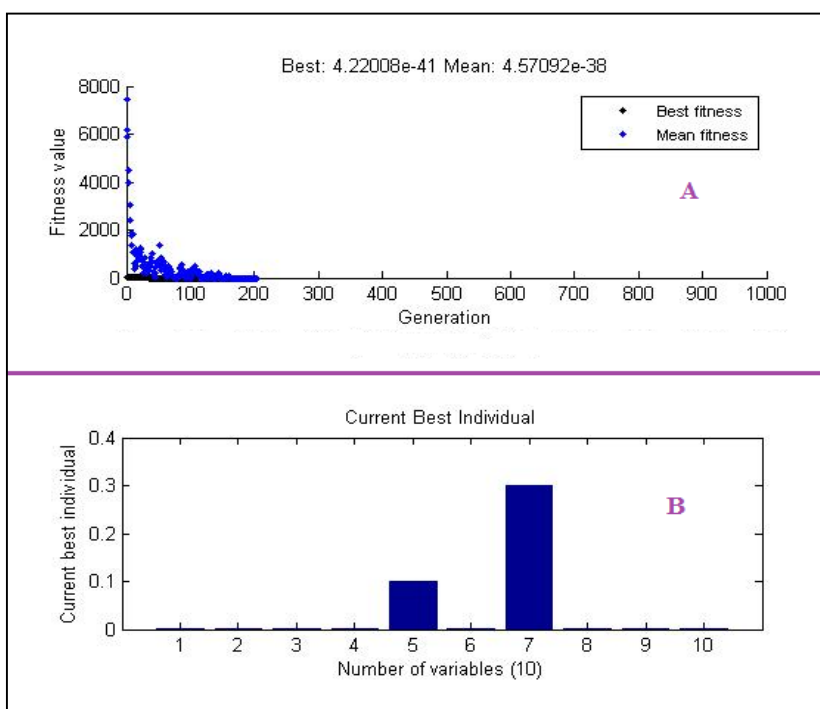
شکل ۳ سناریوهای مختلف آسیب برای سازه به ابعاد ۲ در ۱۰ متر

جدول ۲ مقادیر پنج فرکانس اول سازه‌های سالم و معیوب با سناریوهای آسیب اول و دوم (رادیان بر ثانیه)

	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	ω_5
سازه سالم	۷۱/۵	۳۷۳/۵	۴۸۵/۸	۸۶۴/۶	۱۳۸۸/۷
سناریوی ۱	۶۸/۴	۳۶۲/۱	۴۶۵/۹	۸۳۵/۸	۱۳۲۳/۴
سناریوی ۲	۷۱/۱	۳۶۲/۳	۴۷۹/۷	۸۳۸/۰	۱۳۲۹/۰



شکل ۴ نتیجه شناسایی آسیب در سناریوی اول



شکل ۵ نتیجه شناسایی آسیب در سناریوی دوم

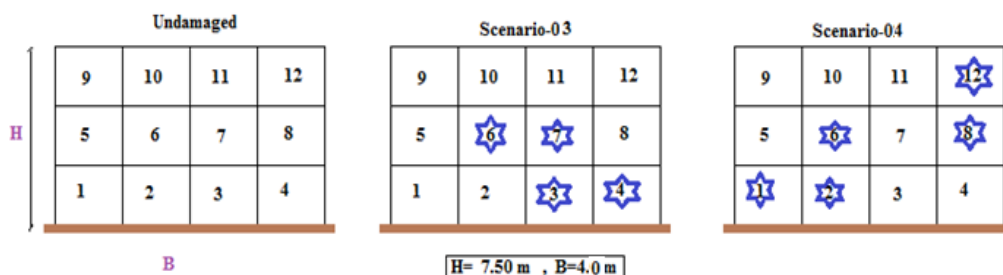
مدل سازه‌ای با رفتار برشی

این سازه یک مسئله تنش مسطح به صورت یک دیوار بتنی به عرض $4/0$ متر، ارتفاع $7/5$ متر و ضخامت 1 متر می‌باشد که از 12 المان به ابعاد 1 متر در $2/5$ متر تشکیل شده است. از دیدگاه سازه‌ای این مسئله مانند یک تیر تیموشنکو عمل می‌کند و در مدل‌سازی اجزای محدود می‌توان آن را مانند یک تیر طره با رفتار برشی مدل‌سازی نمود، مدول یانگ $22/4$ گیگا پاسکال و جرم مخصوص مصالح به کاررفته 2440 کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد؛ مانند مسئله قبل در این مدل نیز مطابق شکل (۶) دو سناریوی آسیب برای تشخیص سطوح شناسایی آسیب طراحی شده است. در سناریوی سوم المان‌های ۳، ۴، ۶ و ۷ به ترتیب 10% و 15% و 30% و 20% آسیب دیده‌اند. در سناریوی چهارم المان‌های ۱، ۲، ۶، ۸ و ۱۲ به ترتیب 30% و 20% و 15% و 10% و 20% آسیب دیده‌اند. جمعیت اولیه الگوریتم ژنتیک 200 و تعداد تکرارها 700 در نظر گرفته شده است. تعداد متغیرهای طراحی معرفی شده به الگوریتم باتوجه به المان‌های سازه 12 می‌باشد. در این مسئله نیز از پنج مود اول ارتعاشی سازه برای تعیین آسیب استفاده شده است.

همان‌طور که در شکل (۷) مشاهده می‌شود، در این نقطه، تعداد تکرار 700 ، الگوریتم ژنتیک مقدار تابع هدف

را به کمترین مقدار یا در اینجا مقدار آسیب رسانیده است. در بهترین نسل شدت آسیب در این سازه طبق نمودار B مشخص شده است. نمودار B نشان می‌دهد که الگوریتم ژنتیک به خوبی توانسته است المان‌های آسیب‌دیده را شناسایی کند. در این سناریو مدت‌زمان لازم برای انجام تحلیل تشخیص خرابی به طور متوسط 60 ساعت بوده است. باتوجه به بیشتر شدن تعداد المان‌ها و افزایش شبکه‌بندی سازه، مشاهده می‌شود که زمان تحلیل سازه برای شناسایی آسیب به شدت افزایش یافته است. در سناریوی چهارم آسیب در المان‌های شماره ۱، ۲، ۶، ۸ و ۱۲ به ترتیب 30% ، 20% ، 15% ، 10% و 20% در نظر گرفته شده است. در این سناریو نیز برای تعیین آسیب پنج مود اول ارتعاشی اعمال شده است. باتوجه به این‌که در این طرح میزان آسیب در پنج المان می‌باشد تعداد تکرارهای الگوریتم نسبت به سناریوی قبل که سه المان آسیب‌دیده بودند، بیشتر شده است. مطابق این سناریوی آسیب، جمعیت اولیه الگوریتم ژنتیک 200 و تعداد تکرار 800 در نظر گرفته می‌شود. متغیر طراحی معرفی شده به الگوریتم ژنتیک باتوجه به تعداد المان‌های سازه 12 می‌باشد.

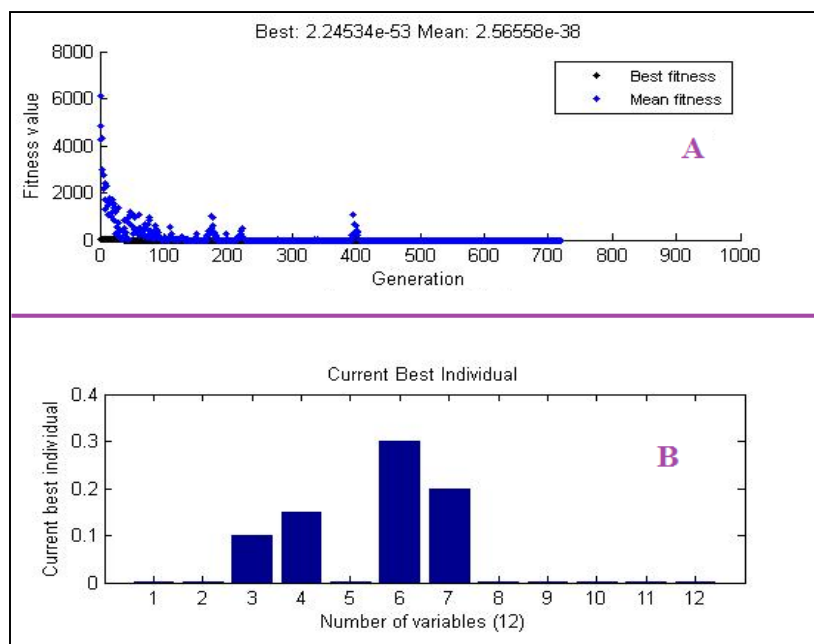
در جدول (۳) مقادیر ۵ فرکانس اول سازه سالم و سازه‌های معیوب ارائه شده است.



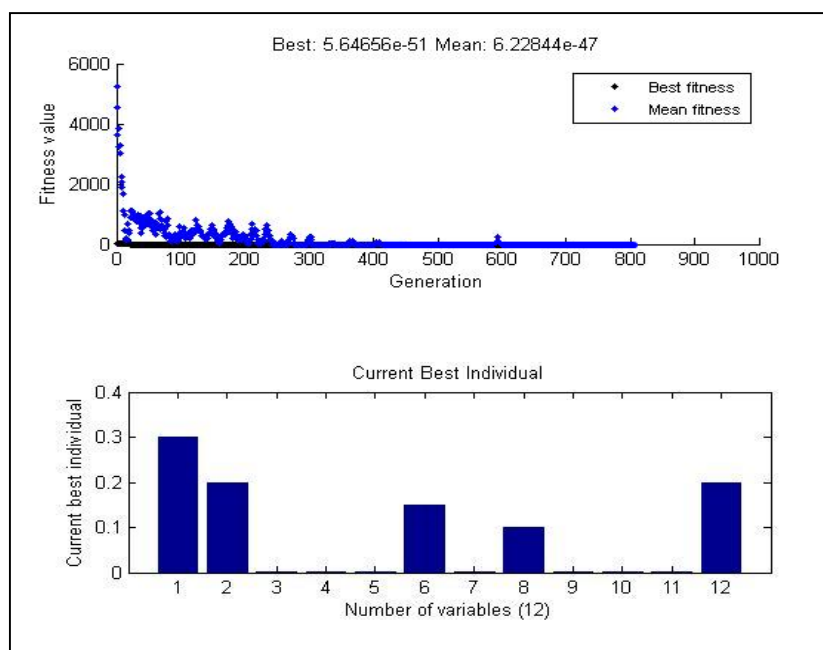
شکل ۶ سناریوهای سوم و چهارم برای سازه به ابعاد 4 در $7/5$ متر (اشکال بدون مقیاس می‌باشند)

جدول ۳ مقادیر پنج فرکانس اول سازه‌های سالم و معیوب با سناریوهای آسیب سوم و چهارم (رادیان بر ثانیه)

	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	ω_5
سازه سالم	۴۴۵۳	۴۸۹۹	۵۲۵۹	۵۷۸۴	۶۲۵۱
سناریوی ۳	۴۳۶۰	۴۸۰۲	۵۰۹۹	۵۷۴۱	۶۱۲۹
سناریوی ۴	۴۲۸۹	۴۶۷۷	۵۰۴۳	۵۵۶۴	۶۱۰۱



شکل ۷ نتیجه شناسایی آسیب در سناریوی سوم



شکل ۸ نتیجه شناسایی آسیب در سناریوی چهارم

و شدت آسیب در این سازه را تعیین نماید. از مقایسه‌ای که بین نمودارهای نقاط بهینه‌سازی در یک سازه با دو سناریوی آسیب مختلف قابل توجه است، میزان پراکندگی

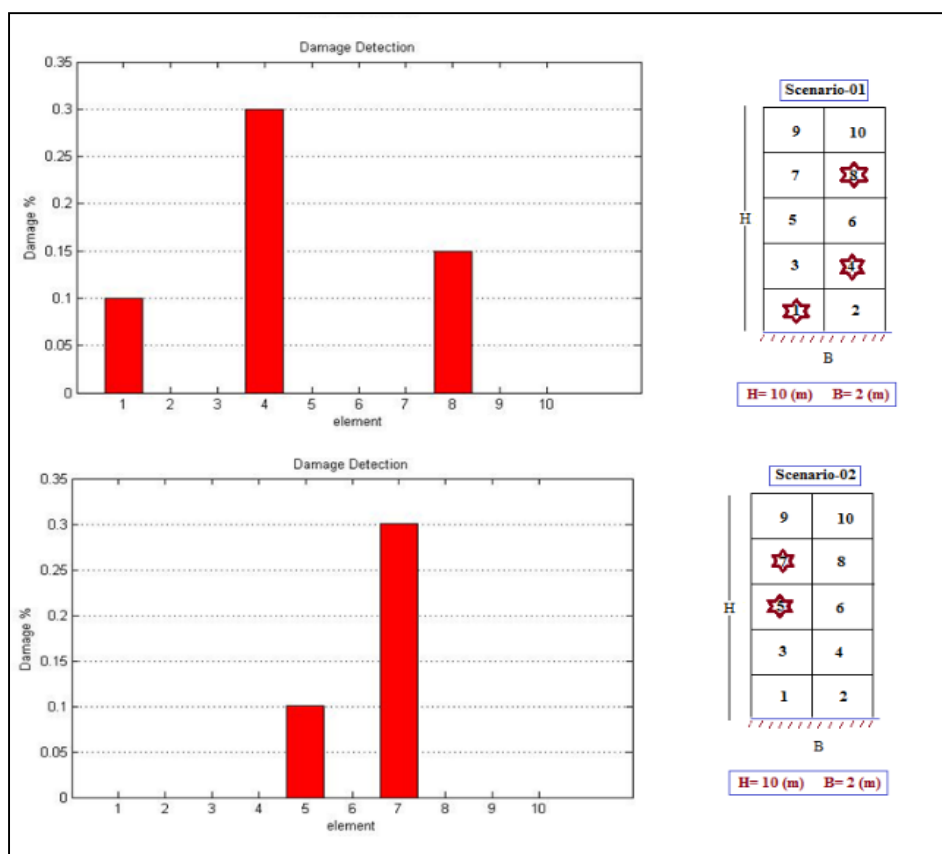
مطابق شکل (۸) الگوریتم ژنتیک با بهینه‌سازی تابع هدف که مقادیر آن شکل مودها و فرکانس‌های سازه در حالت سالم و آسیب‌دیده می‌باشند، توانسته است موقعیت

لازم برای تحلیل این سازه‌ها با بیشتر شدن تعداد المان‌ها در شبکه‌بندی‌های مدل اجزای محدود در سازه به صورت تصاعدی افزایش می‌یابد که این موضوع برای تحلیل سازه‌هایی با درجات آزادی زیاد اقتصادی نیست و نیازمند سیستم‌هایی با قدرت پردازش بالا می‌باشد. از این رو برای کاهش مدت زمان لازم برای شناسایی آسیب در سازه‌های دوبعدی در این تحقیق از الگوریتم بهینه‌سازی اجتماع ذرات استفاده می‌شود [23]. برای این منظور، مشخصات مدل سازه‌ای با رفتار خمشی که در قسمت تحلیل نتایج مشخصات آن ارائه شده است، مجدداً با الگوریتم اجتماع ذرات تحلیل می‌شود تا معیاری برای کاهش زمان محاسبات به دست آید.

داده‌های تابع هدف می‌باشد. رسیدن به جواب بهینه به محل، موقعیت و اندازه ترک نیز وابسته است. هرچه موقعیت ترک در قسمت‌های مختلف سازه باشد و فاصله آنها نسبت به هم بیشتر باشد، میزان پراکندگی داده‌های الگوریتم برای شناسایی محل و موقعیت ترک بیشتر خواهد بود. تحلیل سیستم کامپیوتری برای شناسایی خرابی در این سناریو با ۱۲ المان به طور متوسط مدت ۶۰ ساعت به طول انجامیده است.

کاهش زمان محاسبات

از نتایج تشخیص خرابی در سازه‌های دوبعدی توسط الگوریتم ژنتیک این نکته قابل توجه است که مدت زمان



شکل ۹. نتیجه شناسایی آسیب در سناریوهای اول و دوم با روش اجتماع ذرات

آسیب، مکان آسیب و شدت آسیب در سازه را تعیین گردید. مهم‌ترین یافته‌های این مقاله به شرح زیر می‌باشد.

۱. شناسایی آسیب در سازه‌های پیوسته تنش - کرنش مسطح با موفقیت با استفاده از روش‌های بهینه‌سازی غیرگرادیانی امکان‌پذیر می‌باشد.

۲. مدت‌زمان لازم برای شناسایی آسیب با افزایش درجات آزادی و ریزتر شدن شبکه‌ها به شدت افزایش می‌یابد. هرچند روش بهینه‌سازی اجتماع ذرات زمان محاسبات کمتری را می‌طلبد، لیکن در صورتی که درجات آزادی مدل المان محدود زیاد باشد، مدت‌زمان یافتن آسیب برای این سازه‌ها ممکن است به‌طور متوسط ۱۵ روز به طول انجامد که به هیچ عنوان اقتصادی نمی‌باشد.

۳. در صورت استفاده از داده‌های فرکانسی و شکل‌های مودی به‌کارگیری شبکه‌بندی درشت یک راهکار مناسب برای کاهش هزینه محاسبات می‌باشد. هرچند در کاربردهای واقعی در صورتی که ترک‌های ریزی در سازه موجود باشند، بایستی ابعاد المان‌ها را تا حدی کاهش داد که ترک‌های ریز قابل‌شناسایی باشند. این کار مستلزم استفاده از سیستم‌های پردازش موازی است.

۴. هرچند استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی غیرگرادیانی نظیر الگوریتم ژنتیک یا اجتماع ذرات به‌سادگی در شناسایی آسیب قابل استفاده می‌باشند، لیکن در کاربردهای واقعی برای شناسایی آسیب در مسائل دو و سه‌بعدی بسیار ناتوان می‌باشند. بهترین راهکار در این‌گونه مسائل استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی گرادیانی نظیر برنامه‌ریزی مربعی متوالی (Sequential Quadratic Programming (SQP)) می‌باشد که زمان آنالیز را به شدت کاهش می‌دهد. لیکن برنامه‌نویسی آن در شناسایی آسیب دشوار است و نیاز به محاسبه گرادیان‌های تابع هدف و قیود می‌باشد که محاسبه آنها مستلزم برنامه‌نویسی گسترده است.

همان‌طور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، المان‌های ۱، ۴ و ۸ به‌ترتیب دارای ۱۰٪، ۳۰٪ و ۱۵٪ آسیب می‌باشند که الگوریتم بهینه‌سازی اجتماع ذرات به‌خوبی توانسته است آنها را با بهینه‌سازی تابع هدف براساس پارامترهای مودال شناسایی کند. نکته قابل توجه در تحلیل با این الگوریتم این است که مدت‌زمان لازم برای محاسبه تشخیص خرابی در این سناریو به‌طور متوسط ۲۰ ساعت بوده است که در مثال مشابه آن، بهینه‌سازی توسط الگوریتم ژنتیک مدت‌زمان لازم برای شناسایی آسیب به‌طور متوسط ۴۸ ساعت بوده است. در سناریوی دوم نیز المان‌های ۵ و ۷ به‌ترتیب دارای ۱۰٪ و ۳۰٪ آسیب می‌باشند که الگوریتم اجتماع ذرات به‌خوبی توانسته هم شدت و هم موقعیت خرابی را شناسایی نماید. برای شناسایی آسیب توسط الگوریتم اجتماع ذرات، تعداد تکرار ۵۰ و تعداد ذرات اولیه برای شروع محاسبات در این سناریو ۱۵۰ در نظر گرفته شده است. متغیر طراحی معرفی شده به الگوریتم ۱۰ می‌باشد.

باتوجه به نتایج فوق مشاهده می‌شود که بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک (GA) و الگوریتم اجتماع ذرات (PSO) هر دو می‌توانند سطوح شناسایی آسیب (وجود آسیب، مکان آسیب و شدت آسیب) در سازه‌های دوبعدی را تعیین کنند. از طرفی مدت‌زمان تحلیل الگوریتم (PSO) نسبت به الگوریتم (GA) کمتر می‌باشد که برای تحلیل مسائل دوبعدی تشخیص آسیب عملکرد بهتری دارد. مزیت دیگر الگوریتم (PSO)، تعیین مقدار تابع هدف در نقطه بهینه می‌باشد که به مراتب کمتر از الگوریتم GA می‌باشد.

نتیجه‌گیری و بحث

در این تحقیق شناسایی آسیب سازه‌های دوبعدی از روش‌های الگوریتم ژنتیک و روش اجتماع ذرات مورد مطالعه قرار گرفت. با استفاده از اطلاعات تحلیل دینامیکی مدل و استفاده هم‌زمان از فرکانس‌ها و مودشکل‌ها و مقایسه سازه سالم و آسیب‌دیده توسط تابع هدف وجود

مراجع

1. Doebling, Scott W., Charles R. Farrar, Michael B. Prime, and Daniel W. Shevitz, "Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in their Vibration Characteristics: A Literature Review", No. LA-13070-MS. Los Alamos National Lab., NM (United States), (1996).
2. Hejll, A, "Civil Structural Health Monitoring: Strategies, Methods and Applications", (Doctoral dissertation, Luleå tekniska universitet), (2007).
3. Farrar, C. R., & Jauregui, D. A, "Comparative Study of Damage Identification Algorithms Applied to a Bridge": II. Numerical study. *Smart materials and structures*, Vol.7, No. 5, pp.720, (1998).
4. Friswell, M., & Mottershead, J. E, "Finite Element Model Updating in Structural Dynamics", *Springer Science & Business Media*, Vol. 38, (1995).
5. Allemang, R. J, "The Modal Assurance Criterion—twenty Years of Use and Abuse", *Sound and vibration*, Vol. 37, No.8, pp.14-23, (2003).
6. Aktan, A. E., Lee, K. L., Chuntavan, C., & Aksel, T, "Modal Testing for Structural Identification and Condition Assessment of Constructed Facilities", *In Proceedings-spie the International Society for Optical Engineering*, pp. 462-462, (1994).
7. Adams, R. D., Cawley, P., Pye, C. J., & Stone, B. J, "A Vibration Technique for Non-destructively Assessing the Integrity of Structures", *Journal of Mechanical Engineering Science*, Vol. 20, No.2, pp.93-100, (1978).
8. Stubbs, N., & Osegueda, R, "Global Damage Detection in Solids- Experimental Verification International", *Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*, Vol.5, pp.81-97, (1990)
9. Chen, H. P., & Bicanic, N, "Inverse Damage Prediction in Structures Using Nonlinear Dynamic Perturbation Theory", *Computational Mechanics*, Vol. 37, No. 5, pp.455-467, (2006).
10. Yang, Q. W., & Sun, B. X, "Structural Damage Identification Based on Best Achievable Flexibility Change", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 35, No.10, pp.5217-5224, (2001).
11. Khoo, L. M., Mantena, P. R., & Jadhav, P, "Structural Damage Assessment Using Vibration Modal Analysis", *Structural Health Monitoring*, Vol. 3, No.2, pp.177-194, (2004).
12. Frýba, L., & Pirner, M., "Load Tests and Modal Analysis of Bridges", *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 1, pp.102-109, (2001)
13. Narayana, K. L., & Jebaraj, C., "Sensitivity Analysis of Local/global Modal Parameters for Identification of a Crack in a Beam", *Journal of Sound and Vibration*, Vol.228, No.5, pp.977-994, (1999).

14. Liu, P. L., "Identification and Damage Detection of Trusses Using Modal Data", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No.4, 599-608, (1995).
15. Dessi, D., & Camerlengo, G., "Damage Identification Techniques Via Modal Curvature Analysis: Overview and Comparison", *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 52, pp.181-205, (2015).
16. Chang, K. C., & Kim, C. W., "Modal-parameter Identification and Vibration-based Damage Detection of a Damaged Steel Truss Bridge", *Engineering Structures*, Vol.122, pp. 156-173, (2016).
17. Kim, J. T., Ryu, Y. S., Cho, H. M., & Stubbs, N., "Damage Identification in Beam-type Structures: Frequency-based Method vs Mode-shape-based Method", *Engineering structures*, Vol. 25, No.1, pp.57-67, (2003).
18. Lee, Y. S., & Chung, M. J., "A Study on Crack Detection Using Eigen-frequency Test Data", *Computers & structures*, Vol.77, No.3, pp.327-342, (2000).
19. Ndambi, J. M., Vantomme, J., & Harri, K., "Damage Assessment in Reinforced Concrete Beams Using Eigen-frequencies and Mode Shape Derivatives", *Engineering Structures*, Vol. 24, No.4, 501-515, (2002).
20. MATLAB, "The Language of Technical Computing", Version 9.0.0. The Math-works Inc.: Natick, MA, (2016).
21. Cook, R. D., "Concepts and Applications of Finite Element Analysis", John Wiley & Sons, (2007).
22. Chopra, A. K., "Dynamics of Structures", (4th edition), *Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics*, (2011).
23. Vesterstrom, J. S., Riget, J., & Krink, T., "Division of Labor in Particle Swarm Optimization in Evolutionary Computation", *CEC'02. Proceedings of the 2002 Congress on IEEE*, Vol. 2, pp. 1570-1575, (2002).

24.

مطالعه آزمایشگاهی گودبرداری به روش سیستم ترکیبی شمع و انکراژ*

محمود عبدالحی^(۱)جعفر بلوری بزاز^(۲)

چکیده در این مقاله با استفاده از تکنیک مدل سازی فیزیکی به مطالعه آزمایشگاهی دیوار حائل شمع درجا با مهاربندی انکراژ در خاک ماسه ای پرداخته شده است. نتایج کل آزمایش ها در این پژوهش حاکی از آن است که نسبت بیشینه تغییر مکان جانبی دیوار به عمق گودبرداری (δ_{hm}/H) در محدوده ۰/۱۴۵٪ الی ۰/۵۱٪ قرار دارد. همچنین، نسبت بیشینه نشست سطح زمین به عمق گودبرداری (δ_{gm}/H) در محدوده ۰/۱۱٪ الی ۰/۷۶٪ اندازه گیری شده است. همچنین، در این پژوهش به بررسی مکان بیشینه جابه جایی جانبی دیواره، تعیین الگوی نشست سطحی زمین به منظور استفاده برای مطالعات آزمایشگاهی و نیز، تعیین عمق مدفون دیواره شمعی پرداخته شده است.

واژه های کلیدی مطالعه آزمایشگاهی، گودبرداری، انکراژ، نشست زمین، تغییر شکل دیوار.

Experimental Study of the Excavation Using Pile-Anchorage System

M. Abdollahi

J. Bolouri Bazaz

Abstract In this paper, a laboratory study of the Bored Pile Retaining Wall with Anchorage Bracing in sandy soils has been conducted. To this end, the physical modeling in laboratory condition was used. The results of the experiments suggest that the ratio of maximum lateral displacement of wall to the depth of excavation (δ_{hm}/H) is in the range of 0.145% to 0.51%. Also, the ratio of maximum ground surface settlement to the depth of excavation (δ_{gm}/H) is estimated in the range of 0.11% to 0.76. Furthermore, this study investigated the location of maximum lateral displacement of the walls, the ground surface settlement pattern to be used in laboratory studies and determination of the depth of penetration pile.

Key Words Laboratory Study, Excavation, Anchor, Ground Settlement, Wall Deflection.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۱/۲۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱/۲۰ می باشد.

(۱) دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه عمران گرایش ژئوتکنیک، دانشگاه فردوسی، مشهد.

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

مقدمه

یکی از مهم‌ترین مسائل رایج در صنعت ساخت و ساز ساختمانی دنیای امروز، نیاز به گودبرداری‌های عمیق در مناطق متراکم شهری می‌باشد. گودبرداری‌های عمیق تأثیر به‌سزایی در تغییر توزیع تنش در لایه‌های خاک و هم‌چنین جابه‌جایی زمین دارند. گودها می‌توانند باعث انحراف جانبی دیوار و حرکت زمین شوند که ممکن است باعث آسیب به ساختمان‌ها و تجهیزات مجاور شود؛ لذا گودبرداری و سازه نگهبان به‌عنوان یکی از مسائل چالش‌برانگیز در مهندسی عمران به‌شمار می‌رود. عدم دقت در طرح، محاسبه و اجرای گودبرداری‌ها و سازه‌های نگهبان مهارکننده در مناطق شهری و در مجاورت ساختمان‌ها، می‌تواند خسارات جانی و مالی گسترده‌ای در پی داشته‌باشد؛ بنابراین تخمین خسارت ناشی از گودبرداری بر روی سازه‌های مجاور گود از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. میزان و شکل جابه‌جایی دیوار ناشی از گودبرداری‌های عمیق بستگی به عوامل گوناگون دارد.

مطالعات زیادی بر روی رفتار دیوار بر اثر گودبرداری‌های عمیق صورت گرفته‌است [1-6]، هم‌چنین، چندین مطالعه بر روی جابه‌جایی‌های زمین ناشی از گودبرداری در رس‌ها انجام شده‌است [7-12]، اما محققان کمی گودبرداری در ماسه‌ها را مورد بررسی قرار داده‌اند [5,13]. از طرفی روش‌های عددی می‌توانند جابه‌جایی‌های ناشی از گودبرداری را پیش‌بینی نمایند، اما اغلب انتخاب یک مدل ساختاری مناسب و تعریف پارامترهای مربوط به خاک از مهم‌ترین عوامل در جهت دستیابی به نتایج دقیق است [14]؛ لذا با استفاده از مدل‌سازی فیزیکی به بررسی اهداف ذکرشده در این پژوهش پرداخته شده‌است. مدل‌سازی فیزیکی یکی از روش‌های معتبر برای بررسی این روش‌ها و تأیید صحت محاسبات می‌باشد. مدل‌سازی فیزیکی عبارت است از ساختن مدل مقیاس‌شده‌ای از ابنیه ژئوتکنیکی و انجام بارگذاری لازم بر روی آن برای شبیه‌سازی شرایط

واقعی. مدل‌سازی فیزیکی هم‌چنین می‌تواند برای صحت‌سنجی نتایج تحلیل‌های عددی به‌کار رود. در منابع فنی روابطی برای انتخاب صحیح نسبت ابعادی وجود دارد که می‌توانند مورد بررسی قرار گیرند. استفاده از مدل‌سازی فیزیکی یا کوچک‌مقیاس روشی است که در مهندسی ژئوتکنیک سابقه‌ای دیرینه دارد. ون [15] اولین کسی بود که استفاده از مدل شمع را گزارش کرد و مطالعات خود را بر روی شمع‌های مایل و قائم متمرکز نمود. هم‌چنین، مطالعاتی در جهت بارگذاری جانبی شمع در خاک‌های چسبنده توسط مدل فیزیکی انجام شد [16]. آزمایش‌های استاتیکی و سایکلیک بر روی گروه‌های شمع مدفون در خاک‌های ماسه‌ای انجام شد و این نتیجه به‌دست آمد که اثر گروه برای زمانی که فاصله شمع‌ها بیش از هشت برابر قطر شمع باشد، ناچیز است [17]. هم‌چنین تست بارگذاری جانبی روی شمع‌های مدل قائم و مایل انجام شد تا معیار طراحی پی برای انجمن مهندسی ارتش آمریکا توسعه داده شود [18].

در پژوهش حاضر سعی شده‌است با ساخت یک مدل آزمایشگاهی، رفتار گودبرداری به‌روش سیستم ترکیبی شمع و انکراژ و به‌ویژه نحوه اعمال پیش‌تندگی انکر در آزمایشگاه مدل شود و رفتار گودبرداری‌های عمیق در مجاورت ساختمان (با اعمال سربار معادل) مورد بحث و بررسی قرار گیرد.

توصیف مدل فیزیکی

همان‌گونه که قبلاً بیان شد در این پژوهش به مطالعه آزمایشگاهی رفتار گودبرداری در خاک ماسه‌ای با استفاده از مدل‌سازی فیزیکی پرداخته شده‌است. به‌منظور رسیدن به اهداف مورد نظر در این پژوهش، مدل فیزیکی شامل یک جعبه فلزی به‌عنوان محیط گود به طول دو متر، عرض و ارتفاع یک متر می‌باشد. هم‌چنین جعبه فوق دارای فضای کافی برای بارگذاری سازه به‌عنوان سربار موجود در مجاورت محل

شکل (۱) نمایی از جعبه آزمایش و مدل مقیاس شده‌ای از سازه مجاور گود را نشان می‌دهد. شایان ذکر است که با استفاده از روابط مدل‌سازی فیزیکی و تشابه ابعادی و باتوجه به بارهای مرده و زنده سازه‌ها، اقدام به تهیه این مدل شده‌است. هم‌چنین در این شکل طرحی شماتیک از جعبه آزمایش و تجهیزات مورد استفاده در انجام آزمایش‌ها نشان داده شده‌است. لازم به ذکر است که برای مدل کردن مراحل گودبرداری، از ۱۰ درجه به ارتفاع ۱۰ سانتی‌متر در قسمت جلویی جعبه آزمایش استفاده شده‌است. با برداشتن هر یک از این درجه‌ها، یک مرحله از گودبرداری مدل می‌شود.

گودبرداری می‌باشد. جداره‌های این جعبه توسط طلق‌های شفاف برای مشاهده روند تغییر شکل‌ها پوشانده شده‌است.

به منظور مدل‌سازی شمعی سیستم سازه نگهبان از تعدادی لوله از جنس پلی‌پروپیلن که مشخصات آنها در جدول (۱) آورده شده‌است استفاده گردیده‌است. ابعاد این شمعی‌ها به صورت مقیاس شده نسبت به مدل واقعی انتخاب شده‌است. شایان ذکر است که مشخصات ارائه شده برای شمعی در جدول (۱) حاصل از برگه‌های اطلاعاتی تهیه شده از کارخانه سازنده می‌باشد. براساس سختی شمعی‌ها و تشابه ابعادی، در نهایت با بررسی گزینه‌های موجود و هم‌چنین داشتن اطلاعاتی نظیر ابعاد هندسی و مدول الاستیسیته مورد نظر، لوله‌های پلی‌پروپیلن برای انجام مدل‌سازی انتخاب گردیده‌است.

جدول ۱ مشخصات شمعی‌های مورد استفاده در مدل‌سازی فیزیکی

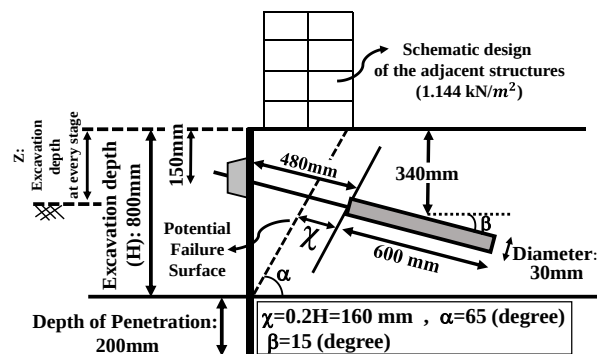
جنس	ضخامت (mm)	قطر داخلی (mm)	قطر خارجی (mm)	طول (mm)	مدول الاستیسه (GPa)
پلی‌پروپیلن	۶/۷	۲۶/۶	۴۰	۱۰۰۰	۲



(ب)



(الف)



(ج)

شکل ۱ (الف) نمای واقعی، (ب) نمایی از انکرهای مورد استفاده در مدل، (ج) مقطع عرضی مدل فیزیکی

شامل حفاری، قرار دادن کابل، تزریق انتها و درانتها کشیدن مهارها می باشد. در این پژوهش، یک مدل فیزیکی متشکل از سیستم انکراژ و شمع، طراحی و ساخته شده است. به این منظور باتوجه به مدلی واقعی از مطالعات تشابه ابعادی کمک گرفته شده است. شکل (۱- ب و ج) طرحی شماتیک از سیستم انکراژ ساخته شده در جهت انجام مطالعات آزمایشگاهی و نیز ابعاد در نظر گرفته شده برای قسمت های مختلف مدل را نشان می دهد. شکل (۳) مخزن آزمایش را نشان می دهد که با سیستم بارش تا تراز قرارگیری انکر پر شده است. در این مرحله انکرها با زاویه ۱۵ درجه در خاک قرار داده می شوند و از جلو به دیوار، بدون اعمال هیچ گونه نیرویی متصل می شوند. سپس بارش ماسه (در جلو و پشت دیوار) تا پر شدن کامل آن ادامه می یابد.



شکل ۳ نمایش سیستم انکراژ قبل از تکمیل شدن مدل فیزیکی

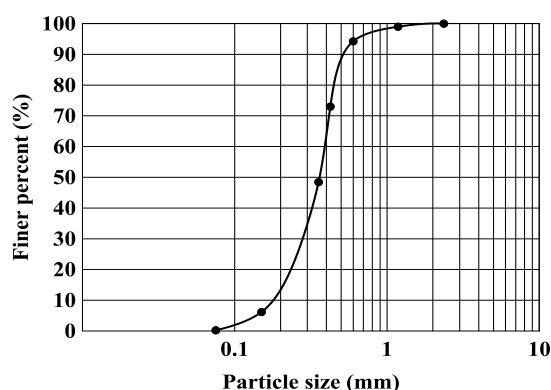
پس از پر شدن کامل مخزن توسط دستگاه بارش ماسه باتوجه به دانسیته نسبی مورد نظر، اقدام به خاکبرداری مرحله ای مطابق با توضیحات ارائه شده در بخش های قبل می گردد. خاکبرداری تا اولین تراز از ردیف انکرها، ادامه می یابد. حال نوبت به پیش تنیده کردن انکرها می رسد. به منظور پیش تنیده کردن انکرها در محیط آزمایشگاهی از سیستم کابل و قرقره مطابق با شکل (۴) کمک گرفته شده است.

مصالح

در آزمایش های صورت گرفته، از ماسه شکسته سیلیسی استاندارد شماره ۱۶۱ فیروزکوه استفاده شده است. شکل (۲) منحنی دانه بندی را ارائه می دهد و جدول (۲) نیز بیانگر مشخصات فیزیکی این ماسه می باشد.

جدول ۲ خواص فیزیکی ماسه ۱۶۱

وزن مخصوص خشک (kN/m^3)	۱۵/۷۵	زاویه اصطکاک داخلی (Degree)	۴۰
G_s	۲/۶۵۸	D_{10} (mm)	۰/۱۶۷
e_{min}	۰/۶۰۳	D_{60} (mm)	۰/۴۰
e_{max}	۰/۹۴۳	Cc	۱/۰۱۲
		Cu	۲/۳۹۵



شکل ۲ منحنی توزیع دانه بندی ماسه فیروزکوه شماره ۱۶۱

انکراژ و پیش تنیدگی در مدل فیزیکی

روش انکراژ یا دوخت به پشت، از جمله مهم ترین روش های اجرای سازه نگهبان است که به طور نسبتاً گسترده ای مورد استفاده قرار می گیرد. در این روش از کابل های پیش تنیدگی و یا استرندها استفاده می شود. قسمت های مختلف یک سیستم انکراژ شامل طول قسمت مهار شده و مهار نشده، بلوک بتنی، استرندها و صفحه تکیه گاهی و گوه می باشد. به طور خلاصه مراحل کار در پایداری سازی گودبرداری به روش اجرای مهار

باتوجه به مطالب گفته شده، جزئیات ترتیب مراحل گودبرداری و اجرای مهارها در مطالعات آزمایشگاهی در جدول (۳) آورده شده است.

جدول ۳ جزئیات مراحل گودبرداری و نصب مهارها

عمق گودبرداری (mm)	مراحل گودبرداری	عمق گودبرداری (mm)	مراحل گودبرداری
۵۰۰	مرحله ۵	۱۰۰	مرحله ۱
۶۰۰	مرحله ۶	۲۰۰	مرحله ۲
۷۰۰	مرحله ۷	نصب انکرها	
۸۰۰	مرحله ۸	۳۰۰	مرحله ۳
		۴۰۰	مرحله ۴

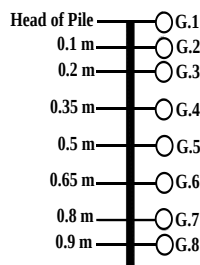
توضیحات تکمیلی پیرامون نحوه گودبرداری در بخش های قبلی آورده شده است. عمق گودبرداری ۸۰۰ میلی متر و عمق نفوذ مجموعه دیواره سازه نگهبان و شمع معادل ۲۰٪ عمق گودبرداری یعنی ۲۰۰ میلی متر می باشد.

ابزار

شکل (۶) نمایشی از ابزارهای اندازه گیری تغییر مکان جانبی مورد استفاده در مدل سازی فیزیکی در پژوهش حاضر است.

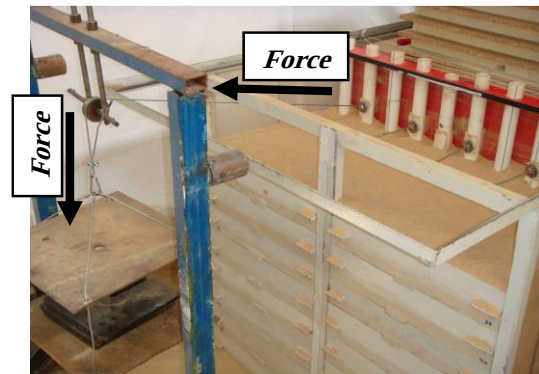


(ب)



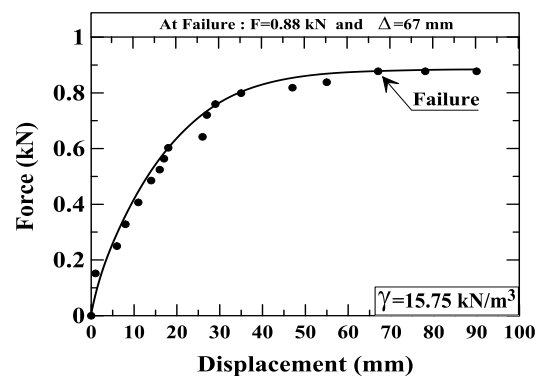
(الف)

شکل ۶ موقعیت قرارگیری گیج های مکانیکی برای اندازه گیری تغییر مکان جانبی، (الف) طرح شماتیک، (ب) در مدل فیزیکی



شکل ۴ پیش تنیده کردن انکرها توسط سیستم کابل و قرقره

آزمون پیش تنیدگی انکر. به منظور تعیین مقدار نیروی پیش تنیدگی نهایی یک انکر مدفون در ماسه، آزمون کشش انجام می گیرد. این آزمون شامل کشش عناصر مسلح کننده پیش تنیده و اندازه گیری میزان بار و جابه جایی متناظر آن می باشد. به منظور انجام این آزمون در محیط آزمایشگاهی به گونه نشان داده شده در شکل (۴) از سیستم کابل و قرقره استفاده شده است. بر این اساس، تغییرات نیروی محوری ایجاد شده در مهار (F) متناسب با جابه جایی اعمالی (Δ) در شکل (۵) ارائه گردیده است. همان گونه که مشاهده می شود مقاومت نهایی مهار حدود ۹۰ کیلوگرم (۰/۸۸ کیلونیوتن) می باشد. در نهایت باتوجه به شرایط اجرایی در پروژه های واقعی، نیروی پیش تنیدگی مهارها برابر با ۴۵ درصد از کل مقاومت نهایی مهار انتخاب می گردد.



شکل ۵ نمودار نیرو- جابه جایی آزمون کشش مهار

تعدادی میله کوتاه به طول ۰/۰۵ متر که به صورت قائم بر روی صفحه جوش داده شده است، استفاده می گردد. فواصل مرکز به مرکز میله های جوش داده شده بستگی به فواصل شمع های دیواره گود دارد. این فواصل در جهت انجام آزمایش ها برابر با ۰/۱ و ۰/۱۵ متر انتخاب شده است که از این فواصل برای جوش دادن میله ها بر روی صفحه فلزی استفاده گردیده است.



شکل ۷ نحوه مدل نمودن بستر سخت در مدل فیزیکی (فواصل مرکز به مرکز لوله های جوش داده شده برابر با ۰/۱ و ۰/۱۵ متر است)

تغییر شکل های ناشی از گودبرداری

هنگام گودبرداری به دلیل آزاد شدن تنش، دیواره گود تغییر شکل جانبی می دهد که این به نوبه خود نشست زمین را به ویژه در نقاط مجاور گود موجب می شود. در بخش های زیر تغییر شکل های بیان شده، که در طول گودبرداری (در مدل آزمایشگاهی) ایجاد می شوند، شرح داده شده است.

جابه جایی جانبی دیوار

هنگام گودبرداری، به دلیل تغییرات گسترده سطح تنش، دیواره گود تغییر شکل پیدا می کند و تغییر شکل هایی را به زمین مجاور و سازه های مجاور گود تحمیل می کند. با تغییر شکل پیدا کردن سازه نگهبان، خاک پشت دیوار به سمت جلو و پایین حرکت می کند و سطح زمین دچار نشست می شود. به منظور اندازه گیری تغییر مکان جانبی سازه نگهبان مدل فیزیکی، از گیج های مکانیکی که در شکل (۶) نشان داده شده اند استفاده گردیده است. فواصل قائم بین هر یک از گیج ها به گونه ای انتخاب

برنامه آزمایش ها

به منظور ارزیابی رفتار سازه نگهبان مدل شده در آزمایشگاه، سه پارامتر اصلی شامل فاصله بین شمع ها (S/D)، وجود سربار در مجاورت گودبرداری و نیز گیرداری انتهای شمع ها مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. شایان ذکر است نوع سیستم سازه نگهبان مدل شده از نوع دیوار حائل شمع درجا به همراه مهاربندی انکراژ می باشد. در پژوهش حاضر ۸ آزمایش انجام شده است که مشخصات آنها در جدول (۴) آورده شده است. هر آزمایش با یک کد مشخص شده است. حرف دوم که S یا N می باشد، بیانگر وجود سربار در مجاورت گود می باشد. حرف سوم نوع گیرداری شمع ها را به کف مخزن نشان می دهد، در صورت گیردار بودن شمع (بستر سخت) حرف X و در صورت آزاد بودن انتهای شمع (بستر نرم) حرف F آورده شده است. عدد سه رقمی آخر هر کد نیز فاصله مرکز تا مرکز شمع ها (mm) است.

جدول ۴ جزئیات و مشخصات هر آزمایش

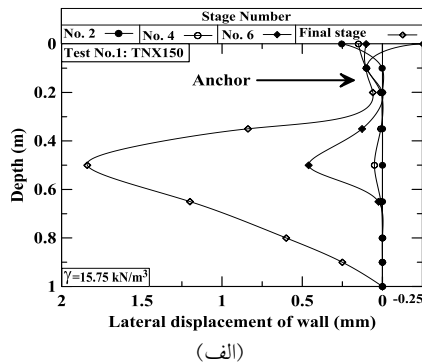
ردیف	کد آزمایش	سربار	وضعیت گیرداری
۱	TNX150	-----	گیردار
۲	TNF150	-----	آزاد
۳	TSX150	با سربار	گیردار
۴	TSF150	با سربار	آزاد
۵	TNX100	-----	گیردار
۶	TNF100	-----	آزاد
۷	TSX100	با سربار	گیردار
۸	TSF100	با سربار	آزاد

دیوار با پای گیردار (Fixed earth support)

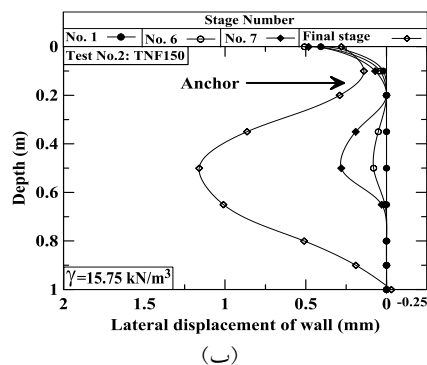
(بستر سخت)

شکل (۷) تصویری از صفحات ایجادکننده گیرداری و یا به عبارتی مدل نمودن بستر سخت در انتهای دیواره شمعی می باشد. به منظور مدل نمودن گیرداری در انتهای دیواره شمعی (بستر سخت)، از یک صفحه فلزی با

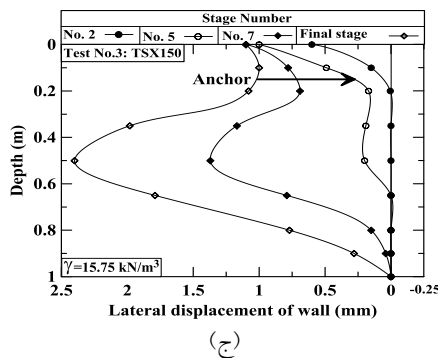
هم خوانی خوبی دارد [4, 5, 19, 0].



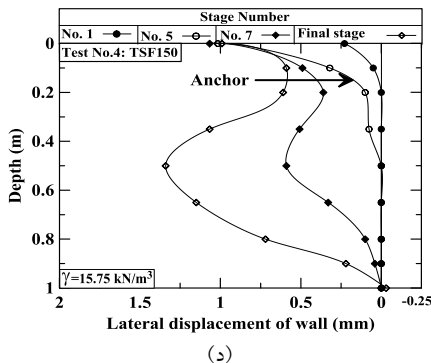
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۸ نمودارهای جابه‌جایی جانبی دیوار ناشی از گودبرداری (فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها ۱۵۰ میلی‌متر)

شده‌اند تا بتوان با داشتن تغییرمکان در طول کل شمع، پروفیل جابه‌جایی دیوار را با دقت مطلوب رسم نمود. جدول (۵) بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار را هنگامی که عمق گودبرداری به پایین‌ترین سطح ($H=800$ mm) می‌رسد برای هر آزمایش نشان می‌دهد. هم‌چنین در این جدول نسبت بیشینه تغییرمکان جانبی دیوار (δ_{hm}) به عمق گودبرداری (H) نیز ارائه شده‌است.

جدول ۵ مقادیر بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار

عنوان آزمایش	بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار (δ_{hm}) (mm)	δ_{hm} / H (%)
TNX150	۱/۸۴	۰/۲۳
TNF150	۱/۱۶	۰/۱۴۵
TSX150	۲/۴	۰/۳
TSF150	۱/۳۴	۰/۱۷
TNX100	۳/۱	۰/۳۹
TNF100	۱/۷	۰/۲۱
TSX100	۴/۱	۰/۵۱
TSF100	۲/۲	۰/۲۸

نمودارهای جابه‌جایی جانبی دیوار

همان‌گونه که در بخش قبل بیان شد، تغییرمکان‌های جانبی دیواره گود ناشی از گودبرداری در مدل آزمایشگاهی توسط هشت عدد گیج نصب‌شده اندازه‌گیری می‌شود. شکل‌های (۸) و (۹)، مربوط به آزمایش‌هایی است که فواصل شمع‌های سازه نگهبان از یکدیگر به ترتیب برابر با ۱۵۰ و ۱۰۰ میلی‌متر بوده‌است. موقعیت قرارگیری گیج‌های نصب‌شده در ارتفاع دیوار در شکل (۶) نشان داده شده‌است.

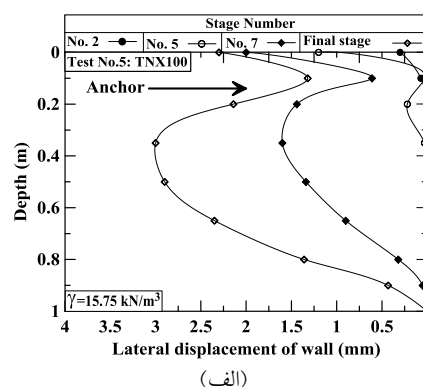
همان‌گونه که در شکل‌های (۸) و (۹) ملاحظه می‌شود جابه‌جایی جانبی دیوار با پیشرفت مراحل گودبرداری افزایش می‌یابد. جابه‌جایی دیوار در مراحل اولیه گودبرداری، دارای رفتاری طره‌ای است و با پیشرفت مراحل گودبرداری و نصب مهارها به رفتار طره‌ای پایه‌دار تغییر پیدا می‌نماید. رفتار مشاهده‌شده در این تحقیق با نتایج به‌دست‌آمده توسط محققان قبلی

برای هر یک از آزمایش‌های انجام‌شده، بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار (δ_{hm}) در آخرین مرحله گودبرداری در جدول (۵) آورده شده‌است. مقدار δ_{hm} در آزمایش‌ها شماره ۱ الی ۴ در بازه ۱/۱۶ الی ۲/۴ میلی‌متر و برای آزمایش‌های شماره ۵ الی ۸ نیز در بازه ۱/۷ الی ۴/۱ میلی‌متر بوده‌است. هم‌چنین، نسبت بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار به عمق گودبرداری (δ_{hm}/H) برای آزمایش‌های ۱ الی ۴، در بازه ۰/۱۴۵٪ الی ۰/۳٪ و برای آزمایش‌های ۵ الی ۸ در محدوده ۰/۲۱٪ الی ۰/۵۱٪ قرار گرفته‌است. این نتایج مطابق با گزارش‌های ارائه‌شده توسط هسیونگ [5]، وانگ و همکاران [6]، موورمن [21]، لانگ [11]، اوو و همکاران [20]، کلاف و اوروک [22] است و حاصل از مطالعات موردی و صحرایی آنها می‌باشد.

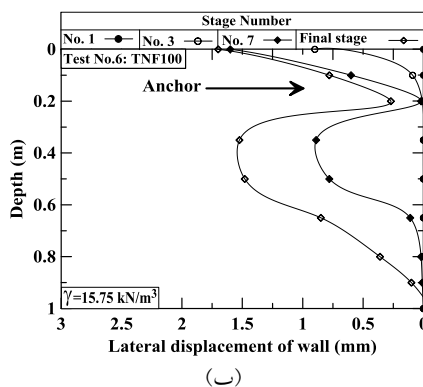
هسیونگ [5] مطالعات کاملی از گودبرداری در ماسه‌ها را ارائه کرد و بیان داشت که نسبت δ_{hm}/H تا ۰/۳٪ اندازه‌گیری شده‌است. موورمن [21] براساس داده‌های اطلاعاتی از ۵۳۰ مورد تاریخچه مطالعاتی، گزارشی ارائه کرد که در آن مقادیر δ_{hm}/H برای گودبرداری در خاک‌های ماسه‌ای در بازه ۰/۲۵٪ الی ۱٪ قرار داشتند. هم‌چنین لانگ [۱۱] مطابق با ۳۰۰ مورد تاریخچه اطلاعاتی درمورد جابه‌جایی‌های دیوار، بیان داشت که نسبت بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار به عمق گودبرداری (δ_{hm}/H) حدوداً بین ۰/۰۵٪ الی ۰/۲۵٪ قرار دارد. اوو و همکاران [20] مطابق با مشاهدات میدانی خود بیان داشتند که مقادیر δ_{hm}/H در حدود ۰/۵۴٪ قرار دارد.

مکان قرارگیری بیشینه جابه‌جایی جانبی دیواره

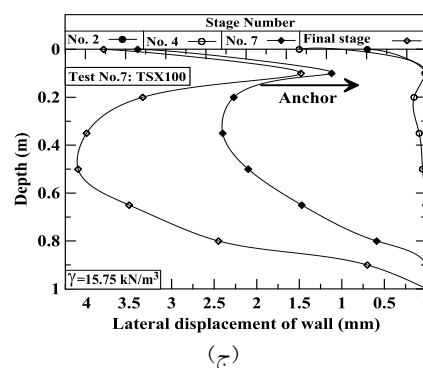
جدول (۶) بیانگر مکان قرارگیری بیشینه جابه‌جایی جانبی دیواره گود ($H\delta_{hm}$) از سطح زمین می‌باشد. مطابق با اکثریت نتایج مشاهده‌شده در آزمایش‌های بخش دوم، مقدار $H\delta_{hm}/H$ در بازه ۰/۴۴ الی ۰/۶۲۵ قرار گرفته‌است. فقط در آزمایش شماره ۱۲ مکان بیشینه جابه‌جایی جانبی دیواره گود در نزدیکی سطح زمین و یا به عبارتی در قسمت بالای دیواره واقع گردیده‌است



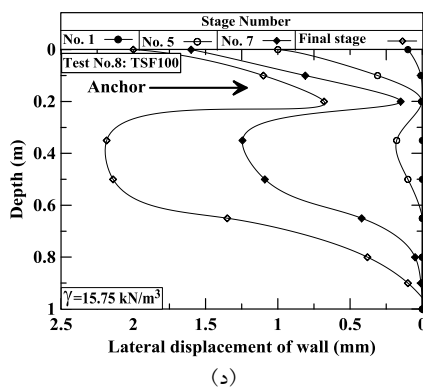
(الف)



(ب)



(ج)

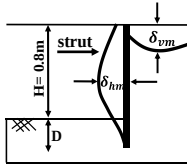


(د)

شکل ۹. نمودارهای جابه‌جایی جانبی دیوار ناشی از گودبرداری (فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها ۱۰۰ میلی‌متر)

دیواره (D) به عمق گودبرداری (H) بیان می‌شود. این بدان معنی است که یکی از راه‌های کاهش تغییر مکان دیواره گود، افزایش عمق مدفون دیوار می‌باشد. مطابق با نتایج آزمایش‌ها و جدول مذکور ملاحظه می‌گردد که درصد نسبت D/H برای سیستم ترکیبی شمع و انکراژ در حدود ۲۵٪ اندازه‌گیری شده‌است. شایان ذکر است این نسبت مطابق با نتایج آزمایش‌هایی است که در آنها جابه‌جایی جانبی دیواره (δ_{hm}/H) در حدود تغییر شکل‌های گزارش شده توسط سایر محققان براساس گودهای پایدار می‌باشد. این نسبت با کارهای اجرایی در شرایط واقعی کارگاهی مطابقت دارد و همچنین، نسبت D/H گزارش شده در این پژوهش، مطابق با توصیه‌های پیشنهادی آیین‌نامه FHWA-IF-99-015 برای سیستم انکراژ می‌باشد [24].

جدول ۷ درصد عمق مدفون دیواره شمعی (D/H)

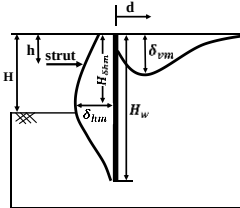
عنوان آزمایش	$\frac{D}{H}$ (m)	$\frac{D}{H}$ (%)	تعریف پارامتر D/H
TNX150	۰/۲	۲۵	
TNF150	۰/۲	۲۵	
TSX150	۰/۲	۲۵	
TSF150	۰/۲	۲۵	
TNX100	۰/۲	۲۵	
TNF100	۰/۲	۲۵	
TSX100	۰/۲	۲۵	
TSF100	۰/۲	۲۵	

نشست سطحی زمین

بیشینه نشست سطحی زمین (δ_{vm}) ناشی از گودبرداری برای تمامی آزمایش‌های انجام شده در این پژوهش، اندازه‌گیری و نتایج آنها در جدول (۸) ارائه گردیده‌است. در این جدول نسبت بیشینه نشست سطح زمین (δ_{vm}) نسبت به ارتفاع گودبرداری (H) که با پارامتر بدون بُعد δ_{vm}/H نشان داده شده ارائه گردیده‌است. هم‌چنین شکل‌های (۱۰) و (۱۱)، پروفیل نشست سطحی زمین را نشان می‌دهند.

($H\delta_{hm} = 0H$). وانگ و همکاران [6] مطابق با مشاهدات میدانی و براساس مطالعات موردی خود بیان داشتند که مکان بیشینه جابه‌جایی جانبی دیواره گود در عمق $H\delta_{hm} = 0.5H$ تا $H\delta_{hm} = 1.4H$ قرار دارد، اما از طرفی آنها بیان داشتند که در ۴٪ از مطالعات موردی خود، بیشینه جابه‌جایی جانبی دیواره (δ_{hm}) در قسمت بالای دیوار مشاهده گردیده‌است؛ به عبارتی $H\delta_{hm} = 0H$ می‌باشد. تحلیل‌های انجام شده توسط مورمن [21] نشان می‌دهند که بیشینه جابه‌جایی جانبی دیواره برای اکثر گودبرداری‌های عمیق در خاک‌های نرم، در عمق $H\delta_{hm} = 0.5H$ تا $H\delta_{hm} = 1.5H$ در زیر سطح زمین مشاهده و گزارش شده‌اند. بنابراین می‌توان بیان نمود، نتایج گزارش شده در پژوهش حاضر و مقادیر ارائه شده برای $H\delta_{hm}/H$ در جدول (۶)، مطابقت خوب و قابل قبولی با نتایج و مشاهدات صورت گرفته توسط وانگ و همکاران [6]، اوو و همکاران [23] و گزارش‌های ارائه شده توسط مورمن [21] دارد.

جدول ۶ مکان بیشینه جابه‌جایی جانبی دیواره گود ($H\delta_{hm}$)

عنوان آزمایش	$\frac{H\delta_{hm}}{H}$ (m)	طرحی شماتیک از معرفی $H\delta_{hm}$
TNX150	۰/۵	
TNF150	۰/۵	
TSX150	۰/۵	
TSF150	۰/۵	
TNX100	۰/۳۵	
TNF100	۰	
TSX100	۰/۵	
TSF100	۰/۳۵	

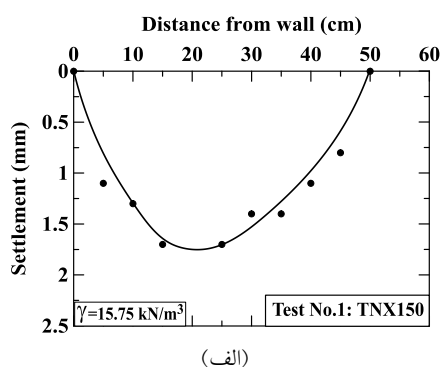
عمق مدفون دیواره گود مهاربندی شده با انکر

در جدول (۷) نسبت عمق مدفون به عمق گودبرداری (D/H) برای سیستم‌های پایدارسازی دیواره شمع درجا با مهاربندی توسط سیستم انکراژ بیان گردیده‌است. عمق مدفون، حداقل عمقی است که منجر به حداکثر بازده آن می‌گردد. این عمق به صورت نسبت عمق نفوذ

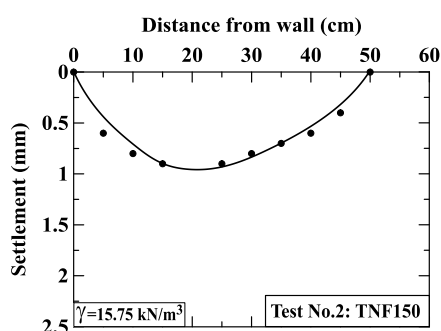
این پژوهش دارد.

جدول ۸ مقادیر بیشینه نشست سطحی زمین

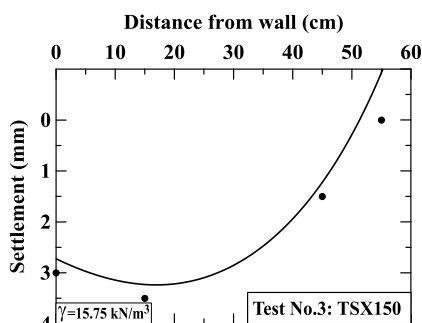
عنوان آزمایش	بیشینه نشست سطحی زمین (δ_{vm}) (mm)	$\delta_{vm}/H(\%)$
TNX150	۱/۷	۰/۲۱
TNF150	۰/۹	۰/۱۱
TSX150	۳/۵	۰/۴۴
TSF150	۲/۳	۰/۲۹
TNX100	۵/۵	۰/۶۹
TNF100	۴	۰/۵
TSX100	۶/۱	۰/۷۶
TSF100	۴	۰/۵



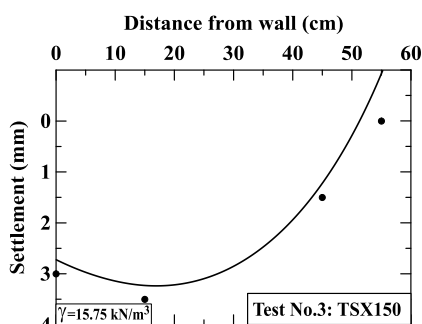
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۱۰ نمودارهای نشست سطح زمین
(فاصله مرکز به مرکز شمع ها ۱۵۰ میلی متر است)

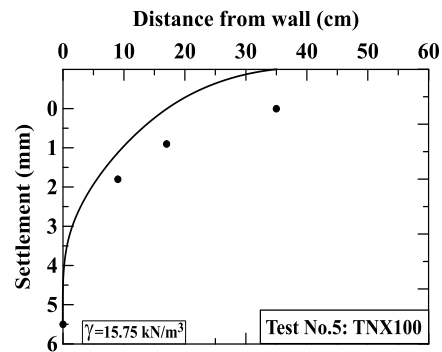
نمودارهای شکل (۱۰) و (۱۱) بیانگر رابطه بین نشست سطح زمین و فاصله از دیوار می باشند. مطابق با شکل های مذکور، با افزایش عمق گودبرداری (H) و یا به عبارت دیگر با پیشرفت مراحل گودبرداری، مقدار بیشینه نشست سطح زمین (δ_{vm}) افزایش پیدا می کند که این مطلب با گزارش های ارائه شده توسط محققان قبلی مطابقت دارد [5, 6, 20]. باتوجه به نمودارهای شکل (۹) نسبت بیشینه نشست سطح زمین به عمق گودبرداری (δ_{vm}/H) در بازه ۰/۱۱٪ الی ۰/۴۴٪ و مطابق با نمودارهای شکل (۱۰) در محدوده ۰/۵٪ الی ۰/۷۶٪ قرار گرفته است. این نتایج با گزارش های ارائه شده توسط محققان قبلی از قبیل وانگ و همکاران [6]، هسیونگ [5] و اوو و همکاران [20] مطابقت دارد. نسبت بیشینه نشست سطح زمین به عمق گودبرداری در مطالعات موردی مورمون [21] واقع در خاک های ماسه ای در بازه ۰/۲۵٪ الی ۱٪ قرار گرفته است. مطابق با مشاهدات میدانی هسیونگ [5] در خاک های ماسه ای، نسبت δ_{vm}/H در بازه ۰/۰۹٪ الی ۰/۱۴٪ قرار گرفته است که این بازه کمی کمتر از نتایج مطالعات آزمایشگاهی در این پژوهش می باشد. مطابق با مطالعات موردی وانگ و همکاران [6] که در خاک های نرم انجام شده بودند، نسب بیشینه نشست سطحی زمین به عمق گودبرداری در بازه ۰/۱٪ الی ۰/۸٪ گزارش شده است که مطابقت خوبی با نتایج آزمایش های صورت گرفته در

در آزمایش‌های شماره (۱) و (۲) بالای شمع‌های سازه نگهبان به عقب برگشته بودند و سبب فشردگی خاک در پشت دیواره شده بودند. این مطلب را می‌توان در نمودارهای (الف) و (ب) ارائه شده در شکل (۷) مشاهده نمود. پروفیل نشست خاک در نمودارهای ارائه شده در نمودارهای شکل مذکور به صورت مقعر می‌باشد که این نوع شکل از نشست با مشاهدات صورت گرفته توسط کلاف و اروک [22] در مورد دیوارهای مهار شده و دوخت به پشت می‌باشد. پروفیل نشست خاک در نمودارهای ارائه شده در آزمایش‌های شکل (۱۱) به صورت مثلی بوده است که این نوع شکل از نشست با مطالعات موردی انجام شده توسط او و همکاران [23] مطابقت دارد.

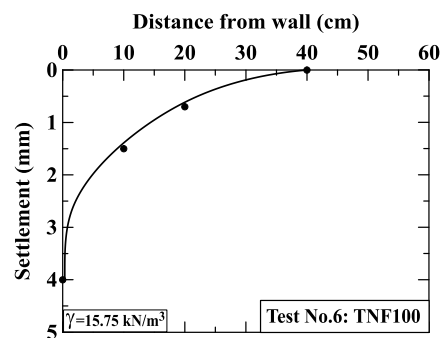
بررسی پارامترهای تأثیرگذار بر تغییر شکل‌های زمین و دیواره گود

در این پژوهش به مطالعه و بررسی تأثیر رفتار گودبرداری در خاک ماسه‌ای پرداخته شده است. در انجام این مطالعات، از سه پارامتر تأثیرگذار از قبیل فواصل بین شمع‌های سازه نگهبان (S/D)، نحوه گirdاری انتهای شمع‌ها و نیز، وجود سربار در مجاورت گودبرداری، در جهت بررسی رفتار دیواره گود و نشست سطحی زمین مورد استفاده قرار گرفته است.

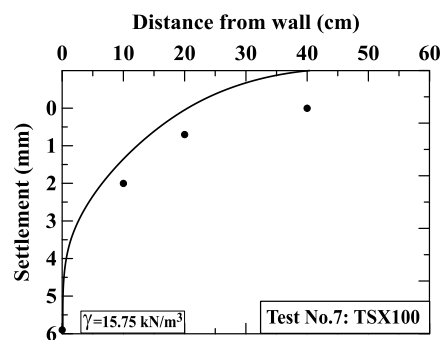
لازم است تا قبل از انجام تحلیل و بررسی نتایج حاصل از آزمایش‌ها به چند مورد اشاره‌ای کوتاه گردد: در مطالعات و آزمایش‌های این پژوهش دو نوع فاصله شمع از قبیل $S1=150\text{mm}$ و $S2=100\text{mm}$ مطابق با توضیحات ارائه شده در جدول (۴) و فرضیات تحقیق، در نظر گرفته شده است؛ لذا باتوجه به مشخصات هندسی جعبه آزمایش و نیز فواصل بین شمع‌ها در حالت $S1$ و $S2$ ، به ترتیب از تعداد ۷ و ۱۰ عدد شمع در آزمایش‌های این پژوهش استفاده گردیده است. از طرفی، براساس آیین‌نامه FHWA، حداقل فاصله افقی بین انکرها بایستی به اندازه‌ای اتخاذ گردد که اثرات گروهی میان انکرهای مجاور به حداقل برسد و از تقاطع انکرها



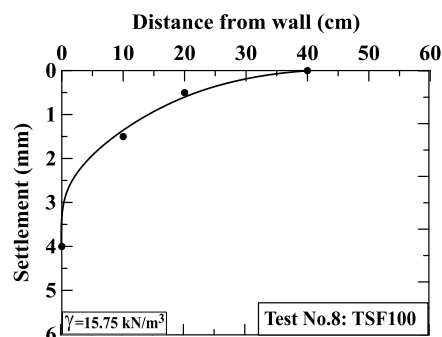
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۱۱ نمودارهای نشست سطح زمین
فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها ۱۰۰ میلی‌متر است)

به دلیل انحراف از حفاری اجتناب شود. تأثیر گروه، ظرفیت باربری انکرهای تک را کاهش می‌دهد [24]؛ بنابراین باتوجه به این مطلب مهم، جدول (۹) معرف تعداد شمع‌ها و انکرهای مورد استفاده در مدل فیزیکی می‌باشد.

جدول ۹ تعداد شمع‌ها و انکرها در مدل فیزیکی

عنوان آزمایش	تعداد شمع‌ها	تعداد انکرها
TNX150	۷	۷
TNF150		
TSX150		
TSF150		
TNX100	۱۰	۵
TNF100		
TSX100		
TSF100		

شمع درجا کاهش داشته‌است اما از طرفی، با کاهش فواصل بین انکرها و افزایش در تعداد آنها واقع در یک ردیف، سختی مهارها در مدل فیزیکی افزایش داشته‌است؛ بنابراین با کاهش سختی دیواره شمعی و از طرفی با افزایش سختی سیستم مهار، می‌توان بیان نمود سختی کل سیستم سازه نگهبان افزایش یافته‌است و بیشینه جابه‌جایی جانبی دیواره به‌مقدار قابل توجهی کاهش پیدا کرده‌است. این نتیجه مطابق با گزارش‌های ارائه‌شده توسط ملکی و همکاران می‌باشد [۲۵]؛ بنابراین، بامقایسه نتایج آزمایش‌ها که در جدول‌های (۵ و ۸) ارائه گردیده‌است می‌توان بیان داشت در آزمایش‌هایی که فواصل بین شمع‌ها زیادتر بوده و تعداد انکرهای بیشتری مورد استفاده قرار گرفته‌است، مقادیر جابه‌جایی جانبی دیواره و نشست سطحی زمین به‌ترتیب به‌اندازه ۷۱٪-۴۵٪ و ۳۵٪-۷۲٪ کاهش پیدا کرده‌است.

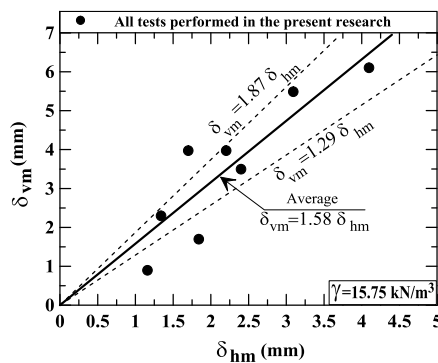
در ادامه به بررسی تأثیرگذاری نحوه گودبرداری انتهای شمع‌ها بر رفتار گودهای مهاربندی‌شده اقدام شده‌است. مطابق با نتایج آزمایش‌ها در ابتدای مراحل گودبرداری تغییر شکل‌های دیواره گود در حالت پای آزاد بیشتر از حالت پای گیردار می‌باشد. اگرچه با پیشرفت مراحل گودبرداری، جابه‌جایی جانبی دیواره گود مهاربندی‌شده در هر دو حالت افزایش یافته‌است، اما باتوجه به نتایج بررسی‌ها می‌توان بیان نمود به‌طور کلی تغییر مکان جانبی دیواره در حالت پای گیردار دیرتر و کندتر آغاز شده، لیکن آهنگ رشد آن نسبت به حالت پای آزاد سریع‌تر بوده‌است. بنابراین مقدار تغییر مکان نهایی دیواره گود مهاربندی‌شده در حالت انتهای گیردار نسبت به حالت پای آزاد (بستر نرم) بیشتر بوده‌است. مطابق با جدول (۵) در صورت گیردار بودن انتهای شمع‌ها (پای گیردار)، جابه‌جایی‌های جانبی دیواره در حدود ۸۱٪-۵۹٪ نسبت به حالت پای آزاد افزایش پیدا کرده‌است. هم‌چنین، باتوجه به توضیحات ارائه‌شده و نتایج آزمایش‌ها در این پژوهش، مقدار

باتوجه به توضیحات اخیر، در ابتدا به بررسی و مقایسه تأثیرگذاری پارامتر S/D بر رفتار سازه نگهبان و زمین مجاور اقدام گردیده‌است. با افزایش فواصل بین شمع‌ها انتظار می‌رود که جابه‌جایی جانبی دیواره و نشست سطحی زمین افزایش پیدا کند؛ اما مطابق با نتایج آزمایش‌های شماره ۱ الی ۸ که در جدول (۵ و ۸) ارائه شده‌اند، مشاهده می‌گردد که با افزایش فواصل بین شمع‌های دیواره، جابه‌جایی جانبی دیواره و نشست سطحی زمین به‌مقدار چشم‌گیری کاهش پیدا کرده‌است. پس از انجام بررسی‌های لازم این نتیجه به‌دست آمده‌است که علاوه بر تأثیرگذاری پارامتر S/D (تعداد شمع‌ها) بر رفتار گودبرداری، پارامتر دیگری در این رفتار نقش دارد و آن وجود انکرها در مدل فیزیکی است. نتایج آزمایش‌ها حاکی از این مطلب است که تعداد انکرها در مدل نقش پررنگ‌تر و مهم‌تری نسبت به پارامتر فواصل شمع‌ها ایفا می‌کند. هم‌چنین این موضوع از منظر سختی سیستم سازه نگهبان قابل توضیح است. با کاهش در تعداد شمع‌ها، سختی دیواره

جابه‌جایی‌های دیوار و نشست سطح زمین ناشی از گودبرداری ارائه شده‌است از جمله مانا و کلاف [12] و همکاران [23]، هسی و او [8] نشان دادند که بیشینه نشست سطح زمین در بازه عددی $0.5\delta_{hm}$ الی $1\delta_{hm}$ قرار دارد.

جدول ۱۰ رابطه بین بیشینه نشست سطحی زمین و بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار

عنوان آزمایش	(δ_{vm}) (mm)	(δ_{hm}) (mm)	δ_{vm}/δ_{hm}
TNX150	۱/۷	۱/۸۴	۰/۹۲
TNF150	۰/۹	۱/۱۶	۰/۷۸
TSX150	۳/۵	۲/۴	۱/۴۶
TSF150	۲/۳	۱/۳۴	۱/۷۲
TNX100	۵/۵	۳/۱	۱/۷۷
TNF100	۴	۱/۷	۲/۳۵
TSX100	۶/۱	۴/۱	۱/۴۹
TSF100	۴	۲/۲	۱/۸۲



شکل ۱۲ بیشینه نشست سطحی زمین در مقابل عمق گودبرداری

الگوی نشست سطحی زمین

در شکل (۱۳) رابطه بین نشست سطح زمین به عمق گودبرداری (δ_v/H) و فاصله از گودبرداری به عمق گودبرداری (d/H) برای آزمایش‌های شماره (۱) الی (۸) نشان داده شده‌است. به‌طور کلی توزیع نشست سطحی زمین به فاصله‌ای حدود $1.2H$ از لبه گود گسترش پیدا کرده‌است. در این شکل، توزیع نواحی پیشنهادی

بیشینه نشست سطحی زمین نیز در حالت پای آزاد بسیار کمتر از حالت پای گیردار شمع‌ها مشاهده گردیده‌است؛ لذا مطابق با جدول (۸)، نشست سطحی زمین در صورت آزاد بودن انتهای شمع‌ها (بستر نرم)، در حدود ۹۱٪ - ۳۸٪ کاهش پیدا کرده‌است.

هم‌چنین، پارامتر تأثیرگذار وجود سربار بر رفتار گودهای مهاربندی‌شده مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته‌است. مطابق با جدول (۵) در صورت حضور سربار در مجاورت گودبرداری، جابه‌جایی‌های دیواره در حدود ۳۸٪ - ۱۷٪ افزایش پیدا کرده‌است. هم‌چنین، مطابق با جدول (۹)، مقادیر بیشینه نشست سطحی زمین در حالت وجود سربار در حدود ۱۶۴٪ - ۰٪ بیشتر از حالت عدم حضور سربار در مجاورت گودبرداری افزایش یافته‌است.

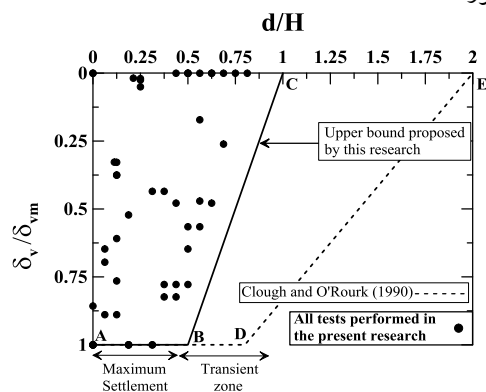
رابطه بین δ_{vm} و δ_{hm}

جدول (۱۰) معرف نسبت بیشینه نشست سطح زمین به بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار $(\delta_{vm}/\delta_{hm})$ می‌باشد. این مقادیر طبق نتایج آزمایش‌های انجام‌شده در این پژوهش بیان شده‌اند. همان‌طور که در جدول مذکور ملاحظه می‌شود نسبت δ_{vm}/δ_{hm} در بازه ۰/۷۸ الی ۲/۳۵ قرار گرفته‌است. این نتایج مطابق با گزارش‌های ارائه‌شده براساس مطالعات موردی توسط محققان مختلف می‌باشد [6, 12, 21, 23, 26].

هم‌چنین، شکل (۱۲) رابطه بین بیشینه نشست سطح زمین و بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار را نشان می‌دهد. مرز بالا و پایین مقادیر بیشینه نشست سطح زمین (δ_{vm}) در بازه $1.29\delta_{hm}$ الی $1.87\delta_{hm}$ قرار گرفته‌است که میانگین مقادیر $1.58\delta_{hm}$ بوده‌است. این مقادیر با بیشینه نشست سطح زمین طبق نتایج گلدبرگ [26] که در بازه $0.5\delta_{hm}$ الی $2\delta_{hm}$ است، مطابقت دارد. هم‌چنین مطابق با نتایج مورمن [21]، مقادیر مذکور در بازه عددی $0.25\delta_{hm}$ الی $1\delta_{hm}$ برای ماسه گزارش شده‌اند. اطلاعات دیگری در رابطه بین

ارزیابی الگوی حداکثر تغییر شکل محتمل زمین در مجاورت گودبرداری به منظور انجام مطالعات آزمایشگاهی، استفاده نمود.

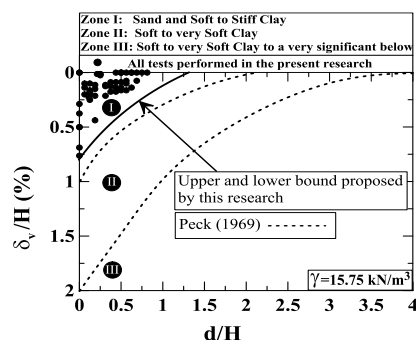
شکل (۱۴) نشان دهنده نشست سطحی زمین نرمال شده توسط بیشینه نشست زمین (δ_v/δ_{vm}) در مقابل فاصله از لبه گود (d/H) می باشد. همان طور که مشاهده می شود، به طور کلی برای آزمایش ها شماره (۴) الی (۸)، بیشینه نشست سطحی زمین در نزدیکی دیواره گود $(d/H=0)$ رخ می دهد، یعنی در این حالت $\delta_v = \delta_{vm}$ می باشد؛ اما در آزمایش های شماره (۱) الی (۳)، نشست سطحی زمین در نزدیکی دیواره در حدود $0.86\delta_{vm} - 0.0\delta_{vm}$ متغیر است. شکل (۱۴) معرف توزیع نشست سطحی زمین حاصل از نتایج آزمایش های انجام شده در این پژوهش می باشد که خط ABC مرز پیشنهادی برای این توزیع معرفی گردیده است. دو منطقه نشست در پوش دوزنقه ای شکل قابل تعریف است. در فاصله $0 \leq d/H \leq 0.5$ (محدوده خط AB) ناحیه ای است که در آن بیشینه نشست سطحی زمین رخ می دهد. در حالی که در فاصله $0.5 \leq d/H \leq 1$ (محدوده خط BC) ناحیه ای تحت عنوان منطقه گذرا وجود دارد که نشست های سطحی زمین از مقادیر بیشینه به مقادیر قابل اغماض کاهش پیدا می کند. منحنی نشست سطحی زمین براساس مطالعات موردی کلاف و ارورک [22] برای خاک های نرم به منظور انجام مقایسه در شکل مذکور نشان داده شده است (خط ADE).



شکل ۱۴ رابطه بین نشست زمین نرمال شده توسط بیشینه نشست در مقابل فاصله از دیوار

نشست سطح زمین توسط پک [27] برای مقایسه نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می گردد، برای تمامی آزمایش های این پژوهش، نشست سطح زمین در ناحیه I واقع گردیده است و مقادیر بیشینه نشست سطح زمین (δ_{vm}) کمتر از $0.76\%H$ می باشد. مطابق با نتایج آزمایش های شماره (۱) الی (۸) و باتوجه به شکل مذکور، بزرگی مقادیر اندازه گیری شده مربوط به نشست سطحی زمین، کمتر از مشاهدات صورت گرفته در شرایط مشابه زمین، توسط مطالعات پک [27] می باشد. شاید کمتر بودن مقادیر نشست سطحی زمین، مربوط به تعداد کم آزمایش های انجام شده در پژوهش حاضر است و شاید دلیل دیگر این باشد که نتایج آزمایش ها در این پژوهش مربوط به بررسی رفتار گودهای مهاربندی شده توسط سیستم شمع و انکراژ بوده است و دیگر سیستم های پایداری را شامل نمی شود. هم چنین، می توان دلیل دیگر را این گونه بیان نمود که استفاده از روش پایداری سازی گود توسط سیستم ترکیبی شمع و انکراژ، موجب کاهش قابل توجه در مقادیر تغییر شکل دیواره و نشست سطحی زمین شده است.

شکل (۱۳) نشان دهنده توزیع نشست سطحی زمین ناشی از گودبرداری می باشد.



شکل ۱۳ توزیع نشست سطح زمین ناشی از گودبرداری

باتوجه به شکل (۱۳)، مرز بالایی یعنی خط منحنی AB برای حفاظت از گودبرداری توسط سیستم ترکیبی شمع و انکراژ، در این پژوهش برای خاک ماسه ای پیشنهاد گردیده است. از این مرز می توان برای تخمین و

نتیجه گیری

در این پژوهش به رفتار دیوار حائل شمع درجا با مهاربندی انکراژ در خاک ماسه‌ای به وسیله مدل سازی آزمایشگاهی پرداخته شده است. در آزمایش‌های انجام شده، سه پارامتر تأثیرگذار بر رفتار دیوار شامل فاصله مرکز به مرکز شمع‌های سازه نگهبان، وجود سربار در مجاورت گودبرداری و نیز گیرداری انتهای شمع‌های سازه نگهبان مورد بررسی قرار گرفته است. براساس تفسیر نتایج آزمایش‌ها موارد زیر را می توان استنباط نمود:

۱. بیشینه جابه جایی جانبی دیوار با پیشرفت مراحل گودبرداری افزایش پیدا کرده است. مقادیر δ_{hm}/H برای حالتی که فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها ۱۵۰ میلی متر بوده است، در بازه ۰/۱۴۵٪ الی ۰/۳٪ و هم چنین برای حالتی که فاصله شمع‌ها به ۱۰۰ میلی متر کاهش پیدا کرده است، مقادیر δ_{hm}/H در بازه ۰/۲۱٪ الی ۰/۵۱٪ قرار گرفته اند.

۲. بیشینه نشست سطحی زمین با پیشرفت مراحل گودبرداری افزایش پیدا کرده است. مقادیر δ_{vm}/H برای حالتی که فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها ۱۵۰ میلی متر بوده است، در بازه ۰/۱۱٪ الی ۰/۴۴٪ و هم چنین برای حالتی که فاصله شمع‌ها به ۱۰۰ میلی متر کاهش پیدا کرده است، مقادیر δ_{vm}/H در بازه ۰/۵۰٪ الی ۰/۷۶٪ قرار گرفته اند.

۳. با افزایش فواصل بین شمع‌های دیواره گود، تغییر شکل‌های زمین و دیواره گود به ترتیب به مقدار ۷۱٪-۴۵٪ و ۳۵٪-۷۲٪ کاهش پیدا کرده است. دلیل این کاهش مطابق با بررسی‌های صورت گرفته آن بود که با افزایش تعداد انکرها در مدل، سختی کل سیستم سازه نگهبان افزایش پیدا کرده و به موجب آن تغییر مکان‌های جانبی دیواره و نشست سطحی زمین به مقدار قابل توجهی کاهش یافته است.

۴. باتوجه به نتایج بررسی‌ها می توان بیان نمود به طور کلی تغییر مکان جانبی دیواره در حالت پای گیردار دیرتر و کندتر آغاز شده، لیکن آهنگ رشد آن نسبت به حالت پای آزاد سریع تر بوده است؛ بنابراین مقدار تغییر مکان نهایی دیواره گود مهاربندی شده و به تبع آن، نشست سطحی زمین در حالت انتهای گیردار نسبت به حالت پای آزاد (بستر نرم) بیشتر بوده است. مطابق با نتایج آزمایش‌ها، در صورت گیردار بودن انتهای شمع‌ها (پای گیردار)، جابه جایی‌های جانبی دیواره در حدود ۵۹٪-۸۱٪ و نشست سطحی زمین در حدود ۳۸٪-۹۱٪ نسبت به حالت پای آزاد (بستر نرم) افزایش پیدا کرده است.

۵. مطابق با بررسی‌های صورت گرفته براساس نتایج آزمایش‌ها، مشاهده می گردد که نسبت δ_{vm}/δ_{hm} در بازه ۰/۷۸ الی ۲/۳۵ قرار گرفته است.

۶. براساس نتایج آزمایش‌ها، به بررسی و تعیین عمق مدفون دیواره اقدام گردیده است. نسبت D/H برای روش پایدارسازی گود توسط سیستم ترکیبی شمع و انکراژ در حدود ۲۵٪ به دست آمده است. این نسبت مطابق با توصیه‌های پیشنهادی توسط آیین نامه FHWA می باشد.

۷. مرز بالا و پایین مقادیر بیشینه نشست سطح زمین (δ_{vm}) در بازه $1.29\delta_{hm}$ و $1.87\delta_{hm}$ قرار گرفته که میانگین مقادیر $1.58\delta_{hm}$ بوده است.

۸. در این پژوهش نمودارهای توزیع نشست سطحی زمین براساس نتایج آزمایش‌ها ترسیم گردیده است. به طور کلی توزیع نشست سطحی زمین به فاصله ای حدود $1.2H$ از لبه گود گسترش پیدا کرده است. در این نمودارها دو مرز AB و ABC به منظور تخمین و ارزیابی الگوی حداکثر تغییر شکل محتمل زمین در مجاورت گودبرداری برای مطالعات آزمایشگاهی و به ویژه مدل‌های فیزیکی بزرگ مقیاس، پیشنهاد گردیده است.

مراجع

1. Ou, C. Y., Chiou, D. C., Wu, T. S., "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavations", *Journal of Geotechnical Engineering*; Vol.122, No.5, Pp. 337-45,(1996).
2. Ou. C. Y., Shiau, B. Y., Wang, I. W., "Three-dimensional Deformation Behavior of the Taipei National Enterprise Center (TNEC) Excavation Case History", *Canadian Geotechnical Journal*; Vol.37, No.2, Pp. 438-48, (2000).
3. Ou, C. Y., Deep Excavation: Theory and Practice. Netherlands: Taylor & Francis, (2006).
4. Kung, G. T., Juang, C. H., Hsiao, E. C., Hashash, Y. M., "Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; Vol.133, No.6, Pp. 731-47, (2007).
5. Hsiung, B. C. B., "A Case Study on the Behaviour of a Deep Excavation in Sand, Computers and Geotechnics", Vol.36, No.4, Pp. 665-75, (2009).
6. Wang, J. H., Xu, Z. H., Wang, W. D., "Wall and Ground Movements due to Deep Excavations in Shanghai Soft Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; Vol.136, No.7, Pp. 985-94, (2010).
7. Finno, R. J., Atmatzidis, D. K., Perkins, S. B., "Observed Performance of a Deep Excavation in Clay", *Journal of Geotechnical Engineering*; Vol.115, No.8, Pp. 1045-64, (1989).
8. Hsieh, P. G., Ou, C. Y., "Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation", *Canadian Geotechnical Journal*; Vol. 35, No.6, Pp. 1004-17, (1998).
9. Hwang, R. N., Moh, Z. C., Wang, C. H., "Performance of Wall Systems during Excavation for Core Pacific City", *Journal of GeoEngineering*; Vol. 2, No.2, Pp. 53-60, (2007).
10. Hwang, R. N., Moh, Z. C., Wang, C. H., "Toe Movements of Diaphragm Walls and Correction of Inclinator Readings", *Journal of GeoEngineering*; Vol. 2, No.2, Pp. 61-71, (2007).
11. Long, M., "Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; Vol. 127, No.3, Pp. 203-24, (2001).
12. Mana A. I., Clough, G. W., "Prediction of Movement for Braced Cut in Clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*; Vol.107, No.6, Pp. 759-77, (1981).
13. Nikolinakou, M. A., Whittle, A. J., Savidis, S., Schran, U., "Prediction and Interpretation of the Performance of a Deep Excavation in Berlin Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; Vol.137, No.11, Pp. 1047-61, (2011).
14. Burland, J. B., Hancock, R. J. R., "Underground Car Park at the House of Commons: Geotechnical Aspects", *The Structural Engineer*; Vol. 55, No.2, Pp. 87-100, (1977).
15. Wen, R. K., "Model Studies of Laterally Loaded Pile Foundations", *Proceedings of the Thirty-Fourth Annual Meeting of the Highway Research Board*. Washington D. C., Pp. 140-52, (1955).
16. Matlock, H., Repperger, E. A., "Theoretical Analysis and Laboratory Studies of Laterally Loaded

- Model Pile Segments", Report to Shell oil Co., Austin, Tex. (1957).
17. Prakash, S., Behavior of pile groups subjected to lateral loads: Thesis (Ph. D.)-University of Illinois at Urbana-Champaign, (1962).
 18. Davisson, M. T, Salley, J. R., "Model Study of Laterally Loaded Piles", *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*; Vol. 96, No.5, Pp. 1605-27, (1970).
 19. Hsiung, B. C. B., Yang, K. H., Aila, W., Hung, C., "Three-dimensional Effects of a Deep Excavation on Wall Deflections in Loose to Medium Dense Sands", *Computers and Geotechnics*; 80 (138-51), (2016).
 20. Ou, C. Y, Liao, J. T, Cheng, W. L., "Builging Response and Ground Movements Induced by a Deep Excavation", *Geotechnique*; Vol. 50, No.3, Pp. 209-20, (2000).
 21. Moormann, C., "Analysis of Wall and Ground Movements due to Deep Excavations in Soft Soil based on a New Worldwide Database", *Soils and Foundations*; Vol.44, No.1, Pp. 87-98, (2004).
 22. Clough, W., O'Rourke, T. D., "Construction Induced Movements of in Situ Wall", *Design and Performance of Earth Retaining Structures. ASCE, GSP. 1990; 25(439-70, Discussion: ASCE, GT April, Pp. 662-664, (1992).*
 23. Ou, C. Y, Hsieh, P. G, Chiou, D. C., "Characteristics of Ground Surface Settlement During Excavation", *Canadian Geotechnical Journal*; Vol. 30, No.5, Pp. 758-67, (1993).
 24. Sabatini, P. J., Pass, D. G., "Bachus RC. Geotechnical Engineering Circular No. 4 . Ground Anchors and Anchored Systems", Rep. No. FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington D. C., (1999).
 ۲۵. ملکی، م، بائی، ب، بیتنی، ب، «بررسی تأثیر اندرکنش گودبرداری و سازه مجاور آن در تحلیل گودبرداری‌ها در محیط‌های شهری»، فصل‌نامه مهندسی عمران فردوسی، سال ۲۱، شماره ۲، بهار و تابستان ۱۳۸۹، (۲۰۱۱).
 26. Goldberg D. T., Jaworski W. E., Gordon M. D., "Lateral Support System and Underpinning", Rep. No. FHWA-RD-75-129, Federal Highway Administration, Washington D. C., (1976).
 27. Peck, R.B., "Deep Excavation and Tunelling in Soft Ground", *Proc, 7th Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art*. Pp. 225-90, (1969).

استنتاج معادلات جدید برای تخمین بیشینه شتاب و سرعت زمین ناشی از زلزله*

علی درخشانی^(۱)علی صابری^(۲)

چکیده در این پژوهش یک روش نوین موسوم به M5، برای به دست آوردن معادلات پیش‌بینی حرکات نیرومند زمین مورد استفاده قرار گرفت. بیشینه شتاب زمین و بیشینه سرعت زمین با استفاده از بزرگی زمین‌لرزه، فاصله منبع تا سایت، متوسط سرعت موج برشی و مکانیسم گسلش و نیز بهره‌گیری از پایگاه داده‌های گسترده پژوهشگاه مهندسی زمین‌لرزه (PEER) فرمول‌بندی شدند. برای اعتبارسنجی، مدل حاصل با مدل‌های شناخته شده مقایسه گردید. تحلیل حساسیت و آنالیز پارامتریک برای تعیین اهمیت پارامترهای مؤثر بر مدل و حساسیت آن به تغییرات پارامترها انجام شد. معادلات پیشنهادی بسیار آسان است و می‌توان آنها را با اطمینان برای اهداف پیش‌طراحی استفاده نمود.

واژه‌های کلیدی حرکات نیرومند زمین، معادلات پیش‌بینی، مدل درختی M5، ارزیابی خطر لرزه‌ای.

Derivation of New Equations for Estimation of Earthquake Induced Peak Ground Acceleration and Velocity

A. Derakhshani

A. Saberi

Abstract In this study, a new method called M5, was employed to derive ground-motion prediction equations (GMPEs). Peak ground acceleration (PGA) and peak ground velocity (PGV) was formulated by seismic parameters including earthquake magnitude, earthquake source to site distance, average shear-wave velocity and faulting mechanisms with The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) database. For verification, the proposed model was compared with three well-known models by Correlation Coefficient, Root Mean Square Error and Mean Absolute Error. A sensitivity analysis and a parametric analysis was carried out to determine the contributions of the parameters affecting model and sensitivity of the models to the variations of the influencing parameters. The equations are remarkably simple and can reliably be used for pre-design purposes.

Key Words Strong Ground Motion Parameters, Prediction Equations, M5 Model Tree, Earthquake Risk Assessment.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۱/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۷/۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه شاهد، تهران.

Email: adera@shahed.ac.ir

(۲) دانشجوی دکتری، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران مرکزی.

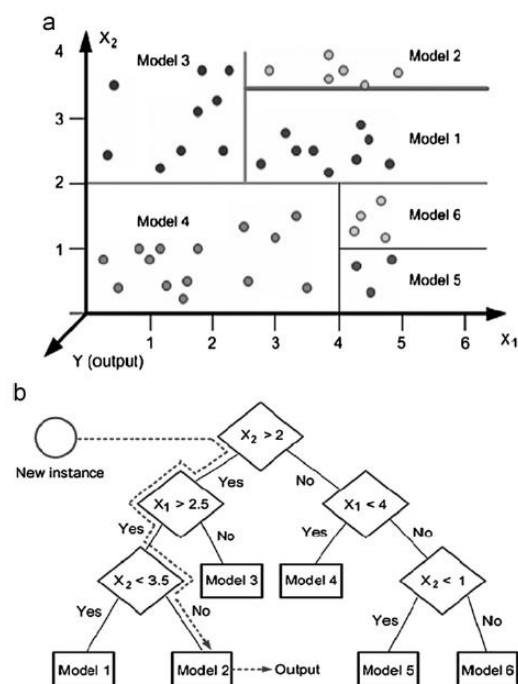
مقدمه

زمین لرزه به عنوان یک رویداد غیر قابل پیش بینی، همواره بشر را در معرض خطرات و صدمات جانی و مالی قرار داده است. از این رو خطرات و عواقب ناشی از زمین لرزه ناگزیر اما کاهش اثرات منفی آن امکان پذیر است، که این مهم، نیازمند برآورد خطر زمین لرزه به ویژه در نواحی لرزه خیز است. از جمله مهم ترین بخش های مطالعات ارزیابی خطر زمین لرزه برای یک ساخت گاه، پیش بینی پارامترهای جنبش نیرومند زمین است که به وسیله روابط موسوم به روابط کاهندگی یا روابط پیش بینی حرکات نیرومند زمین (Ground Motion Prediction Equations) صورت می گیرد که گزینش مناسب ترین و کاراترین روابط کاهندگی، یکی از مهم ترین اهداف محققان در تحلیل خطر لرزه ای یک منطقه به عنوان یکی از اصلی ترین اجزای تحلیل خطر لرزه ای و یکی از مراحل بنیادی در طراحی سازه های مقاوم در برابر زمین لرزه است. پارامترهای مهندسی یک زمین لرزه را می توان به دو رده اصلی پارامترهای مربوط به حوزه زمان مانند بیشینه شتاب زمین (Peak Ground Acceleration) و بیشینه سرعت زمین (Peak Ground Velocity) و نیز پارامترهای مربوط به حوزه پاسخ مانند شتاب شبه طیفی (Pseudo Spectral Acceleration) تقسیم نمود که می توان برای ارزیابی ریسک سازه ها از آنها بهره برد. با وجود این که پارامترهای طیفی کارآمدتر از پارامترهای حوزه زمان هستند [1]، به دلیل مستقل بودن پارامترهای حوزه زمان به کارگیری آنها آسان تر است؛ بنابراین در پژوهش های خطر لرزه ای PGA و PGV بیشتر مورد استفاده قرار گرفته اند. به منظور برآورد این عناصر می توان از روش های مختلفی مانند بررسی درجا و یا مدل سازی فیزیکی استفاده نمود که معمولاً بسیار گسترده، توان فرسا و پرهزینه است [2]، لذا معادلات پیش بینی حرکات زمین (GMPEs) نقش برجسته ای در آنالیز خطر لرزه ای بازی می کنند. PGA

و PGV پارامترهای حوزه زمان حرکات زمین هستند که به طور متداول مورد استفاده قرار گرفته اند. شاخص ترین جنبه های لرزه شناسی که پارامترهای حرکات زمین را تحت تأثیر قرار می دهند شامل اثر منبع، اثر مسیر و اثر سایت است. اثر منبع به پارامترهای گوناگونی هم چون سطح افت تنش در رویداد زمین لرزه، مکانیسم گسلش و جهت گسلش مربوط است که اثر این پارامترها یکسان نیست و به فاصله سایت مورد نظر از گسل بستگی دارد و برای آن در ادبیات فنی موضوع تعاریف مختلفی (مانند نزدیک ترین فاصله از محل گسیختگی، فاصله جویر-بور و...) ارائه شده است. [3] اثر سایت در برخی از مدل ها به صورت کلی در نظر گرفته می شود (به عنوان مثال، خاک یا سنگ) و در برخی دیگر از سرعت موج برشی در خاک به عنوان شاخص اثر سایت استفاده می کنند. به طور کلی، GMPEs نوین عموماً از نظر بزرگی زمین لرزه، فاصله منبع تا سایت، شرایط ژئوتکنیکی سایت و مکانیسم گسلش بررسی می شوند [3-5]، اما پارامترهای فیزیکی مؤثر دیگر مانند افت تنش، انتشار گسیختگی، راستاپذیری و رفتار غیرخطی خاک به دلیل پیچیدگی بسیار زیاد در توسعه معادلات پیش بینی مورد استفاده قرار نمی گیرند [6,7].

هدف اصلی این پژوهش پیش بینی بیشینه شتاب زمین (PGA) و بیشینه سرعت زمین (PGV) با بهره گیری از الگوریتم درختی مبتنی بر رگرسیون موسوم به M5 است که پس از تهیه مدل های نهایی برای هر یک از انواع گسل، به منظور اعتبار سنجی، مدل های ارائه شده با ۳ مدل بیشتر شناخته شده در این زمینه (Boore and Atkinson [8], Campbell and Bozorgnia [9] و Gandomi, et al [10]) که دارای اشتراک در پارامترهای مورد استفاده در مدل سازی بودند مقایسه گردید و برای تحلیل عملکرد و اعتبار، آنالیز پارامتریک و حساسیت بر روی مدل انجام شد.

$$SDR = sd(T) - \sum \frac{|T_i|}{|T|} sd(T_i) \quad (۱)$$



شکل ۱ جداسازی فضای ورودی و پیش‌بینی توسط مدل درختی برای داده‌های جدید. (a) جداسازی فضای ورودی $x_1 \times x_2$ به وسیله الگوریتم درختی M5 و (b) پیش‌بینی مقدار جدید توسط مدل درختی [17]

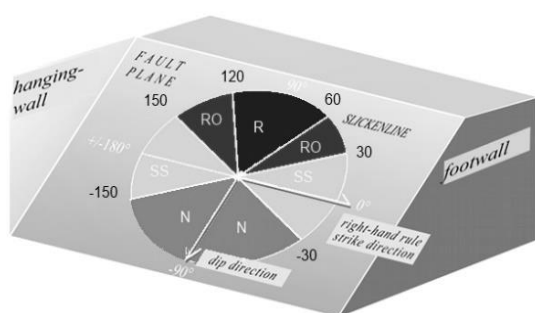
که در آن T بیانگر یک سری نمونه‌هایی است که به گره می‌رسند و T_i بیانگر نمونه‌هایی است که i امین خروجی سری پتانسیلی را دارند و sd بیانگر انحراف معیار است. به دلیل فرایند انشعاب، داده‌های قرارگرفته در گره‌های فرزند، انحراف معیار کمتری نسبت به گره مادر دارند و بنابراین خالص‌تر هستند. پس از بیشینه‌سازی همه انشعاب‌های ممکن، M5 صفتی را گزینش می‌کند که کاهش مورد انتظار را بیشینه کند. این تقسیم بیشتر ساختار شبه‌درختی بزرگی را تشکیل می‌دهد که سبب بیش‌برازش (Over-Fitting) می‌شود. برای غلبه بر مسئله بیش‌برازش، درخت تشکیل‌شده باید هرس شود. این کار با جایگزینی یک درخت فرعی با یک برگ انجام می‌شود. بنابراین، گام دوم در طراحی مدل درختی شامل هرس کردن

الگوریتم M5

با پیشرفت در روش‌های داده‌کاوی به کمک رایانه، معادلات جدید برای پیش‌بینی حرکت زمین برپایه الگوریتم‌های ژنتیکی و ترکیبی ژنتیکی [10]، شبکه‌های عصبی مصنوعی (ANN) [10,11] و دیگر الگوریتم‌های هوش مصنوعی [12,13] ارائه شده‌است. در این زمینه شبکه‌های عصبی مصنوعی (Artificial Neural Network) به‌طور گسترده‌ای برای پیش‌بینی معادلات حرکت زمین استفاده شده‌است اما این روش مانند بسیاری از دیگر انواع روش‌های الگوریتم‌های هوش مصنوعی (Artificial Intelligence) شفاف و قابل فهم نیست. از این رو به عنوان یکی از اهداف اصلی این پژوهش، به منظور یافتن روابط ساده‌تر از روش رگرسیون درختی M5 استفاده شده‌است. این روش یکی از موفق‌ترین و رایج‌ترین روش‌های مدل‌سازی‌های داده‌محور است که برای نخستین بار توسط Quinlan [14] به صورت مدل درخت تصمیم موسوم به M5 برای پیش‌بینی داده‌های پیوسته ارائه شد و Witten and Wang [15] این مدل را توسعه دادند. برخلاف مدل‌های درخت تصمیم معمول که کلاس یا رده‌های گسسته را به عنوان خروجی ارائه می‌کنند، مدل M5 مدل خطی چندمتغیره را برای داده‌ها در هر گره از مدل درختی می‌سازد. برپایی ساختار مدل‌های درخت تصمیم‌گیری دارای ۳ مرحله اصلی است؛ ایجاد درخت، هرس کردن آن و ساده‌سازی درخت. در گام ساختن درخت، از یک الگوریتم استنتاجی یا معیار تقسیم (انشعاب) برای ساخت یک درخت تصمیم استفاده می‌شود. معیار بخش کردن برای الگوریتم مدل M5 ارزیابی انحراف معیار مقادیر کلاسی است که به عنوان کمیتی از خطا به یک گره می‌رسد و کاهش مورد انتظار در این خطا را به عنوان نتیجه آزمون هر پارامتر یا صفت در آن گره محاسبه می‌کند [16]. در شکل (۱) نمونه جداسازی درخت نشان داده شده‌است. کاهش انحراف معیار (SDR) از رابطه (۱) به دست می‌آید:

جدول ۱ تقسیم‌بندی مکانیسم‌های گسلش برپایه زاویه ریک

Mechanism Class	Rake Angle
Strike - Slip	$-180 < \text{Rake} < -150$
	$-30 < \text{Rake} < 30$
	$150 < \text{Rake} < 180$
Normal	$-150 < \text{Rake} < -30$
Reverse	$60 < \text{Rake} < 120$
Reverse - Oblique	$30 < \text{Rake} < 60$
	$120 < \text{Rake} < 150$



شکل ۲ تقسیم‌بندی مکانیسم‌های گسلش برپایه زاویه ریک

پایگاه داده (NGA Flatfile V 7.3) دربرگیرنده داده‌های ثبت‌شده زمین‌لرزه‌های پوسته‌ای کم‌عمق در مناطق تکتونیکی فعال جهان است. پایگاه داده‌ها طیف گسترده‌ای از بزرگی و فاصله را پوشش می‌دهد. پژوهشگران بسته به نوع مطالعه ممکن است که از همه پایگاه داده‌ها استفاده کنند و یا آنالیزهایشان را به زیرمجموعه‌های گزینشی محدود کنند. در این پژوهش، بخشی از پایگاه داده از آنالیز حذف شده‌است. مجموعه داده‌های فاقد اطلاعات پارامترهای موردنیاز و همچنین نگاشت‌های تکراری موارد حذف‌شده از آنالیز هستند. درنهایت، از مجموع ۳۵۵۱ نگاشت، ۲۷۷۷ نگاشت برای انواع گسل‌های ذکرشده شامل گسل امتدادلغز، نرمال، معکوس و معکوس مایل برای ایجاد مدل استفاده شد. متغیرهای پیش‌بینی‌کننده موجود در آنالیز V_{s30} , R_{jb} , M_w و F بودند و PGA و PGV پارامترهای حرکات زمین

درخت رشدیافته و جایگزینی درختان فرعی با توابع رگرسیونی خطی است. این روش ساخت مدل درختی، فضای پارامترهای ورودی را به نواحی یا زیر فضاهای کوچک‌تر تقسیم می‌کند و در هرکدام از آنها، یک مدل رگرسیونی خطی برازش می‌دهد. بعد از این که مدل خطی به‌دست آمد، برای کمینه کردن خطای تخمین با حذف کردن پارامترها، ساده‌سازی مدل انجام می‌شود. در مدل $M5$ از یک جستجوی حریصانه برای حذف متغیرهایی که مشارکت کمی در مدل دارند، استفاده می‌شود [14].

پارامترهای ورودی

در این پژوهش بر پایه مرور ادبیات فنی، ۴ پارامتر در مدل‌سازی معادلات پیش‌بینی PGA و PGV به کار رفته‌است. فرمول‌بندی در نظر گرفته‌شده بدین صورت است:

$$\frac{PGA}{PGV} = f(M_w, R_{jb}, V_{s30}, F) \quad (2)$$

که در آن M_w بزرگی زمین‌لرزه، R_{jb} نزدیک‌ترین فاصله افقی تا تصویر عمودی صفحه گسیختگی گسل (فاصله جویز-بور)، V_{s30} متوسط سرعت موج‌برشی در ۳۰ متر بالایی سایت و F مکانیسم گسلش شامل گسل‌های نرمال، امتدادلغز، معکوس و معکوس مایل است که باتوجه به زاویه ریک و مطابق جدول (۱) و شکل (۲) تفکیک می‌شود.

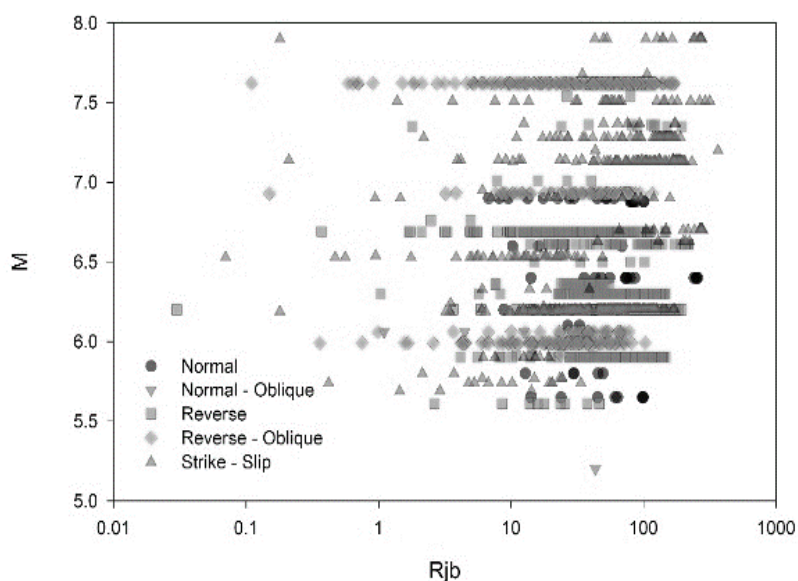
پایگاه داده‌ها

منبع داده‌های حرکات نیرومند زمین به کاررفته برای توسعه $GMPEs$ پایگاه داده‌هایی بوده‌است که در پروژه PEER-NGA (Pacific Earthquake Engineering Research Center- Next Generation Attenuation Relationship) به وسیله Power, et al [18] جمع‌آوری شده بود.

هستند. گسترده بودن محدوده‌ها این امکان را می‌دهد تا بتوان در مسائل مختلف و با اطمینان بیشتری از معادلات پیش‌بینی به‌دست‌آمده استفاده نمود؛ لذا این گستردگی نقش مهمی در آنالیز خطر لرزه‌ای دارد. برای تجسم بهتر، داده‌ها به‌وسیله نمودارهای هیستوگرام نشان داده شده‌اند.

بودند که فرموله شدند. شکل (۳) توزیع داده‌های مورد استفاده برای ساخت مدل معادلات پیش‌بینی را نشان می‌دهد.

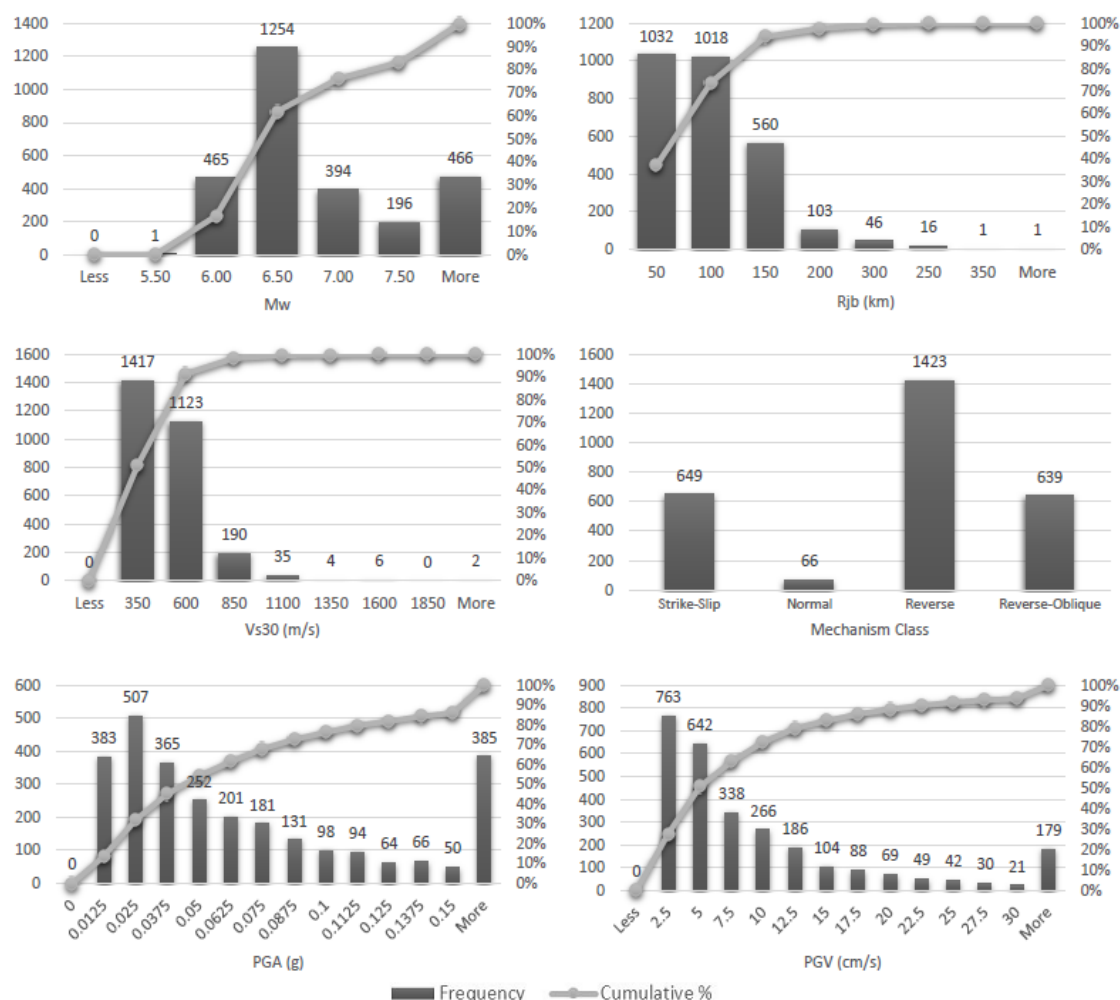
محدوده‌ها و آمارهای پارامترهای درگیر در فرایند مدل‌سازی در جدول (۲) نشان داده شده‌است. همان‌طور که در این جدول دیده می‌شود، دامنه‌های متغیرهای پیش‌بینی‌کننده، به‌ویژه برای بزرگی و فاصله نسبتاً گسترده



شکل ۳ توزیع داده‌های مورد استفاده برای توسعه معادلات پیش‌بینی تفکیک شده برپایه نوع گسل

جدول ۲ آمار توصیفی از متغیرهای مورد استفاده برای ساخت مدل

Parameter	M_w	R_{jb} (km)	V_{s30} (m/s)	PGA (g)	PGV (cm/sec)
Mean	6.55	73.34	386.07	0.08	9.38
Standard Error	0.01	0.96	3.28	0.00	0.24
Median	6.30	63.49	345.42	0.04	4.89
Standard deviation	0.59	50.55	172.79	0.11	12.65
Variance	0.35	2555.97	29861.63	0.01	160.14
Kurtosis	-0.68	3.19	10.22	33.92	14.49
Skewness	0.83	1.38	2.12	4.43	3.28
Range	2.70	365.11	1899.78	1.66	117.04
Min.	5.20	0.03	116.35	0.00	0.10
Max.	7.90	365.14	2016.13	1.66	117.14



شکل ۴: هیستوگرام پارامترهای مورد استفاده در مدل سازی

می گیرد؛ در نهایت $\ln$ از هر دو سوی رابطه حذف می گردد. مراحل مذکور به ترتیب در روابط (۴)، (۵) و (۶) نمایش داده شده است.

$$\begin{aligned} \ln PGA &= \alpha * \ln M_w + \beta * \ln R_{jb} + \\ \ln PGV &\quad \gamma * \ln V_{s30} + C \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \exp \left(\frac{\ln PGA}{\ln PGV} \right) &= \exp(\alpha * \ln M_w + \\ &\quad \beta * \ln R_{jb} + \gamma * \ln V_{s30} + C) \end{aligned} \quad (5)$$

پیش پردازش داده ها

خروجی الگوریتم M5 به صورت جمع و تفریق پارامترهای ضریب دار و به شکل زیر است:

$$\begin{aligned} PGA &= \alpha * M_w + \beta * R_{jb} + \gamma * V_{s30} + C \quad (3) \\ PGV & \end{aligned}$$

که در آن α ، β و γ ضرایب پارامترها و C مقدار ثابت است.

در این پژوهش برای آسان تر شدن فهم معادله و این که تغییر هر پارامتر چه تأثیری در مقدار نهایی PGA و PGV دارد، نخست از همه پارامترهای ورودی و خروجی $\ln$ گرفته می شود و سپس مدل سازی انجام

اعتبارسنجی

برپایه مرور ادبیات فنی موضوع، سه پارامتر عمده که در اکثر مطالعات به عنوان پارامترهای اعتبارسنجی مدل‌ها از آنها استفاده شده است، عبارتند از: ضریب همبستگی (Correlation Coefficient)، میانگین ریشه مربعات خطا (Root Mean Square Error) و میانگین خطای مطلق (Mean Absolute Error) که به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$CC = \frac{\sum_{i=1}^n (h_i - \bar{h}_i)(t_i - \bar{t}_i)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (h_i - \bar{h}_i)^2 \sum_{i=1}^n (t_i - \bar{t}_i)^2}} \quad (6)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (h_i - t_i)^2}{n}} \quad (7)$$

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |h_i - t_i| \quad (8)$$

که در آنها h_i و t_i به ترتیب، مقادیر خروجی واقعی و پیش‌بینی شده برای خروجی i ام و $\bar{h}_i$ و $\bar{t}_i$ به ترتیب، میانگین مقادیر خروجی واقعی و میانگین مقادیر پیش‌بینی شده در نمونه‌ها و n تعداد نمونه‌ها است. مقادیر بالاتر CC و مقادیر پایین‌تر RMSE و MAE نشان‌دهنده یک مدل دقیق‌تر است.

ارائه و تحلیل مدل

در این بخش مدل‌های به دست آمده به روش الگوریتم درختی M5 برای بیشینه شتاب زمین و بیشینه سرعت زمین که برحسب نوع گسل تفکیک شده، به همراه نمودار درختی پیش‌بینی آمده است. سپس نمودار مقادیر اندازه‌گیری شده در برابر مقادیر به دست آمده به وسیله مدل برای مجموعه داده‌های آزمایشی و مجموعه داده‌های اعتبارسنجی رسم شده و با چند مدل دیگر که دارای اشتراک در پارامترهای ورودی مدل هستند مقایسه گردیده است. سپس برای هر بخش تحلیل حساسیت و مطالعه پارامتری انجام شده است.

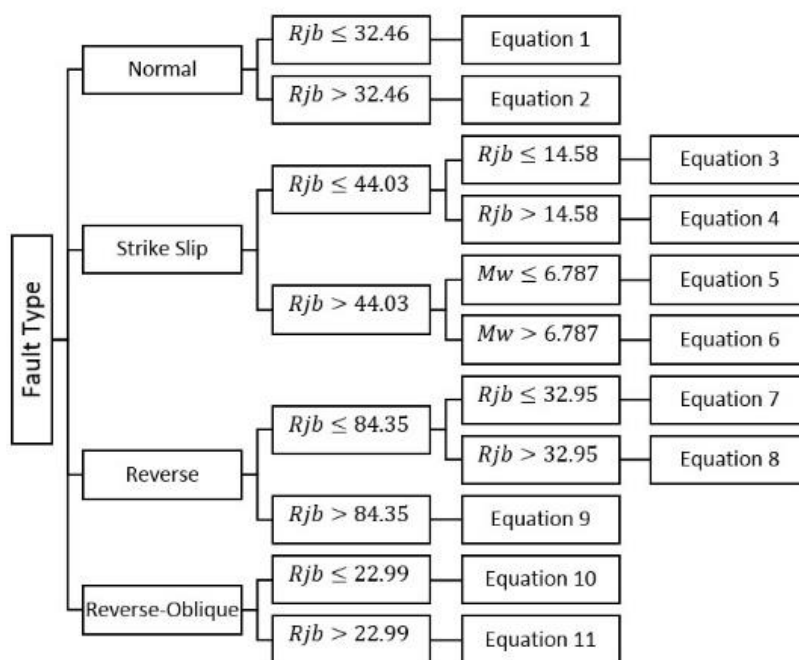
$$\frac{PGA}{PGV} = M_w^\alpha * R_{jb}^\beta * V_{s30}^\gamma * \exp C \quad (9)$$

پس از محاسبه $\ln$ همه پارامترهای موردنظر ورودی و خروجی ۲۷۷۷ داده گزینش شده در نخستین گام از پیش پردازش، داده‌ها برپایه نوع گسل از یکدیگر تفکیک گردید. برای آنالیز، در هر یک از مجموعه داده‌های تفکیک شده برحسب نوع گسل، ۸۰ درصد داده‌ها به طور تصادفی به زیرمجموعه آموزشی و ۲۰ درصد داده‌ها به زیرمجموعه آزمایشی اختصاص یافت که در جدول (۳) شمار داده‌های اختصاص یافته برای هر یک از این زیرمجموعه‌ها نشان داده شده است. داده‌های یادگیری برای آموزش الگوریتم آماده شد و به وسیله آنها مدل ساخته شد. داده‌های اعتبارسنجی در مدل به دست آمده با استفاده از داده‌های آموزشی قرار گرفت و از آن برای مشخص کردن توانایی تعمیم مدل‌ها استفاده شد؛ به این ترتیب، هم داده‌های یادگیری و هم داده‌های اعتبارسنجی در فرایند مدل سازی، لحاظ شدند. برای ارزیابی کارکرد مدل‌های به دست آمده به وسیله M5، داده‌های آزمون که هیچ نقشی در ساخت مدل‌ها نداشتند، در مدل نهایی قرار گرفتند و مقادیر خطا و ضریب همبستگی که در ادامه توضیح داده شده است به دست آمد. به منظور به دست آوردن یک دسته بندی مناسب از داده‌ها، چندین ترکیب از مجموعه‌های آموزشی و آزمون مدنظر قرار گرفت. گزینش به گونه ای بود که بیشینه، کمینه، میانگین و انحراف استاندارد پارامترها، در مجموعه داده‌های آموزشی و آزمون سازگار باشد.

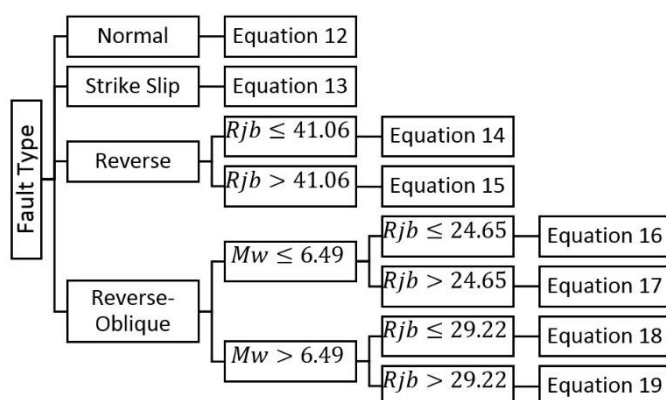
جدول ۳ تعداد داده‌های آموزشی و آزمایشی در هر یک از انواع گسل

MECHANISM CLASS	TOTAL	TRAIN	TEST
STRIKE - SLIP	649	519	130
NORMAL	66	53	13
REVERSE	1423	1139	284
REVERSE - OBLIQUE	639	511	128

برای آسانی به کارگیری، روابط پیش‌بینی بیشینه شتاب زمین (PGA) و بیشینه سرعت زمین (PGV) در قالب نمودار درختی به ترتیب در شکل‌های (۵) و (۶) و ضرایب ثابت هر معادله آمده‌است. نشان داده شده‌است و در ادامه رابطه‌های ارائه شده به صورت جدول (۴) شامل توان‌های پارامترهای ورودی و ضرایب ثابت هر معادله آمده‌است.



شکل ۵ چارت روابط پیش‌بینی بیشینه شتاب زمین PGA



شکل ۶ چارت روابط پیش‌بینی بیشینه سرعت زمین PGV

جدول ۴: توان‌های پارامترهای ورودی و ضرایب ثابت معادلات پیش‌بینی حرکات نیرومند زمین

GMPE	Equation	M _w Power	R _{jb} Power	V _{s30} Power	C
PGA	1	2.752	-0.726	-0.564	1.757E-01
	2	3.138	-1.295	-0.091	3.272E-02
	3	0.444	-0.146	-0.031	1.653E-01
	4	0.444	-0.127	-0.031	7.608E-02
	5	0.708	-0.816	-0.457	2.444E+00
	6	0.840	-1.052	-0.052	1.666E+00
	7	3.893	-0.553	-0.025	6.69E-04
	8	6.602	-0.584	-0.331	2.1E-05
	9	3.834	-1.410	-0.327	1.022E-01
	10	0.529	-0.252	-0.023	1.461E-01
	11	1.079	-0.795	-0.304	1.194E+00
PGV	12	4.686	-0.956	-0.321	1.441E-01
	13	7.114	-0.689	-0.784	1.191E-02
	14	6.892	-0.425	-0.042	1.43E-04
	15	8.358	-0.840	-0.792	2.475E-03
	16	0.572	-0.305	-0.780	7.16E+02
	17	0.572	-0.760	-0.528	5.145E+02
	18	4.210	-0.241	-0.114	2.62E-02
	19	0.198	-0.472	-0.617	2.045E+03

مقایسه با مدل‌های دیگر

برای اعتبارسنجی، مدل‌های ارائه شده برای بیشینه شتاب زمین (PGA) و بیشینه سرعت زمین (PGV) بر پایه ضریب همبستگی (CC)، میانگین ریشه مربعات خطا (RMSE) و میانگین خطای مطلق (MAE) با ۳ مدل ارائه شده به وسیله Boore and Atkinson [8]، Campbell and Bozorgnia [9] و Gandomi, et al [10] که دارای اشتراک در پارامترهای استفاده شده در مدل‌سازی بودند، مقایسه شد. از برتری‌های مدل ارائه شده در این پژوهش می‌توان به محاسبه مستقیم PGA و PGV به جای $\ln$ این مقادیر، سادگی مدل و برتری از نظر ضریب همبستگی (CC) در بیشتر موارد، میانگین ریشه مربعات خطا (RMSE) و میانگین خطای

مطلق (MAE) در انواع گسل؛ هم در مجموعه داده‌های آموزشی و هم در مجموعه داده‌های آزمایشی اشاره نمود. مقایسه بر روی داده‌های آموزشی و آزمایشی استفاده شده در فرایند ابداع مدل‌های حاضر انجام شده است. همان‌طور که در ادامه خواهد آمد، ملاحظه می‌شود که در قریب به اتفاق موارد، برتری با مدل به دست آمده با روش M5 است. هم‌چنین، اگر یک مدل $CC > 0.8$ ارائه دهد و مقادیر خطا (به عنوان مثال، RMSE و MAE) حداقل باشند، یک همبستگی قوی میان مقادیر پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده وجود دارد [19]؛ بنابراین مدل می‌تواند به عنوان بسیار خوب در نظر گرفته شود. مدل‌های M5 به دست آمده با CC بالا و مقادیر RMSE و MAE کم، به میزان قابل ملاحظه‌ای قادر

به پیش‌بینی مقادیر هدف هستند [20]. (۶) مقایسه شد. مشاهده می‌شود که در اکثر موارد مدل به‌دست‌آمده برای بیشینه شتاب زمین و بیشینه سرعت زمین با ۳ مدل دیگر مطابق جدول (۵) و جدول

جدول ۵ مقایسه مدل M5 با ۳ مدل دیگر PGA برای داده‌های آزمایشی در هر یک از انواع گسل

Mechanism Class	Model Error	Campbell-Bozorgnia - 2007	Boore-Atkinson - 2008	Gandomi-Alavi - 2011	M5
N	CC	0.8988	0.9404	0.8967	0.9373
	MAE	0.5582	0.4320	0.9574	0.0340
	RMSE	0.7450	0.4898	1.0856	0.0567
S	CC	0.8808	0.8505	0.8777	0.9106
	MAE	0.5163	0.6077	0.7430	0.0364
	RMSE	0.6038	0.7473	0.8953	0.0856
R	CC	0.7377	0.7778	0.7205	0.9531
	MAE	0.8121	0.9785	0.5161	0.0313
	RMSE	0.9573	1.1246	0.7055	0.2677
RO	CC	0.6810	0.5142	0.6075	0.8041
	MAE	0.3997	0.7165	0.6532	0.0327
	RMSE	0.5662	0.8016	0.8907	0.0662

جدول ۶ مقایسه مدل M5 با ۳ مدل دیگر PGV برای داده‌های آزمایشی در هر یک از انواع گسل

Mechanism Class	Model Error	Campbell-Bozorgnia - 2007	Boore-Atkinson - 2008	Gandomi-Alavi - 2011	M5
N	CC	0.9015	0.9214	0.9491	0.9691
	MAE	0.6154	0.6023	0.5136	4.1675
	RMSE	0.7975	0.7694	0.6624	7.9640
S	CC	0.6651	0.8244	0.7922	0.8939
	MAE	0.5819	0.4762	0.5346	3.0824
	RMSE	0.8906	0.6146	0.6500	5.0869
R	CC	0.7119	0.7815	0.7679	0.8821
	MAE	0.5733	0.5059	0.5405	2.5625
	RMSE	0.7448	0.6690	0.6858	5.7484
RO	CC	0.4689	0.7857	0.7816	0.8560
	MAE	0.6366	0.4932	0.4796	6.7767
	RMSE	1.0323	0.6038	0.5990	9.5758

تحلیل حساسیت

تحلیل حساسیت برای درک آن است که هر یک از پارامترهای ورودی از جمله بزرگی زمین لرزه، فاصله جویز- بور و متوسط سرعت موج برشی در هر یک از انواع گسل، در ایجاد مدل چه اندازه تأثیرگذارند. به این منظور، به صورت جداگانه، بر روی هر یک از مدل‌های پیش‌بینی بیشینه شتاب زمین PGA و بیشینه سرعت زمین PGV تحلیل حساسیت انجام شد. روش انجام تحلیل حساسیت برای هر پارامتر ورودی در یک گسل به این شکل است که از داده‌های آموزشی مورد استفاده در ایجاد مدل، پارامتر ورودی مورد نظر حذف شده و سپس با شرایطی دقیقاً همسان که برای ایجاد مدل اصلی استفاده شده است، مدل سازی انجام می شود. پس از آن داده‌های آزمایشی بر روی مدل جدید پیاده می شود و ضریب همبستگی (CC)، میانگین ریشه مربعات خطا (RMSE) و میانگین خطای مطلق (MAE) محاسبه می گردد. در جدول (۷) نتایج تحلیل حساسیت بیشینه شتاب زمین در هر یک از انواع گسل برای پارامترهای M_w ، V_{s30} و R_{jb} مطابق روشی که گفته شد ارائه

شده است. مشاهده می شود که در همه انواع گسل، پارامتر فاصله R_{jb} تأثیر زیادی بر روی مدل دارد و در نبود این پارامتر ورودی، ضریب همبستگی (CC)، میانگین ریشه مربعات خطا (RMSE) و میانگین خطای مطلق (MAE) دستخوش دگرگونی بسیار زیادی شده است. در گسل‌های نرمال و امتدادلغز، پس از پارامتر فاصله R_{jb} که بیشترین تأثیر را در ایجاد مدل دارد، پارامتر M_w به نسبت V_{s30} تأثیر بیشتری در مدل دارد. در گسل‌های معکوس و معکوس مایل، برخلاف گسل‌های نرمال و امتدادلغز، پارامتر V_{s30} به نسبت M_w تأثیر بیشتری در مدل پیش‌بینی بیشینه شتاب زمین دارد.

تحلیل حساسیت بیشینه سرعت زمین نیز در هر یک از انواع گسل برای پارامترهای M_w ، V_{s30} و R_{jb} محاسبه شده است. در جدول (۸) دیده می شود که مانند تحلیل حساسیت بیشینه شتاب زمین در همه انواع گسل، پارامتر فاصله R_{jb} تأثیر بسیار زیادی بر روی ایجاد مدل پیش‌بینی بیشینه سرعت زمین دارد. پس از پارامتر فاصله R_{jb} ، پارامترهای M_w و V_{s30} به ترتیب بیشترین تأثیر را در ایجاد مدل دارند.

جدول ۷ تحلیل حساسیت بیشینه شتاب زمین در هر یک از انواع گسل

Mechanism Class	Model tree in absence of	CC	MAE	RMSE
Normal	-	0.9373	0.0340	0.0567
	M_w	0.8290	0.0372	0.0607
	R_{jb}	0.0000	0.0571	0.0999
	V_{s30}	0.8472	0.0296	0.0551
Strike-Slip	-	0.9106	0.0364	0.0856
	M_w	0.8903	0.0429	0.0909
	R_{jb}	0.1618	0.0702	0.1549
	V_{s30}	0.9089	0.0406	0.0865
Reverse	-	0.9531	0.0313	0.2677
	M_w	0.9545	0.0438	0.3962
	R_{jb}	-0.0939	0.0259	0.0301
	V_{s30}	0.9515	0.0320	0.2602
Reverse - Oblique	-	0.8041	0.0327	0.0662
	M_w	0.8208	0.0320	0.0687
	R_{jb}	0.3062	0.0480	0.0984
	V_{s30}	0.8069	0.0314	0.0663

جدول ۸ تحلیل حساسیت بیشینه سرعت زمین در هر یک از انواع گسل

Mechanism Class	Model tree in absence of	CC	MAE	RMSE
Normal	-	0.9691	4.1675	7.9640
	Mw	0.8932	5.2204	9.5378
	Rjb	0.0000	6.6070	13.1714
	Vs30	0.9704	3.9900	7.2333
Strike-Slip	-	0.8939	3.0824	5.0869
	Mw	0.5975	5.2716	9.2373
	Rjb	0.3993	5.7575	10.5690
	Vs30	0.8229	3.7547	6.5424
Reverse	-	0.8821	2.5625	5.7484
	Mw	0.6774	3.2777	8.3848
	Rjb	0.5054	3.7534	9.5527
	Vs30	0.8785	2.7286	5.8157
Reverse - Oblique	-	0.8560	6.7767	9.5758
	Mw	0.6585	11.0747	15.7054
	Rjb	0.3377	11.3965	17.5614
	Vs30	0.8408	7.0653	9.9895

بررسی پارامتریک

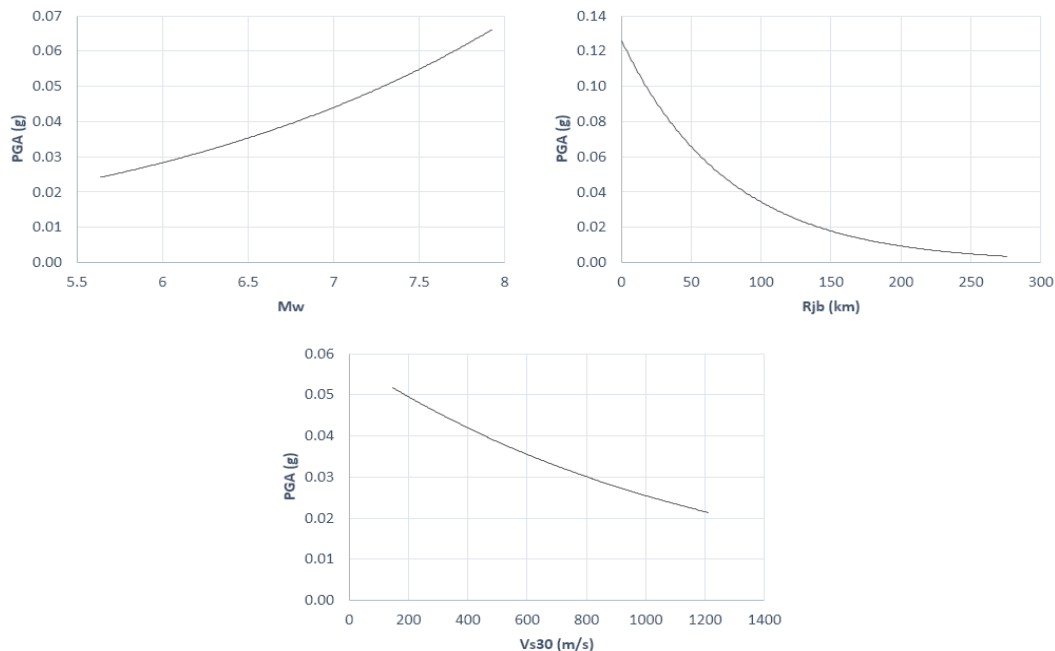
در این پژوهش به منظور بررسی توانمندی معادلات پیش‌بینی، آنالیز پارامتریک بر روی داده‌ها و مدل ارائه شده انجام شد. روش کار به این صورت بود که برای هر یک از مدل‌های پیش‌بینی بیشینه شتاب زمین PGA و بیشینه سرعت زمین PGV تنها یک متغیر پیش‌بینی‌کننده تغییر می‌کند در حالی که دیگر متغیرهای ورودی در مقادیر میانگین مجموعه داده‌های آزمون ثابت نگه داشته می‌شوند. بدین صورت با نهادن این متغیرها در معادلات پیش‌بینی به دست آمده به وسیله مدل M5 و محاسبه مقادیر بیشینه شتاب زمین PGA و بیشینه سرعت زمین PGV می‌توان نمودارهای برازش این مقادیر را در برابر پارامتری که ثابت نبوده است، رسم نمود. توانمندی معادلات ارائه شده با بررسی این که مقادیر پیش‌بینی شده چه اندازه با رفتار فیزیکی حاکم بر سیستم مورد بررسی هم‌خوانی دارد تعیین شده است [21]. شکل

(۷) روند پیش‌بینی‌های مدل PGA را با تغییرات پارامترهای M_w ، R_{jb} و V_{s30} نشان می‌دهند. نتایج آنالیز پارامتریک نشان می‌دهد که PGA همواره با افزایش M_w افزایش می‌یابد و با افزایش R_{jb} و V_{s30} کاهش می‌یابد که نشان می‌دهد نتایج آنالیز پارامتریک از دید زمین‌لرزه‌شناسی همگی مورد انتظار بوده‌اند [22, 3-5].

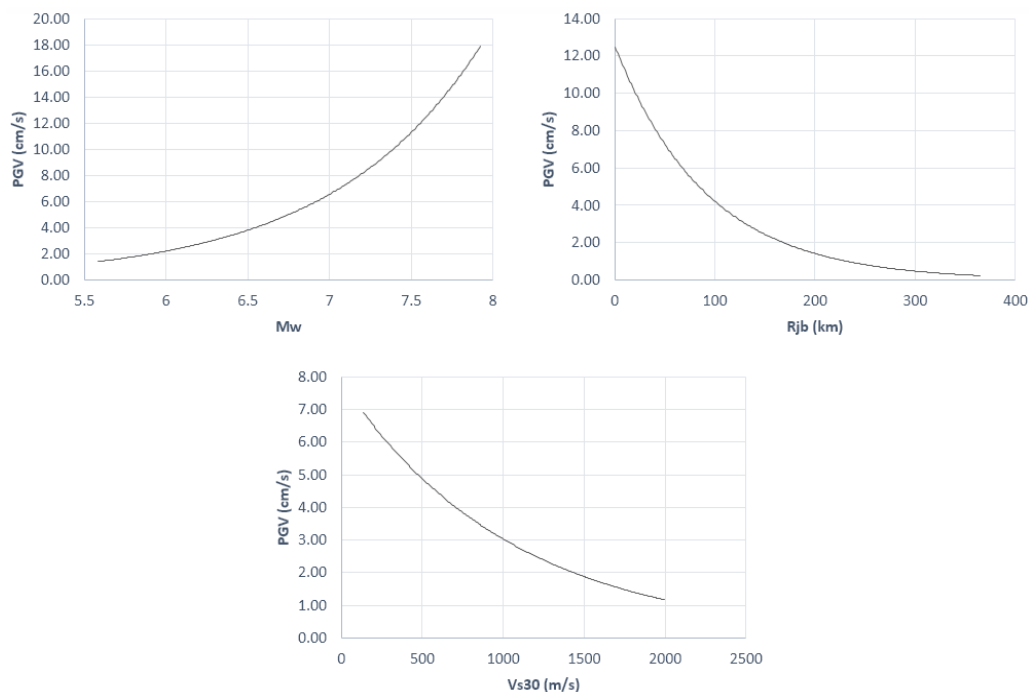
نتایج تأیید می‌کند که معادلات پیشنهادی برای بیشینه شتاب زمین PGA توانمند هستند و می‌توانند با اطمینان به منظور پیش‌گویی در مطالعات خطر لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرند.

شکل (۸) گرایش مدل پیش‌بینی PGV را به تغییرات پارامترهای لرزه‌ای، M_w ، R_{jb} و V_{s30} نشان می‌دهند. نتایج آنالیز پارامتریک نشان می‌دهد که PGV همواره با افزایش M_w افزایش می‌یابد و با افزایش R_{jb} و V_{s30} کاهش می‌یابد که نشان می‌دهد نتایج آنالیز پارامتریک با دیدگاه‌های زمین‌لرزه‌شناسی سازگار است

و تأیید می‌کند که معادلات پیشنهادی برای بیشینه سرعت زمین PGV قوی هستند و می‌توانند با اطمینان به منظور پیش‌گویی در مطالعات خطر لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرند.



شکل ۷ آنالیز پارامتریک برای بیشینه شتاب زمین برپایه مدل M5



شکل ۸ آنالیز پارامتریک برای بیشینه سرعت زمین برپایه مدل M5

نتیجه گیری

در این پژوهش با عنایت به اهمیت تحلیل خطر زمین لرزه و به منظور پیش بینی پارامترهای حرکات نیرومند زمین از جمله بیشینه شتاب زمین (PGA) و بیشینه سرعت زمین (PGV) به عنوان یکی از مهم ترین مراحل مطالعات ارزیابی خطر زمین لرزه، از یک روش داده کاوی مبتنی بر رگرسیون درختی موسوم به M5 بهره برده شد. GMPEs پیشنهادی براساس گزینش ۲۷۷۷ نگاشت زمین لرزه از پایگاه داده های گسترده ای شامل ۳۵۵۱ نگاشت زمین لرزه از سراسر جهان، جمع آوری شده در پروژه PEER-NGA ساخته شد. پارامترهای ورودی Mw بزرگی زمین لرزه، Rjb نزدیک ترین فاصله افقی تا تصویر عمودی صفحه گسیختگی گسل (فاصله جویز-بور)، V_{s30} متوسط سرعت موج برشی در ۳۰ متر بالایی سایت و F مکانیسم گسلش به عنوان پارامترهایی کارآمد برپایه ادبیات فنی موضوع در تهیه مدل های پیش بینی حرکات نیرومند زمین به کار گرفته شد. برای تهیه مدل های GMPEs، داده های انتخابی براساس انواع گسل شامل گسل نرمال، گسل امتداد لغز، معکوس و معکوس مایل که برپایه زاویه یک تعیین می شود جدا گردید و داده های هر یک از انواع گسل به زیرمجموعه های ۲۰ و ۸۰ درصدی آموزشی و اعتبارسنجی تقسیم گردید و مدل با به کارگیری زیرمجموعه داده های آموزشی برای هر گسل ایجاد شد. GMPEs پیشنهادی در این پژوهش برآوردهای قابل اعتمادی از مقادیر PGA و PGV ارائه می دهند و شرایط و معیارهای مختلف مد نظر برای اعتبارسنجی را ارضا می کنند که از آن جمله می توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. معادلات پیشنهادی به طور چشم گیری ساده و

جایگزین های کارامدی برای معادلات بسیار پیچیده ارائه شده توسط دیگر محققان هستند.

۲. نتایج آنالیز پارامتریک انجام شده بر روی زیرمجموعه داده های آزمون با رفتارهای مورد انتظار از دید زمین لرزه شناسی همخوانی دارند؛ به این ترتیب که PGA و PGV همواره با افزایش Mw افزایش و با افزایش Rjb و V_{s30} کاهش می یابند.

۳. نتایج تحلیل های حساسیت و پارامتریک به روشنی نشان می دهند که GMPEs استنتاج شده به نحو کارامدی رفتار فیزیکی اساسی حاکم بر سیستم را در نظر می گیرند و تنها ترکیباتی از متغیرهای پیش بینی کننده نیستند که به صورت تصادفی بهترین تناسب را با نتایج تجربی داشته باشند.

۴. مدل های مربوط به PGA و PGV در مقایسه با چند مدل شناخته شده در ادبیات فنی موضوع که از لحاظ پارامترهای ورودی با مدل های پیشنهادی این پژوهش اشتراک داشتند، از نظر ضریب همبستگی (CC)، میانگین ریشه مربعات خطا (RMSE) و میانگین خطای مطلق (MAE) در بیشتر موارد برتر هستند.

۵. نظر به این که GMPEs مبتنی بر M5 بر روی یک پایگاه داده های جامع با طیف گسترده ای از خواص توسعه یافته اند، می توانند با اطمینان برای اهداف طراحی به طور کاربردی مورد بهره برداری قرار گیرند.

۶. افزون بر سادگی روابط، برخلاف اکثر مدل های پیش بینی حرکات نیرومند زمین محاسبه بیشینه شتاب زمین (PGA) و بیشینه سرعت زمین (PGV) بدون استفاده از لگاریتم به عنوان یکی از برتری های مدل پیش بینی ارائه شده در این پژوهش است.

مراجع

1. N., Luco and C. A., Cornell, "Structure-specific Scalar Intensity Measures for Near-source and Ordinary Earthquake Ground Motions", Earthquake Spectra, Vol. 23, Pp. 357-392, (2007).
2. H., Güllü and E., Erçelebi, "A Neural Network Approach for Attenuation Relationships: An Application

- Using Strong Ground Motion Data from Turkey", *Engineering Geology*, Vol. 93, Pp. 65-81, (2007).
3. G. M., Atkinson and D. M., Boore, Boore-Atkinson NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters: Pacific Earthquake Engineering Research Center, (2007).
 4. D. M., Boore, W. B., Joyner, and T. E., Fumal, "Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes :A Summary of Recent Work", *Seismological research letters*, Vol. 68, Pp. 128-153, (1997).
 5. K. W., Campbell and Y., Bozorgnia, Campbell-Bozorgnia NGA Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters: Pacific Earthquake Engineering Research Center, (2007).
 6. A. F., Cabalar and A., Cevik, "Genetic Programming-based Attenuation Relationship: An Application of Recent Earthquakes in Turkey", *Computers & Geosciences*, Vol. 35, Pp. 1884-1896, (2009).
 7. P., Somerville and R., Graves, "Characterization of Earthquake Strong Ground Motion", in *Landslide Tsunamis: Recent Findings and Research Directions*, ed: Springer, Pp. 1811-1828, (2003).
 8. D. M., Boore and G. M., Atkinson, "Ground-motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s", *Earthquake Spectra*, Vol. 24, Pp. 99-138, (2008).
 9. K. W., Campbell and Y., Bozorgnia, "NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 s", *Earthquake Spectra*, Vol. 24, Pp. 139-171, (2008).
 10. A. H., Gandomi, A. H., Alavi, M., Mousavi, and S. M., Tabatabaei, "A Hybrid Computational Approach to Derive New Ground-motion Prediction Equations", *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, Vol. 24, Pp. 717-732, (2011).
 11. S., Thomas, G., Pillai, K., Pal, and M., Zuhair, "Prediction of Peak Ground Acceleration (PGA) using Artificial Neural Networks", *Networks*, Vol. 8, P. 10, (2013).
 12. F., Yerlikaya-Özkurt, A., Askan, and G. W., Weber, "An Alternative Approach to the Ground Motion Prediction Problem by a Non-parametric Adaptive Regression Method", *Engineering Optimization*, Vol. 46, Pp. 1651-1668, (2014).
 13. A. H., Alavi and A. H., Gandomi, "Prediction of Principal Ground-motion Parameters Using a Hybrid Method Coupling Artificial Neural Networks and Simulated Annealing", *Computers & Structures*, Vol. 89, Pp. 2176-2194, (2011).
 14. J. R., Quinlan, "Learning with Continuous Classes", in *5th Australian joint conference on artificial intelligence*, Pp. 343-348, (1992).
 15. I., Witten and Y., Wang, "Induction of Model Trees for Predicting Continuous Classes", in *Proc. Poster*

- Papers Europ. Conf. Machine Learning, (1997).
16. A., Kaveh, T., Bakhshpoori and S., Hamze-Ziabari, "Derivation of New Equations for Prediction of Principal Ground-motion parameters using M5' algorithm," *Journal of Earthquake Engineering*, Pp. 1-21, (2016).
 17. N. C., Jung, I., Popescu, P., Kelderman, D. P., Solomatine, and R. K., Price, "Application of Model Trees and other Machine Learning Techniques for Algal Growth Prediction in Yongdam Reservoir, Republic of Korea", *Journal of Hydroinformatics*, Vol. 12, Pp. 262-274, (2010).
 18. M., Power, B., Chiou, N., Abrahamson, and C., Roblee, "The Next Generation of Ground Motion Attenuation Models (NGA) Project: An Overview", in Proceedings, *Eighth National Conference on Earthquake Engineering*, (2006).
 19. G. N., Smith, Probability and statistics in civil engineering: Collins London, (1986).
 20. Y., Pan, J., Jiang, R., Wang, H., Cao, and Y., Cui, "A Novel QSPR Model for Prediction of Lower Flammability Limits of Organic Compounds Based on Support Vector Machine", *Journal of hazardous materials*, Vol. 168, Pp. 962-969, (2009).
 21. Y., Kuo, M., Jaksa, A., Lyamin, and W., Kaggwa, "ANN-based Model for Predicting the Bearing Capacity of Strip Footing on Multi-layered Cohesive Soil", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, Pp. 503-516, (2009).
 22. N. N., Ambraseys, K. U., Simpson, and J. J.U Bommer, "Prediction of Horizontal Response Spectra in Europe", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 25, Pp. 371-400, (1996).

ارزیابی تغییر مکان قائم کوتاه مدت تیرهای بتن آرمه با میلگردهای کامپوزیت FRP*

«یادداشت پژوهشی»

علی خیرالدین^(۱)فهیمة مالکی^(۲)

چکیده یکی از مهم ترین عوامل مؤثر بر قابلیت بهره برداری سازه ها، تغییر مکان قائم در اعضای بتنی می باشد. در این مقاله تغییر مکان قائم کوتاه مدت تیرهای بتن آرمه با میلگردهای فولادی و میلگردهای کامپوزیت FRP، با مدل سازی در نرم افزار آباکوس مورد مطالعه قرار گرفت. برای انواع مختلف میلگردهای فولادی و FRP، دوازده تیر بتن آرمه مورد تحلیل قرار گرفت و ممان اینرسی مؤثر و تغییر مکان قائم حاصل با روابط ACI 440.1R-15 و روابط پیشنهادی سایر محققان مقایسه گردید. پس از تحلیل مشخص شد که برای جلوگیری از شکست ناگهانی تیر بتن آرمه با میلگرد FRP، بهتر است تیر بتنی با نسبت آرماتور بالا طراحی شود. با توجه به نمودارهای نیرو-تغییر مکان قائم تیرهای بتنی مسلح با میلگردهای کامپوزیت FRP استفاده از میلگردهای کامپوزیت کربن (CFRP) در محیط های خورنده، جایگزین مناسبی برای میلگردهای فولادی می باشد. با مقایسه روابط مختلف مشخص شد که استفاده از روابط بیشف-گروس و بیشف-اسکانلون در تیرهای مسلح شده با میلگردهای کامپوزیت شیشه (GFRP) و آرامید (AFRP) به ترتیب با خطای کمتر از دو در صد و ده در صد برای تعیین تغییر مکان قائم در این تیرها مناسب می باشد. نتایج تحلیل بیانگر آن است که روابط پیشنهادی محققان مختلف، برای تمام انواع میلگرد FRP نتایج قابل قبولی را ارائه نمی نماید و بر حسب میلگرد مورد استفاده باید از رابطه خاصی استفاده گردد.

واژه های کلیدی تیر بتن آرمه، روش اجزای محدود، میلگرد کامپوزیت FRP، تغییر مکان قائم.

Investigation of Short-Term Deflection in Reinforced Concrete Beams with FRP Bars

A. Kheyroddin

F. Maleki

Abstract One of the most important factors affecting the serviceability of structures is the deflection of concrete members. In this paper, short-term deflection of reinforced concrete (RC) beams with FRP and steel bars were studied by modeling in ABAQUS software. For different types of steel and FRP bars, twelve RC beams have been analyzed and the effective moment of inertia and deflection of the results were compared with the ACI 440.1R-15 and proposed equations. After analysis, it was found that to prevent sudden failure of RC beams with FRP bars, it is better to design a concrete beam with over reinforced sections. According to load-deflection curves of RC with FRP bars, the use of carbon FRP (CFRP) bars are the suitable alternative for steel bars in the corrosive environment. It is concluded that the use of Bischoff-Scanlon, and Bischoff-Gross equations in RC beams with glass FRP (GFRP) and aramid FRP (AFRP) with the error of less than 2% and 10%, respectively, are appropriate for determining deflection in these beams. Results indicate that any of the proposed relations for all different types of FRP rebar does not provide satisfactory results and in terms of used reinforcement special equations should be used.

Key Words Reinforced Concrete Beam, Finite Element Method, FRP Bar, Deflection.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۲/۱۰ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱۱/۱۶ می باشد.

Email: kheyroddin@semnan.ac.ir

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

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

مقدمه

بسیاری از سازه‌های بتن آرمه که در معرض رطوبت، نمک و سایر مواد شیمیایی قرار می‌گیرند، مستعد خوردگی هستند. روش‌های مختلفی برای جلوگیری از خطر خوردگی وجود دارند، که یک روش مؤثر و درازمدت در رفع این مشکل استفاده از میلگردهای FRP (Fiber Reinforced polymer) می‌باشد. حجم سرمایه‌گذاری‌های اولیه در ساخت سازه‌های مستعد خوردگی، دشواری جایگزینی اعضای آسیب‌دیده در اثر خوردگی و هزینه بالای تعمیر و نگهداری، به‌کارگیری این میلگردها را از لحاظ اقتصادی توجیه می‌کنند [۱]. خواص دیگر میلگردهای FRP نظیر مقاومت کششی بسیار زیاد، مدول الاستیسیته قابل قبول، وزن کم، مقاومت خوب در مقابل خستگی و خزش، عایق بودن در مقابل امواج مغناطیسی و چسبندگی خوب با بتن، مجموعه‌ای از خواص مطلوب را تشکیل می‌دهد، که به جذابیت کاربرد FRP در بتن آرمه افزوده است؛ ولی بعضی از معایب نظیر مشکلات مربوط به خم کردن و رفتار کاملاً خطی آنها تا نقطه شکست، مشکلاتی را از نظر کاربرد آنها فراهم نموده‌اند [۲]. تیرهای بتن آرمه به‌عنوان یکی از اعضای سازه، اهمیت ویژه‌ای در عملکرد و ایمنی سازه دارند. مقاله حاضر به بررسی استفاده از میلگردهای FRP به جای میلگردهای فولادی و تأثیر آن بر میزان تغییرمکان قائم کوتاه مدت در تیر بتنی می‌پردازد. تغییرمکان، به حفظ عملکرد و قابلیت بهره‌برداری سازه به‌منظور ایمنی و راحتی، جلوگیری از آسیب‌های ناشی از تغییرمکان‌های بیش از حد و حفظ زیبایی سازه مرتبط است، که باتوجه به هدف استفاده از سازه، باید سختی کافی و خیز منفی مناسب پیش‌بینی شود. تغییرمکان کوتاه مدت به تغییرمکان سازه یا عضو بلافاصله بعد از اعمال بار اطلاق می‌شود. تغییرمکان بلندمدت شامل تغییرمکان کوتاه مدت و تغییرمکان اضافی تحت بارهای پایدار می‌باشد. تغییرمکان کوتاه مدت و بلندمدت باید کوچک‌تر از تغییرمکان مجاز باشند. تغییرمکان مجاز سازه یا عضو باتوجه به نوع و هدف

استفاده از سازه، نوع بارگذاری و غیره تعیین می‌شود. تغییرمکان بیش از حد اعضا سبب عدم احساس راحتی در استفاده از سازه و همچنین کاهش کاربرد و ظاهر مناسب آن می‌گردد [3].

ایمچی و همکاران [4] یک روش نیمه‌عملی برای تعیین تغییرمکان ناشی از ترک برشی در تیرهای مسلح‌شده با GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) ارائه نمودند. به‌جهت سختی کمتر میلگرد GFRP درمقایسه با فولاد، تغییرمکان قائم ناشی از برش می‌تواند بیش از ۳۰٪ کل خیز تیر باشد. نتایج نشان داد که مدل پیشنهادی درمقایسه با دستورالعمل‌های طراحی کنونی، دقیق‌ترین مقدار تغییرمکان قائم تیرهای بتن آرمه با میلگرد FRP را در هر دو حالت بار نهایی و سرویس پیش‌بینی می‌نماید. تیمن اسکاس و همکاران [5] کافی بودن مدل‌های تجربی را برای تیرهای بتنی مسلح با FRP بررسی کردند و استفاده از پیشنهادات طراحی آیین‌نامه ACI 440.1R آمریکا را برای طراحی المان‌های بتنی مسلح با میلگردهای FRP پیشنهاد نمودند. آل سونا و همکاران [6] با بررسی پاسخ خمشی ۲۴ تیر و دال بتن آرمه با میلگردهای FRP شامل محدوده وسیعی از درصد‌های میلگرد دریافتند که تغییرمکان ناشی از مشارکت برش و پیوستگی، در المان‌های بتنی مسلح‌شده با میلگرد FRP در حالت بالانس و با درصد آرماتور بالا، از اهمیت بیشتری برخوردار است. فان و ژانگ [7] بتن پلیمری غیرآلی inorganic polymer concrete (IPC) مسلح‌شده با بازالت را، که ترکیبی از خصوصیات ویژه IPC و میلگرد بازالت از قبیل مقاومت مناسب در برابر خوردگی و آتش است، پیشنهاد کردند. تیر IPC مسلح با میلگرد بازالت پاسخ‌های بار-تغییرمکان وسط دهانه را در دو مرحله نشان می‌دهد. الگوی ترک خوردگی در این تیر مشابه تیر کنترل و عرض ترک حداکثر آن تقریباً دو برابر تیر کنترل می‌باشد. دستورالعمل‌های تیر بتن مسلح با میلگرد FRP برای پیش‌بینی مقاومت خمشی تیرهای IPC مسلح‌شده با بازالت نیز مناسب می‌باشد. هونگ و

ماهیت الاستیک- شکننده آنها می باشد. اعضای مسلح با میلگرد FRP به جهت خصوصیات خاص پیوستگی میلگرد FRP و همچنین سختی کمتر این نوع میلگرد، تمایل به تغییر مکان های بزرگتری دارند، در نتیجه استفاده از روش مستقیم کنترل تغییر مکان پیشنهاد می شود. یک مقطع ترک نخورده، ممان اینرسی برابر با ممان اینرسی کل (I_g) دارد. ترک خوردگی زمانی رخ می دهد که حداکثر ممان بار سرویس (M_a) از ممان ترک خوردگی (M_{cr}) تجاوز کند و باعث کاهش سختی عضو شود. ممان اینرسی ترک خورده (I_{cr}) برای عضو مستطیلی با یک ردیف میلگرد با استفاده از آنالیز الاستیک ارائه شده برای مقاطع ترک خورده تغییر شکل یافته، به وسیله روابط (۱) و (۲) محاسبه می شود [10].

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f A_f d^2 (1 - k)^2 \quad (1)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (2)$$

که b عرض مقطع مستطیلی تیر (میلی متر)، d فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح میلگرد کششی (میلی متر)، n_f نسبت مدول الاستیسیته میلگردهای FRP به مدول الاستیسیته بتن، A_f مساحت میلگردهای FRP (میلی متر مربع) و ρ_f نسبت میلگردهای FRP است.

برانسون [13] مفهوم ممان اینرسی مؤثر (I_e) را مطابق رابطه (۳) معرفی کرد. ممان اینرسی مؤثر برای محاسبه دو پدیده اثر سخت شدگی کششی بتن و تغییرات EI در طول عضو کاربرد دارد.

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \leq I_g \quad (3)$$

خیرالدین و میرزا [14] یک رابطه جدید برای تخمین سختی خمشی (EI) تیرهای بتن آرمه ارائه نموده اند، که در رابطه پیشنهادی آنها اثرات نسبت میلگرد فشاری و کششی، مقاومت فشاری و نوع بارگذاری در نظر گرفته شده است. خیرالدین [15] دریافت که در نظر گرفتن میلگردها، مدول الاستیسیته و اثر نوع بارگذاری، سبب افزایش ۲۵ درصدی تغییر مکان قائم در تیرها می شود.

همکاران [8] آزمایش های بارگذاری یکنواخت را بر روی شش تیر بتنی با تکیه گاه ساده و مسلح با میلگردهای فولادی معمولی، GFRP و Basalt fiber reinforced (BFRP plastic) انجام دادند. آنها دریافتند که با نسبت یکسان سطح مقطع میلگردها، سختی خمشی پس از ترک خوردگی در تیرهای مسلح با FRP در مقایسه با تیرهای بتن آرمه با میلگرد فولادی معمولی، به طور قابل ملاحظه ای کمتر و فاصله و توزیع ترک ها در تیرهای مسلح با FRP به ترتیب بزرگتر و پراکنده تر می باشد. گلدستون و همکاران [9] رفتار خمشی در تیرهای با بتن مقاومت بالا، High strength concrete (HSC) و بتن با مقاومت فوق العاده بالا، Ultra-High Strength Concrete (UHSC) مسلح با میلگردهای GFRP را به صورت آزمایشگاهی بررسی نمودند. نتایج جذب انرژی بیشتری را در تیرهای بتنی با مقاومت فوق العاده بالا نسبت به تیرهای بتنی مقاومت بالا با همان نسبت میلگرد GFRP نشان دادند. پیشنهادات طراحی FRP در ACI [10] و CSA [11] با داده های آزمایشگاهی مقایسه شد. در هر دو نوع تیر ظرفیت باربری ۳۶٪ کمتر و تغییر مکان به طور میانگین ۲۲-۱۰٪ کمتر پیش بینی گردید.

روابط حاکم بر تغییر مکان قائم

روابط ارائه شده برای کنترل تغییر مکان در آیین نامه ACI 318 [12] اثرات بارهای دینامیکی مانند زلزله، باد یا ارتعاش ماشین آلات را در نظر نمی گیرند و فقط به بررسی تغییر مکان های سطوح سرویس تحت اثر بارهای استاتیکی ثابت و آنی می پردازند. کنترل تغییر مکان اعضای خمشی یک طرفه در ACI 318 با دو روش که عبارت اند از محدودیت تغییر مکان های محاسبه شده (روش مستقیم) و رعایت حداقل ضخامت اعضا (روش غیر مستقیم)، بررسی می گردد. تغییر مکان در اعضای بتنی مسلح با میلگرد FRP، نسبت به اعضای مسلح با فولاد با آرایش و اندازه میلگرد کاملاً یکسان، به متغیرهای مؤثر بر تغییر مکان حساس تر هستند، که به دلیل سختی متغیرها و

می‌شود، کامل نباشد [17, 21]. علاوه بر این، انقباض و رفتار غیرخطی بتن در ناحیه فشاری، بر سختی المان‌های بتن مسلح تأثیرگذار است [22]. رابطه (۵) توسط بنموکرین و همکاران [17] پیشنهاد گردید، که با استفاده از تعداد محدودی از آزمایش‌ها کالیبره شده است.

$$I_e = \alpha_0 I_{cr} + \left(\frac{I_g}{\beta_0} - \alpha_0 I_{cr} \right) \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 \quad (5)$$

α_0 و β_0 به ترتیب، برابر با ۰/۸۴ و ۷ هستند. این رابطه انعطاف‌پذیری بیشتری در مقایسه با رابطه ACI 440.1R [23] ارائه می‌دهد [6]. نتایج مطالعات بیشف [۲۱] و بیشف و اسکانلون [18] نشان می‌دهد که روش پیشنهادی ACI 318 [23] برای بتن مسلح با میلگرد GFRP مناسب نیست، از این رو روابط (۶) و (۷) برای I_e پیشنهاد گردید، که این روابط به طور یکسان برای تیرهای بتنی مسلح شده با فولاد و FRP قابل استفاده هستند [6].

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \eta \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2} \leq I_g \quad (6)$$

$$\eta = 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \quad (7)$$

موسوی و همکاران [۱] براساس داده‌های تجربی موجود و بهینه‌یابی با الگوریتم ژنتیک، رابطه برانسون را به صورت تابعی در نظر گرفتند، که اثر مدول الاستیسیته میلگردها، نسبت آرماتور و سطح بارگذاری را در توان m وارد می‌کند. شکل کلی رابطه پیشنهادی مطابق با رابطه (۸) و توان m به صورت رابطه (۹) در نظر گرفته شده است.

$$(I_e)_{theo} = X_5 \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m I_g + X_6 \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \right] I_{cr} \quad (8)$$

$$m = X_1 + X_2 \frac{\rho}{\rho_b} + X_3 \frac{M_{cr}}{M_a} + X_4 \frac{E_F}{E_s} \quad (9)$$

مطابق با تابع هدف ارائه شده در رابطه (۱۰)، مقادیر X_1 تا X_6 پیشنهادی در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱ پاسخ بهینه‌یابی برای مدل پیشنهادی [۱]

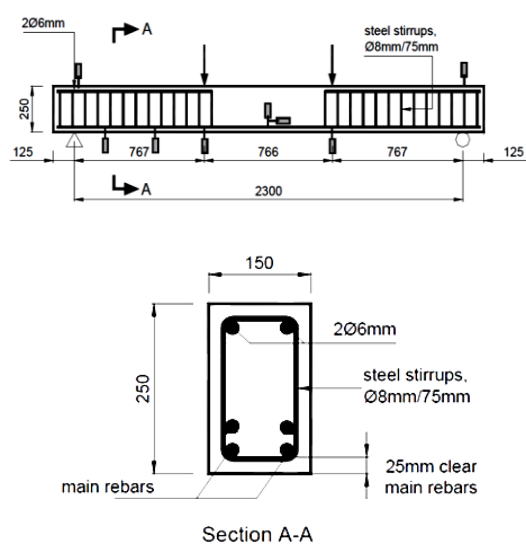
X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6
۰/۶۶	-۰/۳۰	۱/۹۴	۴/۶۴	۰/۱۵	۰/۸۹

توسط بیشف [16] ثابت شد که رابطه برانسون سختی عضو را زمانی که I_g/I_{cr} عضو تقریباً بزرگ‌تر از ۳ یا ۴ است، زیاد برآورد می‌کند. این امر با بیشتر تیرهای بتن آرمه با میلگرد FRP است، که به طور نمونه I_g/I_{cr} بین ۵ تا ۲۵ دارند، مطابقت می‌کند. بنموکرین و همکاران [17] برای اولین بار یک ضریب تصحیح تجربی را در رابطه برانسون قرار دادند و برآورد مناسبی از تغییر شکل محاسبه شده به دست آوردند. بیشف [16] عبارت جایگزینی برای ممان اینرسی مؤثر پیشنهاد نمود، که برای هر دو حالت اعضای بتنی مسلح شده با فولاد و FRP بدون نیاز به ضرایب تصحیح تجربی، به طور یکسان خوب عمل می‌کند. عبارت اولیه برانسون یک میانگین وزنی سختی اعضای ترک خورده و ترک نخورده را بیان می‌کند ($E_c I$)؛ در حالی که روش پیشنهادی بیشف یک میانگین وزنی نرمی را بیان می‌کند ($1/E_c I$). روش استفاده از میانگین وزنی نرمی پاسخ بهتری به تغییر مکان اعضای با ترک‌های گسسته در امتداد طول آن می‌دهد. بیشف و اسکانلون [18] عبارت پیشنهاد شده توسط بیشف را با گنجاندن یک ضریب اضافی γ برای در نظر گرفتن تغییرات سختی در امتداد طول عضو به صورت رابطه (۴) تصحیح کردند.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right]} \leq I_g, M_a \geq M_{cr} \quad (4)$$

این رویکرد برآورد قابل قبولی از تغییر شکل تیرها و دال‌های یک طرفه بتنی مسلح با FRP فراهم می‌کند [۱۹]. ضریب γ وابسته به بار و شرایط مرزی است و طول نواحی ترک نخورده عضو و تغییرات سختی در نواحی ترک خورده را در نظر می‌گیرد. به جای تحلیل‌های جامع‌تر، همان‌طور که بیشف و گروس [20] پیشنهاد کردند، ضریب $\gamma = 1.72 - 0.72(M_{cr}/M_a)$ را می‌توان در نظر گرفت، که حاصل انتگرال‌گیری انحنای بالای طول تیری با تکیه‌گاه ساده و بارگذاری یکنواخت است [10].

بعد از ترک خوردگی، عمل ترکیبی بین بتن و میلگردهای FRP ممکن است به طوری که معمولاً فرض



شکل ۱ ابعاد هندسی و آرایش میلگردهای طولی و عرضی نمونه آزمایشگاهی [4]

مشخصات بتن، فولاد و میلگرد GFRP مورد استفاده در مدل سازی به ترتیب در جدول (۲) و (۳) ارائه شده است. برای مدل سازی رفتار بتن از مدل آسیب دیده پلاستیک، Concrete Damage Plasticity (CDP) استفاده شده است. مشخصات محدوده پلاستیک بتن در جدول (۴) نشان داده شده است.

جدول ۲ مشخصات مکانیکی بتن مدل سازی شده [6]

مصلح	مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (گیگاپاسکال)	کرنش نهایی
بتن	۴۱/۶	۲۹/۵	۰/۰۰۳

جدول ۳ مشخصات مکانیکی فولاد و میلگرد GFRP

مصلح	مقاومت کششی (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (گیگاپاسکال)	کرنش نهایی
فولاد	۵۰۰	۲۰۰	۰/۱۶
GFRP	۶۲۰	۴۲	۰/۰۱۶

$$e = |\delta_{exp} - \delta_{cal}| \quad (10)$$

تغییر مکان وسط دهانه تیرهای تحت خمش چهار نقطه ای مطابق با تحلیل سازه با استفاده از رابطه (۱۱) محاسبه می شود:

$$\Delta_{max} = \frac{Pa}{48E_cI_e}(3L^2 - 4a^2) \quad (11)$$

L طول کل دهانه تیر، a طول دهانه برشی (فاصله هر یک از بارهای نقطه ای تا تکیه گاه)، E_c مدول الاستیسیته بتن و P کل بار نقطه ای متمرکز است که بر روی تیر وارد می شود.

به منظور تعیین میزان خطا (e) در محاسبه تغییر مکان وسط دهانه نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی تیرهای بتن مسلح با درصدهای مختلف میلگردهای FRP از رابطه (۱۲) استفاده می شود.

$$e = \frac{|\Delta_{exp} - \Delta_{cal}|}{\Delta_{exp}} \times 100 \quad (12)$$

صحت سنجی به روش عددی

به منظور ارزیابی صحت و دقت نتایج خروجی تیر مدل سازی شده در نرم افزار آباکوس، مشخصات فنی و هندسی تیر مطابق با نمونه آزمایش آل سونا و همکاران [6] انتخاب گردید. ابعاد هندسی و نحوه آرماتور گذاری تیر در شکل (۱) نشان داده شده است. میلگردهای GFRP با قطر اسمی ۶ میلی متر به عنوان میلگرد فشاری در دهانه برشی برای نگه داری خاموت ها استفاده شده اند و تیر تحت بار گذاری چهار نقطه ای قرار دارد. در نمونه آزمایشگاهی، بار کل به وسیله یک دستگاه هیدرولیکی ۶۰۰ کیلو نیوتن اعمال شده و از یک تیر بار گذاری با دو بار متمرکز یکسان که به طور متقارن نسبت به وسط دهانه قرار دارد، استفاده شده است. برای شبیه سازی بار گذاری آزمایشگاهی در نرم افزار آباکوس، روش کنترل تغییر مکان به کار گرفته شده است.

جدول ۴ پارامتر مدل CDP در مدل‌های صحت‌سنجی شده

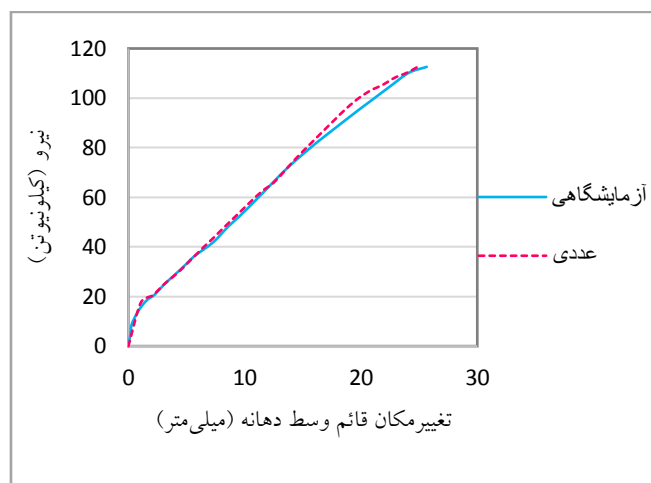
پارامتر ویسکوزیته	K	f_{b0}/f_{c0}	خروج از مرکزیت	زاویه اتساع
۰/۰۰۱	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۲۰

بتن به خوبی متصل شود. با در نظر گرفتن این قید، آرماتورهای طولی و عرضی به طور پیوسته با بتن در ارتباط هستند.

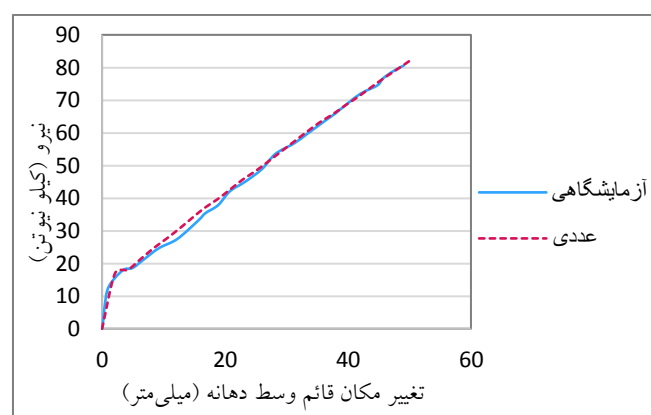
به منظور صحت‌سنجی، سه نمونه تیر بتنی به ترتیب با ۴ میلگرد کششی GFRP به قطر ۱۹ میلی‌متر (حالت خردشدگی بتن)، ۲ میلگرد کششی GFRP به قطر ۱۳ میلی‌متر (حالت بالانس) و ۲ میلگرد کششی GFRP به قطر ۹/۵ میلی‌متر (حالت گسیختگی میلگرد) با مشخصات مذکور در نرم‌افزار آباکوس مدل شد. نتایج حاصل از مقایسه نمونه آزمایشگاهی و مدل‌سازی شده در سه حالت خردشدگی بتن، بالانس و گسیختگی میلگرد به ترتیب در شکل‌های (۲)، (۳) و (۴) نشان داده شده‌است. برای تیر مدل‌سازی شده، همان‌گونه که از نمودار مشاهده می‌گردد؛ نیروی بیشینه حاصل از خروجی نرم‌افزار آباکوس، مقدار ۱۱۶/۸۱ کیلو نیوتن می‌باشد که به مقدار گزارش شده در آزمایش آل سونا و همکاران (۱۱۲/۶ کیلو نیوتن) بسیار نزدیک است (۳/۷ درصد خطا). مقدار تغییر مکان وسط دهانه تیر حاصل از نرم‌افزار آباکوس، برابر ۲۵ میلی‌متر و مقدار آزمایشگاهی ۲۵/۶۵ میلی‌متر است (۲/۵ درصد خطا). نیروی ترک‌خوردگی تیر از مدل عددی ۱۹/۸ کیلو نیوتن و در مدل آزمایشگاهی ۱۸/۶۴ کیلو نیوتن به دست آمده‌است (۶ درصد خطا). تغییر مکان ترک‌خوردگی حاصل از نرم‌افزار آباکوس، ۱/۳۲ میلی‌متر و تغییر مکان حاصل از آزمایش ۱/۴۶ میلی‌متر می‌باشد (۹ درصد خطا).

این مدل پیچیده‌ترین و پرکاربردترین مدل رفتاری می‌باشد که قابل استفاده در محاسبات استاتیکی و دینامیکی است. در مدل پلاستیک آسیب‌دیده بتن، دو مکانیزم برای انهدام بتن پیش‌بینی شده‌است. مکانیزم اول، ترک‌خوردگی بتن تحت کشش است و مکانیزم دوم، خردشدگی بتن تحت فشار می‌باشد. برای مدل‌سازی رفتار فولاد در تحلیل غیرخطی از مدل الاستوپلاستیک سخت‌شوندگی (مدل دوخطی) استفاده شده‌است. میلگرد FRP نیز دارای نمودار تنش-کرنش خطی تا لحظه شکست می‌باشد.

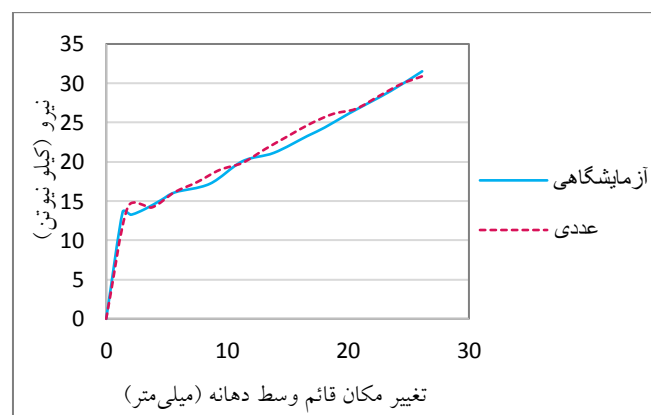
در روش تحلیل اجزای محدود نوع مصالح انتخابی برای مصالح در نتایج تأثیرگذار است. برای مدل کردن کامل رفتار کششی بتن در نرم‌افزار آباکوس، رفتار پس گسیختگی تنش-کرنش برای کشش در نظر گرفته می‌شود. این رفتار با سخت‌شدگی کششی، نرم‌شدگی کرنشی و اندرکنش آرماتور و بتن به دست می‌آید. برای تعریف تنش-کرنش فشاری بتن مقدار تنش‌ها σ_c ، کرنش‌های غیر الاستیک ϵ_c^{in} متناظر با مقادیر تنش و خواص آسیب‌دیدگی d_c تعریف می‌شود. برای مدل‌سازی بتن، از المان سه‌بعدی هشت‌گره‌ای با تابع شکل درجه یک (C3D8R) و برای خاموت و میلگرد FRP و فولادی از المان تیر سه‌بعدی با تابع شکل درجه یک (B31) استفاده شده‌است. این المان‌ها قابلیت مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن و فولاد را دارند. برای تعریف اندرکنش بین بتن و آرماتورها از قید ناحیه مدفون‌شده (embedded region) استفاده شده‌است. این قید اجازه می‌دهد که هر گره از المان‌های میلگرد به نزدیک‌ترین گره از المان‌های



شکل ۲ مقایسه منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه حاصل از نرم افزار آباکوس با نتایج آزمایشگاهی در حالت خردشدگی بتن

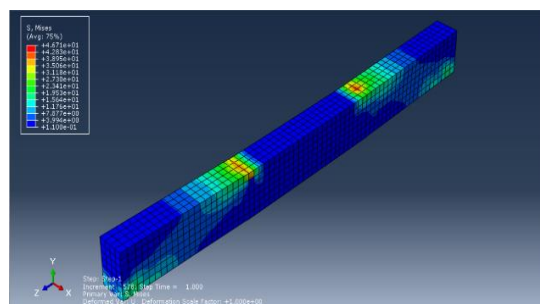


شکل ۳ مقایسه منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه حاصل از نرم افزار آباکوس با نتایج آزمایشگاهی در حالت بالانس



شکل ۴ مقایسه منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه حاصل از نرم افزار آباکوس با نتایج آزمایشگاهی در حالت گسیختگی میلگرد

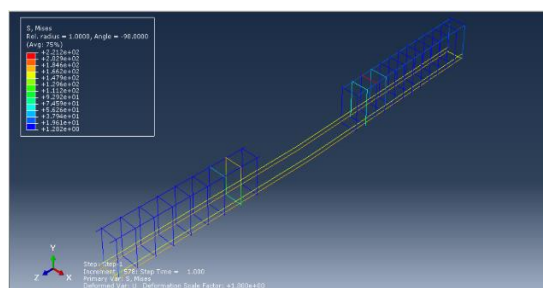
کانتور تنش بتن، میلگردهای GFRP و خاموت‌های نمونه مدل شده در تغییر مکان ۲۵ میلی متر در شکل (۵) نشان داده شده است، که با توجه به شکل بیشترین تنش در بتن در ناحیه فشاری و محل اعمال نیرو می باشد و بتن در این ناحیه دچار آسیب دیدگی می شود که مطابق با نوع گسیختگی در نمونه آزمایشگاهی می باشد.



(الف)

نمونه های مدل سازی شده در نرم افزار آباکوس
برای مطالعه تغییر مکان تیرهای بتن آرمه با میلگرد FRP، ۹ تیر بتنی مسلح با درصدها و انواع مختلف میلگرد FRP در نرم افزار آباکوس مدل شده اند.

خصوصیات تیرهای مختلف مدل شده در جدول (۵) ارائه شده است. همچنین خصوصیات تیر بتن آرمه با میلگرد A II با درصد میلگرد مختلف در جدول (۶) ارائه شده است.



(ب)

شکل ۵ الف) کانتور تنش در بتن، ب) کانتور تنش میلگرد GFRP و خاموت

در نام گذاری نمونه ها، B مخفف تیر (Beam) می باشد. G برای نشان دادن میلگرد کامپوزیت شیشه (GFRP)، C میلگرد کامپوزیت کربن (CFRP)، A میلگرد کامپوزیت آرامید (AFRP) و S میلگرد فولادی A II است. اعداد نیز نشان دهنده مساحت میلگردهای کششی به mm^2 می باشند.

خصوصیات مکانیکی میلگردهای FRP مورد استفاده در نرم افزار آباکوس در جدول (۷) ارائه شده است.

در حالت بالانس نیروی حاصل از مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی به ترتیب ۱۶/۹۳ و ۱۶/۴۰ می باشد (۲/۷ درصد خطا). در حالت گسیختگی میلگرد نیروی ترک خوردگی حاصل از مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی به ترتیب ۱۴/۲۴ و ۱۳/۶۱ می باشد (۴/۶ درصد خطا).

جدول ۵ خصوصیات تیرهای بتن آرمه با میلگردهای FRP مدل شده در نرم افزار آباکوس

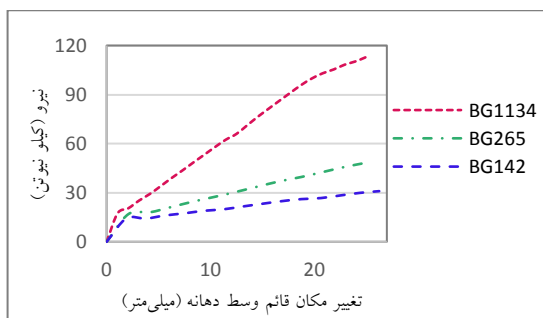
ردیف	مساحت میلگرد کششی (mm^2)	نسبت آرماتور (ρ_r)	چیدمان میلگردهای کششی	نوع گسیختگی
BG1134	۱۱۳۴	۰/۰۳۹	۴ میلگرد GFRP به قطر ۱۹ میلی متر در دو ردیف	خردشدگی بتن
BG142	۱۴۲	۰/۰۰۴	۲ میلگرد GFRP به قطر ۹/۵ میلی متر	گسیختگی میلگرد
BG265	۲۶۵	۰/۰۰۸	۲ میلگرد GFRP به قطر ۱۳ میلی متر	حالت بالانس
BC1134	۱۱۳۴	۰/۰۳۹	۴ میلگرد CFRP به قطر ۱۹ میلی متر در دو ردیف	خردشدگی بتن
BC142	۱۴۲	۰/۰۰۴	۲ میلگرد CFRP به قطر ۹/۵ میلی متر	گسیختگی میلگرد
BC265	۲۶۵	۰/۰۰۸	۲ میلگرد CFRP به قطر ۱۳ میلی متر	حالت بالانس
BA1134	۱۱۳۴	۰/۰۳۹	۴ میلگرد AFRP به قطر ۱۹ میلی متر در دو ردیف	خردشدگی بتن
BA142	۱۴۲	۰/۰۰۴	۲ میلگرد AFRP به قطر ۹/۵ میلی متر	گسیختگی میلگرد
BA265	۲۶۵	۰/۰۰۸	۲ میلگرد AFRP به قطر ۱۳ میلی متر	حالت بالانس

جدول ۶ خصوصیات تیرهای بتن آرمه مدل شده در نرم افزار آباکوس

نوع تیر	مساحت میلگرد کششی (m^2)	نسبت آرماتور (ρ)	چیدمان میلگردهای کششی	نوع گسیختگی
BS1134	۱۱۳۴	۰/۰۳۹	۴ میلگرد A II به قطر ۱۹ میلی متر در دو ردیف	خردشدگی بتن
BS142	۱۴۲	۰/۰۰۴	۲ میلگرد A II به قطر ۹/۵ میلی متر	گسیختگی میلگرد
BS265	۲۶۵	۰/۰۰۸	۲ میلگرد A II به قطر ۱۳ میلی متر	حالت بالانس

جدول ۷ خصوصیات مکانیکی میلگردهای مدل شده

میلگرد FRP	مقاومت کششی نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
GFRP[6]	۶۷۰	۴۲
CFRP[6]	۱۳۲۰	۱۲۳
AFRP[24]	۱۸۰۰	۵۲



شکل ۷ مقایسه منحنی بار- تغییر مکان قائم تیرهای بتن آرمه با درصد های مختلف میلگرد GFRP

جدول ۸ مقایسه تغییر مکان در تیرهای بتن آرمه با CFRP

تغییر مکان قائم وسط دهانه (mm)			نیرو (kN)
BC1134	BC265	BC142	
۰/۷۷	۱/۶۱	۲/۷۰	۲۰
۴/۲۵	۱۱/۵۲	۲۴/۳۳	۶۰
۴/۷۰	۱۲/۵۵	۲۶/۳۹	۶۵

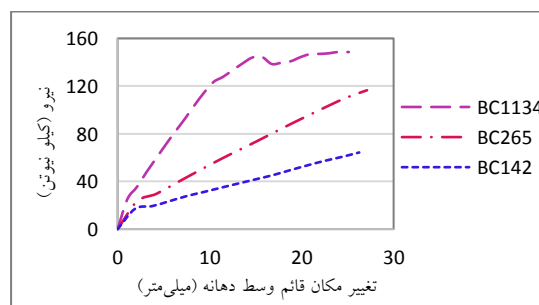
جدول ۹ مقایسه تغییر مکان در تیرهای بتن آرمه با GFRP

تغییر مکان قائم وسط دهانه (mm)			نیرو (kN)
BG1134	BG265	BG142	
۱/۹۴	۵/۷۲	۱۱/۰۹	۲۰
۴/۷	۱۲/۷۵	۲۵/۹۶	۳۰/۹۵

مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان در تیرهای

بتن آرمه با میلگرد FRP و درصد آرماتور متفاوت

مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان با نسبت آرماتورهای متفاوت برای تیرهای بتن آرمه با آرماتورهای CFRP، GFRP، AFRP و A II به ترتیب در شکل های (۶)، (۷)، (۸) و (۹) نشان داده شده است. در جدول های (۸)، (۹)، (۱۰) و (۱۱) تغییر مکان تیرهای بتن آرمه با انواع میلگرد و با نسبت های متفاوت آرماتور مورد بررسی قرار گرفته است. در تیرهای بتن آرمه مشاهده می شود که تا قبل از نیروی ترک خوردگی سختی تیرهای بتن آرمه با وجود نسبت های متفاوت میلگرد، یکسان می باشد.

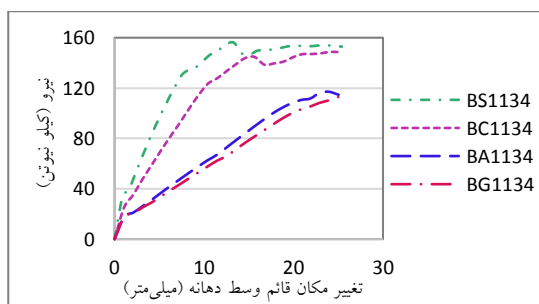


شکل ۶ مقایسه منحنی بار- تغییر مکان تیرهای بتن آرمه با درصد های مختلف میلگرد CFRP

یک مود شکست نامطلوب است و سبب تسلیم ناگهانی تیر می‌شود؛ بنابراین باتوجه به بررسی‌های انجام شده پیشنهاد می‌گردد که تیر بتنی با آرماتور بالا طراحی شود تا خردشدگی بتن در ناحیه فشاری سبب گسیختگی تیر گردد. میزان تغییر مکان قائم وسط دهانه برای تیرهایی با $\rho_{fb} < \rho_f$ به ازای یک نیروی یکسان خیلی کمتر است.

مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان قائم در تیرهای بتن آرمه با میلگردهای متفاوت و درصد آرماتور یکسان

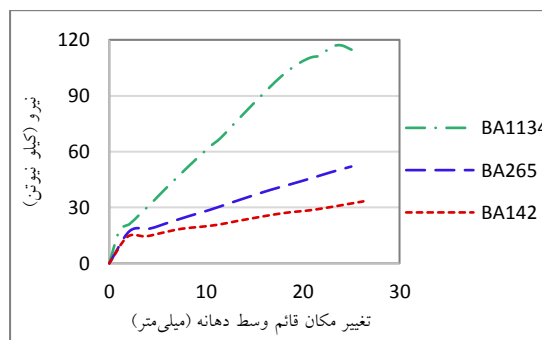
برای بررسی تأثیر نوع میلگرد مصرفی بر تغییر مکان قائم در یک تیر بتنی با شرایط یکسان، نمودار نیرو- تغییر مکان قائم تیرها مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در شکل‌های (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) به ترتیب نمودار نیرو-تغییر مکان قائم در حالت‌های $\rho = 0.004$ و $\rho = 0.008$ و $\rho = 0.039$ برای تیرهای بتنی مسلح با چهار نوع مختلف میلگرد با هم مقایسه شده‌است. در جداول (۱۲)، (۱۳) و (۱۴) به ترتیب میزان نیروی قابل تحمل توسط تیرهای مسلح شده با میلگردهای مختلف در $\rho = 0.008$ و $\rho = 0.039$ و $\rho = 0.004$ ارائه شده‌است.



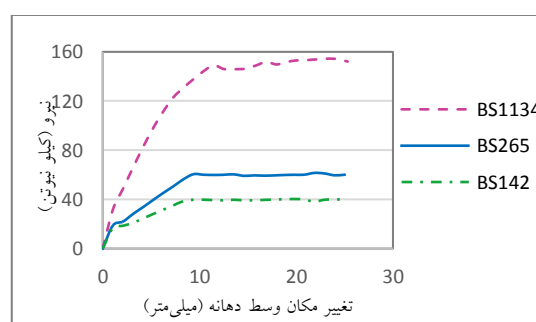
شکل ۱۰ مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتن آرمه با میلگردهای متفاوت و نسبت میلگرد ۰/۰۳۹

جدول ۱۲ مقایسه مقدار نیرو در تیرهای مختلف به ازای $\rho = 0.039$

نیرو (kN)				تغییر مکان قائم (mm)
BS1134	BA1134	BC1134	BG1134	
۱۴۹/۶۷	۶۷/۰۹	۱۲۷/۸۲	۶۲/۳۷	۱۱/۴۷



شکل ۸ مقایسه منحنی بار- تغییر مکان تیرهای بتن آرمه با درصدهای مختلف میلگرد AFRP



شکل ۹ مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتن آرمه با درصدهای مختلف میلگرد A II

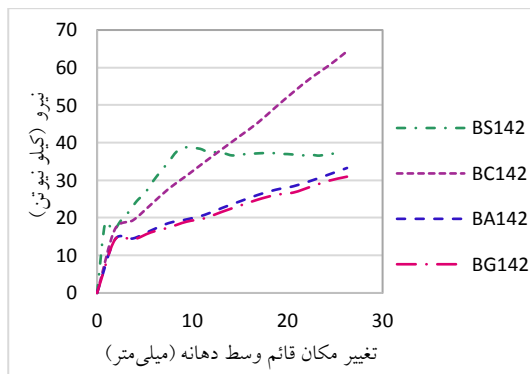
جدول ۱۰ مقایسه تغییر مکان در تیرهای بتن آرمه با AFRP

تغییر مکان قائم وسط دهانه (mm)			نیرو (kN)
BA1134	BA265	BA142	
۱/۵۴	۵/۳۵	۹/۲۹	۲۰
۴/۶۱	۱۳/۲۳	۲۶/۲۶	۳۳/۲۷

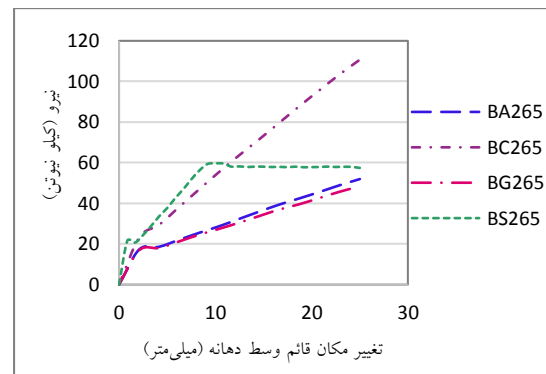
جدول ۱۱ مقایسه تغییر مکان در تیرهای بتن آرمه با میلگرد A II

تغییر مکان قائم وسط دهانه (mm)			نیرو (kN)
BS1134	BS265	BS142	
۰/۵۲	۱/۰۳	۳/۱۰	۲۰
۱/۲۱	۵/۱۷	۸/۶۲۲	۴۰

در تیرهای مدل سازی شده مشاهده می‌شود که با افزایش درصد میلگرد، تغییر مکان وسط دهانه تیر به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. گسیختگی میلگردهای FRP



شکل ۱۲ مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای بتن‌آرمه با میلگردهای متفاوت و نسبت میلگرد ۰/۰۰۴



شکل ۱۱ مقایسه منحنی بار-تغییر مکان تیرهای بتن‌آرمه با میلگردهای متفاوت و نسبت میلگرد ۰/۰۰۸

جدول ۱۴ مقایسه مقدار نیرو در تیرهای مختلف به‌ازای $\rho=0/004$

نیرو (kN)				تغییر مکان قائم (mm)
BS142	BA142	BC142	BG142	
۳۷/۵۹	۱۹/۰۹	۲۹/۳۰	۱۸/۱۱	۸/۳۵
۳۸/۵۷	۲۰/۰۸	۳۳	۱۹/۴۲	۱۰/۳۴

جدول ۱۳ مقایسه مقدار نیرو در تیرهای مختلف به‌ازای $\rho=0/008$

نیرو (kN)				تغییر مکان قائم (mm)
BS265	BA265	BC265	BG265	
۵۹/۶۴	۲۷/۱۱	۵۱/۳۰	۲۶/۰۶	۹/۳۹
۵۸/۳۶	۳۰/۵۶	۵۹/۷۵	۲۸/۹۹	۱۱/۴۷

جدول ۱۵ مقایسه مقدار ممان ترک‌خوردگی حاصل از نرم‌افزار آباکوس و مقدار محاسباتی

BG1134	BG265	BG142	BC1134	BC265	BC142	BA1134	BA265	BA142	نوع تیر
۱/۰۴	۱/۰۴	۱/۰۴	۱/۰۴	۱/۰۴	۱/۰۴	۱/۰۴	۱/۰۴	۱/۰۴	$M_{cr\text{ cal}}$ (kN-m)
۶/۶۸	۶/۴۹	۵/۴۶	۹/۶۱	۸/۹۰	۶/۵۳	۶/۷۶	۶/۶۴	۵/۴۸	M_{cr} (kN-m)

متفاوتی نسبت به نتایج حاصل از نرم افزار آباکوی ارائه می‌دهد. با بررسی برخی از روابط پیشنهادی موجود برای محاسبه ممان اینرسی مؤثر میلگردهای FRP، ممان اینرسی تیرهای بتن‌آرمه با میلگردهای CFRP، GFRP و AFRP محاسبه شد و با استفاده از رابطه (۱۱) تغییر مکان وسط دهانه تیرها محاسبه گردید سپس درصد خطا با توجه به اختلاف مقادیر فوق با مقادیر خروجی از نرم افزار تعیین گردید. میزان خطای محاسبه‌شده مطابق رابطه شماره (۱۲) در این مقاله برای روابط پیشنهادی مختلف در جدول‌های شماره (۱۶) و (۱۷) و (۱۸) به‌ترتیب برای میلگردهای کامپوزیتی شیشه GFRP، کربن CFRP و آرامید AFRP ارائه شده‌است. نمودار مقایسه‌ای درصد

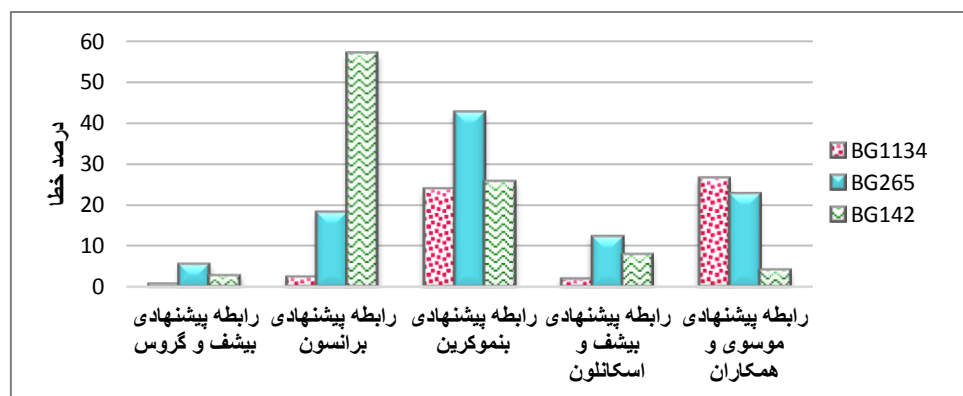
باتوجه به شکل (۱۱) و (۱۲) تیرهای بتنی مسلح با میلگردهای CFRP با نسبت میلگرد ۰/۰۰۸ و ۰/۰۰۴، باتوجه به رفتار الاستیک خطی میلگردهای CFRP عملکرد بهتری پس از نیروی تسلیم، نسبت به میلگردهای فولادی در تیرهای بتن‌آرمه دارند. مقدار ممان ترک‌خوردگی خروجی از نرم‌افزار آباکوس و مقدار محاسباتی در جدول (۱۵) ارائه شده‌است. مقادیر ممان ترک‌خوردگی محاسباتی به‌دلیل در نظر نگرفتن مقدار میلگرد در بتن و نوع میلگرد مصرفی نسبت به نتایج خروجی حاصل از نرم‌افزار آباکوس متفاوت هستند.

ممان ترک خوردگی محاسباتی به دلیل در نظر گرفتن مقدار میلگرد در بتن و نوع میلگرد مصرفی مقادیر

از ۱٪ می باشد، برای تیرهای بتنی مسلح شده با میلگرد GFRP می توان از روابط بیشف و گروس برای پیش بینی تغییر شکل وسط دهانه تیر استفاده نمود. رابطه پیشنهادی بیشف و اسکاتلون نیز با درصد خطای حدود ۲٪ تقریب خوبی برای محاسبه تغییر مکان وسط دهانه تیر در حالت مسلح شده با میلگرد GFRP می باشد.

خطا با توجه به روابط پیشنهادی به ترتیب برای میلگردهای GFRP، CFRP و AFRP در شکل های شماره (۱۳)، (۱۴) و (۱۵) نشان داده شده است.

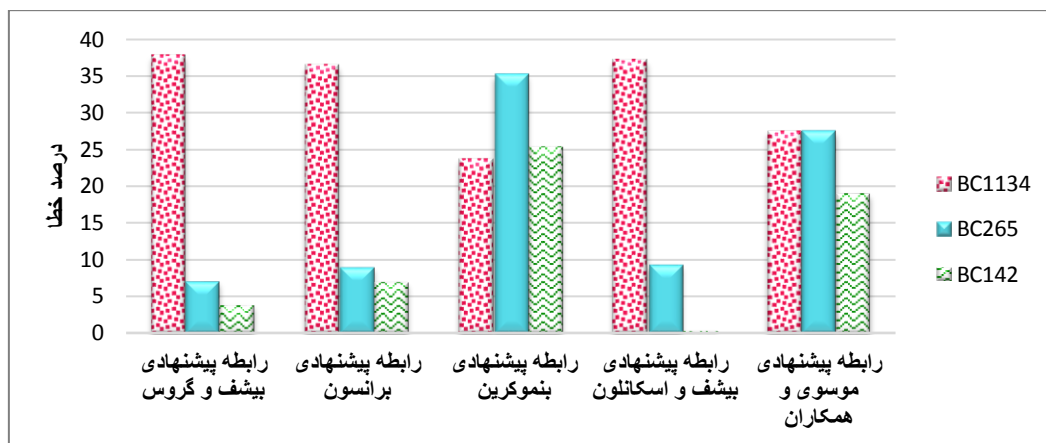
با توجه به این که طراحی تیرهای بتن آرمه با میلگرد GFRP با درصد آرماتور بالا پیشنهاد شده است و درصد خطا براساس رابطه بیشف و گروس در این حالت کمتر



شکل ۱۳ مقایسه درصد خطا در تغییر مکان قائم تیرهای مسلح با میلگرد GFRP

جدول ۱۶ محاسبه درصد خطا در تغییر مکان محاسباتی و مدل شده تیر با میلگرد GFRP در نرم افزار آباکوس

نوع تیر	فرمول مورد استفاده برای محاسبه I_e	درصد خطا (e)	I_g/I_{cr}
BG1134	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۰/۷۴	۴/۹۵
BG1134	رابطه پیشنهادی برانشون	۲/۴۳	۴/۹۵
BG1134	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۲۳/۷۷	۴/۹۵
BG1134	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکاتلون	۱/۹۴	۴/۹۵
BG1134	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۲۶/۵۲	۴/۹۵
BG265	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۵/۵۲	۱۳/۷۷
BG265	رابطه پیشنهادی برانشون	۱۸/۱۷	۱۳/۷۷
BG265	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۴۲/۵۶	۱۳/۷۷
BG265	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکاتلون	۱۲/۲۵	۱۳/۷۷
BG265	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۲۲/۷۲	۱۳/۷۷
BG142	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۲/۷۳	۲۲/۹۵
BG142	رابطه پیشنهادی برانشون	۵۶/۸۳	۲۲/۹۵
BG142	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۲۵/۵۷	۲۲/۹۵
BG142	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکاتلون	۷/۸۹	۲۲/۹۵
BG142	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۴/۱۶	۲۲/۹۵



شکل ۱۴ مقایسه درصد خطا در تغییر مکان قائم تیرهای مسلح با میلگرد CFRP

جدول ۱۷ محاسبه درصد خطا در تغییر مکان قائم محاسباتی و مدل شده تیر با میلگرد CFRP در نرم افزار آباکوس

نوع تیر	فرمول مورد استفاده برای محاسبه I_e	درصد خطا (e)	I_g/I_{cr}
BC1134	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۳۷/۷۶	۲/۲۶
BC1134	رابطه پیشنهادی برانسون	۳۶/۵۳	۲/۲۶
BC1134	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۲۳/۷۶	۲/۲۶
BC1134	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکانلون	۳۷/۱۵	۲/۲۶
BC1134	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۲۷/۵۲	۲/۲۶
BC265	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۷/۰۷	۵/۳۸
BC265	رابطه پیشنهادی برانسون	۹/۰۴	۵/۳۸
BC265	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۳۵/۱۵	۵/۳۸
BC265	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکانلون	۹/۳۸	۵/۳۸
BC265	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۲۷/۵	۵/۳۸
BC142	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۳/۸۲	۸/۶۸
BC142	رابطه پیشنهادی برانسون	۷/۰۱	۸/۶۸
BC142	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۲۵/۳۹	۸/۶۸
BC142	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکانلون	۰/۳۴	۸/۶۸
BC142	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۱۹/۰۶	۸/۶۸

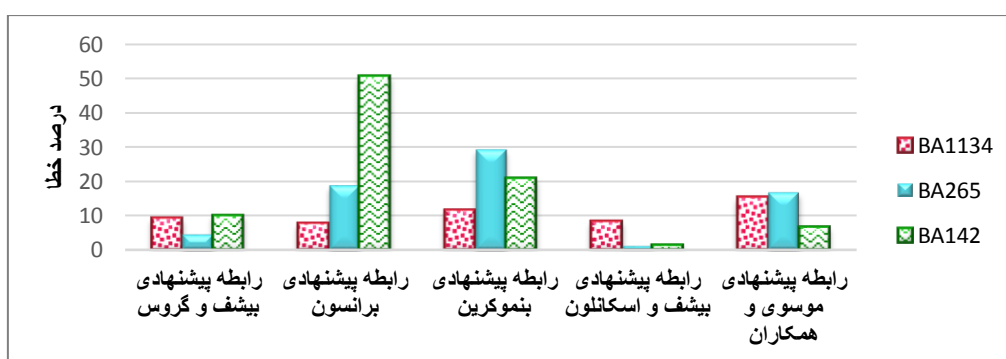
دارد (کمتر از ۱۰٪ خطا). درمورد تیرهای مسلح با میلگرد AFRP با درصد آرماتور بالا استفاده از رابطه برانسون به نتایج آزمایشگاهی نزدیک تر می باشد (تقریباً ۷٪ خطا).

استفاده از رابطه پیشنهادی بنموکرین در تیرهای بتنی مسلح شده با میلگرد CFRP در حالت خرد شدگی بتن کمترین درصد خطا را درمقایسه با سایر روابط نشان می دهد (۲۴٪ خطا).

نتایج حاصل از روابط پیشنهادی بیشف و گروس، بیشف و اسکانلون تقریب خوبی با نتایج آزمایشگاهی

جدول ۱۸ محاسبه درصد خطا در تغییر مکان محاسباتی و مدل شده تیر با میلگرد AFRP در نرم افزار آباکوس

نوع تیر	فرمول مورد استفاده برای محاسبه I_e	درصد خطا (e)	I_g/I_{cr}
BA1134	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۹/۱۹	۴/۱۹
BA1134	رابطه پیشنهادی برانسون	۷/۶	۴/۱۹
BA1134	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۱۱/۳	۴/۱۹
BA1134	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکانلون	۸/۲۱	۴/۱۹
BA1134	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۱۵/۱۷	۴/۱۹
BA265	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۴/۴۷	۱۱/۳۶
BA265	رابطه پیشنهادی برانسون	۱۸/۷۶	۱۱/۳۶
BA265	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۲۹/۳۱	۱۱/۳۶
BA265	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکانلون	۰/۹۹	۱۱/۳۶
BA265	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۱۶/۸۶	۱۱/۳۶
BA142	رابطه پیشنهادی بیشف و گروس	۱۰/۰۷	۱۸/۸۴
BA142	رابطه پیشنهادی برانسون	۵۰/۵۵	۱۸/۸۴
BA142	رابطه پیشنهادی بنموکرین و همکاران	۲۰/۹۵	۱۸/۸۴
BA142	رابطه پیشنهادی بیشف و اسکانلون	۱/۵۱	۱۸/۸۴
BA142	رابطه پیشنهادی موسوی و همکاران	۶/۷۵	۱۸/۸۴



شکل ۱۵ مقایسه درصد خطا در تغییر مکان قائم تیرهای مسلح با میلگرد AFRP

نتیجه گیری

جایگزین مناسبی برای میلگردهای فولادی در محیط‌های خورنده پیشنهاد می‌شود و در صورت استفاده از میلگردهای GFRP و AFRP در تیر بتنی، برای کاهش تغییر مکان قائم، بهتر است ترکیبی از میلگردهای فولادی و FRP استفاده شود.

۲. میلگرد GFRP به‌ازای یک نیروی یکسان بیشترین تغییر مکان و میلگرد CFRP کمترین تغییر مکان وسط دهانه تیرهای بتنی مسلح شده با این میلگردها را دارند.

در این تحقیق به کمک نرم افزار آباکوس رفتار تغییر مکان قائم در ۱۲ تیر بتن آرمه با میلگردهای CFRP، GFRP، AFRP و فولاد A II با نسبت‌های میلگرد ۰/۰۳۹، ۰/۰۰۸ و ۰/۰۰۴ مورد بررسی قرار گرفت. از مطالعات انجام شده نتایج زیر حاصل گردید.

۱. با توجه به نتایج حاصل از خروجی نرم افزار آباکوس، استفاده از میلگرد CFRP در تیرهای بتنی به عنوان

وسط دهانه تیر با درصد آرماتور بالا پیشنهاد می شود. در تیرهای بتن آرمه با میلگرد AFRP با درصد آرماتور بالا، رابطه برانسون با حدود ۷٪ خطا به نتایج نزدیک تر می باشد. استفاده از رابطه پیشنهادی بیشف و گروس و هم چنین رابطه بیشف و اسکانلون در تیرهای بتنی با میلگردهای AFRP با کمتر از ۱۰٪ خطا، پیشنهاد می شود.

۵. روابط موجود برای تعیین ممان اینرسی مؤثر در تیرهای بتن آرمه با میلگردهای FRP در شرایط مختلف از دقت مناسبی برخوردار نمی باشند. تغییر مکان های حاصل از این روابط با نتایج آزمایشگاهی اختلاف دارند؛ از این رو لزوم ارائه روابط دقیق تری برای تعیین تغییر مکان قائم در این تیرها ضروری به نظر می رسد.

۳. در تیرهای بتن آرمه با میلگردهای FRP با درصدها و انواع مختلف میلگرد مشاهده شد که تا قبل از نیروی ترک خوردگی، تیرها دارای سختی و تغییر مکان قائم یکسانی می باشند و پس از آن در تیرهای بتنی با درصد آرماتور بالا تغییر مکان کمتری نسبت به تیرهای بتنی در حالت بالانس و گسیختگی میلگرد مشاهده می گردد.

۴. نتایج نشان می دهند که برای تیرهای بتن آرمه با میلگرد GFRP با درصد آرماتور بالا رابطه پیشنهادی بیشف و گروس با درصد خطای کمتر از ۱٪ و رابطه پیشنهادی بیشف و اسکانلون با درصد خطای حدود ۲٪ مناسب می باشد. در تیرهای بتنی مسلح با میلگرد CFRP، استفاده از روابط بنموکیرین برای محاسبه تغییر مکان

مراجع

۱. موسوی، ر.، اصفهانی، م.، رخشانی مهر، م.، «ممان اینرسی مؤثر تیرهای مسلح شده با میلگردهای FRP»، نشریه مهندسی عمران فردوسی، دوره ۲۴، ش. ۲، صص. ۸۵-۱۰۴، (۱۳۹۲).
۲. ذبیح الهی، ح.، «بررسی رفتار خمشی و برشی پل های جعبه ای با استفاده از بتن خودمترکم مقاومت بالا (SCC) و میلگردهای FRP»، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، مجتمع آموزش عالی فنی و مهندسی نوشیروانی، دانشگاه مازندران، (۱۳۸۹).
3. Japan Society of Civil Engineers (JSCE), "Standard Specifications for Concrete Structures: Design. JSCE Guidelines for Concrete", Tokyo, No. 15, (2007).
4. Imjai, T., Guadagnini, M., Garcia, R. and Pilakoutas, K., "A Practical Method for Determining Shear Crack Induced Deformation in FRP RC Beams", Engineering Structures, Vol. 126, Pp. 353-364, (2016).
5. Timinskas, E., Jakstaitė, R., Gribniak, V., Tamulėnas, V. and Kaklauskas, G., "Accuracy Analysis of Design Methods for Concrete Beams Reinforced with Fiber Reinforced Polymer Bars", Engineering Structures and Technologies, Vol. 5, No. 3, Pp. 123-133, (2013).
6. Al-Sunna, R., Pilakoutas, K., Hajirasouliha, I. and Guadagnini, M., "Deflection Behavior of FRP Reinforced Concrete Beams and Slabs: An Experimental Investigation", Composites Part B: Engineering, Vol. 43, No. 5, Pp. 2125-2134, (2012).
7. Fan, X. and Zhang, M., "Experimental Study on Flexural Behavior of Inorganic Polymer Concrete Beams Reinforced with Basalt Rebar", Composites Part B: Engineering, Vol. 93, Pp. 174-183, (2016).
8. Hong, Z., Zhiqiang, D., Gang, W. and Zhishen, W., "Experimental Study and Theoretical Calculation on the Flexural Stiffness of Concrete Beams Reinforced with FRP Bars", China Civil Engineering

- Journal*, No. 11, (2015).
9. Goldston, M. W., Remennikov, A. and Sheikh, M. N., "Flexural Behavior of GFRP Reinforced High Strength and Ultra-high Strength Concrete Beams", *Construction and Building Materials*, Vol. 131, Pp. 606-617, (2017).
 10. American Concrete Institute (ACI), "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars", ACI 440.1 R, ACI Committee, Farmington Hills, Michigan, (2015).
 11. Canadian Standards Association (CSA), "Design and Construction of Building Structures with Fiber-reinforced Polymers", American Concrete Institute, Ontario, Canada, (2012).
 12. American Concrete Institute (ACI), "Building Code Requirements for Structural Concrete", ACI 318M-11, ACI Committee 318, Farmington Hills, Michigan, (2011).
 13. Branson, D. E., "Instantaneous and Time-dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams", HPR Report No. 7, Part 1, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Montgomery, (1965).
 14. Kheyroddin, A., Mirza, M. S., "Flexural Rigidity of Reinforced Concrete Beams", In Canadian Society for Civil Engineering Annual Conference Proceedings, Pp. 363-372, (1995).
 15. Kheyroddin, A., "Nonlinear Finite Element Analysis of Flexure-dominant Reinforced Concrete Structures", Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Eng. And Applied Mechanics, McGill University, Canada, (1996).
 16. Bischoff, P. H., "Reevaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 5, Pp. 752-767, (2005).
 17. Benmokrane, B., Chaallal, O. and Masmoudi, R., "Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Reinforcing Bars", *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, Pp. 46-55, (1996).
 18. Bischoff, P. H., Scanlon, A., "Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-reinforced Polymer Reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 1, P. 68, (2007).
 19. Bischoff, P. H., Gross, S. P. and Ospina, C. E., "The Story behind the Proposed ACI 440 Changes for Prediction of Deflections in Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Michigan, Pp. 53-76, (2009).
 20. Bischoff, P. H. and Gross, S. P. "Equivalent Moment of Inertia Based on Integration of Curvature", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 15, No. 3, Pp. 263-273, (2010).
 21. Bischoff, P. H., "Deflection Calculation of FRP Reinforced Concrete Beams Based on Modifications to the Existing Branson Equation", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 11, No. 1, Pp. 4-14, (2007).

22. Bischoff, P. H. and Johnson, R. D., "Effect of Shrinkage on Short-term Deflections of Reinforced Concrete Beams and Slabs", *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 4, Pp. 516-518, (2008).
23. American Concrete Institute (ACI), "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", ACI 318R-08, ACI Committee 318, Farmington Hills, Michigan, (2008).
24. Nilforoush, R. and Esfahani, M. S., "Numerical Evaluation of Structural Behavior of the Simply Supported FRP-RC Beams", (2012).

تحلیل خطر و ریسک زلزله سدها (مطالعه موردی سد چاهنیمه ۱ زابل)*

(یادداشت پژوهشی)

علی کمک‌پناه^(۱)حمیدرضا رحمانی^(۲)

چکیده زلزله در طول تاریخ سرمنشأ بسیاری از خرابی‌ها و تلفات انسانی قابل توجه بوده است و همواره نگرانی‌های زیادی درخصوص تخریب سازه‌های عظیمی چون سدها، به واسطه زیان‌های مالی و جانی قابل توجه ناشی از آن و نیز رها شدن کنترل‌نشده آب به سمت شهرها و روستاهای متمرکز در پایین دست آن وجود داشته است. یکی از پرکاربردترین روش‌های مقابله با خطرهای زلزله، تحلیل ریسک لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. در این تحقیق به بررسی انواع تحلیل ریسک‌های لرزه‌ای مورد استفاده در سدها پرداخته شده است و تحلیل خطر زلزله برای سد چاهنیمه ۱ زابل انجام شده و تحلیل ریسک نیمه کمی برای سد چاهنیمه ۱ زابل با توجه به تحلیل خطر زلزله در محل مورد نظر به دست آمده است؛ به طوری که این سد در دسته بندی ریسک متوسط قرار می‌گیرد و نیاز به طراحی مجدد و یا تقویت بدنه سد نیست. نتایج این تحقیق می‌تواند به عنوان راهنمایی برای تحلیل ریسک لرزه‌ای سدهای دیگر کشور مورد استفاده قرار گیرد.

واژه‌های کلیدی تحلیل خطر، تحلیل ریسک، زلزله، سد چاهنیمه.

Seismic Hazard and Risk Analysis of Dam (Case Study: Chah Nimeh Dam)

A. Komak Panah

H. R.. Rahmani

Abstract In the history, Earthquakes have been a major source of many damages and human losses and there has always been a lot of concern about the destruction of large structures such as dams due to significant financial losses and casualties caused by it as well as the uncontrolled release of water in the towns and villages located downstream. Seismic risk analysis, one of the most important methods to deal with earthquake hazards. In this study a type of seismic risk analysis in dams is discussed and used and seismic hazard analysis is conducted for the Chah Nimeh Zabol dam. Semi-quantitative risk analysis for Chah Nimeh Zabol dam by seismic hazard analysis for the location of the dam was conducted which placed it in the medium risk category and there is no requirement to redesign or reinforce the dam body. The results can be used as a guide for seismic risk of the dams.

key Words Hazard Analysis, Risk Analysis, Seismic, Chah Nimeh Dam.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱۰/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۸/۱۵ می‌باشد.

Email: a-panah@modares.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
(۲) دانشجوی دکتری ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

مقدمه

آمار زلزله‌های به‌وقوع پیوسته در سراسر جهان نشان‌دهنده آن است که آن دسته از سدهای خاکی که تحت تأثیر زلزله قرار گرفته‌اند رفتارهای مختلفی از آسیب و نشست‌های جزئی تا تخریب کامل از خود نشان داده‌اند. بنابراین توجه به خطرات ناشی از تخریب احتمالی سدهای خاکی و سنگ‌ریزه‌ای تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر مشخصات طراحی خواهد داشت.

باتوجه به اهمیت سازه‌هایی مانند سدها، تحلیل خطر و تحلیل ریسک زلزله در سدها از مسائل مهم در طراحی و تصمیم‌گیری‌ها می‌باشد که در چند دهه اخیر مورد بررسی و مطالعه بیشتری قرار گرفته‌است.

از گذشته تاکنون تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی برای سدها انجام شده‌است. سدها اولین سازه‌هایی هستند که در برابر زلزله طراحی شده‌اند (۱۹۳۰)؛ حتی هنگامی که برای پروژه‌های سد اطلاعات لرزه‌خیزی موجود نبود، از ضریب زلزله $0/1$ برای تحلیل شبه‌استاتیک (Pseudo-static analysis) استفاده می‌شد.

در سال ۱۹۸۹، کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ دنیا (ICOLD) [1] اولین نسخه راهنمای انتخاب پارامترهای زلزله برای سدهای بزرگ را منتشر کرد که در آن تأکید شده بود که سدها باید در برابر حداکثر زلزله موردانتظار (Maximum Credible Earthquake (MCE)) مقاوم باشند. این راهنما در سال ۲۰۱۰ به‌روزرسانی شد و در این نسخه حرکت زمین تحت زلزله (تاریخچه شتاب- زمان) برای سدها توصیه شد به این صورت که چندین تاریخچه شتاب- زمان متفاوت برای نمایش حرکت زمین در طراحی انتخاب شود و این تاریخچه شتاب- زمان به‌وسیله نمودارهای شتاب‌نگاشت واقعی از شرایط مشابه سایت سد تحت مطالعه انتخاب شود.

درمورد تحلیل ریسک لرزه‌ای سدها، در سال‌های قبل از ۲۰۰۰ میلادی بیشتر مباحث تحلیل ریسک به‌صورت کیفی مورد بررسی قرار می‌گرفت.

یجیان و همکاران [2] در مقاله‌ای به چگونگی

بررسی تحلیل خطر زلزله درمورد سدهای خاکی پرداخته‌اند و برای سدهای خاکی دو حالت خرابی را در نظر گرفته‌اند.

گاوس چالک و همکاران [3] در مقاله‌ای ضوابط تحلیل خطر لرزه‌ای سدها در کشور انگلیس را مورد بررسی قرار داده‌اند. آنها لرزه‌خیزی مناطق مختلف کشور انگلیس را توسط نقشه‌هایی مشخص کرده‌اند و ضوابط کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ دنیا را [1] مورد بررسی قرار داده‌اند و ضوابطی را برای طراحی سدهای جدید و تحلیل خطر لرزه‌ای سدهای در دست بهره‌برداری پیشنهاد نموده‌اند.

استفانیشین [4] در مقاله به ارائه توصیه‌هایی برای طراحی سدها باتوجه به ریسک پرداخته‌است و این توصیه‌ها شامل برآورد ریسک سدهای موجود در دست بهره‌برداری نمی‌باشد. وی سدهای در حال ساخت را به دو دسته موقتی و دائمی تقسیم نموده‌است و برای هر کدام مقدار ریسک مجاز را مشخص کرده‌است و توصیه‌هایی برای طراحی سدها باتوجه به در نظر گرفتن ریسک ارائه داده‌است.

در سال‌های بعد از ۲۰۰۰ میلادی بیشتر مباحث تحلیل ریسک سدها به‌روش‌های نیمه‌کمی مورد بررسی قرار گرفته‌است.

نصیر و همکاران [5] در مقاله‌ای، تحلیل خطر لرزه‌ای سد کفرین را بررسی نموده‌اند. ساختگاه این سد بر روی گسل فعال مصر قرار دارد و حداکثر بزرگای زلزله برابر و یا بزرگ‌تر از $7/5$ بر روی این گسل مورد انتظار است.

ویلند [6] در مقاله‌ای به بررسی نکاتی پرداخته‌است که مهندس طراح سد باید از آنها در تحلیل خطر زلزله اطلاع داشته باشد و در طراحی‌ها در نظر بگیرد. بعد از معرفی روش بورا [7] اکثر مقالات با استفاده از این روش به بررسی تحلیل ریسک سدهای مورد مطالعه پرداخته‌اند.

توسان و همکاران [8] در مقاله‌ای به بررسی تحلیل ریسک لرزه‌ای ۳۲ سد کشور ترکیه که در حوضه آبریز یوفرات واقع شده‌اند و دارای ارتفاع بیش از ۳۰ متر

سد و ساختارهای اجتماعی و زیست‌محیطی بستگی دارد. فرایند آنالیز ریسک در سه گروه طبقه‌بندی می‌شود: الف) مطالعات کیفی (Qualitative)، ب) مطالعات نیمه‌کمی (Semi-Quantitative) و ج) مطالعات کمی (Quantitative). روش‌های نیمه‌کمی دقیق‌تر از روش‌های کیفی هستند و روش‌های کمی دقیق‌تر از روش‌های نیمه‌کمی به بررسی ریسک می‌پردازند. روش‌های واضحی که به‌طور کامل بتوانند تحلیل ریسک کمی برای سدها را انجام دهند، در حال حاضر وجود ندارند [10].

تحلیل ریسک لرزه‌ای کیفی

بررسی‌های انجام‌شده بر روی منابع و مراجع مختلف بین‌المللی درخصوص تعیین حداقل تحلیل‌های لرزه‌ای مورد نیاز برای سدهای خاکی و سنگ‌ریزه‌ای، براساس دسته‌بندی و پتانسیل‌های خطر پیش‌بینی‌شده، نشان‌دهنده آن است که یک اجماع کلی در این باره وجود ندارد و هر یک از مراجع بسته به شرایط محیطی و لرزه‌ای و نیز شکل و ابعاد سدهای ساخته‌شده در آن کشور پیشنهادها متفاوتی را ارائه نموده‌اند. در کشور ایران در نشریه شماره ۶۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور [۱۱] روش کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ دنیا [1] ارائه شده‌است. در این تحقیق از این روش استفاده شده‌است.

روش کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ

عوامل مؤثر در گزینش پارامترهای لرزه‌ای. تعیین سطح زلزله در طراحی و در تحلیل لرزه‌ای یک سد بسیار حائز اهمیت است. عدم توجه به این نکته می‌تواند به غیراقتصادی و یا غیرایمن شدن طرح منجر شود. برای این منظور لازم است دو عامل میزان خطر لرزه‌ای ساختگاه سد و میزان خطرپذیری سازه مورد توجه قرار گیرند.

الف) میزان خطر لرزه‌ای ساختگاه سد: بر مبنای بیشینه مقادیر شتاب زمین (Peak Ground Acceleration) (PGA) در سطح خطر لرزه‌ای حداکثر زلزله مورد انتظار،

می‌باشند، پرداخته‌اند. این مقاله به‌طور کامل در مورد تحلیل ریسک نیمه‌کمی در سدها بحث نموده و از روش بورا [7] در این مقاله استفاده گردیده‌است.

مولداوان و همکاران [9] در مقاله‌ای به بررسی تحلیل ریسک لرزه‌ای سدهای موجود در دو رودخانه سیرت و بیستریتا در کشور رومانی پرداخته‌اند. برای تحلیل خطر زلزله از روش تحلیل خطر احتمالاتی و برای تحلیل ریسک زلزله از روش بورا [7] استفاده شده‌است. استفاده از تحلیل ریسک زلزله و استفاده از آن در فرایندهای تصمیم‌سازی می‌تواند تأثیر قابل ملاحظه‌ای در به‌سازی و اقتصادی کردن روند تعمیر، تقویت و یا حفظ وضعیت موجود سازه داشته باشد. کاهش خسارت ناشی از یک زلزله با اعمال ملاحظات فنی و اقتصادی در قالب خطر و ریسک زلزله بر مبنای احتمالاتی می‌تواند ایدئال‌ترین گزینه موجود در حال حاضر باشد.

معرفی

تحلیل ریسک لرزه‌ای

تحلیل ریسک فراهم‌کننده ساختار و انجام سیستماتیک در بحث احتمال حوادث و عواقب رخداد حادثه است و از اجزای ضروری برای فرایند مدیریت ایمنی می‌باشد. تحلیل ریسک شامل انتخاب حرفه‌ای بین ریسک‌های مختلف و بین هزینه‌ها و منافع است.

هدف آنالیز ریسک برآورد احتمال شکست سد یا اجزای سد و عواقب بعدی آن است. خروجی آنالیز ریسک تلاش می‌کند ساختار تئوری را معرفی کند تا کارایی سد در عمر طراحی سد پیش‌بینی شود و برآورد ریسک خصوصیت فیزیکی سد نباشد و نمایش ریاضی و احتمالاتی در مورد کارایی آینده سد باشد.

فرایند تحلیل ریسک ممکن است از کشوری به کشور دیگر متفاوت باشد و برآورد ریسک عواملی مانند اجتماعی، قانونی و... و قضاوت در مورد این‌که تحلیل ریسک در فرایند تصمیم‌گیری وارد شود از کشوری تا کشور دیگر کاملاً متفاوت است. شرایط تغییرات ریسک به انسان‌ها، اقتصاد، ارکان‌های دولتی و خصوصی مالک

میزان خطر ساختگاه به چهار بخش قابل تقسیم‌بندی است (جدول ۱):

جدول ۱ دسته‌بندی خطر لرزه‌ای در ساختگاه سد بر مبنای بیشینه مقادیر شتاب زمین [1]

شرایط	درجه خطر (میزان خطر)
$PGA < 0.1g$	I (کم)
$0.1g < PGA < 0.25g$	II (متوسط)
$PGA > 0.25g$ و هیچ گسل فعالی تا فاصله ۱۰ کیلومتری وجود ندارد	III (زیاد)
$PGA > 0.25g$ و یک گسل فعال در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر وجود دارد	IV (خیلی زیاد)

ب) میزان خطرپذیری سد: میزان خطرپذیری سد

براساس گنجایش مخزن و ارتفاع آن، تعداد افرادی که هنگام زلزله باید تخلیه شوند و آسیب‌های بالقوه پایین‌دست تعیین می‌شود. اثرگذاری هر یک از این عوامل بر میزان خطرپذیری سد براساس مقادیری است (بین صفر تا ۱۲) که در جدول (۲) به تفکیک ارائه شده‌است. با جمع مقادیر مربوط به هر یک از این عوامل، میزان خطرپذیری یک سد تعیین می‌گردد. در نهایت این میزان عددی بین صفر تا ۳۶ خواهد بود.

با محاسبه میزان خطرپذیری کل (براساس جمع مقادیر هر یک از عوامل مذکور در جدول (۲)، درجه خطرپذیری آن سد را می‌توان از جدول (۳) تعیین نمود. در این طبقه‌بندی دسته I دارای کمترین خطر و دسته IV دارای بیشترین خطر می‌باشند.

جدول ۲ عوامل مؤثر در میزان خطرپذیری سد [1]

عامل خطرپذیری	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
گنجایش مخزن (میلیون مترمکعب)	>120 (6)	1-120 (4)	0.1-1 (2)	<0.1 (0)
ارتفاع سد (متر)	>45 (6)	30-45 (4)	15-30 (2)	<15 (0)
تعداد افرادی که در زمان خطر باید تخلیه شوند	>1000 (12)	100-1000 (8)	1-100 (4)	هیچ (0)
آسیب بالقوه پایین‌دست	زیاد (12)	متوسط (8)	کم (4)	هیچ (0)

جدول ۳ درجه خطرپذیری سد [1]

عامل خطرپذیری کل	درجه خطرپذیری (میزان خطرپذیری)
(0-6)	I (کم)
(7-18)	II (متوسط)
(19-30)	III (زیاد)
(31-36)	IV (خیلی زیاد)

سد (ARF) می‌باشد.

DHF: ضریب خطر پایین‌دست براساس ریسک جمعیت.
PDF: نرخ صدمه‌پذیری (تابعی از خطر لرزه‌ای سایت سد).

(۱) تأثیر سازه سد: شامل ضریب ریسک مخزن (CRF) و ضریب ریسک ارتفاع (HRF) است و نشان‌دهنده این است که ارتفاع سد یا مخزن بزرگ توانایی جریان زیاد سیل را دارد. ضریب ریسک سن (ARF) نمایش‌دهنده این است که سدهای قدیمی صدمه‌پذیری بیشتری نسبت به سدهای جدید دارند. مقادیر ضریب ریسک سازه سد در جدول (۴) و (۵) آورده شده‌است.

(۲) خطر پایین‌دست: مجموع ضریب خطر پایین‌دست از فرمول (۲) محاسبه می‌گردد:

$$DHF=ERF+DRI \quad (2)$$

که (ERF) در آن ضریب تخلیه پایین‌دست است و بستگی به جمعیت پایین‌دست دارد و (DRI) نشانه ریسک خرابی پایین‌دست است که بستگی به خصوصیات اقتصادی، صنعتی، دولتی و خصوصی در مسیر سیل دارد. این ضرایب از ترکیب شاخه‌های سد، نقشه سیلابگیر و مطالعات اقتصادی به دست می‌آیند. DHF (پتانسیل خطر پایین‌دست) هنگامی که اطلاعات جدیدی از تعمیرات سد، به سازی و... وجود داشته باشد باید به روزرسانی شود (جدول ۶). هنگامی که اطلاعات زیادی از ERF, DRI براساس مطالعات جزئی وجود نداشته باشد از جدول (۷) استفاده می‌شود.

بر این اساس، برای سدهایی با میزان خطرپذیری پایین یا متوسط، به کار بردن روش‌های ارزیابی ساده نظیر تحلیل شبه‌استاتیک به شرطی که مصالح پی و بدنه سد مستعد کاهش شدید سختی و یا مقاومت نباشند، ممکن است قابل قبول باشد ولی در سدهایی با درجه خطرپذیری زیاد و در ساختگاه‌هایی با خطر لرزه‌ای زیاد لازم است تحلیل‌های دقیق‌تر مورد توجه قرار گیرد؛ اما در هر حال به منظور دستیابی به اطلاعات اولیه از نحوه تأثیر خصوصیات زلزله بر سد توصیه می‌شود همواره تحلیل‌های ساده نظیر تحلیل شبه‌استاتیک پیش از تحلیل‌های تفصیلی مدنظر قرار گیرد.

تحلیل ریسک لرزه‌ای نیمه کمی

رابطه بورا. در این قسمت به بیان رابطه بورا [7] پرداخته شده‌است. در این رابطه آورده شده‌است که برای سدهایی که احتمال زمین لرزه‌های شدید و متوسط در آنها وجود دارد باید تحلیل ریسک زلزله انجام گیرد و این تحلیل نیازمند داشتن اطلاعات جامع و کافی از سدها شامل نام، نوع سد، اهداف اجرای سد، سال تکمیل یا به سازی، محل، ابعاد، ظرفیت مخزن و خطر پایین‌دست می‌باشد و باید برنامه ریزی برای موارد ضروری وجود داشته باشد. در این قسمت ضریب مجموع ریسک (TRF) توسط فرمول (۱) معرفی شده‌است:

$$TRF=[(CRF+HRF+ARF)+DHF]*PDF \quad (1)$$

(CRF+HRF+ARF): تأثیر سازه سد که شامل مجموع ضرایب ریسک ظرفیت (CRF) و ارتفاع (HRF) و سن

جدول ۴ ضرایب حجم مخزن و ارتفاع سد [7]

سهم در مجموع مقدار ریسک				عامل ریسک
کم	متوسط	زیاد	شدید	
۱۰۰> (۰)	۱۰۰-۱۰۰۰ (۲)	۱۰۰۰-۵۰۰۰۰ (۴)	۵۰۰۰۰< (۶)	ظرفیت (CRF) (acre-feet)
۲۰> (۰)	۲۰-۴۰ (۲)	۴۰-۸۰ (۴)	۸۰< (۶)	ارتفاع (HRF) (feet)

جدول ۵ ضریب سن سد [7]

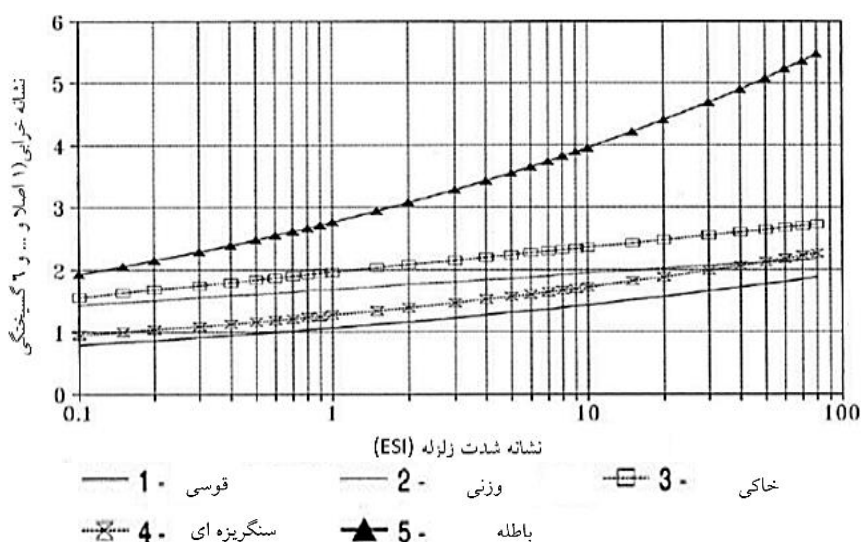
سال ساخت سد	۱۹۰۰ >	۱۹۲۵-۱۹۰۰	۱۹۵۰-۱۹۲۵	۱۹۷۵-۱۹۵۰	۱۹۷۵-۱۹۷۵	۲۰۰۰ <
سن سد (ARF)	۶	۵	۴	۳	۲	۱

جدول ۶ تعیین ضریب ریسک پایین دست [7]

عامل ریسک	سهم در مجموع مقدار ریسک			کم
	شدید	زیاد	متوسط	
تعداد افراد که باید تخلیه شوند (ERF)	۱۰۰۰ <	۱۰۰-۱۰۰۰	۱-۱۰۰	هیچ (۱)
ریسک خرابی پایین دست (DRI)	زیاد (۱۲)	متوسط (۸)	کم (۴)	اصلا (۱)

جدول ۷ تعیین ضریب ریسک پایین دست هنگامی که اطلاعات ضعیف باشد [7]

نرخ پتانسیل خطر پایین دست	از بین رفتن افراد زنده	خرابی اقتصادی و محیط زیستی	فاکتور خطر پایین دست (DHF)
کم	بدون از دست رفتن افراد	خیلی کم	۲
قابل توجه	بدون از دست رفتن افراد	بله	۱۲
زیاد	احتمالاً یک نفر یا بیشتر	بله	۲۴

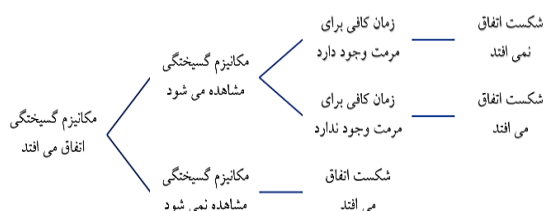


شکل ۱ شاخص خرابی پیش بینی شده [7]

کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ بررسی شده است.

بولتن ۱۳۰ کمیسیون بین‌المللی

سدهای بزرگ [10]. تحلیل ریسک کمی شامل تحلیل دقیق تمامی عوامل تأثیرپذیر از سد می‌باشد. هدف نهایی تحلیل ریسک، بررسی کمی احتمال و عواقب شکست سد می‌باشد (شکل ۲). اجزای هر سیستم می‌تواند به صورت یک سیستم نمایش داده شود و می‌تواند به ریزسیستم‌هایی، مانند بدنه سد یا سرریز بتنی، تبدیل شود و زیرمجموعه بعدی نیز به مؤلفه‌های پایه‌ای، مانند هسته سد و ریپ‌رپ محافظ تبدیل می‌شود.



شکل ۲. دیاگرام کلی نمایش ریسک شکست [10]

سد، مخزن رودخانه یا حوضه آگیر زیرمجموعه‌های مختلف برای نمایش دادن مدل است. این مدل‌سازی به وسیله روش‌های متفاوتی می‌تواند انجام شود و بسته به هدف تحلیل ریسک، روش‌های متفاوتی برای مدل‌سازی سیستم و عملکرد آن مورد نیاز است. مشخص کردن سیستم موردنظر و مرزها بحث مهمی در فرایند تصمیم‌گیری علمی است. در این روش باید مرزهای سیستم و عوامل تأثیرپذیر به خوبی مشخص شده باشند. علاوه بر آن، مشخص کردن سیستم و زیرمجموعه برای تحلیل، مهم است و روش واحدی برای مشخص کردن این مرزها وجود ندارد (شکل ۳). فرایند تحلیل ریسک شامل مجموعه‌ای از ریزسیستم‌هاست که می‌تواند دارای زیرمجموعه‌هایی باشد و ارتباط زیرمجموعه‌ها با یکدیگر می‌تواند قسمتی از فرایند کامل باشد (شکل ۴).

(۳) ضریب صدمه‌پذیری لرزه‌ای: در این قسمت برای به دست آوردن ضریب PDF مراحل زیر طی می‌شود: ابتدا مقدار نشانه شدت زلزله (ESI) از رابطه (۳) به دست می‌آید:

$$ESI = PGA * (M - 4.5)^3 \quad (3)$$

که در آن PGA برحسب g و M بزرگی گشتاوری یا ریشتر می‌باشد. سپس از روی شکل (۱) مقدار نشانه خرابی پیش‌بینی شده (PDI) مشخص می‌شود.

سپس مقدار PDF از رابطه (۴) محاسبه می‌گردد:

$$PDF = 2.5 * PDI \quad (4)$$

(۴) تعیین دسته‌بندی ریسک: مرحله نهایی تحلیل دسته‌بندی سدها براساس مقدار TRF در رده‌های I (ریسک کم) تا IV (ریسک شدید) در جدول (۸) نمایش داده شده است.

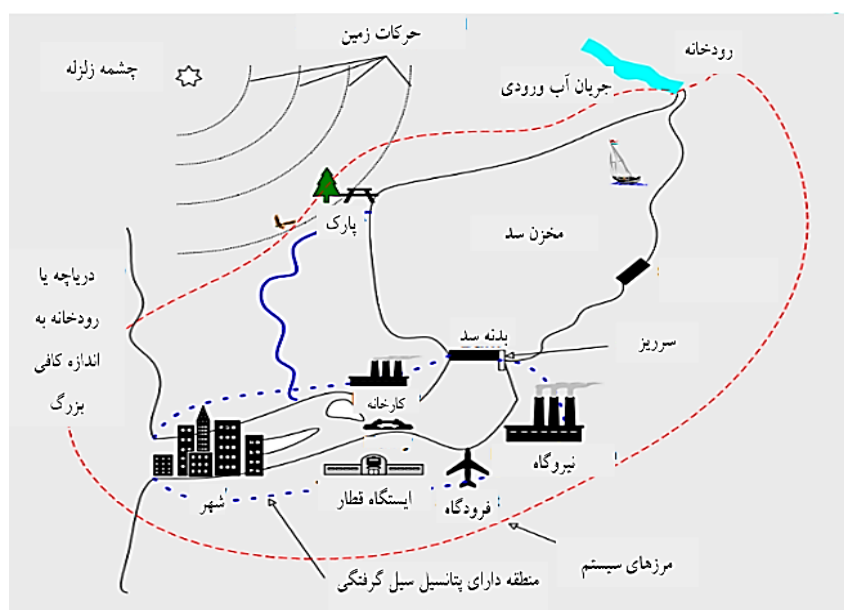
جدول ۸. تعیین دسته‌بندی ریسک سد [7]

مجموع ضرایب ریسک (TRF)	دسته‌بندی ریسک سد
۲ تا ۲۵	I (کم)
۲۵ تا ۱۲۵	II (متوسط)
۱۲۵ تا ۲۵۰	III (زیاد)
بزرگ‌تر از ۲۵۰	IV (شدید)

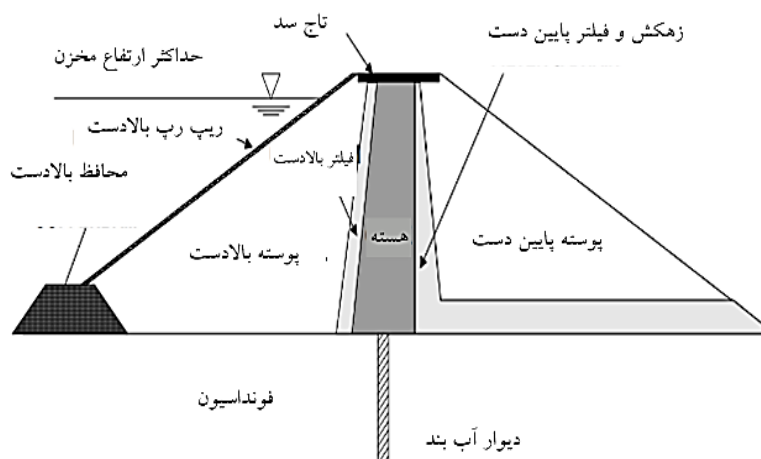
روش فوق روشی سریع برای به دست آوردن مقدار ریسک سدهای بزرگ می‌باشد و مقدار TRF راهنمایی مناسب برای ایمنی سدهای موجود و ضرورت انجام تحلیل‌های دیگر در صورت بحرانی بودن است.

تحلیل ریسک کمی

اصول عمومی تحلیل ریسک کمی که راهنمای خوبی برای به کار بردن مباحث ایمنی سد می‌باشد در طی ۱۰ تا ۱۵ سال اخیر مورد بحث قرار گرفته است. راهنمایی برای تحلیل ریسک کمی سد توسط کمیسیون بین‌المللی سدهای بزرگ [9]، کمیته ملی سدهای بزرگ استرالیا [12] (ANCOLD) و مؤسسه فدرالی آمریکا [13] (FEMA) ارائه شده است که در این تحقیق روش



شکل ۳ مرزهای سیستم مورد بررسی [10]



شکل ۴ مشخص کردن جزئیات سیستم [10]

زیرسیستم‌ها نیز می‌توانند به زیرسیستم‌های دسته سوم تقسیم شوند. احتمال گسیختگی هر یک از زیرمجموعه‌ها به شکل احتمالاتی مانند شکل (۵) مورد بررسی قرار می‌گیرد.

مکانیزم گسیختگی و فرایند فیزیکی حوادث براساس قوانین طبیعی است. مکانیزم گسیختگی نیز واحد نیست و نمایش آن بستگی به روش سیستم و تابع گسیختگی دارد.

مدهای گسیختگی نشان می‌دهند که چگونه المان‌ها یا مؤلفه‌هایی که گسیخته می‌شوند، می‌توانند سیستم یا زیرمجموعه‌ها را تحت تأثیر قرار دهند. برای مثال مدهای گسیختگی سد خاکی به طور وسیعی گسترده‌اند و عواملی مانند روگذری، فرسایش داخلی، حرکت توده و عدم پایداری شیروانی را شامل می‌شوند. این دسته‌بندی کلی مدهای گسیختگی نیز گسترده است و برای هر مؤلفه با عمیق شدن در سیستم گسترده می‌شود. به هر حال این

ملاحظات کامل خطر و ریسک سد که پتانسیل خطر عظیمی برای پایین‌دست دارد، می‌تواند برای مراکز مدیریت بحران برای طراحی، نگهداری و عملیات بلندمدت مفید و مؤثر باشند. بنابراین قسمت مهمی از مبحث ایمنی سدها و پایین‌دست از خروجی‌های تحلیل ریسک است.

روش‌های کمی مانند روش‌های مورد تحقیق در تحلیل درخت وقایع (ETA) و (Event Tree Analysis) و دیگر تحلیل‌ها مانند تحلیل عواقب شکست سد از روش‌های موجود در تحلیل ریسک است.

مدهای گسیختگی و آنالیز عواقب آن (Failure)

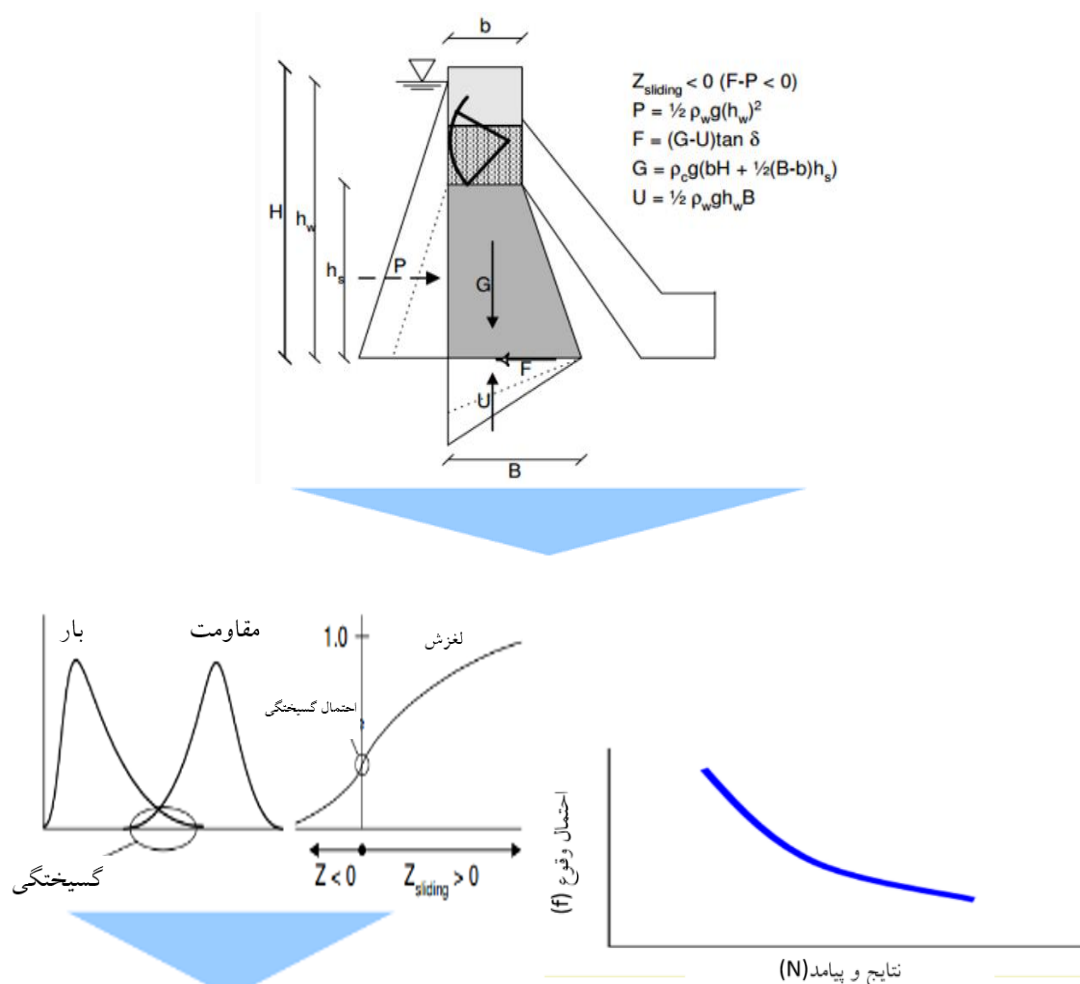
روش (Modes and Effects Analysis (FMEA) مقایسه‌ای از آنالیز می‌باشد که برای نقص خاصی یا برای حالت کامل نقص‌ها به کار می‌رود. این روش می‌تواند به چندین صورت و برای هدف‌های زیادی به کار رود.

تحلیل درخت وقایع به طور گسترده توسط مهندسان برای حالت‌های وقایع و عواقب آن به کار می‌رود که می‌تواند برای سد نیز بین عملکرد و شکست حالت‌های مختلف سیستم استفاده شود (شکل ۶).

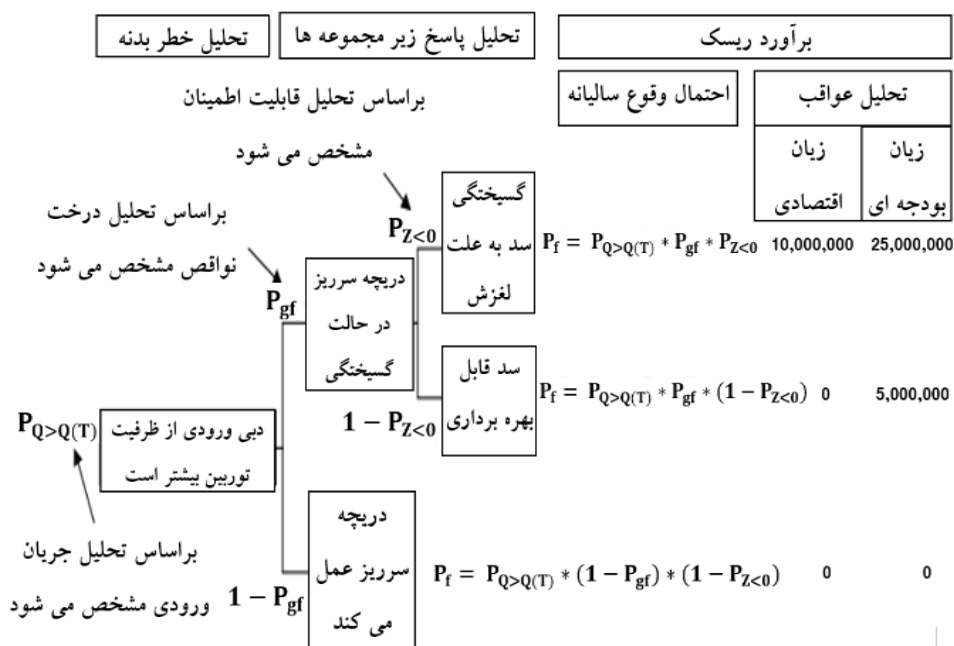
تحلیل درخت نواقص (Fault Tree Analysis (FTA)) تخصیص مقدار ریسک باتوجه به احتمال برای هر شاخه درخت وقایع است (شکل ۷).

روش‌های کمی مانند روش‌های مورد تحقیق در تحلیل درخت وقایع (ETA) و (Event Tree Analysis) و دیگر تحلیل‌ها مانند تحلیل عواقب شکست سد از روش‌های موجود در تحلیل ریسک است.

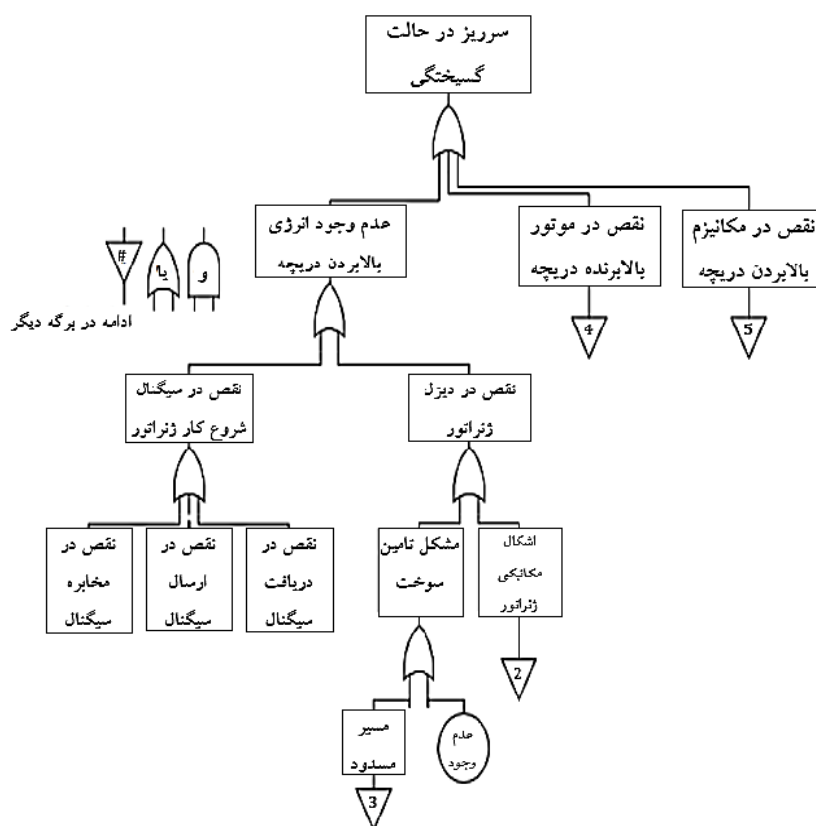
مدهای گسیختگی و آنالیز عواقب آن (Failure)



شکل ۵ احتمال گسیختگی زیرمجموعه‌های سیستم [10]



شکل ۶ مثال درخت وقایع ریسک سد [10]



شکل ۷ مثال درخت نواقص ریسک سد [10]

خلاصه کرد:

(۱) شناسایی چشمه‌های لرزه‌زا و مدل سازی آنها. (۲) گردآوری کاتالوگ زلزله‌های گستره طرح و تعیین پارامترهای لرزه‌خیزی. (۳) بررسی روابط کاهندگی موجود و انتخاب منطقی آنها. (۴) تعیین پتانسیل لرزه‌خیزی سرچشمه‌های لرزه‌زا در گستره طرح. (۵) تعیین مقادیر جنبش نیرومند زمین (حداکثر شتاب) در ساختگاه مورد نظر. (۶) استفاده از این مراحل مقادیر شتاب بر روی سنگ بستر در جهت طراحی به‌ازای سطوح مختلف به‌دست می‌آید.

تحلیل خطر زلزله به‌عنوان ورودی تحلیل‌های ریسک زلزله می‌باشد و از اهمیت زیادی برخوردار است.

نتایج

نتایج تحلیل خطر زلزله. در این تحقیق ابتدا گسل‌هایی که به شعاع ۱۵۰ کیلومتر اطراف سد قرار دارد مشخص گردیده‌است و تحلیل خطر قطعی (Deterministic) برای محل موردنظر انجام گردیده‌است و سپس زلزله‌های تاریخی و دستگاهی از سال ۱۹۰۰ تا ۲۰۱۵ برای منطقه جمع‌آوری شده‌است و پس‌لرزه‌ها و پیش‌لرزه‌ها از آن حذف شده‌اند و حذفیات ضروری روی این داده‌ها صورت گرفته‌است تا کاتالوگ زلزله به‌دست آید. سپس با نرم‌افزار اکسل پارامترهای رابطه بازگشتی گوتنبرگ-ریشر به‌دست آمده‌است. به وسیله برنامه نویسی در نرم‌افزار متلب چند کد برای محاسبه پارامترهای منحنی خطر و نمودارهای متناظر با آن رسم شده‌اند و نتایج به‌شرح زیر مشخص گردیده‌است.

(۱) شناسایی گسل‌های منطقه: گسل‌ها باتوجه به سابقه و میزان فعالیت آنها برای استفاده در مطالعات تحلیل خطر به چهار گروه زیر تقسیم می‌شوند که عبارت‌اند از:

الف) گسل‌های فعال: گسل‌هایی که سابقه فعالیت در دوران کوارترنر در آنها دیده شده‌است.

ب) گسل‌هایی که احتمال فعالیت دارند: گسل‌هایی که کمتر از ۲ میلیون سال عمر دارند و در مناطق فعال

به‌کار بردن احتمال برپایه داده‌ها و مدل‌های پدیده‌شناسی است. با داده‌های زیاد و درک تئوری پایه‌ای پدیده‌ها، تحلیل‌های آماری روش‌های مناسبی برای پیش‌بینی می‌باشند. در حالت اطلاعات کافی و موجود بودن روش‌های مناسب انجام تحلیل به‌صورت آماری مناسب است. در حالت اطلاعات ضعیف و روش‌های نامناسب تحلیل‌های آماری دارای عدم قطعیت‌های زیادی هستند. قضاوت و تصمیم درست با افزایش داده‌های مناسب و روش‌های مناسب به‌طور صحیح‌تری انجام می‌شود.

همه موارد بالا نیازمند موارد زیر است:

(۱) داده‌های کامل و زیاد (درباره وقایع و شکست سد).

(۲) به‌کار بردن پدیده‌شناسی خطرهای مدل که پایه مدهای شکست سد است.

(۳) مدل‌سازی شکست و مکانیزم نقص سد. تحلیل ریسک چهارچوبی برای درنظر گرفتن دانش و قضاوت متخصصان سد برای برآورد ریسک است و در صورت دقت زیاد در تحلیل ریسک کمی تصمیم‌گیری‌ها با صرفه اقتصادی همراه می‌باشد.

سد چاه‌نیمه ۱ زابل [14]

مجموعه دریاچه‌های چاه‌نیمه در موقعیت جغرافیایی N3047 E6135 در استان سیستان و بلوچستان واقع شده‌است. چاه‌نیمه‌ها که چهار گودال طبیعی آب را شامل می‌شود در ۳۵ کیلومتری زابل در شهرستان زهک قرار گرفته‌است. در مواقع کم‌آبی، آب آشامیدنی تمام منطقه سیستان و شهرستان زاهدان و نیز قسمتی از آب کشاورزی سیستان از این دریاچه مصنوعی تأمین می‌شود.

هدف از انجام تحلیل خطر

هدف از تحلیل خطر زلزله تعیین پتانسیل وقوع زلزله در آینده با استفاده از تئوری احتمالات در تخمین مقادیر جنبش نیرومند زمین به‌ازای سطوح مختلف طراحی می‌باشد. مراحل انجام کار را می‌توان به‌صورت زیر

این تحقیق از نقشه گسل‌های سازمان زمین‌شناسی و اکتشافات معدنی کشور [16] که تعداد گسل بیشتری در آن مشخص گردیده‌است، نیز استفاده شده‌است.

بررسی گسل‌های فعال در کشورهای افغانستان و

پاکستان در منطقه مورد مطالعه. باتوجه به این‌که شعاع ۱۵۰ کیلومتری اطراف سد چاه‌نیمه هم در کشور پاکستان و هم در کشور افغانستان قرار می‌گیرد، با مراجعه به مطالب موجود در سایت‌های اینترنتی (USGS [17] و...) این نکته مشخص می‌شود که در قسمت جنوب غربی افغانستان و شمال شرقی پاکستان گسل‌های فعالی وجود ندارد و نقشه گسل‌های ایران نیز می‌تواند تأییدکننده این نتیجه‌گیری باشد که در فاصله کمتر از ۱۵۰ کیلومتری غربی سد چاه‌نیمه هیچ‌گونه گسلی حتی کوچک نیز مشاهده نمی‌شود. در شکل (۸) نقشه گسل‌های افغانستان و پاکستان و لرزه‌خیزی این دو کشور آورده شده‌است.

همان‌طور که در شکل (۱۰) مشخص شده‌است هیچ گسلی از کشور افغانستان در داخل محدوده مورد مطالعه ما قرار نمی‌گیرد و برای مطالعه تحلیل خطر زلزله باید گسل‌های داخل ایران مورد مطالعه و بررسی قرار بگیرند.

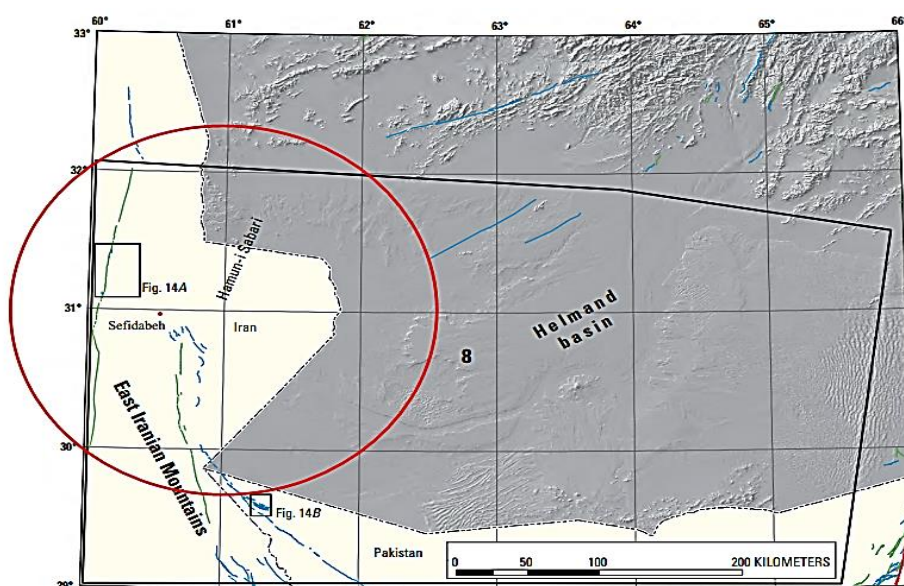
تکتونیکی قرار دارند اما هنوز فعالیتی از آنها دیده نشده‌است.

ج) گسل‌هایی که اطمینانی به فعالیت یا عدم فعالیت آنها نیست.

د) گسل‌های غیرفعال.

علت این امر آن است که بسیاری از گسل‌های شناخته‌شده، در سالیان دور (صدها یا میلیون‌ها سال پیش) حرکت نموده‌اند، ممکن است امروز فعال نباشند. گسل‌های فعال، پایه تحلیل خطر منطقه هستند ولی برای دقت بیشتر و مقادیر واقعی خطر می‌بایست گسل‌های نوع ۲ و ۳ که در بالا توضیح داده شده‌است را نیز در محاسبات تاحدی لحاظ نمود. برای شناسایی گسل‌های فعال و تعیین میزان فعالیت آنها می‌توان از اطلاعات زمین‌شناسی نظیر خزش در گسل‌ها، به‌وجود آمدن چشمه‌های جدید و عدم فرسایش دیواره‌های گسل در روی زمین و... استفاده کرد.

در نقشه گسل‌های ایران که توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله [15] تهیه شده‌است، انواع گسل‌های فعال موجود به‌همراه نوع آن از نظر فعالیت و حرکت در کل ایران آورده شده‌است. در



شکل ۸. بررسی گسل‌های موجود در افغانستان و پاکستان [17]

محاسبات تحلیل خطر قطعی

در این پروژه از نقشه گسل‌های فعال پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و نقشه گسل‌های سازمان زمین‌شناسی و اکتشافات معدنی ایران استفاده شده است.

فرضیات مورداستفاده در این پروژه به صورت زیر می‌باشد:

- (۱) تمام گسل‌ها در طول گسل رفتار یکسان دارند. (۲) تمام گسل‌ها امتداد لغز می‌باشند. (۳) شعاع ۱۵۰ کیلومتر برای بررسی تحلیل خطر استفاده می‌شود. (۴) در محاسبات از بزرگای گشتاوری (M_w) استفاده شده است. (۵) در محاسبه بزرگای گشتاوری از رابطه بزرگا- طول گسیختگی برای زلزله‌های ایران استفاده شده است که توسط زارع [18] ارائه شده است (رابطه ۵):

$$M_w = 0.91 \ln L_R + 3/66 \quad (5)$$

که در آن L_R طول گسیختگی گسل است که برابر ۳۷ درصد طول واقعی گسل (L_F) منظور شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، رابطه بالا با همگن کردن بزرگای مختلف زلزله‌های ایران براساس بزرگای

گشتاوری M_w بیان شده است. تحلیل خطر به روش قطعی براساس PGA می‌باشد.

از رابطه کاهندگی زارع [18] که در زیر آمده است استفاده می‌کنیم (رابطه ۶):

$$PGA = aM + bX - \log X + C_i S_i + \sigma. \rho \log A \quad (6)$$

A: پارامتر جنبش شدید زمین (حداکثر شتاب).

M: بزرگای گشتاوری (M_w).

X: فاصله کانونی (km) که از رابطه $X = \sqrt{d^2 + h^2}$ به دست می‌آید. در این رابطه d فاصله رومرکزی و h عمق کانونی می‌باشد.

C_i : ضریب ساختگاه S_i .

σ : انحراف معیار.

S_i : چهار نوع است و باتوجه به نوع ساختگاه یکی از چهار C_i که در جدول (۹) آمده است لازم می‌باشد (مثلاً اگر نوع خاک S_3 باشد $C_3 = 1$ و بقیه C ها صفر است).

اگر تحلیل خطر به روش قطعی باشد $\sigma. \rho$ حذف می‌شود و در تحلیل خطر به روش احتمالاتی استفاده می‌شود.

در جدول (۱۰) دسته‌بندی خاک‌ها براساس سرعت موج برشی آورده شده است.

جدول ۹ مقادیر استفاده شده برای فرمول زارع [18]

Zone(comp)	a	b	C_1	C_2	C_3	C_4	σ
Central Iran and Alborz(H)	۰/۳۲۲	-۰/۰۰۰۳	-۰/۸۲۸	-۰/۷۵۴	-۰/۹۷۱	-۰/۷۸۸	۰/۳۵۲
Central Iran and Alborz(V)	۰/۳۲۲	-۰/۰۰۰۴	-۰/۶۸۸	-۰/۴۵۸	-۰/۷۲۰	-۰/۵۸۵	۰/۳۹۴
Zagros(H)	۰/۴۰۶	-۰/۰۰۰۳۸	-۱/۲۶۲	-۱/۳۳۳	-۱/۲۳۰	-۱/۷۷۷	۰/۳۵۶
Zagros(V)	۰/۳۹۹	-۰/۰۰۱۹	-۱/۰۴۷	-۱/۰۶۵	-۱/۰۲۰	-۰/۹۷۵	۰/۳۲۹
Total of Iran(H)	۰/۳۶۲	-۰/۰۰۰۲	-۱/۱۲۴	-۱/۱۵۰	-۱/۱۳۹	-۱/۰۶۴	۰/۳۳۶
Total of Iran(V)	۰/۳۶۰	-۰/۰۰۰۳	-۰/۹۱۶	-۰/۸۵۲	-۰/۹۰۰	-۰/۸۵۹	۰/۳۳۳

جدول ۱۰ دسته‌بندی نوع خاک سایت [18]

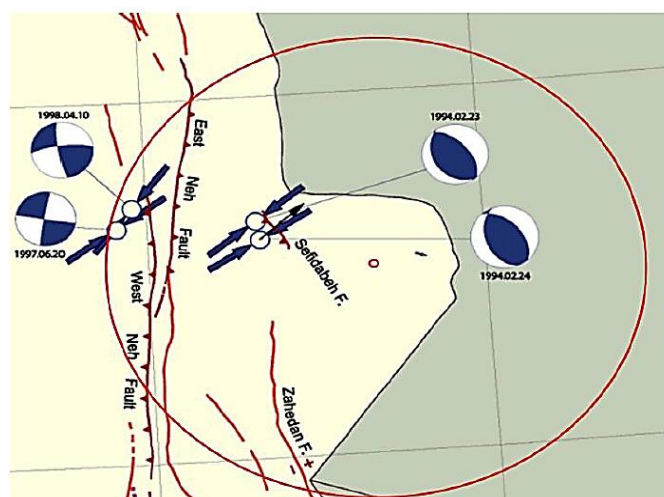
Site class	متوسط سرعت موج برشی در ۳۰ متر اول خاک
C_1 : Rock	$700 < V_{s30}$
C_2 : Hard Allovium	$500 < V_{s30} < 700$
C_3 : soft Allovium	$300 < V_{s30} < 500$
C_4 : Soft Soil	$V_{s30} < 300$

محاسبات تحلیل خطر به روش قطعی براساس نقشه گسل های فعال پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله [15]. در این قسمت باتوجه به نقشه گسل های فعال پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله تحلیل خطر زلزله سد چاه نیمه انجام گردیده است. در شکل (۹) محل قرارگیری سد چاه نیمه و محدوده اطراف آن و گسل های واقع در محدوده مشخص شده است.

در جدول (۱۱) محاسبات مربوط به گسل های قرارگرفته در شکل فوق آورده شده است. همان طور که از جدول مشاهده می شود بیشترین مقدار PGA برابر $0.279g$ و برای گسل زاهدان می باشد.

محاسبات تحلیل خطر به روش قطعی براساس نقشه گسل های فعال سازمان زمین شناسی و اکتشافات معدنی ایران [16]. در این قسمت باتوجه به نقشه گسل های سازمان زمین شناسی و اکتشافات معدنی تحلیل خطر زلزله سد چاه نیمه انجام گردیده است. در شکل (۱۰) محل قرارگیری پروژه و محدوده اطراف آن و گسل های واقع در محدوده مشخص شده است.

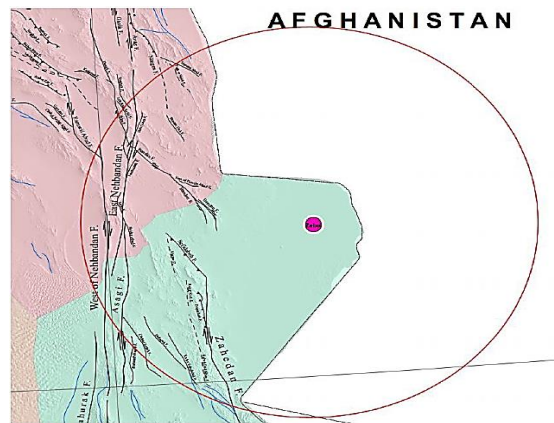
در جدول (۱۲) محاسبات مربوط به گسل های قرارگرفته در شکل فوق آورده شده است. همان طور که از جدول مشاهده می شود بیشترین مقدار PGA برابر $0.269g$ و برای گسل زاهدان می باشد.



شکل ۹ موقعیت گسل های اطراف محل مورد نظر [15]

جدول ۱۱ محاسبات تحلیل خطر قطعی براساس نقشه پژوهشگاه

گسل	Lf (Km)	M_w	D(Km)	X(Km)	logA	PGA
سفیدابه	15	5.219556	26	36.06938	-0.81387	0.153507
شرق نهبندان	65	6.553923	62	66.85058	-0.60496	0.248339
زاهدان	48	6.278023	37	44.65423	-0.52515	0.298436
آساگی	38	6.065434	62	66.85058	-0.78179	0.165277
پاداگوک	19	5.43467	68	72.44998	-1.04618	0.089913
کوه صاحب داد	11	4.937315	73	77.16217	-1.25453	0.055651
غرب نهبندان	67	6.581501	66	70.5762	-0.61927	0.240287



شکل ۱۰ موقعیت گسل‌های اطراف محل مورد نظر [16]

جدول ۱۲ محاسبات تحلیل خطر قطعی براساس نقشه سازمان زمین‌شناسی

گسل	Lf(Km)	M_w	D(Km)	X(Km)	logA	PGA
صاحب‌داد خان	64	6.539814	112	114.7563	-0.85431	0.139857
کوه صاحب‌داد	47	6.258865	132	134.3466	-1.02839	0.093673
زاهدان	106	6.99896	85	88.60023	-0.57053	0.268824
چهل کوره	37	6.041166	145	147.1394	-1.14925	0.070916
پاداگورک	53	6.368196	137	139.2623	-1.0054	0.098764
آساگی	86	6.808686	129	131.4002	-0.81913	0.151659
سفیدابه	45	6.219293	85	88.60023	-0.85277	0.140355
دوپارکوه	35	5.990597	96	99.20181	-0.98676	0.103095
رپارکوه	21	5.525746	98	101.1385	-1.16382	0.068577
مامار	30	5.85032	100	103.0776	-1.05496	0.088112
شرق نهندان	141	7.258602	131	133.3642	-0.6631	0.217221
غرب نهندان	94	6.889629	141	143.1992	-0.82953	0.148069
بندان	80	6.742875	68	72.44998	-0.57261	0.267542
شرق حسین‌آباد	15	5.219556	85	88.60023	-1.21468	0.060999
ناسفته	16	5.278286	134	136.3121	-1.39006	0.040733
اسماعیل‌آباد	33	5.937052	145	147.1394	-1.18694	0.065021
تمام ده	25	5.684407	111	113.7805	-1.16007	0.069172
حسن‌آباد	19	5.43467	141	143.1992	-1.35623	0.044032
ده گرم	19	5.43467	142	144.1839	-1.3594	0.043712
زاهو	29	5.81947	145	147.1394	-1.22951	0.058951
لاح کوه سفید	40	6.112111	136	138.2787	-1.09483	0.080385
نرگس	27	5.754442	137	139.2623	-1.22758	0.059214
تیغ نوآب	22	5.568079	135	137.2953	-1.28847	0.051467
حیدرآباد	22	5.568079	126	128.4562	-1.2578	0.055233
استین	17	5.333455	132	134.3466	-1.36339	0.043313

جدول ۱۳ توزیع زلزله‌های اتفاق افتاده در منطقه مورد نظر

M _w	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.9	4	4.1
N	1	1	1	1	3	2	1	1	2	1
M _w	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5	5.1
N	2	5	5	6	3	5	1	5	2	3
M _w	6.7	5.2	5.3	5.4	5.6	5.7	5.9	6	6.5	6.7
N	1	2	4	1	2	2	2	1	2	1

محاسبات تحلیل خطر احتمالاتی (Probabilistic)

در این قسمت محاسبات مربوط به تحلیل خطر احتمالاتی ارائه می‌گردد.

[20]. نظر به اهمیت بسیار زیاد این پارامترها در تعیین میزان خطر زمین‌لرزه، در این مقاله از روش کیکو و سلوول [21] استفاده شده است که بر مبنای تابع توزیع دو کراندار گوتنبرگ-ریشتر و روش آماری تخمین بیشینه بنا گردیده است. این روش دارای قابلیت‌های بسیار زیادی به خصوص در به کارگیری رویداد زمین‌لرزه‌های آمیخته و ناهمگون دارد که مشابه شرایط داده‌های لرزه‌ای ایران می‌باشد؛ بدین صورت که امکان استفاده توأم از زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگاهی سده بیستم با انجام دسته‌بندی‌های مناسب با در نظر گرفتن عدم قطعیت در اعلام بزرگای زمین‌لرزه‌ها (خطای بزرگا) و بزرگای آستانه متفاوت برای هر دسته وجود دارد. به علت کوچک بودن منطقه و کمبود داده‌ها از یک منحنی گوتنبرگ-ریشتر برای کل منطقه استفاده شده است (جدول ۱۴).

جدول ۱۴ پارامترهای رابطه گوتنبرگ-ریشتر

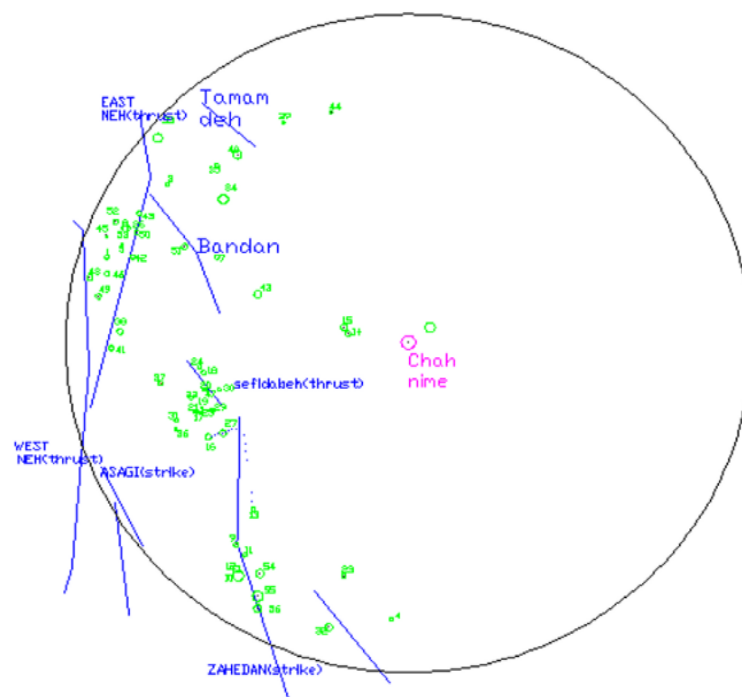
a	b	α	β	μ
۴/۱۶۳۹	۰/۶۳۱۸	۵/۱۲۲	۱/۴۵	۰/۵۰۷

مشخص کردن سرچشمه. درواقع یکی از مهم‌ترین بخش‌های تحلیل خطر، تعیین سرچشمه‌هاست. برای این کار ابتدا در نرم‌افزار گسل‌های فعال و هم‌چنین زمین‌لرزه‌های رخ داده ترسیم می‌گردد (شکل ۱۱) و در نهایت باتوجه به ابعاد گسل‌ها و پراکندگی زلزله‌ها در اطراف آنها با یک قضاوت مهندسی، خطی بودن و یا سطحی بودن سرچشمه‌ها مشخص می‌شوند (شکل ۱۲).

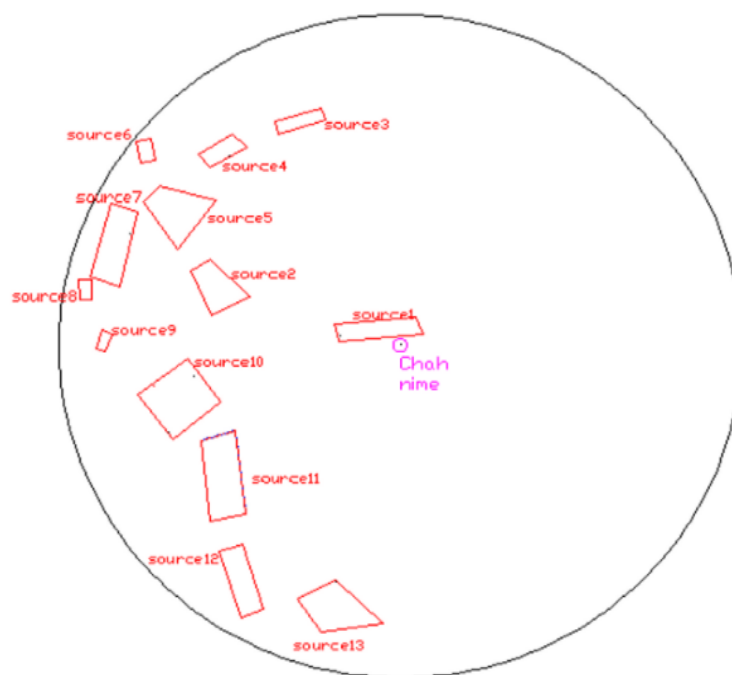
ایجاد و تنظیم کاتالوگ. برای به دست آوردن لرزه‌های رخ داده در ایران از پایگاه داده‌های USGS و پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله استفاده شده است. به منظور ارزیابی احتمالاتی لرزه‌خیزی منطقه مورد مطالعه با استفاده از کاتالوگ‌های مختلف، لیست زلزله‌های رخ داده در شعاع ۱۵۰ کیلومتری سد جمع‌آوری شده است. حداقل بزرگای مورد اعتماد برای زلزله برای رخدادهایی که بزرگای گشتاوری بزرگ‌تر از ۳ دارند، در نظر گرفته شده است (جدول ۱۳). پس از حذف داده‌های کمتر از این مقدار بزرگای در بازه‌های زمانی ذکر شده، زلزله‌هایی که در پایگاه داده‌های زمین‌لرزه یکسان هستند و درواقع نشان‌دهنده یک زلزله هستند، حذف شدند.

حذف پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌ها. بعد از یکسان‌سازی واحدهای بزرگا، پس‌لرزه‌ها و پیش‌لرزه‌ها براساس معیار گاردنر و نوپوف [19] حذف شده‌اند. بدین منظور یک برنامه در نرم‌افزار متلب نوشته شد و به‌طور خودکار پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌ها از کاتالوک حذف شدند.

محاسبه پارامترهای گوتنبرگ-ریشتر ($\log N_m = a - bM$)



شکل ۱۱ توزیع زلزله‌ها در ناحیه مورد نظر



شکل ۱۲ چشمه‌های در نظر گرفته شده زلزله

مشخص می‌شود و برای تعیین بزرگای از رابطه ولز و کپراسمیت [22] (جدول ۱۵) استفاده می‌شود.

انتخاب بزرگای بیشینه هر چشمه. باتوجه به چشمه‌های مختلف و ویژگی‌های آنها بزرگای بیشینه برای هر چشمه

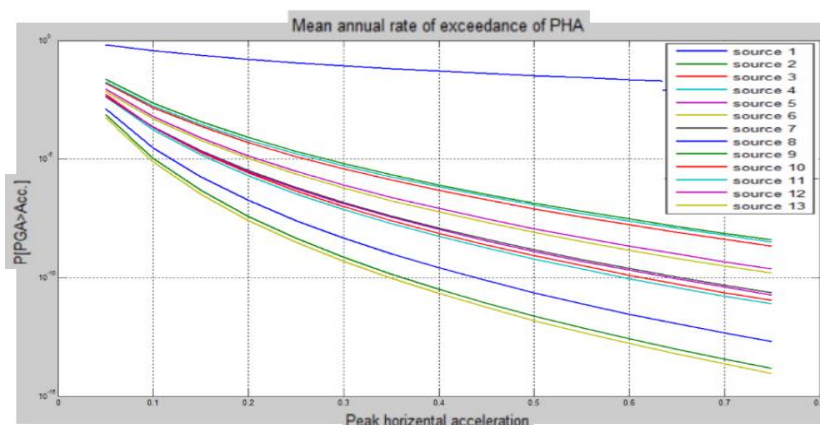
محاسبات تحلیل خطر احتمالاتی. تمام محاسبات برای هر چشمه به روش تحلیل خطر احتمالاتی انجام می‌گیرد (شکل ۱۳) و نتایج با یکدیگر ترکیب می‌شوند تا جواب نهایی به دست آید (شکل ۱۴) [23].

تحلیل خطر زلزله. همان‌طور که در بالا مشاهده شد مراحل مختلف تحلیل خطر به روش قطعی و احتمالاتی انجام گردید و تحلیل خطر قطعی برای دو نقشه گسل‌های پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و سازمان زمین‌شناسی و اکتشافات معدنی کشور انجام گردید و نتایج به دست آمده به صورت ارائه شده در جدول (۱۶) می‌باشد.

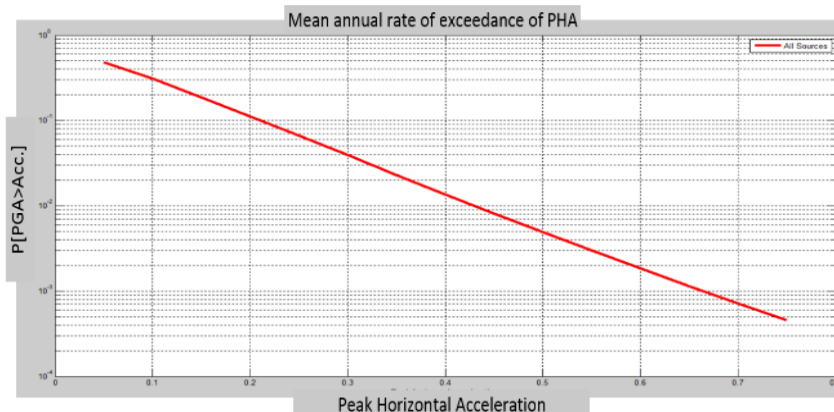
به عنوان ترکیب حالت قطعی و احتمالاتی پیشنهاد به صورت زیر می‌باشد (جدول ۱۷).

جدول ۱۵ بزرگای بیشینه چشمه‌ها برای رابطه ولز و کاپراسمیت

source	Criteria	Type	Lf	Mw(max)---Mu
source1	Area	All	419.2207	6.639993834
source2	Area	All	367.5188	6.583973922
source3	Area	All	181.6343	6.284013887
source4	Area	All	219.5877	6.364775899
source5	Area	All	694.0057	6.854535746
source6	Area	All	74.25741	5.903324974
source7	Area	All	696.7166	6.856195041
source8	Area	All	169.9162	6.255630034
source9	Area	All	58.28563	5.800250271
source10	Area	All	788.0053	6.908598553
source11	Area	All	908.1715	6.969004491
source12	Area	All	440.0387	6.660621072
source13	Area	All	971.9176	6.997876848



شکل ۱۳ منحنی توزیع خطر چشمه‌های مختلف



شکل ۱۴ منحنی توزیع خطر مجموع چشمه‌ها

جدول ۱۶ نتایج تحلیل خطر قطعی

نقشه	شتاب حداکثر
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	۰/۲۷۹
سازمان زمین‌شناسی و اکتشافات معدنی کشور	۰/۲۶۹

جدول ۱۷ نتایج تحلیل خطر احتمالی

دوره بازگشت			
۵۰ سال	۴۷۵ سال	۹۷۵ سال	۲۴۷۵ سال
۰/۱۰۵	۰/۱۹۵	۰/۲۳۴	۰/۲۷۹

تحلیل ریسک نیمه کمی سد چاه‌نیمه

در این قسمت از روش Bureau (2003) برای سد چاه‌نیمه استفاده می‌شود.

(۱) ضریب ریسک سد چاه‌نیمه با حجم 53550acree- feet (۶۶ میلیون مترمکعب) باتوجه به جدول (۴) در دسته‌بندی High قرار می‌گیرد و مقدار آن عدد ۴ می‌باشد.

$$CRF=4$$

(۲) ضریب ریسک سد چاه‌نیمه با ارتفاع 54feet (۱۷ متر) باتوجه به جدول (۴) در دسته‌بندی High قرار می‌گیرد و مقدار آن عدد ۴ می‌باشد.

$$HRF=4$$

(۳) سد چاه‌نیمه در سال ۱۳۵۸ به اتمام رسیده‌است و باتوجه به جدول (۵) ضریب ریسک آن عدد ۲ می‌باشد.

$$ARF=2$$

خطر پایین دست. مجموع ضریب خطر پایین دست از فرمول زیر محاسبه می‌گردد:

$$DHF=ERF+DRI$$

برای سد چاه‌نیمه تعداد افراد پایین دست در دسته‌بندی کم قرار می‌گیرد و عدد ۴ مقدار آن می‌باشد.

$$ERF=4$$

برای سد چاه‌نیمه پتانسیل خطر پایین دست در دسته‌بندی کم قرار می‌گیرد و عدد ۴ مقدار آن می‌باشد.

$$DRI=4$$

مجموع ضریب خطر پایین دست از فرمول زیر محاسبه می‌گردد:

$$DHF=ERF+DRI=4+4=8$$

ضریب صدمه پذیری لرزه‌ای. در این قسمت برای به دست آوردن ضریب PDF مراحل زیر طی می‌شود:
ابتدا مقدار نشانه شدت زلزله (ESI) از رابطه (۳) به دست می‌آید و سپس مقدار PDF از رابطه (۴) محاسبه می‌گردد:

برای سد چاه‌نیمه مقدار ESI برابر است با:

$$ESI=0.279*(6.7-4.5)^3=2.971$$

باتوجه به شکل (۱) مقدار PDI برابر است با:

$$PDI=2.13$$

و مقدار PDF برابر است با:

$$PDF=2.5*2.13=5.325$$

و مقدار TRF برابر است با:

$$TRF=[(CRF+HRF+ARF)+DHF]*PDF$$

$$TRF=[(4+4+2)+8]*5.325=95.85$$

تعیین دسته‌بندی ریسک. سد چاه‌نیمه با مقدار $TRF=95/5$ در دسته متوسط قرار می‌گیرد و نیازی به طراحی مجدد و یا تقویت بدنه سد نیست.

نتیجه‌گیری

ملاحظات کامل خطر و ریسک سدهایی که هزینه ساخت

کلان خیلی مفید و قابل استفاده می‌باشد. در کشور ما به دلیل اطلاعات نسبتاً کم از پایین دست معمولاً انجام آن با مشکلات زیادی همراه می‌شود.

۴. برای تحلیل خطر زلزله سدها باتوجه به اهمیت آنها باید تحلیل خطر قطعی و احتمالاتی به طور هم زمان انجام شود.

۵. مقدار حداکثر شتاب زمین برای سد چاه نیمه باتوجه به تحلیل خطر قطعی و احتمالاتی برابر 0.279 به دست آمد.

۶. تحلیل ریسک نیمه کمی برای سد چاه نیمه باتوجه به تحلیل خطر انجام شده در دسته متوسط قرار می‌گیرد و نیازی به طراحی مجدد و تقویت بدنه سد نیست.

۷. روش تحلیل ریسک نیمه کمی باتوجه به هزینه و زمان محاسباتی نسبتاً کم می‌تواند به عنوان گزینه مناسب برای تحلیل ریسک کلیه سدهای کشور استفاده گردد و با تغییرات در شرایط و اطلاعات می‌توان آن را به روز نمود.

و نگهداری بالایی دارند و پتانسیل بالای خرابی و پیامدهای فاجعه آمیزی برای پایین دست دارند، می‌تواند برای مراکز مدیریتی سدها به منظور طراحی، نگهداری و عملیات بلندمدت مورد استفاده قرار گیرد؛ بنابراین ایمنی سدها و پایین دست از اهداف تحلیل ریسک می‌باشد. از نتایج این تحقیق می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. تحلیل ریسک کیفی که تا قبل از سال ۲۰۰۰ به عنوان اصلی ترین روش تحلیل ریسک شناخته می‌شد امروزه کارایی چندانی در محاسبات تحلیل ریسک سدها ندارد.

۲. تحلیل ریسک نیمه کمی روش بسیار مناسبی برای برآورد اولیه و سریع سطح ایمنی و شرایط پایین دست سدها می‌باشد و روش Bureau (2003) روش مناسب و مورد قبولی برای تحلیل ریسک نیمه کمی سدها می‌باشد.

۳. تحلیل ریسک کمی نیازمند اطلاعات جامع و کافی از مشخصات سد و پایین دست سد است و نیازمند هزینه های زیادی می‌باشد و برای تصمیم گیری های

مراجع

1. ICOLD, "Selecting Parameters for Large Dams-Guidelines and Recommendations", Bulletin72, (1989).
2. Yegian, M. K., Marciano, E. A. and Ghahraman, V. G., "Seismic Risk Analysis for Earth Dams", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 1, (1991).
3. Gosschalk, E. M., Severn, R. T., Charles, J. A. and Hinks, J. L., "An Engineering Guide to Seismic Risk to Dams in the United Kingdom, and its International Relevance", *Soil Dynamic and Earthquake engineering*, Vol. 13, (1994).
4. Stefanishin, D. V., "Evaluation of the Standard Safety of Dams on the Basis of Risk Criteria", *Hydrotechnical Construction*, Vol. 31, No. 2, (1997).
5. Nusier, O. K. and Shlash Alwaneh, A., "Kaferin Earth Dam Probabilistic Seismic Hazard Assessment", *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 43, No. 6, (2006).
6. Wieland, Martin, "What Seismic Hazard Information the Dam Engineers Need from Seismologists and Geologists?", *Secound European Conference on Earthquake Engineering an seismology*, Istanbul, (2014).

7. Bureau. G. J., Chenh, W.F., Scawthorn, C.(Eds), "Dams and Appurtenant Facilities in Earthquake Engineering Handbook". CRS press, Bora Raton, Pp. 26.1- 26.47, (2003).
8. Tosun. H., Zorluer. I., Orhan. A., Seyrek. E., Savas. H., Turkuz. M., "Seismic Hazard and Total Risk Analyses for Large Dams in Euphrates Basin, Turkey", *Engineering Geology*, Vol. 89, Pp. 155-170, (2007).
9. Moldavan. I., Constantin. A., Popesco. E., Tomadanila. D., Toader. V. E., Moldoveanu. T., Placinta. A., "Seismic Hazard and Risc Studies for ROMANIAN Large Dams Situated on BISTRITA and SIRET Rivers", *Secound European Conference on Earthquake Engineering an seismology*, Istanbul, (2014).
10. ICOLD, "Risk Assessment in Dam Safety- A Reconnaissance of Benefits, Methods and Current Applications", Bulletin130, (2005).
۱۱. «راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌های سدهای خاکی و سنگریز»، نشریه شماره ۶۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راه‌بردی رئیس جمهور، (۱۳۹۲).
12. ANCOLD, "Guidelines on Risk Assessment", Australian National Committee On Large Dams, (2003).
13. FEMA, "Federal Guidelines for Dam Safety", (FEMA 93), (1993).
۱۴. شرکت مدیریت منابع آب ایران، «اطلاعات سد چاه‌نیمه».
۱۵. پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، «نقشه گسل‌های فعال ایران»، (۱۳۸۲).
۱۶. سازمان زمین‌شناسی و اکتشافات معدنی ایران، «نقشه گسل‌های ایران»، (۱۳۹۲).
17. United States Geological Survey, "Earthquake Hazards", (2015).
۱۸. زارع. م، «رابطه‌های مناسب برای بزرگا، شدت و بیشینه شتاب افقی براساس زمین‌لرزه‌های ایران»، پژوهش‌نامه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، سال ۴، شماره ۶، (۱۳۷۴).
19. Gardner, J. K., Knopoff L., "Is the Sequence of Earthquake in southern California, with Aftershocks Removed, Poissonian?", *Bulletin of Seismological Society of America*, 64, (1974).
20. Gutenberg, B., Richter, C. F., "Frequency of Earthquake in California", *Bulletin of Seismological Society of America*, 34, (1944).
21. Kijko, A., Sellevoll, M. A., "Estimation of Earthquake Hazard Parameters from Incomplete Data Files, Part II, Incorporation of Magnitude Heterogeneity", *Bulletin of Seismological Society of America*, 82, (1992).
22. Wells, D. L., Coppersmith, K. J., "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement", *Bulletin of Seismological Society of America*, 84, (1994).
۲۳. خاجی، ن، «مبانی زلزله‌شناسی مهندسی و تحلیل خطر زلزله»، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۹۲).

بررسی رفتار خمشی تیر مسلح طره ساخته شده با بتن الیافی توانمند HPFRCC و چیدمان متفاوت خاموت گذاری*

«یادداشت پژوهشی»

علیرضا تقی خانی^(۱)

محمد کاظم شربتدار^(۲)

چکیده این مقاله به بررسی آزمایشگاهی رفتار شش تیر بتن مسلح طره ای ساخته شده با بتن HPFRCC با دو نوع درصد الیاف و دو نوع خاموت گذاری (فشرده و غیرفشرده) در ناحیه ویژه تحت بارگذاری استاتیکی می پردازد. نتایج نشان می دهد که حضور الیاف به خصوص در نمونه ها با خاموت غیرفشرده باعث افزایش جذب انرژی و تأخیر در ایجاد گسیختگی در نمونه های با بتن HPFRCC نسبت به بتن معمولی می شود و شکل پذیری تیرهای HPFRCC نسبت به تیر مرجع ۲ تا ۲/۳۳ برابر و باربری آن بین ۲ تا ۱۷/۵ درصد در نمونه های مختلف افزایش می یابد.

واژه های کلیدی تیر طره، الیاف، خاموت گذاری، شکل پذیری، کامپوزیت های سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC).

Flexural Behavior Investigation of HPFRCC Cantilever RC Beam with Different Stirrup Configuration

A. Taghikhani

M. K. Sharbatdar

Abstract Experimental investigation of six RC cantilever beam made with High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite (HPFRCC) with two different fiber percentage and two different stirrup configuration (compact and non-compact) under monotonic loading is conducted in this paper. The results showed that the fiber role was more effective in specimens reinforced without compacted stirrups and energy absorption increasing, the rupture creation delay, and crack width and distribution decreasing have been observed. The ductility and load capacity of the HPFRCC specimens were 200 to 233 and 2 to 17.5% more than those of the Reference beams.

Key Words Cantilever beam; Fiber; Stirrups; Ductility; High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites; HPFRCC.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱/۱۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۶/۲۴ می باشد.

(۱) کارشناس ارشد سازه، دانشگاه سمنان.

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

مقدمه

کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی (FRCC) در سال‌های اخیر شاهد پیشرفت‌های چشم‌گیر و زیادی بوده‌اند. عمده این پیشرفت‌ها به سبب توسعه هرچه بیشتر ملات، گونه‌های مختلف الیاف، اندرکنش ملات فرایند تولید کامپوزیت و بهبود مستمر میزان هزینه‌های اجرایی می‌باشد. علاوه بر آن می‌توان به مواردی مانند معرفی نسل جدید مواد افزودنی فوق‌روان‌کننده‌ها، کاربرد ریزپرکننده‌ها مثل دوده سیلیسی و خاکستر بادی و فهم بهتر از چگونگی تأثیر آنها بر تخلخل، مقاومت و دوام ملات اشاره نمود. این موارد همگی باعث پیشرفت‌های اساسی در ساخت و مدل‌سازی رفتار این کامپوزیت‌ها شده‌اند. استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC) به جای مصالح متداول از مدت‌ها پیش مدنظر پژوهشگران قرار گرفته و مطالعات بسیاری را به خود اختصاص داده‌است. این مصالح علاوه بر افزایش ظرفیت سازه‌ها در برابر زلزله به تأمین پایداری بیشتر سازه‌ها در برابر عوامل مضر محیطی نیز کمک می‌کنند [۱]. هم‌چنین استفاده از بتن‌های با مصالح شکل‌پذیر باعث افزایش مقاومت برشی، افزایش شکل‌پذیری سازه، اتلاف انرژی و رفتار آسیب مدار اعضای سازه‌ای تحت اثر بارهای رفت و برگشتی و کاهش یا حذف آرماتورهای برشی در نواحی بحرانی سازه در برش می‌باشد [۲]. در مخلوط‌هایی که با الیاف اصلاح می‌شوند، مقاومت کششی، مقاومت خمشی، انعطاف‌پذیری و کنترل ترک بهبود می‌یابد [۳]. در دهه ۱۹۶۰، رامولد و همکاران بررسی تأثیر الیاف فولادی بر کاهش شکنندگی بتن را در دستور کار قرار دادند [۴, ۵]. گسترش دانش در خصوص چگونگی تأثیر الیاف بر ملات، منجر به تدوین توصیه‌هایی در مورد طراحی سازه‌ای توسط مؤسسه RILEM گردید [۶, ۷]. در اوایل دهه ۱۹۸۰، تولید یک مصالح بتن الیافی با رفتار کششی شکل‌پذیر مورد توجه قرار گرفت که شروع آن توسط اوستون و همکاران در سال ۱۹۷۱ بود [۸]. در سال

۱۹۸۹ کرنچل و اسانگ کاربرد مناسب الیاف به هم پیوسته به شکل‌پذیری کششی ۱۰۰ برابر نسبت به بتن معمولی دست یافتند [۹]. در سال ۱۹۹۹ کوریاج و جسی و در سال ۲۰۰۳ نیز نامان و رینهارت و همکاران نوع جدیدی از بتن الیافی با الیاف به هم پیوسته را تحت عنوان بتن مسلح بافته شده (TRC) ارائه نمودند [۱۰, ۱۱]. وسعت ناحیه سخت‌شدگی کرنش در مصالح پایه سیمانی مسلح به الیاف، کمتر از فولاد می‌باشد و از این جهت مکانیزم سخت‌شدگی کرنش در این مصالح به صورت مجازی تشکیل می‌شود [۱۲]. مصالح CARDIFRC که در دانشگاه کاردیف ولز توسعه یافته‌است، یکی از انواع مختلف HPRCCهاست که توسط فرهت، نیکلایدیس، کانلوپلوس و کاریهالو در سال ۲۰۰۶ ابداع گردید و مقاومت فشاری تا ۲۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی ۲۷ مگاپاسکال مشاهده شد [۱۳]. ریچارد و چیرزی و هابل و گائوورا با ترکیب دو مفهوم UHPC و FRC مصالح جدیدی تحت عنوان UHPRCC ارائه دادند که دارای مقاومت کششی، مقاومت فشاری و کرنش کششی نهایی به ترتیب بیش از ۱۰ مگاپاسکال، ۱۵۰ مگاپاسکال و ۰,۰۰۵ بود [۱۴, ۱۵]. محققان به این نتیجه رسیدند که با جایگزینی مصالح HPRCC به جای بتن معمولی در قاب بتن مسلح به شکل کامل یا تنها در چشمه اتصال، ظرفیت باربری و تغییرشکل نهایی این قاب افزایش می‌یابد [۱۶]. هم‌چنین در ادامه مطالعات خود دخصوص مفصل پلاستیک در تیر بتن مسلح دریافتند که با استفاده از مصالح HPRCC در تیر، طول مفصل پلاستیک و زاویه مفصل پلاستیک نسبت به تیر معمولی افزایش یافته‌است [۱۷]. کاربردهای ویژه کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند شامل عرشه پل‌ها و سازه‌های ویژه مثل سکوها، ساحلی، ایستگاه‌های هوایی، سازه‌های بسیار بلند، اتصالات تیر-ستون، سازه‌های مقاوم در برابر انفجار، سازه‌های مربوط به بانک‌ها و اعضای سازه‌ای میراگر میان قابی و سازه‌های مهم دیگر می‌باشد [۱۸].

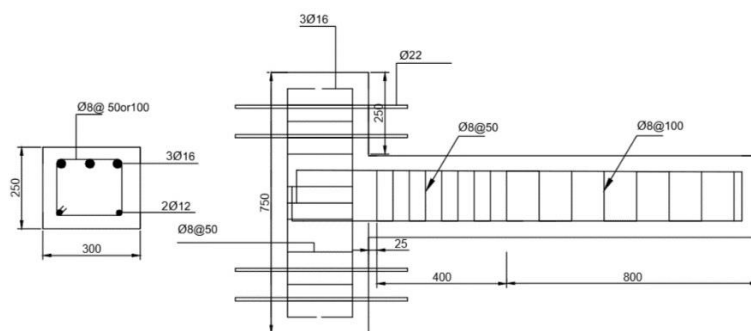
دو نوع خاموت‌گذاری متفاوت و دو نمونه دیگر با HPFRCC و یک درصد الیاف و دو نوع خاموت‌گذاری متفاوت ساخته شدند. در کلیه نمونه‌های تحت آزمایش، عرض مقطع ۲۵۰ و ارتفاع آن ۳۰۰ میلی‌متر بود که با سه آرماتور فوقانی به قطر ۱۶ میلی‌متر و دو آرماتور تحتانی به قطر ۱۲ میلی‌متر مسلح شد. مقطع ستونک که به عنوان تکیه‌گاه گیردار فرض شده است به عرض ۳۰۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر با شش میلگرد به قطر ۱۶ و خاموت به قطر ۱۰ به فاصله ۵ سانتی‌متر مسلح شد و ضخامت پوشش آنها نیز حدود ۵۰ میلی‌متر انتخاب گردید. طول تیرها ۱۲۰۰ میلی‌متر و اتصال به صورت گیردار بود. ابعاد و جزئیات تیر با خاموت فشرده و بدون خاموت فشرده در شکل (۱) و شکل (۲) نشان داده شده است. دو کرنش‌سنج بر روی آرماتورهای فوقانی در هر تکیه‌گاه نصب گردیدند. در جدول (۱) نام گذاری و مشخصات نمونه‌ها آمده است.

[19]. می‌توان این گفته پارا مونتسینوس را ذکر نمود که الیاف باعث افزایش تحمل خسارت یک سازه می‌گردند [20]. استفاده از این سیستم برای مقابله با طبقات نرم به کار می‌رود و می‌تواند تغییر شکل‌های مورد انتظار را برآورده سازد. نتایج آزمایش‌های انجام شده نشان می‌دهد که استفاده از ستون‌های ساخته شده از HPFRCC و قرار دادن آنها در کنار ستون‌های طبقه نرم باعث بهبود رفتار لرزه‌ای سازه در هنگام زلزله می‌شود [21].

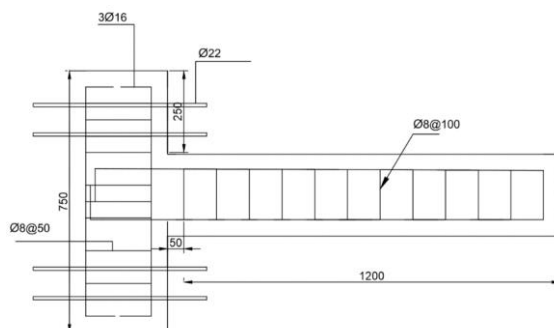
برنامه آزمایشگاهی

جزئیات نمونه‌ها

شش نمونه تیر خمشی طره‌ای با ابعاد مشابه و با دو نوع جزئیات آرماتورگذاری خاموت‌ها ساخته شدند. دو نمونه اول با بتن معمولی و به عنوان نمونه‌های مرجع، دو نمونه بعدی با بتن HPFRCC با نیم درصد الیاف و



شکل ۱ جزئیات آرماتورگذاری و مقطع نمونه‌های با خاموت‌گذاری فشرده



شکل ۲ جزئیات آرماتورگذاری نمونه بدون خاموت فشرده

جدول ۱ نحوه نام گذاری نمونه ها

نام نمونه	شرح نمونه
RCS	نمونه بتن معمولی با خاموت گذاری ویژه
RCN	نمونه بتن معمولی بدون خاموت گذاری ویژه
RHS0.5	نمونه HPFRCC با خاموت گذاری ویژه و نیم درصد الیاف
RHN0.5	نمونه HPFRCC بدون خاموت گذاری ویژه و نیم درصد الیاف
RHS1	نمونه HPFRCC با خاموت گذاری ویژه و یک درصد الیاف
RHN1	نمونه HPFRCC بدون خاموت گذاری ویژه و یک درصد الیاف

شده است.

خصوصیات مصالح

شن مورد استفاده در این آزمایش دارای درصد شکستگی معادل ۴۷ درصد است و در محدوده الک ۰/۵ اینچ (۱۲/۵ میلی متر) تا الک نمرة ۴ (۴/۷۵ میلی متر) قرار دارد. ماسه مورد استفاده در این آزمایش نیز در محدوده زیر الک نمرة ۴ (۴/۷۵ میلی متر) قرار دارد. منحنی دانه بندی شن و ماسه مورد استفاده در شکل (۳) نشان داده شده است.

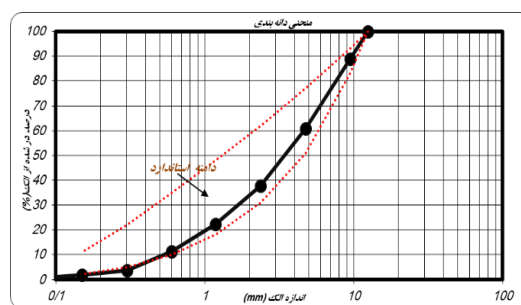


شکل ۴ الیاف ماکروسنتتیک استفاده شده

در هنگام اضافه کردن الیاف به بتن برخی ملاحظات برای پخش یکنواخت الیاف و جلوگیری از جداشدگی یا پدیده گلوله شدن و ایجاد یک مخلوط کارا برای ریختن، تراکم و پرداخت بتن باید مدنظر قرار گیرد.

طرح اختلاط بتن معمولی و بتن HPFRCC استفاده شده در آزمایش در جدول (۳) ملاحظه می شود. لازم به ذکر است که مقاومت ۴۲ روزه نمونه استوانه ای بتن معمولی برابر ۳۱ مگاپاسکال و برای بتن HPFRCC برابر ۳۰ مگاپاسکال به دست آمده است.

در این آزمایش از ۳ نوع میلگرد فولادی اصلی استفاده شده است که مشخصات قرارگیری و نتایج تست کشش در جدول (۴) نشان داده شده است.



شکل ۳ منحنی دانه بندی سنگدانه های مورد استفاده

در این کار آزمایشگاهی از سیمان پرتلند تیپ II تولید شده توسط کارخانه سیمان شاهرود استفاده شد. الیاف مورد استفاده ماکروسنتتیک (پروپیلن مخصوص تقویت شده) با نام تجاری PPS می باشد. این الیاف همانطور که در شکل ۴ قابل مشاهده است، دارای ابعادی مشابه الیاف فولادی می باشند. این الیاف بر خلاف الیاف PP دارای ساختاری رشته ای می باشند. در جدول (۲) خصوصیات مکانیکی الیاف PPS نشان داده

جدول ۲ مشخصات الیاف مصرف‌شده

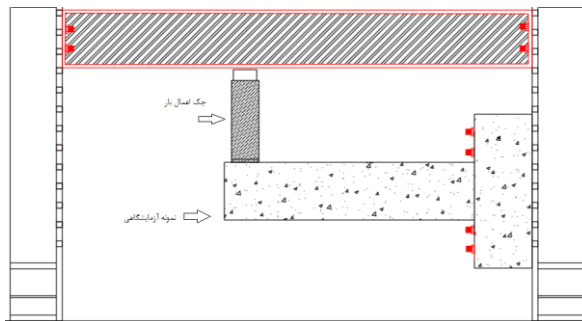
چگالی (kg/dm^3)	مدول الاستیسیته (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	رنگ	قطر (μm)	طول (mm)
۰/۹	۳۵۰۰	۸۰۰	تیره	۱۸	۷۰-۴۰

جدول ۳ طرح اختلاط بتن معمولی و کامپوزیت سیمانی

جمع کل (kg)	الیاف درصد حجمی	فوق‌روان‌کننده (kg)	سیمان (kg)	شن (kg)	ماسه (kg)	آب (kg)	w/c	نوع بتن
۲۳۸۲	-	-	۴۰۰	۸۰۲	۹۸۰	۲۰۰	۰/۵	بتن معمولی
۲۲۹۰	۰/۵	۴	۵۰۰	-	۱۵۵۷	۲۲۵	۰/۴۵	بتن توانمند
۲۲۹۴	۱	۴	۵۰۰	-	۱۵۵۷	۲۲۵	۰/۴۵	بتن توانمند

جدول ۴ مشخصات میلگردهای مصرفی

کرنش جاری شدگی	تنش نهایی (MPa)	تنش جاری شدن (MPa)	نمره میلگرد	توضیحات
۰/۰۰۲۳	۶۷۵/۲	۴۲۶/۳	۱۰	آرماتور برشی عرضی
۰/۰۰۱۹	۵۹۱	۴۲۴	۱۲	آرماتور قطری طولی
۰/۰۰۱۸۵	۵۸۲	۳۹۸	۱۶	آرماتور قطری طولی



شکل ۵ نمای کلی از سیستم چیدمان آزمایش

چیدمان آزمایش

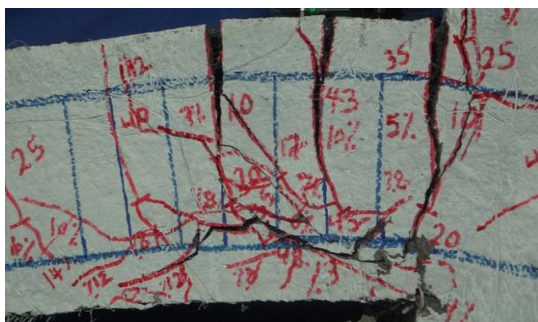
نمای شماتیک و واقعی چیدمان آزمایش در شکل (۵) نشان داده شده‌است. باتوجه به شابلون کردن سوراخ-های قاب صلب و کار گذاشتن لوله‌هایی به قطر ۱ اینچ در بتن، نمونه با ۸ میلگرد Ø22 دو سر رزوه‌شده بر روی قاب صلب قرار می‌گیرد. دو عدد LVDT در بالا و پایین تیر در محل اتصال گیردار قرار داده شده‌است تا جابه‌جایی احتمالی و چرخش اتصال کنترل گردد.

اندازه‌گیری‌ها در حین آزمایش‌ها نشان می‌دهد که هیچ چرخشی اتفاق نیفتاده‌است که نشان‌دهنده صلبیت تکیه‌گاه باشد.

مشاهدات و رفتار کلی نمونه‌ها

نمونه RCS نمونه مرجع استاندارد می‌باشد که از بتن معمولی ساخته شده‌است و دارای خاموت‌گذاری فشرده به طول 2d از هر تکیه‌گاه می‌باشد. در شکل (۶)

۴۲/۵ کیلونیوتن ترک‌های قطری نزدیک اتصال باز می‌شوند. الگوی انهدام نمونه RHS0.5 این تیر در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل ۸ نحوه انهدام تیر RHS0.5 در انتهای بارگذاری

نمونه RHN0.5 ساخته شده با کامپوزیت سیمانی و نیم درصد الیاف می‌باشد که بدون خاموت‌گذاری فشرده است. اولین ترک‌خوردگی تحت نیروی ۱۰ کیلونیوتن در بر تکیه‌گاه رخ می‌دهد. در نیروی ۴۴/۵ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۶۰/۳۶ میلی‌متر، ترک‌های برشی در فاصله ۱۵ سانتی‌متری از بر تکیه‌گاه و با زاویه ۴۵ درجه از بالا به پایین در شکل (۱۰) ظاهر می‌گردد. پل زدن الیاف در این نمونه به‌وضوح نمایان شده است که در شکل (۹) نشان داده شده است.

نمونه RHS1 ساخته شده با کامپوزیت سیمانی و یک درصد الیاف می‌باشد که بدون خاموت‌گذاری فشرده است. اولین ترک‌خوردگی تحت نیروی حدود ۸ کیلونیوتن و تغییرشکل حدود ۱/۲۵ میلی‌متر در انتهای دهانه اتفاق می‌افتد. در دریافت ۷ درصد و بار ۴۷/۸ کیلونیوتن و تغییرمکان ۸۴ میلی‌متر ترک قطری به فاصله ۲۰ سانتی‌متر از تکیه‌گاه رخ می‌دهد. در دریافت ۱۲ درصد و بار ۴۸ کیلونیوتن و تغییرمکان ۱۵۲ میلی‌متر ترک‌های قطری به فاصله ۲۰ سانتی‌متر از بر تکیه‌گاه بیشتر می‌شود و عرض ترک‌های قطری زیاد می‌شود. الگوی انهدام نمونه RHS1 این تیر در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

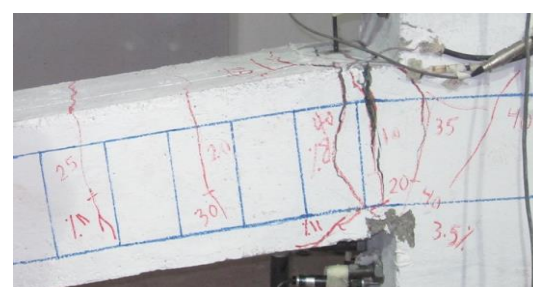
نمونه RHN1 ساخته شده با کامپوزیت سیمانی و یک درصد الیاف می‌باشد که بدون خاموت-

نمونه RCS در انتهای بارگذاری (تخریب) نشان داده شده است. اولین ترک‌خوردگی در نیروی ۹/۵ کیلونیوتن رخ می‌دهد. در نیروی ۴۳ کیلونیوتن و تغییرمکان ۳۶/۱۳ میلی‌متر ترک‌های برشی در مجاورت تکیه‌گاه ظاهر می‌گردد. این ترک‌ها با افزایش نیرو گسترش می‌یابند و به سمت بخش فشاری تیر حرکت می‌کنند.



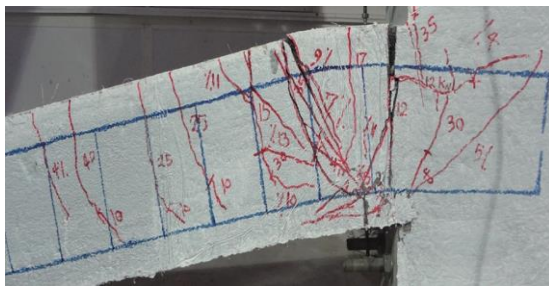
شکل ۶ نحوه انهدام تیر RCS در انتهای بارگذاری

در نمونه RCN نمونه مرجع که از بتن معمولی ساخته شده است و بدون خاموت‌گذاری فشرده می‌باشد، اولین ترک‌خوردگی در بار ۱۰ کیلونیوتن رخ می‌دهد. در شکل (۷) نمونه RCN در انتهای بارگذاری نشان داده شده است.



شکل ۷ نحوه انهدام تیر RCN در انتهای بارگذاری

نمونه RHS0.5 ساخته شده با کامپوزیت سیمانی و نیم درصد الیاف می‌باشد که دارای خاموت‌گذاری فشرده است. اولین نیروی ترک‌خوردگی در این تیر در بار ۱۰ کیلونیوتن می‌باشد. در دریافت ۶ درصد و بار ۴۸ کیلونیوتن ترک مورب به فاصله ۱۵ سانتی‌متر از بر تکیه‌گاه رخ می‌دهد. در دریافت ۱۲ درصد و بار



شکل ۱۲ نحوه انهدام تیر RHN1 در انتهای بارگذاری

نتایج و بحث

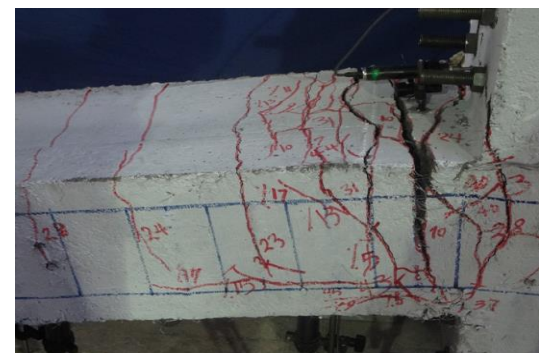
در جدول (۵) مقاومت نهایی P_u (متناظر با ماکزیمم تغییرمکان در هنگام شکست) و شکل‌پذیری (نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان جاری شدن) هر شش نمونه آزمایشگاهی و درصد افزایش P_u و شکل‌پذیری نمونه‌های حاوی بتن HPFRCC نسبت به نمونه بتن معمولی مرجع آمده است. شکل‌پذیری نمونه برابر $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ که جابه‌جایی نهایی تیر و در صورت وجود افت نیرو برابر جابه‌جایی نظیر بار $0.85P_{max}$ می‌باشد و Δ_y نیز جابه‌جایی نظیر بار جاری شدگی P_y آرماتورهای طولی بر تیر اتصال می‌باشد. میزان جذب انرژی نمونه‌ها در جدول (۶) آمده است. منحنی‌های پوش هر یک از نمونه‌ها نیز در شکل (۱۳) نشان داده شده‌اند.

باتوجه به جدول (۵) شکل‌پذیری تیر RHN0.5 نسبت به تیر RCN حدود ۷۷ درصد بیشتر شده است. در تیر RHN1 افزایش شکل‌پذیری نسبت به تیر مرجع ۲۵ درصد می‌باشد. تیر RHS0.5 نسبت به RCS دارای ۹۷ درصد شکل‌پذیری بیشتر است. تیر RHS0.5 نیز ۴ درصد شکل‌پذیرتر از تیر RHN0.5 می‌باشد. میزان شکل‌پذیری تیر RHS1، ۲۲ درصد بیشتر از تیر RHN1 می‌باشد. شکل‌پذیری تیر RHS0.5 نیز ۵۵ درصد بیشتر از تیر RHN1 می‌باشد. میزان شکل‌پذیری در تیرها با نیم درصد الیاف بیشتر از حالت‌های دیگر است. حد اکثر شکل‌پذیری در تیر RHS0.5 رخ داده است. این اتفاق به دلیل عدم افت بار در نمونه‌های بتن توانمند تا دریافت

گذاری فشرده است. اولین ترک‌خوردگی تحت نیروی حدود ۱۲ کیلونیوتن و تغییرشکل حدود ۳/۹۵ میلی‌متر در انتهای دهانه اتفاق می‌افتد. در دریافت ۴ درصد و نیروی ۴۶/۶۳ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۴۸/۷ میلی‌متر، ترک‌های برشی در فاصله ۱۵ سانتی‌متری تکیه‌گاه‌ها و با زاویه ۴۵ درجه ظاهر می‌گردند. الگوی انهدام نمونه RHN1 این تیر در شکل (۱۲) نشان داده شده است.



شکل ۹ پل زدن الیاف در تیر RHN0.5



شکل ۱۰ نحوه انهدام تیر RHN0.5 در انتهای بارگذاری



شکل ۱۱ نحوه انهدام تیر RHS1 در انتهای بارگذاری

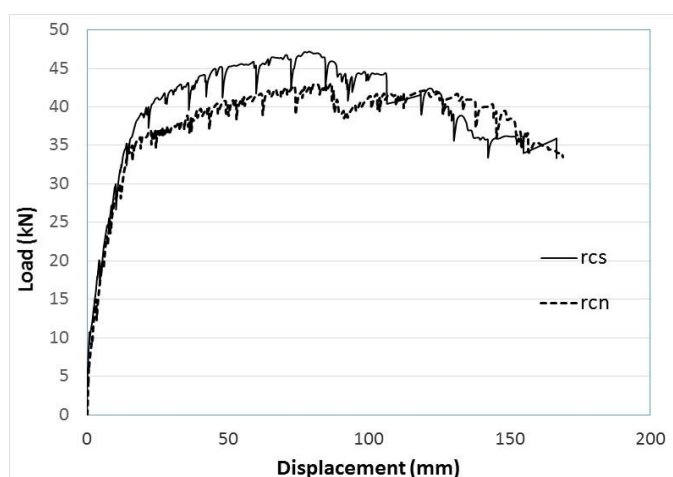
۲۳ درصد می باشد، باتوجه به محدودیت استروک جک صورت امکان ادامه آزمایش افزایش میزان شکل پذیری اعمال بار، آزمایش در دریفت پایان یافته است. در جذب انرژی بدیهی می باشد.

جدول ۵ مقایسه کلی نتایج نمونه ها

نام تیر	P_{cr} (kN)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	$\frac{P_{max}}{P_{maxRCS}}$	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\frac{\mu_n}{\mu_{RCS}}$
RCS	۹/۵	۳۵	۴۷	۱	۱۶	۱۲۸	۷/۸۵	۱
RCN	۱۰	۳۴	۴۳	۰/۹۱	۱۸	۱۵۲	۸/۴	۱/۰۷
RHS0.5	۱۰	۴۰	۴۸	۱/۰۲	۱۷/۷	۲۷۵	۱۵/۵	۱/۹۷
RHN0.5	۱۰	۳۷	۴۵	۰/۹۷	۱۷/۴۵	۲۷۰	۱۵/۴۷	۱/۹۷
RHS1	۸	۴۱	۵۰	۱/۰۶	۲۲	۲۶۸	۱۲/۲	۱/۵۵
RHN1	۱۲	۴۲	۵۰/۶	۱/۰۷	۲۵/۸	۲۷۰	۱۰/۵	۱/۳۳

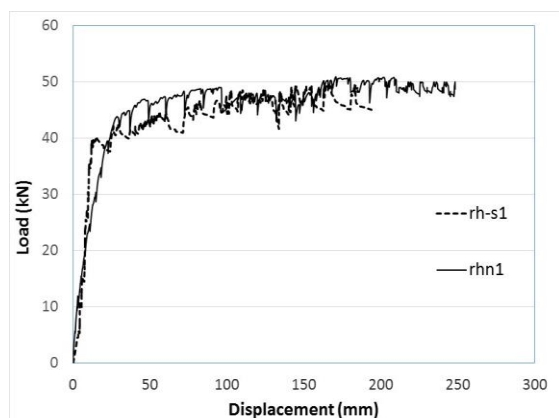
جدول ۶ میزان جذب انرژی نمونه ها

نام تیر	(سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان تا Δ_U) Kn-mm	$\frac{W}{W(RCS)}$
RCS	۵۸۱۸/۶	۱
RCN	۵۹۸۱/۱	۱/۰۲
RHS0.5	۱۲۶۵۳	۲/۱۷
RHN0.5	۱۲۱۸۳	۲/۰۹
RHS1	۱۳۵۷۷	۲/۳۳
RHN1	۱۳۵۸۵/۶	۲/۳۳



شکل ۱۳ منحنی بار- تغییر مکان تیرهای مرجع استاندارد و غیراستاندارد

درصد از تیر RHN0.5 بیشتر می‌باشد. در این نمونه‌ها تا دریافت ۲۳ درصد تست ادامه پیدا کرد اما افت بار در نمونه‌ها مشاهده نشد.

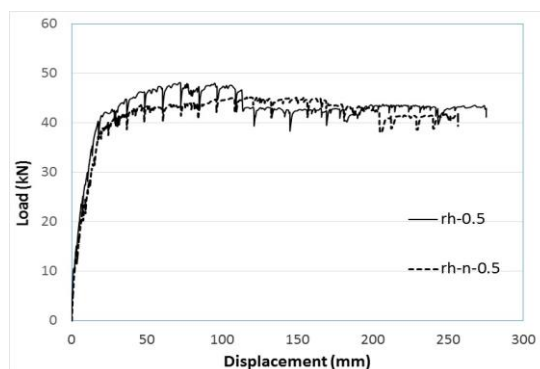


شکل ۱۵ منحنی بار- تغییر مکان بتن توانمند با یک درصد الیاف

باتوجه به شکل (۱۵) حداکثر بار در هر دو تیر تقریباً برابر شده‌است، منحنی‌ها بسیار به هم نزدیک شده‌اند و در قسمت زیادی یک روند را طی می‌کنند که در منحنی بار- تغییر مکان مشهود می‌باشد. حداکثر بار تیر RHS1 برابر ۵۰ کیلونیوتن می‌باشد که این حداکثر بار در تیر RHN1، برابر ۵۰/۶ کیلونیوتن است که نشانگر ۱ درصد اختلاف در حداکثر بار تحمل شده است. میزان شکل‌پذیری در تیر RHS1 به میزان ۲۲ درصد بیشتر از تیر RHN1 می‌باشد. میزان جذب انرژی در هر دو تیر برابر می‌باشد. در این نمونه‌ها تا دریافت ۲۲ درصد تست ادامه پیدا کرد اما افت بار در نمونه‌ها مشاهده نشد. باتوجه به منحنی بار- تغییر مکان می‌توان خاموت‌گذاری فشرده را در تیر حذف کرد. میزان افزایش حداکثر بار در تیرها بدون خاموت‌گذاری فشرده بیشتر می‌باشد. میزان افزایش حداکثر بار در تیر بدون خاموت‌گذاری فشرده با نیم درصد و یک درصد الیاف نسبت به نمونه مرجع مطابق شکل (۱۶) به ترتیب برابر ۱۲/۵ و ۱۷/۵ درصد می‌باشد. میزان طاقت تیرهای RHS1 و RHN1 نسبت به تیر مرجع به ترتیب ۱/۷۲ و ۱/۵۱ افزایش یافته‌است.

باتوجه به جدول (۶) میزان جذب انرژی در نمونه‌های بتن توانمند بیشتر از نمونه‌های مرجع می‌باشد که این میزان در نمونه بتن توانمند با یک درصد الیاف تا ۲/۳۳ برابر نمونه مرجع رسیده‌است.

بررسی بین تیر RCS و تیر RCN در شکل (۱۳) نشان می‌دهد که تیر با خاموت‌گذاری ویژه دارای حداکثر بار بیشتر نسبت به تیر بدون خاموت‌گذاری ویژه می‌باشد. حداکثر بار تیر RCS برابر ۴۷ کیلونیوتن می‌باشد که این حداکثر بار در تیر RCN، برابر ۴۳ کیلونیوتن است که نشانگر ۹ درصد افزایش در حداکثر بار تحمل شده است. میزان شکل‌پذیری در تیر RCN به میزان ۷ درصد بیشتر از تیر RCS می‌باشد. این موضوع به دلیل افت ناگهانی بار در تیر RCS قابل توجیح است، به دلیل این که بسیاری از پارامترهای فوق تا میزان ۸۵ درصد بار حداکثر محاسبه می‌شوند.



شکل ۱۴ منحنی بار- تغییر مکان بتن توانمند با نیم درصد الیاف

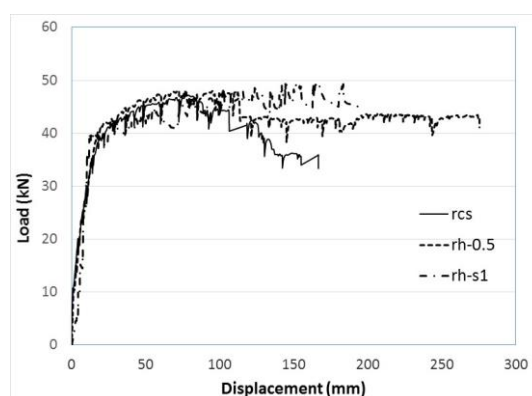
بررسی بین تیر RHS0.5 و تیر RHN0.5 در شکل (۱۴) نشان می‌دهد که تیر با خاموت‌گذاری ویژه دارای حداکثر بار بیشتر نسبت به تیر بدون خاموت‌گذاری ویژه می‌باشد. حداکثر بار تیر RHS0.5 برابر ۴۸ کیلونیوتن می‌باشد که این حداکثر بار در تیر RHN0.5، برابر ۴۵ کیلونیوتن است که نشانگر ۶/۵ درصد اختلاف در حداکثر بار تحمل شده است. میزان شکل‌پذیری در تیر RHS0.5 به میزان ۴ درصد بیشتر از تیر RHN0.5 می‌باشد. میزان جذب انرژی در تیر RHS0.5 بیش از ۴

در بتن توانمند بدون خاموت گذاری فشرده حداکثر نیروی تحمل شده به میزان $4/5$ و $17/5$ درصد به ازای نیم و یک درصد الیاف نسبت به نمونه بتن معمولی افزایش می یابد. الیاف در تیرها بدون خاموت فشرده اثر بیشتری بر روی افزایش حداکثر نیروی تحمل شده داشته است. هم چنین شکل پذیری و جذب انرژی را افزایش می دهد. نیروی جاری شدن آرماتورها به ترتیب $8/8$ و $23/5$ درصد افزایش یافته است. میزان جذب انرژی در تیر RHS1 نسبت به تیر مرجع بیشتر است. هم چنین در تیرهای HPFRCC افت بار مشاهده نشده است.

نتیجه گیری

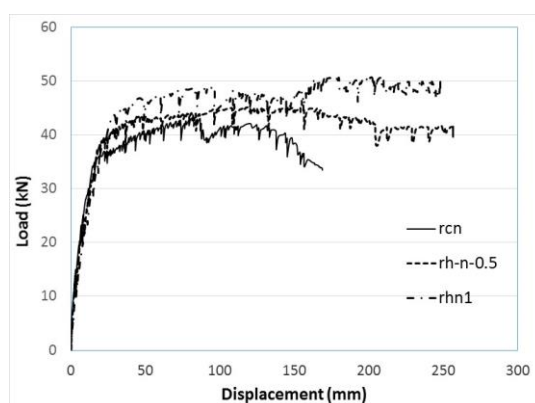
به منظور بررسی تأثیر بتن های کامپوزیتی سیمانی توانمند بر رفتار تیرهای بتن آرمه طره ای و امکان سنجی جایگزینی این بتن ها برای حذف خاموت های فشرده در ناحیه بحرانی، شش نمونه تیر طره ای شامل دو نمونه مرجع بتن معمولی با خاموت گذاری ویژه (RCS) و بدون خاموت گذاری ویژه (RCN) و چهار نمونه با بتن کامپوزیتی سیمانی توانمند HPFRCC (با نیم و یک درصد الیاف با خاموت گذاری ویژه به نام های RHS1 و RHS0.5 و بدون خاموت RHS1 و RHN0.5) تحت بار افزایشنده قرار گرفتند که مشاهدات رفتاری و نتایج به دست آمده از انجام آزمایش ها بر روی نمونه ها به صورت زیر ارائه می گردد:

۱. در تیرهای بتنی مرجع با و بدون خاموت فشرده، ترک ها با نرم شوندگی منحنی تنش - کرنش کششی همراه می شود و ظرفیت باربری سازه با افزایش ترک ها کاهش می یابد؛ لذا تکیه بر آرماتورها برای حفظ سازه ضروری است؛ اما در تیرهای با بتن کامپوزیتی توانمند میکروت ترک ها باعث ورود مصالح به مرحله سخت شوندگی می شود و ظرفیت باربری بالا می رود.



شکل ۱۶ منحنی بار- تغییر مکان تیر مرجع و بتن توانمند با خاموت گذاری ویژه

افزودن الیاف به تیرهای HPFRCC باعث افزایش حداکثر نیروی تحمل شده به میزان ۲ و ۶ درصد به ازای نیم و یک درصد الیاف می گردد. هم چنین شکل پذیری و جذب انرژی را افزایش می دهد. افزودن الیاف باعث نرم شدن نمودار می گردد. الیاف باعث افزایش نیروی جاری شدن آرماتور می شوند. در شکل (۱۷) نیروی جاری شدن آرماتورها به ترتیب ۱۴ و ۱۷ درصد نسبت به نمونه مرجع افزایش یافته است. تغییر مکان معادل ترک خوردگی، جاری شدن و حداکثر بار افزایش می یابد. الیاف باعث انسجام بتن می گردند و از انهدام ناحیه فشاری بتن جلوگیری می کند.



شکل ۱۷ منحنی بار- تغییر مکان تیر مرجع و بتن توانمند بدون خاموت گذاری ویژه

۲. خاموت فشرده باعث سختی بیشتر تیرها و افزایش جذب انرژی و شکل‌پذیری بالاتر می‌شود. بتن کامپوزیتی توانمند با یک درصد الیاف باعث انطباق تقریبی منحنی بار- تغییرمکان در حالت خاموت‌گذاری فشرده و غیرفشرده گردیده‌است. جذب انرژی و شکل‌پذیری و حداکثر بار تقریباً برابر شده‌است. در نتیجه می‌توان خاموت‌گذاری فشرده را در تیرهای کامپوزیتی توانمند با یک درصد الیاف حذف کرد.
۳. الیاف باعث افزایش حداکثر نیروی تحمل‌شده می‌شوند. حداکثر نیرو در تیرهای کامپوزیتی توانمند دارای خاموت فشرده با یک و نیم درصد الیاف نسبت به نمونه مرجع بتن معمولی با خاموت فشرده
- به ترتیب به میزان ۶ و ۲ درصد افزایش یافته‌است. این میزان افزایش در تیرهای کامپوزیتی توانمند بدون خاموت فشرده با یک و نیم درصد الیاف به ترتیب برابر ۱۷/۵ و ۴/۵ درصد می‌باشد که نشانگر تأثیر بیشتر الیاف در نمونه‌های فاقد خاموت فشرده‌است.
۴. باتوجه به الگوی ترک‌خوردگی در تیرها، در نمونه‌های بتن توانمند الگوی ترک‌خوردگی به ترک‌های ریز چندگانه تبدیل می‌شود. میزان ترک‌ها در تیرهای با خاموت فشرده بیشتر است.
۵. میزان جذب انرژی و شکل‌پذیری در تیرهای کامپوزیتی توانمند نسبت به بتن مرجع به ترتیب در حالت حداکثر، ۹۷ درصد و ۲/۳۳ برابر افزایش یافته‌است.

مراجع

۱. همتی، علی، «بررسی رفتار خمشی تیرها و قاب‌های بتن مسلح کامپوزیتی الیافی توانمند»، پایان‌نامه دکترا، دانشگاه سمنان، (۱۳۹۲).
2. Parra-Montesions, G. J., "High-performance Fiber-reinforced Cement Composites: An Alternative for Seismic Design of Structures", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 5, Pp.668-675, (2005).
3. Hamman, D. J., "Fiber Cements and Fiber Concretes", John Wiley and Sons, New York, 213 pages, (1988).
4. Romualdi J. P. and Batson G. B., "Mechanics of Crack Arrest in Concrete", *Journal of engineering mechanics*, ASCE Proc, 89(EM3), Pp. 147-168, (1963).
5. Romualdi J. P. and Mandel J. A., "Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed and Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement", *Journal of ACI*, Pp. 657-670, (1964).
6. Bolander, J., "Spring Network Model of Fiber Reinforced Cement Composites", High performance fiber reinforced cement composites, HPRCC 3, H. W. Reinhardt and A. E. Naaman, Pp. 341-350, (1999).
7. Vandewalle, L. et al., "RILEM TC 162-TDF: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete", Sigma-epsilon-design method- Final Recommendation, Materials and Structures 36(262), Pp. 560-567, (2003).
8. Aveston, J. Cooper, G. A. and Kelly, A., "Single and Multiple Fracture, the Properties of Fiber Composites", *Conference proceedings of national physical laboratory*, IPC, science and technology press, Ltd. Pp. 14-24, (1971).
9. Krenchel, H. and Stang, H., "Stable Micro-cracking in Cementitious Materials", in brittle matrix

- composites 2. A. M. Brandt and J. H. Marshall, eds., Pp. 20-33, (1989).
10. Curbach, M. and Jesse, F., "High-performance Textile-reinforced Concrete", *Structural engineering international* 9(4, 1):289-291(3), (1999).
 11. Naaman, A. E. and Reinhardt, H. W., "Setting the Stage: Toward Performance-based Classification of FRC Composites", In high performance fiber reinforced cement composites (HPFRCC-4), Proc. of the 4th Int'l RILEM workshop, A. E. Naaman and H. W. Reinhardt, (2003).
 ۱۲. قدسی، فرشید، آذر، «بررسی خواص مصالح پایه سیمانی مسلح به الیاف فولادی مجعد با مقاومت کششی و شکل پذیری بالا»، نشریه دانشکده فنی دانشگاه تهران، (۱۳۸۷).
 13. Farhat, F. A., Nicolaides, D., Kanellopoulos, A. and Karihaloo, B. L., "High Performance Fiber-reinforced Cementitious Composite (CARDIFRC)-performance", (2007).
 14. Richard, P. and Cheyrezy, M. H., "Composition of Reactive Powder Concretes", *cement and concrete research*, Vol. 25, No.7, Pp. 1501-1511, (1995).
 15. Habel, H., Gauvreau, P., "Response of UHPFRC to Impact and Static Loading", *cement and concrete composites*, Pp. 938-946, (2008).
 ۱۶. همتی، علی، خیرالدین، علی، شربتدار، محمدکاظم، بررسی عددی افزایش ظرفیت باربری قاب بتن مسلح با استفاده کامپوزیت های سیمانی مسلح الیافی توانمند، مجله علمی و پژوهشی شریف، دانشگاه شریف، (۱۳۹۲).
 17. Hemmati, A., kheyroddin, A., Sharbatdar, M. K., "Plastic Hinge Rotation Capacity of Reinforced HPFRCC Beam", *Journal of Structural engineering*, ASCE, (2013).
 18. Shi, C., Mo, Y. L., "High Performance Construction Materials, Science and Applications", (2008).
 19. Fukuyama, H. and Suwada, H., "Experimental Response of HPFRCC Dampers for Structural Control", *journal of advanced concrete technology*, Vol.1, No.3, Pp. 317-326, (2003).
 20. Parra-Montesinos, G., "Proposed Addition to ACI Code 318-05 on Shear Design Provisions for Fiber Reinforced Concrete Members", (2006).
 21. Hiroshi Fukuyama, "HPFRCC Device for Structural Control of Building with Soft Story", 6th RILEM symposium on fiber –reinforced concretes (FRC)-BEFIB2004, Varenna, Italy, Pp. 1163-1172, (2004).

مدل سازی پارامترهای جریان در مسیر تنداب سرریزهای با تغییر شیب ناگهانی

(مطالعه موردی: سرریز سد سورک)*

«یادداشت پژوهشی»

سهیل عباسی^(۱) حسین صمدی بروجنی^(۲) روح الله فتاحی نافچی^(۳) بهزاد قربانی^(۴)

چکیده یکی از موارد مهم در طراحی تنداب سرریزها، بررسی خصوصیات و شرایط جریان در مسیر تنداب به واسطه فوق بحرانی بودن جریان است. در تحقیق حاضر ویژگی های هیدرولیکی جریان در تنداب سرریز سد سورک با استفاده از مدل سازی فیزیکی و عددی مورد بررسی قرار گرفته است. مدل از جنس پلکسی گلاس با مقیاس ۱:۵۰ ساخته شد و برای مدل سازی ریاضی از نرم افزار فلوئنت استفاده گردید. آزمایش ها در ۵ دبی متفاوت انجام گرفت و پارامترهای فشار، سرعت و عمق جریان در محور مرکزی و کنار دیواره برداشت گردید. نتایج نشان داد در بین پارامترهای اندازه گیری شده نرم افزار فلوئنت، پارامتر سرعت با کمترین درصد خطا (۴/۳ درصد) و پارامتر عمق با بیشترین درصد خطا (۱۶/۹ درصد) شبیه سازی شده است. همچنین ضریب نش-سانکلیف و ضریب تعیین محاسبه شده برای پارامترهای مورد نظر نشان دادند که نرم افزار فلوئنت توانایی شبیه سازی جریان را بر روی سرریزهای با تغییر شیب ناگهانی دارا می باشد. باتوجه به نتایج شبیه سازی شده و معیارهای RMSE و NRMSE می توان دریافت در نرم افزار فلوئنت در صورت استفاده از روش حل عددی حجم محدود، مدل آشفتگی RNG k-ε، روش تصحیح فشار SIMPLE و روش دو فازی VOF، بیشترین دقت در محاسبه پارامترهای فشار، سرعت و عمق جریان آب در تنداب سرریز مورد مطالعه حاصل می گردد.

واژه های کلیدی فشار، سرعت، سرریز، مدل فیزیکی، مدل سازی عددی.

Modeling of the Flow Parameters of Chute Spillway with Change Slope (Case Study: Surk Dam Spillway)

S.Abbasi

H.Samadi-Boroujeni

R.Fattahi Nafchi

B.Gorbani

Abstract One of the important issues in the design of chute spillway is to study the flow characteristics in the chute path because the flow is supercritical. In this study, the hydraulic characteristic of flow in the chute spillway of Surk dam has been investigated using both physical and numerical modeling. The plexiglass physical model was made with a geometry scale of 1:50 and FLUENT software was used for mathematical modeling. The experiments were carried out at 5 different discharges and the parameters of pressure, velocity and depth of flow were measured in the central axis and at the side of the wall. The results showed that among the measured parameters of FLUENT model, the velocity parameter was simulated with the lowest average error rate (4.3%) and the depth parameter with the highest average error rate (16.9%). Also, the Nash-Sutcliffe coefficient and the correlation coefficient for the parameters, indicated that FLUENT software has a good ability to simulate flow characteristics over the chute spillway with a suddenly change slope. Regarding the RMSE and NRMSE criteria, FLUENT model have had the highest accuracy in calculating the flow parameters by using finite volume numerical method, turbulent model k-ε, RNG, SIMPLE pressure correction method and VOF two-phase method.

Key Words Pressure, Velocity, Spillway, Physical and Numerical Modeling.

*تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۸/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۲/۱۸ می باشد.

(۱) نویسنده مسئول، دانشجوی کارشناسی ارشد سازه های آبی، گروه مهندسی آب، دانشگاه شهرکرد.

Email: Soheil.abbasi91@yahoo.com.

(۲) دانشیار، گروه مهندسی آب، دانشگاه شهرکرد.

(۳) دانشیار، گروه مهندسی آب، دانشگاه شهرکرد.

(۴) دانشیار، گروه مهندسی آب، دانشگاه شهرکرد.

مقدمه

سرریز یکی از سازه‌های مهم هر سد برای عبور سیلاب‌ها می‌باشد که تنداب آن باتوجه به شرایط توپوگرافی و شیب طبیعی زمین در مسیر ممکن است با شیب‌های مختلف طراحی و اجرا شود این امر تغییر شیب‌هایی ناگهانی در تنداب به وجود می‌آورد. بدیهی است در این وضعیت، سازه تنداب باید از نظر شرایط هیدرولیکی، به گونه‌ای طراحی شود که پدیده‌هایی همچون کاویتاسیون، ایجاد امواج ثانویه و... در محل تغییر شیب ناگهانی حادث نشوند و شرایط عبور ایمن سیلاب فراهم باشد [1].

براساس اطلاعات موجود، در موارد زیادی دلیل تخریب سرریزها، طراحی نامناسب تنداب‌ها بوده است. به دلیل اقتصادی و هیدرولیکی، مناسب‌تر است که تنداب، مستقیم و شیب کف آن از شیب بحرانی بیشتر باشد. با این حال شرایط زمین‌شناسی و مورفولوژیکی شیب دره و تکیه‌گاه که تنداب باید از آن پیروی کند، گاهی ممکن است موجب شود که در مسیر تنداب خم حاصل شود و همچنین شیب کف آن در مسیر تغییر نماید. به طور کلی اصول زیر در طراحی تنداب مورد توجه قرار می‌گیرند [2].

۱. هرگونه هدایت و یا تغییر مسیر جریان، باید محدود به مکان‌هایی واقع در بالادست سازه کنترل (جایی که سرعت جریان کم است) باشد.

۲. در منطقه‌ای که جریان شتاب می‌گیرد، هدایت جریان باید مستقیم و متقارن باشد.

۳. هنگام عبور جریان از روی سازه کنترل، جریان به سرعت شتاب می‌گیرد. پایین‌دست آستانه، جریان فوق بحرانی است، سرعت آن افزایش می‌یابد و امکان ایجاد کاویتاسیون را فراهم می‌کند؛ بنابراین هرگونه تغییر در انحنای دیواره هادی جریان و کف تنداب واقع در پایین‌دست آستانه، باید با دقت زیاد انجام شود. از آنجایی که پهنه‌های بالادست آستانه وابسته به دبی عبوری از مقطع کنترل می‌باشد و اغلب پهنای در مقطع

کنترل نسبت به تنداب بزرگ‌تر است، بنابراین یک تبدیل بین این دو لازم است؛ البته پهنای تنداب به وسیله عواملی از قبیل توپوگرافی، هزینه ساخت و پهنای رودخانه پایاب محدود می‌شود.

بنابراین بررسی رفتار هیدرولیکی و شناخت پارامترهای هیدرولیکی سرریز در دبی‌های مختلف به کمک مدل‌های فیزیکی و عددی امکان‌پذیر است. تغییر شیب‌های ناگهانی در این نوع سازه‌ها می‌تواند زمینه‌ساز جدایش جریان شود و الگوی جریان را تغییر دهد که این امر می‌تواند مسائلی را در پایداری تنداب ایجاد نماید؛ بنابراین بررسی پارامترهای جریان (توزیع فشار و سرعت) در تغییر شیب‌های ناگهانی به خصوص در جریان‌های با سرعت زیاد که می‌تواند موجب عملکرد نامطلوب هیدرولیک جریان و ایجاد خسارت‌های شدید و یا شکست سازه گردد، کاملاً الزامی است [1]. مهری [۳] به شبیه‌سازی رفتار هیدرولیکی جریان بر روی سرریز سد بالارود با استفاده از مدل فیزیکی با مقیاس کوچک پرداخت. در این تحقیق مدل فیزیکی با مقیاس ۱:۱۱۰ ساخته شد و در ۱۴ دبی مختلف پارامترهای مهم جریان شامل عمق، سرعت، فشار، نوسانات لحظه‌ای فشار، مشخصات جت پرتابی و بی‌نظمی‌های جریان با هدف حصول اطمینان از عملکرد مطلوب سرریز در دوران بهره‌برداری مورد اندازه‌گیری و مشاهده قرار گرفت. اهم نتایج وی نشان داد که تراز حداکثر بازشدگی درپچه‌های سرریز و ارتفاع دیواره‌های جام پرتابی نیاز به اصلاح دارند و باتوجه به این که ضریب خوردگی اندازه‌گیری شده بیش از مقدار بحرانی آن است احتمال به وجود آمدن پدیده کاویتاسیون وجود ندارد. عارف پور [۴] به بررسی هیدرودینامیک جریان و منحنی تراژکتوری جت پایین‌دست در پرتابه جامی شکل سرریز سد بالارود در مقیاس ۱:۴۰ پرداخته است که نتایج وی حاکی از قابل قبول بودن دامنه تغییرات فشارهای دینامیکی بوده است. دورقی [۵] به بررسی رفتار هیدرودینامیک آب بر روی

کالویج [8] با استفاده از معادلات رینولدز میانگین گیری شده در زمان و نیز معادلات $k-\varepsilon$ استاندارد به روش حجم محدود، جریان عبوری از روی سرریز را به صورت دوبعدی و سه بعدی تحلیل کردند. یوامی و همکاران [9] با ترکیب دو روش حجم محدود و المان محدود، جریان سطح آزاد روی سرریز را به صورت دوبعدی با شبکه نامنظم مثلثی شکل شبیه سازی کردند. چنرسری و همکاران [10] به بررسی جریان در یک سرریز پله کانی و هم چنین بدون پله با استفاده از روش های عددی پرداختند. این محققان برای اجرای مدل عددی، روش VOF را برای حل جریان دوفازی (آب و هوا) و مدل $k-\varepsilon$ را برای حل آشفتگی جریان انتخاب کردند. حیدری [11] نیز جریان آشفته عبوری روی سرریز اوجی را با نرم افزار فلوئنت به صورت دوبعدی بررسی کرد.

در این راستا در این پژوهش به بررسی پارامترهای هیدرولیکی جریان در سرریز سد سورک و تغییر شیب ناگهانی موجود در تنداب این سازه با بهره گیری از مدل فیزیکی و مدل عددی فلوئنت، در ۴ دبی مختلف پرداخته شده است. ضمن اندازه گیری مشخصه های جریان در طول سرریز، بررسی تغییرات فشار، تغییرات سرعت و تغییرات عمق آب با استفاده از شبیه سازی جریان در نرم افزار فلوئنت مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته و کاربرد این مدل در جریان از روی این قبیل سازه ها ارزیابی شده است.

روش تحقیق

موقعیت و مشخصات سد و سرریز سد سورک

سد سورک، سدی خاکی با هسته رسی است که دارای یک سرریز اوجی با تنداب می باشد. این سد در نزدیکی روستای سورک در ۴۵ کیلومتری شهرکرد، مرکز استان چهارمحال و بختیاری قرار دارد. حداکثر ارتفاع سد از بستر ۳۹ متر، طول تاج سد ۵۹۰ متر، حجم کل بدنه این سد ۱۲۵۰۰۰۰ مترمکعب، حجم مفید مخزن MCM ۲۵

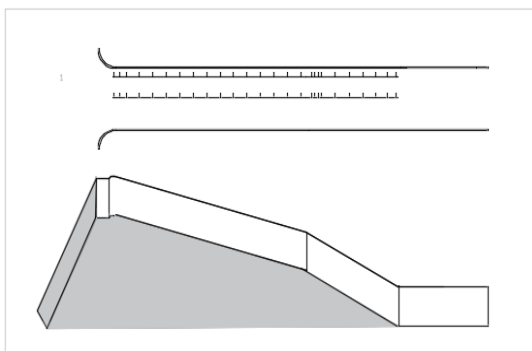
سرریز اوجی سه دهانه و تعیین رابطه دبی اشل و بهینه سازی دیواره های هدایت سرریز سد بالارود در مقیاس ۱:۴۰ پرداخت. در این تحقیق وی در ابتدا به بهینه سازی دیواره های هدایت سرریز پرداخت و بهینه سازی هم به صورت کمی و هم به صورت کیفی (مشاهده الگوی جریان، امواج عرضی، تلاطم و جداسازی جریان) انجام شد. این تحقیق در ۶ دبی مختلف پارامترهای مهم جریان شامل عمق، سرعت، فشار استاتیکی، نوسانات لحظه ای فشار و بی نظمی های جریان را با هدف حصول اطمینان از عملکرد مطلوب سرریز در دوران بهره برداری، مورد اندازه گیری و مشاهده قرار داد. بررسی عمق آب روی سرریز و کفایت دیواره ها مشخص کرد که از دبی ۲۷۴ لیتر بر ثانیه بلافاصله بعد از تبدیل ابتدایی، عمق آب به بالای دیواره سرریز می رسد که نیازمند اصلاح می باشد. حداقل ضریب خوردگی که در آستانه سرریز و در دبی ۱۹۰/۳ لیتر بر ثانیه رخ داد، ۰/۸۷ بود ولی باتوجه به ضریب خوردگی بحرانی (α) احتمال رخ دادن پدیده کاویتاسیون در طول محور سرریز وجود ندارد.

علاوه بر مدل های فیزیکی، درمورد استفاده از مدل های عددی و کامپیوتری درباره جریان روی سرریزها کارهای زیادی صورت گرفته است. ساویج و جانسون [6] به بررسی پارامترهای جریان بر روی یک سرریز اوجی به وسیله مدل فیزیکی و مدل عددی (FLOW 3D) با روش متوسط گیری رینولدز (Reynolds- Averaged Navier- Stokes) پرداختند. آنها اظهار داشتند که همواره روش های عددی در صورتی که معادلات حل جریان به درستی انتخاب کردند جایگزین خوبی برای مدل های فیزیکی می باشند. ایشان از دیگر مزیت های مدل عددی، صرفه جویی در هزینه و زمان را برشمردند. کسادی [7] براساس جریان پتانسیل، به صورت دوبعدی فشار روی تاج سرریز را به وسیله مدل عددی بررسی کرد که نتایج آن تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت. در اولسن و

درجه نسبت به افق نصب می گردد. در نهایت با برقراری ۴ دبی مختلف، سرعت جریان به وسیله لوله پیتوت، فشار به وسیله پیزومتر و پارامترهای مهم دیگر مثل عمق با وسایل موجود (عمق سنج) اندازه گیری می گردد. شکل (۱) طرح شماتیک مدل سرریز سد سورک را نشان می دهد. در شکل (۲) موقعیت اندازه گیری پارامترها نشان داده شده است.



شکل ۱ تصاویری از مدل فیزیکی سرریز سد سورک و تابلوی پیزومترها



شکل ۲ مکان اندازه گیری پارامترها

تحلیل ابعادی

جریان در سرریزهای همراه تنداب براساس خصوصیات هندسی، سینماتیکی و دینامیکی جریان به صورت تابع (۱) به دست آمد:

و حجم مرده آن $MCM \ 1/15$ است. عرض آستانه سرریز و تنداب برابر ۲۰ متر و شیب وجه بالادست آن ۱:۱ می باشد. باتوجه به مطالعات هیدرولوژی منطقه دبی طرح این سرریز ۲۳۱ مترمکعب بر ثانیه در نظر گرفته شده است. تنداب این سرریز در ابتدا زاویه ای ۱۴ درجه نسبت به افق دارد که در قسمت انتها به طور ناگهانی با زاویه ۲۸ درجه نسبت به افق به حوضچه آرامش متصل می گردد.

ساخت مدل فیزیکی سرریز

آزمایش های این تحقیق در فلوم شیب پذیر به طول ۲۰ متر و ارتفاع و عرض ۶۰ سانتی متر مستقر در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه شهرکرد انجام گرفته است به منظور انجام آزمایش ها، مدل فیزیکی در انتهای این فلوم نصب شده است. سیستم تغذیه و گردش آب نیز به تبع همان سیستم فلوم مذکور می باشد که شامل ایستگاه پمپاژ با ظرفیت ۷۰ لیتر بر ثانیه است. برای اندازه گیری دبی جریان، از سرریز مثلی واقع در انتهای سیستم استفاده می شود. باتوجه به امکانات آزمایشگاه، مقیاس مدل طوری تعیین شده است که اولاً فضای آزمایشگاهی از نظر هندسی کفایت ابعاد را داشته باشد، ثانیاً حداکثر دبی مورد نیاز در آزمایش مدل در رنج دبی سیستم تغذیه قرار گیرد. باتوجه به مطالب گفته شده و بررسی های صورت گرفته مقیاس مدل ۱:۵۰ انتخاب شده است که با این مقیاس امکان تشابه چه از نظر هندسی و چه از نظر دینامیکی فراهم می گردد. در این تحقیق برای ساخت مدل از مصالحی با جنس پلگسی گلاس استفاده شده است. صفحات برش خورده پلگسی به هم وصل می شوند و روی شاسی فلزی قرار داده می شوند. برای اندازه گیری فشار، در سرتاسر سرریز در مناطق با تغییر ناگهانی در شیب و ارتفاع، پیزومترهای با تراکم بیشتر نصب می شوند. برای سهولت کار پیزومترها روی یک تابلو قرار داده می شوند. برای رسیدن به دقت بیشتر در اندازه گیری ارتفاع آب در پیزومترها، تابلو با زاویه ۳۰

برای شبیه‌سازی جریان آشفته چند فاز از مدل VOF و برای شبیه‌سازی جریان آشفته از روش آشفتگی k-ε و مدل RNG استفاده می‌شود. در این مدل حل معادلات مربوط به روش حجم محدود می‌باشد. روش VOF که غالباً به‌عنوان روش حجم سیال نامیده می‌شود بر این اساس استوار است که دو یا چند سیال با هم ترکیب نمی‌شوند. برای هر فاز یک متغیر در مدل در نظر گرفته می‌شود که همان نسبت حجمی آن فاز در سلول محاسباتی است. در هر حجم کنترل مجموع نسبت‌های حجمی تمامی فازها یک می‌باشد. چن و همکاران [14] بیان می‌کنند که مرز بین دو فاز در روش حجم سیال نقطه‌ای در نظر گرفته می‌شود که مقدار عددی پارامتر کسر حجمی در آن ۰/۵ باشد. اگر نسبت حجمی سیال در سلول به‌صورت $aq = 0$ نشان داده شود یکی از سه شرط (الف) $aq = 0$ سلول از سیال خالی می‌باشد، (ب) $aq = 1$ سلول از سیال پر می‌باشد، (ج) $0 < aq < 1$ سلول دارای سطح مشترک بین دو یا چند سیال است، وجود دارد [15]. اندرسون و همکاران [16] از معادلات پیوستگی و مومنتوم ناویر-استوکس به‌عنوان معادله حاکم بر جریان در سرریز استفاده کردند. در این تحقیق از روش متوسط رینولدزی برای حل معادلات در جریان آشفته استفاده شده‌است. معادله پیوستگی رینولدز به‌صورت زیر می‌باشد.

$$\frac{\delta p}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x_j} (\overline{pu_j} + \overline{p'u'_j}) = 0 \quad (3)$$

فرم کلی معادله مومنتوم ناویر-استوکس متوسط رینولدزی به‌صورت زیر است:

$$\begin{aligned} & \frac{\delta}{\delta t} [(\bar{p} + p')(\bar{u} + u')] + \\ & \frac{\delta}{\delta x} [(\bar{p} + p')(\bar{u} + u')(u + \bar{u}) + (\bar{p} + p') - \tau_{xx}] + \\ & \frac{\delta}{\delta x} [(\bar{p} + p')(\bar{u} + u')(v' + \bar{v})] + \\ & \frac{\delta}{\delta x} [(\bar{p} + p')(\bar{u} + u')(w' + \bar{w}) - \tau_{zx}] \end{aligned} \quad (4)$$

$$F(V, Y, B, P, H, S, Q, \sigma, \rho, \mu, g) = 0 \quad (1)$$

که در آن B عرض کانال، V سرعت جریان، P فشار وارد روی سطح سرریز، S شیب طولی کانال، Q دبی جریان، σ کشش سطحی، μ لزجت دینامیکی و ρ چگالی مخصوص سیال می‌باشند. H ارتفاع استاتیکی روی سرریز و Y عمق آب است. تحلیل ابعادی با استفاده از تئوری π باکینگهام صورت می‌گیرد و پارامترهای مؤثر جریان به‌صورت معادله (۲) به‌دست می‌آید:

$$f_i \left(\frac{p}{\rho V^2}, \frac{V^2}{gy}, \frac{\mu}{\rho V Y}, S, \frac{\sigma}{\rho V^2 Y}, \frac{B}{Y}, \frac{H}{Y} \right) \quad (2)$$

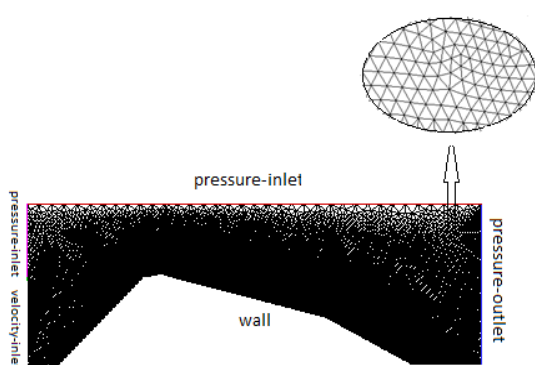
باتوجه به این‌که عرض در کانال تغییر نمی‌کند و شیب‌های موجود در مدل در طول آزمایش‌ها ثابت است می‌توان از این دو پارامتر چشم‌پوشی کرد. یکی از مسائل مهم در مدل‌سازی سازه‌های آبی به حداقل رساندن اثر مقیاس می‌باشد و همواره باید توجه نمود برای ناچیز کردن اثر ویسکوزیته باید عدد رینولدز حداقل 10^5 و برای به حداقل رساندن اثر کشش سطحی عدد وبر برابر ۱۰۰ باشد تا بتوان اثرات نامطلوب مقیاس را به حداقل رساند. گونزالس و جانسون [12] و باس و هاگر [13] باتوجه به نتایج این پژوهش و وجود شرایط ذکرشده در این پژوهش کشش سطحی و نیروی ویسکوزیته حداقل تأثیر را در اندازه‌گیری‌ها دارند.

مدل عددی فلوئنت

در تحقیق حاضر جریان بر روی سرریز سد سورک با استفاده از مدل فیزیکی بررسی و سپس با مدل فلوئنت به‌روش حجم محدود شبیه‌سازی شد. شبیه‌سازی جریان در سرریز سد سورک با حل معادلات پیوستگی و مومنتوم با استفاده از مدل‌های آشفتگی، روش‌های بررسی جریان چند فاز، روش حل عددی حجم محدود و الگوریتم‌های حل هم‌زمان سرعت فشار SIMPLE انجام شد و نتایج با مدل فیزیکی مقایسه گردید.

بیشتر گردید. به طوری که در مدل با تعداد المان ۴۶۶۳۱ خطا مدل به صورت چشم گیری افزایش پیدا کرد؛ به همین منظور برای کلیه مدل ها شبکه یکسان با تعداد المان ۷۵۴۳۲ در نظر گرفته شد و برای شبیه سازی دقیق تر از المان لایه مرزی نیز در شبیه سازی عددی استفاده گردید.

شرایط مرزی مدل عددی همانند شرایط مدل فیزیکی در نظر گرفته شد که در شکل (۳) می توان نمای شبکه بندی مدل و شرایط مرزی را مشاهده نمود.



شکل ۳ شبکه بندی و شرایط مرزی در نظر گرفته شده برای اجرای مدل عددی

صحت سنجی و درصد خطای مدل فلوئنت

برای صحت سنجی مدل تعدادی از نتایج آزمایش هایی که در واسنجی شرکت داده نشده بودند استفاده گردید. در این تحقیق برای صحت سنجی (تشخیص میزان تقارب نتایج محاسبه ای و مشاهده ای) از معیار نش-ساتکیف (معادله ۷) استفاده شد؛ این شاخص در بازه منفی بی نهایت و یک تغییرپذیر است و هر چه مقدار آن به عدد ۱ نزدیک باشد بیانگر تقارب بیشتر است و مقادیر کمتر از نیم برای این شاخص نشانه عدم تطابق و تقارب دو دسته داده خواهد بود. میانگین ضریب نش برای داده های آزمایشگاهی و عددی در جدول (۱) ارائه شده است.

مدل k-ε در واقع یکی از مدل های آشفتگی در حل معادلات پیوستگی و مومنتوم ناویر-استوکس متوسط رینولدزی به شمار می رود، که بر سه نوع استاندارد، RNG و Realizable می باشد. این مدل دارای دو معادله براساس k و ε است. در این مدل k معرف انرژی جنبشی اغتشاش و ε معرف نرخ تلفات انرژی جنبشی اغتشاش می باشد. چادری [17] معادلات انتقال در مدل RNG را به صورت زیر ارائه داده است.

$$\frac{\delta}{\delta t}(\rho k) + \frac{\delta}{\delta x_i}(\rho k u_i) = \frac{\delta}{\delta x_i}(a_k u_{eff} \frac{\delta}{\delta x_i}) + G_K + G_b + \rho \varepsilon - Y_M \quad (5)$$

$$\frac{\delta}{\delta t}(\rho \varepsilon) + \frac{\delta}{\delta x_i}(\rho \varepsilon u_i) = \frac{\delta}{\delta x_i}(a_\varepsilon u_{eff}) + C_{1z} \frac{\varepsilon}{k} (G_k + G_{az} G_b) - C_{2z} \rho \frac{\varepsilon^2}{k} - R_z \quad (6)$$

در معادلات مذکور a_k و a_ε به ترتیب عکس اعداد اغتشاش پراکتل برای ε و k و μ_{eff}، ویسکوزیته مؤثر می باشند.

برای معادلات مومنتوم، انرژی جنبشی اغتشاش و نرخ استهلاك انرژی اغتشاش، از روش گسسته سازی مرتبه دوم بالادست و برای معادله کسر حجمی از روش بازسازی هندسی و برای معادله فشار از روش PRESTO استفاده شده است.

شبکه بندی مدل و شرایط مرزی

مدل سرریز سد سورک به کمک نرم افزار گمبیت و با استفاده از المان های مثلثی مش بندی شد. به منظور انجام فرایند مستقل از مش سه مدل با تعداد المان های ۸۷۴۱۲ و ۷۵۴۳۲ و ۶۴۶۲۴ و ۴۶۶۳۱ اجرا شد. در مقایسه نتایج دو مدل اول اختلاف محسوسی وجود نداشت. با کاهش تعداد المان های شبکه به ۶۴۶۲۴ و ۴۶۶۳۱ سلول اختلاف نتایج مدل فیزیکی و عددی

عددی نیز به همین صورت شبیه سازی شد. در چهار دبی $۷۳/۴۱$ ، $۱۱۰/۸۰$ ، $۱۷۶/۷۳$ ، $۲۳۴/۷۳$ مترمکعب بر ثانیه مقدار ارتفاع آب نسبت به تاج سرریز در مدل فیزیکی پس از تبدیل به نمونه اصلی به ترتیب $۲/۵۳$ ، ۲ ، $۱/۵۷$ ، $۱/۲$ متر و در مدل عددی به ترتیب $۲/۵۸$ ، $۲/۲$ ، $۱/۲۴$ ، $۱/۶$ متر محاسبه گردید که این نتایج نشان می دهد مدل عددی به ازای دبی های فوق دارای بیشترین درصد خطا در کمترین دبی به میزان $۱۱/۸۴$ بوده است. نتایج مدل عددی و مدل فیزیکی با توجه به میانگین RMSE و NRMSE، در جدول (۱) نزدیک به یکدیگر هستند و می توان به نتایج مدل عددی فلونت اعتماد کرد. در شکل های (۴) و (۶) داده های اندازه گیری مدل فیزیکی و محاسبات مدل عددی تغییرات عمق جریان در مسیر تنداب نشان داده شده است. برای بررسی همخوانی نتایج مدل فیزیکی و عددی در شکل های (۵) و (۷) این داده ها نسبت به خط آرمانی (۴۵ درجه) ترسیم گردید و مدل برازش داده ها و هم چنین ضریب تعیین آن ها (R^2) محاسبه شد که نشان دهنده همخوانی قابل قبول آنها می باشد. این نتایج نشان می دهد به ازای دبی حداقل ضریب تعیین کمتر بوده است. در این دبی، مقادیر محاسباتی با مدل عددی ارقام کمتری نسبت به مدل فیزیکی به دست داده است. هم چنین براساس معیارهای RMSE و NRMSE همان گونه که در جدول (۲) دیده می شود، مقادیر این ضریب برای کلیه داده ها مقدار قابل قبولی بوده است و نشان دهنده قابلیت مناسب مدل عددی می باشد. شایان ذکر است، با کاهش دبی، میزان خطای مدل افزایش داشته است چراکه کالیبراسیون مدل برای دبی حداکثر صورت گرفته است.

هم چنین نتایج نشان می دهند نوسانات عمق آب در کناره دیواره تنداب بیشتر از نوسانات در محور مرکزی می باشد. کلیه اندازه گیری ها نشان می دهند دیواره های هدایت سرریز و تنداب از نظر طراحی کفایت لازم را برای عبور آب دارند. موضوع دیگر

$$RE = 1 - \frac{\left(\frac{x_i - x_0}{x_i - \bar{x}} \right)^2}{\left(\frac{x_i - \bar{x}}{\bar{x}} \right)^2} \quad (۷)$$

در رابطه (۷) RE ضریب نش، x_i : مقدار مشاهده ای، x_0 : مقدار محاسبه ای، $\bar{x}$: میانگین مقدار مشاهده ای می باشد.

به منظور محاسبه درصد خطای مدل فلونت نسبت به مدل آزمایشگاهی از رابطه (۸) استفاده شده است که نتایج آن در جدول (۱) قابل مشاهده است.

$$\Delta d = \left| \frac{d_m - d_l}{d_l} \right| \times 100 \quad (۸)$$

در رابطه فوق d_m مقدار پارامتر اندازه گیری شده در مدل عددی، d_l مقدار پارامتر محاسبه شده در مدل و Δd درصد خطای مدل می باشد.

جدول ۱ میانگین ضریب نش - ساتکلیف و میانگین خطا

نام پارامتر	میانگین ضریب نش - ساتکلیف	میانگین درصد خطا
فشار	۰/۸۵	۹/۳
سرعت	۰/۸۷	۴/۳
عمق آب	۰/۶۷	۱۶/۹

نتایج و بحث

اندازه گیری پارامترهای جریان در مدل فیزیکی در چهار دبی $۷۳/۴۱$ و $۱۱۰/۸۰$ و $۱۷۶/۷۳$ و $۲۳۷/۷۴$ مترمکعب بر ثانیه و در ۵۲ موقعیت در امتداد خط وسط و کناره های مدل صورت گرفت مدل عددی نیز با استفاده از بحرانی ترین حالت یعنی دبی $۲۳۷/۷۴$ مترمکعب بر ثانیه کالیبره و با استفاده از داده های مرتبط با دبی های دیگر، مدل صحت سنجی شد. در ادامه به بررسی نتایج به دست آمده از مدل فیزیکی و عددی پرداخته شده است.

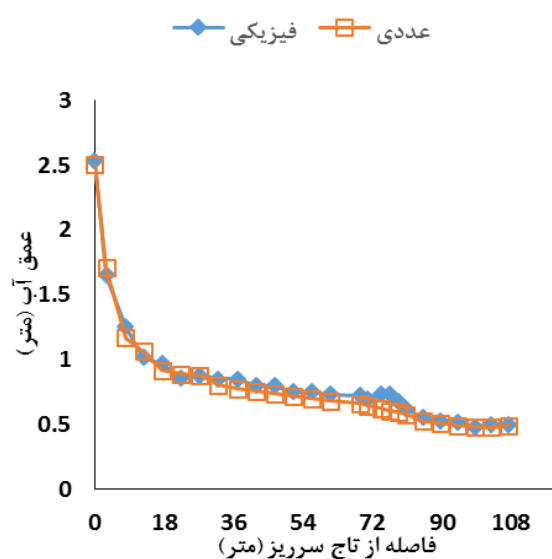
بررسی تغییرات عمق جریان

تغییرات عمق آب از تاج سرریز تا انتهای تنداب به صورت کاهشی مشاهده گردید. این روند در مدل

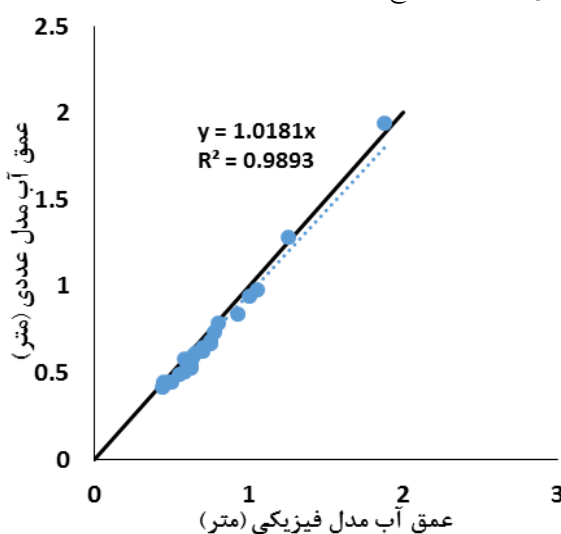
مسئله جدایش جریان در محل تغییر شیب است که در کلیه آزمایش‌ها، نتایج نشان می‌دهند در قسمت تغییر شیب ناگهانی مدل هیچ‌گونه جدایش جریان از سطح مشاهده نگردید اما در آزمایش‌های با دبی‌های مختلف، در ابتدای شیب دوم به دلیل اختلاط زیاد آب و هوا مقداری عمق آب افزایش پیدا کرده است.

جدول ۲ مقدار RMSE و NRMSE نتایج عمق آب به دست آمده مدل عددی نسبت به اندازه‌گیری‌های مدل فیزیکی

Q(m ³ /s)	۲۳۴/۷۳	۱۷۶/۷۳	۱۵۱/۸	۱۱۰/۸	۷۳/۴۱
RMSE (متر)	۰/۰۵۹	۰/۰۵۹	۰/۰۵۸	۰/۰۶۳	۰/۰۶۳
NRMSE (%)	۶/۹۸	۸/۱۲	۱۰/۰۸	۱۱/۷۷	۱۱/۸۴

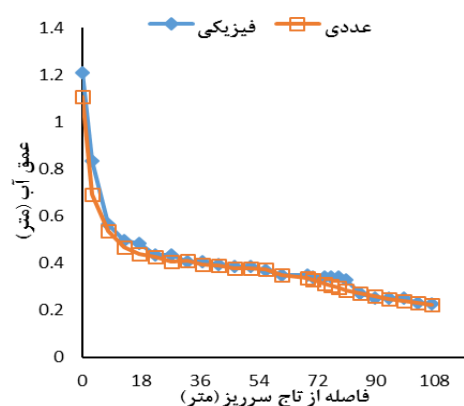


شکل ۴ تغییرات سطح آب در مدل فیزیکی و عددی به ازای دبی حداکثر

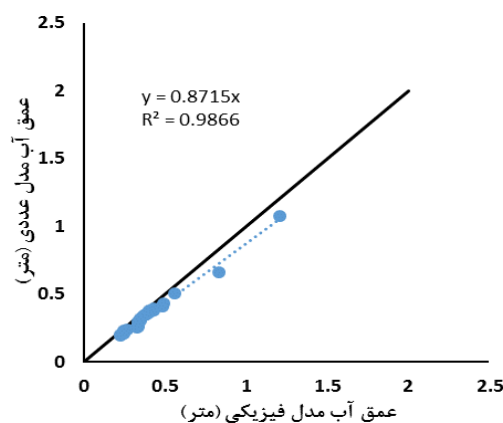


شکل ۵ مقایسه داده‌های عمق آب در مدل فیزیکی و مدل عددی به ازای دبی حداکثر

شیب تندتر کاهش پیدا کرده است و به نظر می‌رسد علت آن افت سطح آب از تاج سرریز به قسمت تنداب باشد. کاهش فشار در طول مدل فیزیکی سرریز سد سورک به‌صورتی بود که در هیچ‌یک از موقعیت‌های نصب پیزومتر، فشار منفی مشاهده نگردید. باتوجه به وجود سرعت‌های بالا در این تنداب اگر در بتن این قسمت درز و شکاف و ناهمواری به‌وجود آید، ایجاد فشار منفی که زمینه‌ساز کاویتاسون می‌باشد دور از انتظار نیست. علاوه بر آن هرچه دبی کاهش پیدا کرده است نوسانات مقدار فشار در طول سرریز افزایش پیدا کرده است. این نوسانات از دبی چهارم به بعد نمایان‌تر شده است. احتمال می‌رود باتوجه به این نکته که با کاهش دبی، عمق آب نیز کاهش پیدا کرده است، عملکرد پیزومترها برای اندازه‌گیری فشار در عمق کم و سرعت بالا، کاهش یافته است. همچنین در کلیه دبی‌ها نوسانات فشار در طول سرریز در محور مرکز کمتر از محور کناری بوده است و علت این نکته می‌تواند علاوه بر ضعف پیزومتر در اندازه‌گیری فشارهای کم تأثیر دیواره‌های هدایت و امواج عرضی (cross wave) تولیدشده بر روی جریان و سطح آب باشد که در اندازه‌گیری پارامتر فشار، در سرعت بالا تأثیر داشته‌اند. همچنین برای بررسی هم‌خوانی نتایج مدل فیزیکی و عددی در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) این داده‌ها نسبت به خط آرمانی (۴۵ درجه) ترسیم و مدل برازش داده‌ها و هم‌چنین ضریب تعیین آنها (R^2) محاسبه شد که نشان‌دهنده هم‌خوانی قابل قبول آنها می‌باشد. این نتایج نشان می‌دهند به‌ازای دبی حداقل ضریب تعیین کمتر بوده است. در این دبی، مقادیر محاسباتی با مدل عددی ارقام بیشتری نسبت به مدل فیزیکی به‌دست داده است. هم‌چنین براساس معیارهای RMSE و NRMSE همان‌گونه که در جدول (۳) دیده می‌شود، مقادیر این ضریب برای کلیه داده‌ها مقدار قابل قبولی است و نشان‌دهنده قابلیت مناسب مدل عددی می‌باشد. شایان ذکر است، با کاهش دبی، میزان خطای مدل افزایش داشته است چراکه کالیبراسیون مدل برای دبی حداکثر صورت گرفته است.



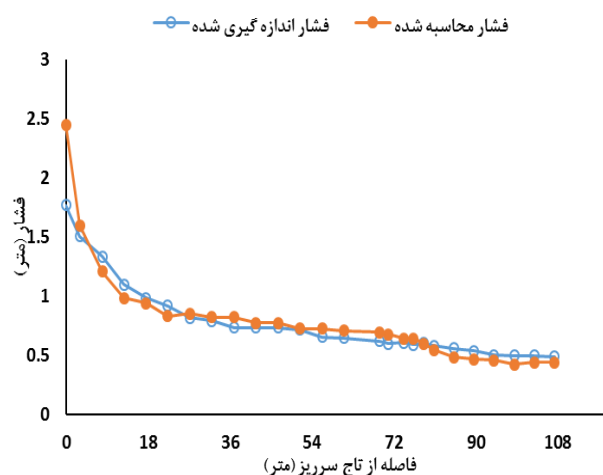
شکل ۴ تغییرات سطح آب در مدل فیزیکی و عددی به‌ازای دبی حداکثر



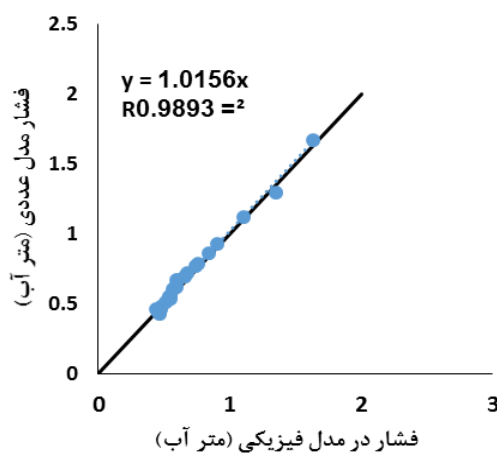
شکل ۷ مقایسه داده‌های عمق آب در مدل فیزیکی و مدل عددی به‌ازای دبی حداقل

بررسی توزیع فشار

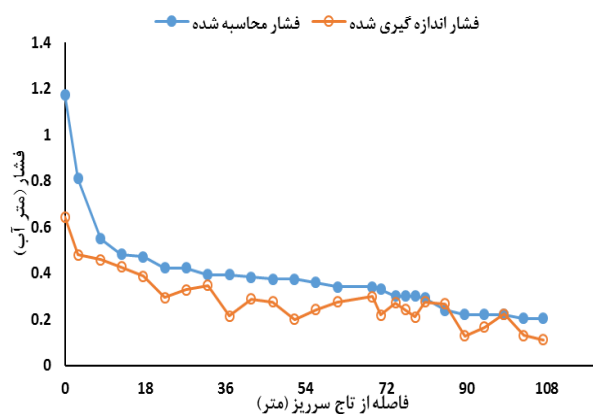
اندازه‌گیری فشار به‌وسیله پیزومتر انجام شد و ۵۱ موقعیت برای اندازه‌گیری پارامتر انتخاب گردید. این موقعیت‌ها به‌صورتی بود که ۲۶ ایستگاه در محور مرکزی و ۲۵ ایستگاه در محور کناره دیواره در فاصله ۳ سانتی‌متری مدل فیزیکی یا ۱/۵ متری نمونه اصلی اندازه‌گیری شد. شکل‌های (۸) و (۱۰) فشار را بر روی سرریز در محور مرکزی تنداب به‌ترتیب به‌ازای دبی‌های حداقل و حداکثر نشان می‌دهند. روند هر دو نمودار مشابه بوده و از تاج تا پای تنداب مقدار فشار کاهش پیدا کرده است. روند نمودارها در این شکل‌ها نشان می‌دهد که در پیزومترهای شماره ۱ تا ۳ مقدار فشار با



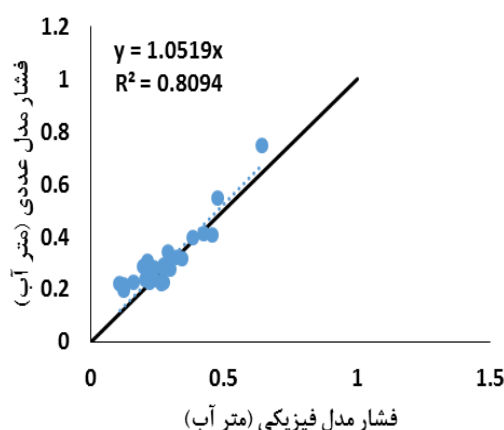
شکل ۸ تغییرات فشار اندازه‌گیری‌شده و فشار محاسبه‌شده به‌ازای دبی حداکثر



شکل ۹ مقایسه داده‌های فشار در مدل فیزیکی و عددی به‌ازای دبی حداکثر



شکل ۱۰ تغییرات فشار اندازه‌گیری‌شده و فشار محاسبه‌شده به‌ازای دبی حداقل



شکل ۱۱ مقایسه داده‌های فشار در مدل فیزیکی و عددی به‌ازای دبی حداقل

جدول ۳ مقدار RMSE و NRMSE نتایج فشار به‌دست‌آمده در مدل عددی نسبت به اندازه‌گیری‌های مدل فیزیکی

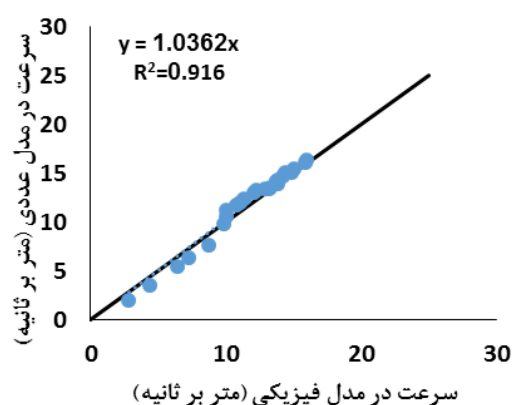
Q (m ³ /s)	۲۳۴/۷۳	۱۷۶/۷۳	۱۵۱/۸	۱۱۰/۸	۷۳/۴۱
RMSE (متر)	۰/۰۴۱	۰/۰۴۳	۰/۰۴۸	۰/۰۵۱	۰/۰۵۹
NRMSE(%)	۵/۳۴	۶/۳۷	۸/۵۵	۱۱/۶۵	۱۶/۱۴

بررسی تغییرات سرعت

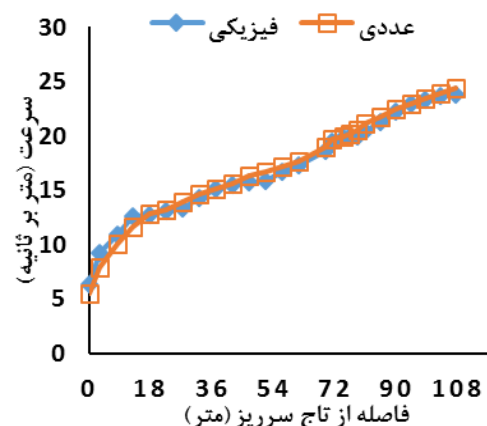
نسبت به خط آرمانی (۴۵ درجه) ترسیم گردید و مدل برازش داده‌ها و هم‌چنین ضریب تعیین آنها (R^2) محاسبه شد که نشان‌دهنده هم‌خوانی قابل قبول آنها می‌باشد. این نتایج نشان می‌دهند که به‌ازای دبی حداقل ضریب تعیین کمتر بوده‌است. هم‌چنین براساس معیارهای RMSE و NRMSE همان‌گونه که در جدول (۴) دیده می‌شود، مقادیر این ضریب برای کلیه داده‌ها مقدار قابل قبولی است و نشان‌دهنده قابلیت مناسب مدل عددی می‌باشد. شایان ذکر است با کاهش دبی، میزان خطای مدل افزایش داشته چراکه کالیبراسیون مدل برای دبی حداکثر صورت گرفته‌است.

باتوجه به میانگین ضریب نش - ساتکلیف و میانگین درصد خطای داده‌های سرعت، در جدول (۱) نتایج عددی تشابه خوبی با مشاهدات آزمایشگاهی داشته‌است. شکل‌های (۱۱ و ۱۲) مقایسه نتایج سرعت در مرکز و دیواره را نشان می‌دهد. به‌دلیل نوسانات موجود در کناره دیواره مدل نتایج اندازه‌گیری‌شده در محور مرکزی دارای ضریب تعیین (R^2) بهتری می‌باشد.

شکل‌های (۱۲) و (۱۴) تغییرات سرعت جریان را بر روی سرریز در محور مرکزی تنداب به‌ترتیب به‌ازای دبی‌های حداقل و حداکثر نشان می‌دهند. روند هر دو نمودار مشابه بوده و از تاج تا پای تنداب مقدار سرعت افزایش پیدا کرده‌است. باتوجه به این نتایج، بعد از تغییر شیب ناگهانی تنداب، سرعت جریان با آهنگ تندتری افزایش یافته‌است. بیشترین سرعت اندازه‌گیری‌شده در دبی ۲۳۴/۷۳ و در فاصله ۱۰۷/۳ متری از تاج سرریز به‌دست آمده‌است و مقدار آن در مدل فیزیکی ۲۳/۱۰ متر بر ثانیه اندازه‌گیری شده‌است. این مقدار در مدل عددی فلوئنت معادل ۲۴/۵۸ متر بر ثانیه محاسبه گردید که نشان‌دهنده خطای ۶/۴ درصدی در مدل عددی است. وجود سرعت‌های بالا در این تنداب در صورتی که در بتن این قسمت درز و شکاف و ناهمواری به‌وجود آید، زمینه‌ساز وقوع کاویتاسون می‌باشد. هم‌چنین برای بررسی هم‌خوانی نتایج مدل فیزیکی و عددی در شکل‌های (۱۳) و (۱۵) این داده‌ها



شکل ۱۵ مقایسه داده‌های سرعت در مدل فیزیکی و عددی (دبی پنجم)



شکل ۱۲ تغییرات سرعت در مدل فیزیکی و عددی (دبی اول)

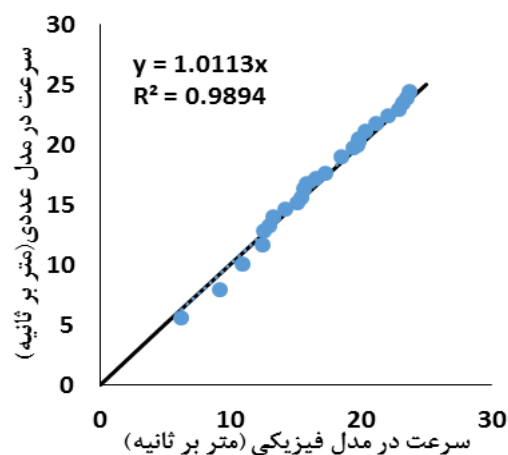
جدول ۴ مقدار RMSE و NRMSE نتایج سرعت به دست آمده در مدل عددی نسبت به اندازه‌گیری‌های مدل فیزیکی

Q(m³/s)	۲۳۴/۷۳	۱۷۶/۷۳	۱۵۱/۸	۱۱۰/۸	۷۳/۴۱
RMSE	۰/۵۷	۰/۷۲	۰/۷۸	۰/۸۷	۰/۷۹
NRMSE	۳/۴	۵/۲	۶/۷	۶/۶	۶/۸

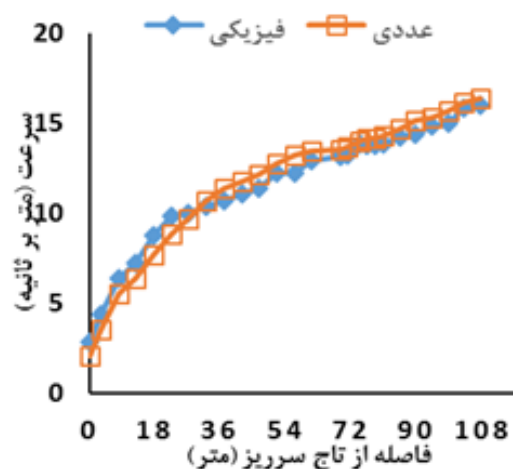
نتیجه‌گیری

با بررسی نتایج مدل فیزیکی و عددی می‌توان به نتایج زیر دست یافت:

۱. با اندازه‌گیری و محاسبه فشار در ۴ دبی متفاوت به‌ویژه دبی طرح، در طول سرریز سد سورک هیچ‌گونه فشار منفی مشاهده و محاسبه نگردید.
۲. بررسی پارامتر عمق جریان در ۲۶ موقعیت مورد نظر در مسیر تنداب سرریز سورک نشان می‌دهد که دیواره‌ها هدایت کفایت لازم را برای عبور دبی طرح دارند و در مکان تغییر شیب ناگهانی جدایش جریان وجود ندارد.
۳. در این پژوهش در بین پارامترهای اندازه‌گیری‌شده، نرم‌افزار فلوئنت پارامتر سرعت را با کمترین میانگین در صد خطا (۴/۳ در صد) و پارامتر عمق را با بیشترین میانگین در صد خطا (۱۶/۹ درصد) شبیه‌سازی نمود.



شکل ۱۳ مقایسه داده‌های سرعت در مدل فیزیکی و عددی (دبی اول)



شکل ۱۴ تغییرات سرعت در مدل فیزیکی و عددی (دبی پنجم)

فازی VOF به خوبی می توان پارامترهای فشار، سرعت و عمق آب را برای بررسی تانداب های با تغییر شیب ناگهانی شبیه سازی نمود. همچنین از مدل فلوئنت واسنجی شده در این تحقیق می توان برای بهبود عملکرد سرریز و تانداب سد سورک استفاده نمود.

سپاس گذاری

تحقیق حاضر با حمایت معاونت پژوهشی دانشگاه شهرکرد به انجام رسید که بدین وسیله مراتب تشکر و قدردانی اعلام می گردد.

۴. ضریب نش - ساتکلیف و ضریب تعیین محاسبه شده برای پارامترهای موردنظر در محدوده قابل قبولی توانایی نرم افزار فلوئنت را برای شبیه سازی جریان بر روی سرریزهای با تغییر شیب ناگهانی اثبات می کنند. باتوجه به ضریب تعیین به دست آمده برای داده های مدل عددی، مشخص گردید مدل عددی پارامترهای محور مرکزی تانداب را با دقت بیشتری نسبت به داده های کناره دیواره شبیه سازی نموده است.

۵. باتوجه به نتایج شبیه سازی شده و معیارهای RMSE و NRMSE می توان ادعا نمود در نرم افزار فلوئنت با استفاده از روش حجم محدود، مدل آشفتگی $k-\epsilon$ ، RNG، روش تصحیح فشار SIMPLE و روش دو

مراجع

1. Ozemtsev , Y. P., "Cavitation Destruction of Concrete and Protective Facings under Natural Conditions", Power Technology and Engineering, Vol. 3, No.1, Pp.24-29, (1969).
2. U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation (USBR), Design of Small Chanel. 3rd edn. USA 860p, (1978).
۳. مهری، م، «مدل سازی رفتار هیدرولیکی جریان روی سرریز سد بالارود با مقیاس کوچک»، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده علوم و مهندسی آب، دانشگاه شهید چمران، اهواز، (۱۳۸۵).
۴. عارف پور، م، «بررسی هیدرودینامیک جریان و منحنی تراژکتوری جت پایین دست در پرتابه جامی شکل (مطالعه موردی سد بالارود)»، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده علوم و مهندسی آب، دانشگاه شهید چمران، اهواز، (۱۳۸۸).
۵. دورقی، ا، «رفتار هیدرولیکی آب بر روی سرریز اوجی سه دهانه و تعیین رابطه دبی - اشل و بهینه سازی دیواره های هدایت (مطالعه موردی سد بالارود)»، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده علوم و مهندسی آب، دانشگاه شهید چمران، اهواز، (۱۳۸۸).
6. Savage, M. And Johnson, "Flow over Ogee Spillway: Physical and Numerical model Case Study", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 127, No.8, Pp. 640-649, (2001).
7. Cassidy, J. J., "Irrotational Flow over Spillways of Finite Height", *Journal of Hydraulic Engineering*, Division ASCE, Vol. 91, No.6, Pp.155-173, (1965).
8. Olsen, N. R. B. And Kjellesvig, H. M., "Three Dimensional Numerical Flow Modeling for Estimation of Spillway Capacity, USA", *Journal of Hydraulic Research*. Vol. 36, No.5, Pp.775-784, (1998).
9. Unami, K., Kawachi, T., Munir Babar, M. and Itagaki, H., "Two Dimensional Numerical Model of Spillway Flow", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 125, No.4, Pp.369-375, (1999).

10. Chinnarasri, D. K and Pierre, Y., "Model of Flow over Spillways by Computational Fluid Dynamics", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 167, No.3, Pp. 164-175, (2012).
۱۱. حیدری، م. «شبیه سازی جریان بر روی سرریز اوجی با استفاده از نرم افزار فلوئنت»، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس.
12. Gonzalez, A.C. and Chanson, H "Scale effects in moderate slope stepped spillways experimental studies in air-water flows", *In The 8th National Conference on Hydraulics in Water Engineering*, Gold Coast, Australia, (2004).
13. Boes, R. and Hager, W. H., "Two-phase characteristics of stepped spillways", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129, No.9, Pp. 661–670, (2003).
14. Chen, Q. Dai, G. and Liu, H. "Volume of fluid model for turbulence numerical simulation of stepped spillway overflow", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128: Pp. 683-688, (2002).
15. Dargahi, B., "Experimental Study and 3D Numerical Simulations for a Sree over Flow Spillway", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 132, pp. 899-907, (2004).
16. Anderson, D., Tannehill, J. and Pletcher, R., "Computational Fluid Mechanics and Heat Transfer. Hemisphere Publishing Corporation", New York, (1984).
17. Chaudhury, D., "Introduction to the Renormalization Group Method and Turbulence Modeling. Fluent Inc", Technical Memorandum TM-107, (1993).

3-Regression Results and Comparison

Three PGA and PGV prediction models that have parameters similar to our model (i.e. those developed by Boore and Atkinson, Campbell and Bozorgnia, Gandomi) were used for the validation of the model based on the comparison of correlation coefficient (CC), root mean square error (RMSE) and mean absolute error (MAE) and the performance, reliability, parametric analysis and sensitivity of the model were evaluated. The advantage of our model was the calculation of PGA and PGV values rather than their natural logarithm, the simplicity of the model, and its better CC, RMSE and MAE for different types of faults regarding both training and testing datasets.

Table 2. PGA Model Comparison

Mechanism Class	Model	Campbell-Bozorgnia - 2007	Boore-Atkinson - 2008	Gandomi-Alavi - 2011	M5
	Error				
N	CC	0.8988	0.9404	0.8967	0.9373
	MAE	0.5582	0.4320	0.9574	0.0340
	RMSE	0.7450	0.4898	1.0856	0.0567
S	CC	0.8808	0.8505	0.8777	0.9106
	MAE	0.5163	0.6077	0.7430	0.0364
	RMSE	0.6038	0.7473	0.8953	0.0856
R	CC	0.7377	0.7778	0.7205	0.9531
	MAE	0.8121	0.9785	0.5161	0.0313
	RMSE	0.9573	1.1246	0.7055	0.2677
RO	CC	0.6810	0.5142	0.6075	0.8041
	MAE	0.3997	0.7165	0.6532	0.0327
	RMSE	0.5662	0.8016	0.8907	0.0662

Table 3. PGV Model Comparison

Mechanism Class	Model	Campbell-Bozorgnia - 2007	Boore-Atkinson - 2008	Gandomi-Alavi - 2011	M5
	Error				
N	CC	0.9015	0.9214	0.9491	0.9691
	MAE	0.6154	0.6023	0.5136	4.1675
	RMSE	0.7975	0.7694	0.6624	7.9640
S	CC	0.6651	0.8244	0.7922	0.8939
	MAE	0.5819	0.4762	0.5346	3.0824
	RMSE	0.8906	0.6146	0.6500	5.0869
R	CC	0.7119	0.7815	0.7679	0.8821
	MAE	0.5733	0.5059	0.5405	2.5625
	RMSE	0.7448	0.6690	0.6858	5.7484
RO	CC	0.4689	0.7857	0.7816	0.8560
	MAE	0.6366	0.4932	0.4796	6.7767
	RMSE	1.0323	0.6038	0.5990	9.5758

4-Sensitivity And Parametric Analysis

To better understand the effect of each input parameter in the model separately, sensitivity analysis was performed on all PGA and PGV prediction models that shown in table 4 and 5 respectively. In the PGA prediction model, it was shown that the R_{jb} distance highly influenced the model in different types of faults. When this parameter was omitted from the model, CC, RMSE and MAE were greatly affected. In normal and strike-slip faults, the second most important parameter in the model was the M_w and V_{s30} . Conversely, in reverse and reverse oblique faults, the V_{s30} and M_w were the second most important parameter in the model. The sensitivity analysis of PGV prediction models similarly

showed that in different types of faults, R_{jb} distance had a substantial effect on the model, followed by M_w and V_{s30} .

Table 4. PGA Sensitivity Analysis

Mechanism Class	Model tree in absence of	CC	MAE	RMSE
Normal	-	0.9373	0.0340	0.0567
	M_w	0.8290	0.0372	0.0607
	R_{jb}	0.0000	0.0571	0.0999
	V_{s30}	0.8472	0.0296	0.0551
Strike-Slip	-	0.9106	0.0364	0.0856
	M_w	0.8903	0.0429	0.0909
	R_{jb}	0.1618	0.0702	0.1549
	V_{s30}	0.9089	0.0406	0.0865
Reverse	-	0.9531	0.0313	0.2677
	M_w	0.9545	0.0438	0.3962
	R_{jb}	-0.0939	0.0259	0.0301
	V_{s30}	0.9515	0.0320	0.2602
Reverse - Oblique	-	0.8041	0.0327	0.0662
	M_w	0.8208	0.0320	0.0687
	R_{jb}	0.3062	0.0480	0.0984
	V_{s30}	0.8069	0.0314	0.0663

Table 5. PGV Sensitivity Analysis

Mechanism Class	Model tree in absence of	CC	MAE	RMSE
Normal	-	0.9691	4.1675	7.9640
	M_w	0.8932	5.2204	9.5378
	R_{jb}	0.0000	6.6070	13.1714
	V_{s30}	0.9704	3.9900	7.2333
Strike-Slip	-	0.8939	3.0824	5.0869
	M_w	0.5975	5.2716	9.2373
	R_{jb}	0.3993	5.7575	10.5690
	V_{s30}	0.8229	3.7547	6.5424
Reverse	-	0.8821	2.5625	5.7484
	M_w	0.6774	3.2777	8.3848
	R_{jb}	0.5054	3.7534	9.5527
	V_{s30}	0.8785	2.7286	5.8157
Reverse - Oblique	-	0.8560	6.7767	9.5758
	M_w	0.6585	11.0747	15.7054
	R_{jb}	0.3377	11.3965	17.5614
	V_{s30}	0.8408	7.0653	9.9895

To evaluate the power of predictive equations in this study, parametric analysis was performed on the database and the models showed that PGA and PGV always increase with M_w , increase and decrease with R_{jb} and V_{s30} , respectively. These findings were expected from a geologic point of view, and suggested that the predictive models are powerful and can be confidently used for prediction in seismic risk evaluation studies.

5- Conclusions

The suggested GMPEs in this study show reliable estimates of PGA and PGV values and meet different intended conditions and criteria in their validation. Additionally, these equations are rather simple and efficient alternatives to the complex equations presented in previous studies. Since M5-based GMPEs are developed using a comprehensive database with a wide range of properties, they can be utilized confidently for practical design purposes.

Derivation of New Equations for Estimating Earthquake Induced Peak Ground Acceleration and Velocity

A. Derakhshani¹A. Saberi²

1-Introduction

Predicting ground motion equations is one of the most important components of earthquake risk evaluation. The most prominent seismology variables affecting the ground motion parameters are the effects of source, path and site. In this context, four parameters were used to model the equations of PGA and PGV prediction, including M_w (Moment magnitude of earthquake), R_{jb} (Joyner-Boore distance), V_{s30} (average shear-wave velocity to a depth of 30 meters), F (the mechanism of faulting, including normal, strike-slip, reverse and reverse oblique faults).

A subset of The Pacific Earthquake Engineering Research Center – Next Generation Attenuation Relationship (PEER-NGA) project database provided by Power, et al. was used as the database for development of GMPEs. The recordings, which lacked the required parameters as well as those being duplicate, were excluded from this study. Overall, from 3551 recordings, 2777 recordings of different types of faults (e.g. normal, strike-slip, reverse and reverse oblique) were used to develop the model.

2-Ground Motion Model

The aim of this study was to predict the peak ground acceleration (PGA) and peak ground velocity (PGV) using the regression-based tree algorithm known as M5. The M5 model creates a linear multivariable model of the data at each node of the tree model. The three main steps required for the setup of decision tree models are the development, pruning and simplification of the tree.

To better understand the equation and the effect of changes in each parameter in the final value of PGA and PGV, the natural logarithm of input and output parameters were used in the model, but they then were exponentiated.

$$\ln PGA = \alpha * \ln M_w + \beta * \ln R_{jb} + \gamma * \ln V_{s30} + C \quad (1)$$

$$PGA_{PGV} = M_w^\alpha * R_{jb}^\beta * V_{s30}^\gamma * \exp C \quad (2)$$

The database was divided into two datasets: 80% for the training dataset and 20% for the testing dataset. The training dataset was used to train the algorithm and develop the model. The validation data were used as inputs for the model developed by the training dataset and the generalization ability of the models was assessed. Therefore, both training and validation datasets were used in the modeling process. To evaluate the function of models that were developed through M5, testing dataset, which did not contribute to the development of the model was used in the final model and the error rate and correlation coefficient were calculated. Multiple classifications of training and testing datasets were used

to find the best classification. The training and testing datasets were selected so that the minimum, maximum, mean and standard deviation of parameters in the two datasets were matched.

The final equations for PGA and PGV shown in table 1 and figure 1 and 2 respectively.

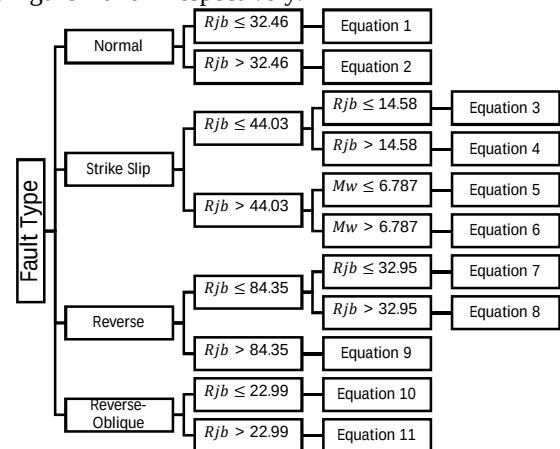


Fig.1 PGA Equations tree

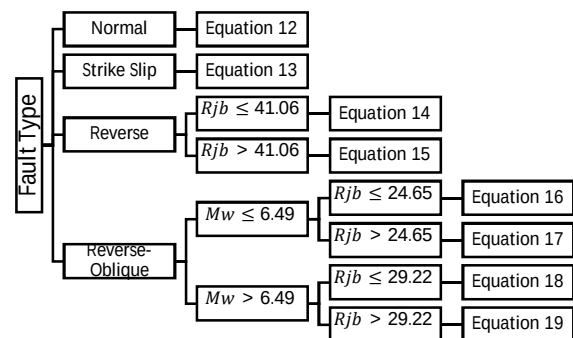


Fig.2 PGV Equations tree

Table 1. Equations Parameters

GMPE	Equation	M_w Power	R_{jb} Power	V_{s30} Power	C
PGA	1	2.752	-0.726	-0.564	1.757E-01
	2	3.138	-1.295	-0.091	3.272E-02
	3	0.444	-0.146	-0.031	1.653E-01
	4	0.444	-0.127	-0.031	7.608E-02
	5	0.708	-0.816	-0.457	2.444E+00
	6	0.840	-1.052	-0.052	1.666E+00
	7	3.893	-0.553	-0.025	6.69E-04
	8	6.602	-0.584	-0.331	2.1E-05
	9	3.834	-1.410	-0.327	1.022E-01
	10	0.529	-0.252	-0.023	1.461E-01
	11	1.079	-0.795	-0.304	1.194E+00
PGV	12	4.686	-0.956	-0.321	1.441E-01
	13	7.114	-0.689	-0.784	1.191E-02
	14	6.892	-0.425	-0.042	1.43E-04
	15	8.358	-0.840	-0.792	2.475E-03
	16	0.572	-0.305	-0.780	7.16E+02
	17	0.572	-0.760	-0.528	5.145E+02
	18	4.210	-0.241	-0.114	2.62E-02
	19	0.198	-0.472	-0.617	2.045E+03

¹ Corresponding Author, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Shahed University, Tehran, Iran. Email: adera@shahed.ac.ir

² PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

consistent with the reports provided by other different case studies.

Table (1) Relation between δ_{vm} and δ_{hm}			
Code of test	δ_{hm} (mm)	δ_{vm} (mm)	$\delta_{vm} / \delta_{hm}$
TNX150	1.84	1.7	0.92
TNF150	1.16	0.9	0.78
TSX150	2.4	3.5	1.46
TSF150	1.34	2.3	1.72
TNX100	3.1	5.5	1.77
TNF100	1.7	4	2.35
TSX100	4.1	6.1	1.49
TSF100	2.2	4	1.82

Figure (3) illustrates the relationship between the maximum ground surface settlement and maximum lateral displacement of the wall. The upper and lower bound values of maximum ground surface settlement (δ_{vm}) were in the range of 1.28 to 1.87 δ_{hm} (with the mean value of 1.58 δ_{hm}).

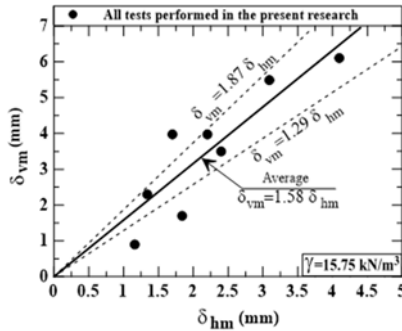


Fig. 3 Maximum ground surface settlement vs. maximum lateral displacement

5 Ground surface settlement patterns

Figure (4) shows the relationship between ground surface settlement normalized by the excavation depth (δ_v/H) and the distance from the excavation normalized by the excavation depth (d/H) for tests No.1 to 8.

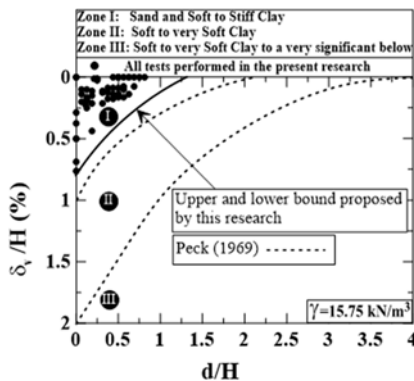


Fig. 4 Distribution of ground settlement normalized by excavation depth

Generally, the distribution of ground surface settlement was extended to a distance of about 1.2H from the excavation edge caused due to the excavation (Figure 4). This bound could be used to estimate the maximum deformation pattern of the ground level in the vicinity of excavation for the purpose of laboratory studies.

Figure (5) shows the normalized ground settlement (δ_v/δ_{vm}) and normalized distance from the wall (d/H). As can be seen, for experiments No.4 to 8, the maximum ground surface settlement is achieved near the walls ($d/H = 0$). In other words, in this case, it is δ_v/δ_{vm} . However, in experiments No.1 to 3, the ground surface settlement near the wall was in the range of zero to $-0.86 \delta_{vm}$. The distribution of ground surface settlement obtained in experiments shown in Figure 5 where the ABC boundary line is proposed for this distribution. Two settlement zones in the trapezoid envelope can be distinguished. At $0 \leq d/H \leq 0.5$, there is a zone in which the maximum ground surface settlement occurs. While at $0.5 \leq d/H \leq 1$, there is a transition zone in which the ground surface settlements decrease from maximum values to negligible ones.

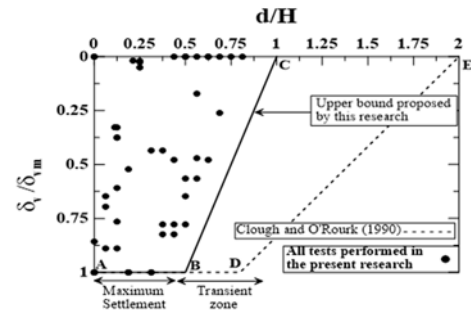


Fig. 5 The relationship between ground settlement normalized by maximum settlement and normalized distance from wall

6- Conclusion

1. The maximum lateral displacement of the wall increases as the excavation progresses. When the distance between the centers of piles is 150 mm, the value of δ_{vm}/H ratio is in the range of 0.145% to 0.3%; and when the distance is 100 mm, it is in the range of 0.21% to 0.51%.
2. The maximum ground surface settlement increases with the progress of the excavation. When the distance between the centers of piles is 150 mm, the value of δ_{vm}/H is in the range of 0.11% to 0.44%; and when the distance is reduced to 100 mm, it is in the range of 0.50% to 0.76%.
3. By increasing the distance between the piles of wall, ground movements and wall deflection declined to 45-71% and 72-355%, respectively.
4. According to the results, in the case of fixed earth support, the lateral displacement of the wall and ground surface settlement will be 59% ~ 80% and 38% ~ 91% higher than the free earth support mode, respectively.
5. According to the results, the ratio of δ_{vm}/δ_{hm} was in the range of 0.78 to 2.35.
6. In this study, the distribution curves of the ground surface settlement were plotted based on the test results. Overall, the ground surface settlement distribution was extended to a distance of about 1.2H from the excavation. In this curve, two AB and ABC boundaries for the purpose of estimating the maximum deformation pattern of the ground in the vicinity of excavation were suggested for laboratory studies, especially large-scale physical models.

An Experimental Investigation into the Excavation Using Pile-anchorage System

M. Abdollahi¹ J. Bolouri Bazaz²

1-Introduction

Deep excavation, as one of the most common problems in construction industry, has a huge effect on the alternation of the stress distribution of soil layers and ground displacement. Excavations can lead to the deviation of lateral walls and damages to the adjacent buildings. Up to now, a few researchers have focused on the effect of excavations in sand. Physical modeling is one of the valid methods, which may be employed to model geotechnical problems and also to verify the results of numerical analyses.

In the present research, efforts were made to model the excavation behavior using a combined pile and anchorage system (with pre-stressed anchorage), in the laboratory to investigate the influence of deep excavation on the vicinity of adjacent properties.

2-Test Program

To study the behavior of excavation in a sandy physical model, a metal box with dimensions of $2 \times 1 \times 1$ m was made as the space of excavation. The walls of this box were covered with transparent talc to facilitate the observation of the changes process. For the modeling of piles in the retaining structure system, a number of pipes made of polypropylene were utilized. The dimensions and rigidity of the piles were scaled relative to the real model. This led to the selection of polypropylene pipes for the physical model. Fig. (1) shows the scaled test box model and the building adjacent to the excavation. Moreover, in this Figure, a schematic design of the test box and equipment used in the experiments is shown. It should be noted that for modeling the process of excavation, ten gates of 10 cm high were installed in front of the test box. By removing any of these gates, one stage of excavation is modelled.

To assess the behavior of retaining structures in the laboratory model, three main parameters including the distance between the center of piles (S/D), the surcharge in the vicinity of the excavation and the end fixity in the model piles were studied. It is worth noting that the retaining structure system was modeled from the bored pile retaining wall with anchorage. In the present study, eight tests with a unique code were conducted. The code starts with the letter T. The second letter of each code is S or N (with or without surcharge in the vicinity of the excavation). The third letter, F (free) or X (fixed), shows the end fixity of model piles. The three-digit number at the end of each code represents the center-to-center distance of piles (mm).

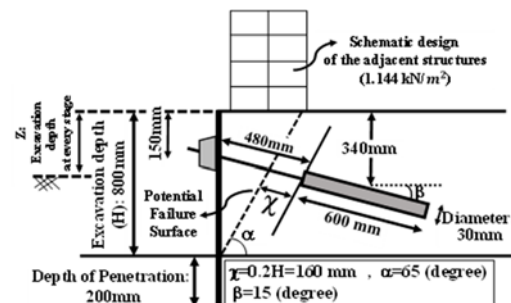


Fig. 1 (a) real view, (b) a view of anchors used in the model (c) cross-section of the physical model

3- Anchor pre-stressing test

To determine the pre-stressing force for a ground anchor, a tensile test was conducted. The test involved stretching prestressed reinforcing elements and measuring the load and its corresponding displacement. It was carried out under laboratory conditions by means of a cable and pulley system. Accordingly, changes of axial force (F) in an anchor proportional to the applied displacement (Δ) are depicted in Fig. (2). As shown, the ultimate resistance of anchor is about 0.88 kN. Finally, with regard to operational conditions in real projects, a prestressing anchor force (lock-off load or applied load) equaling 45% of the ultimate resistance of anchor was applied.

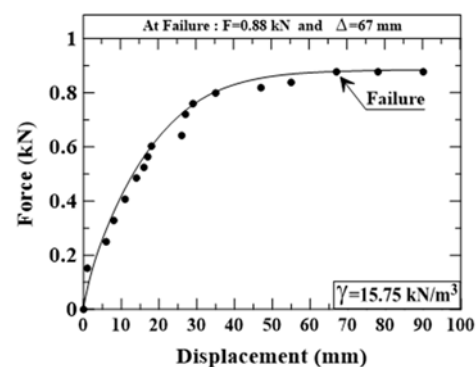


Fig. 2 Force-Displacement variations for tensile test of strut

4- Relation between δ_{vm} and δ_{hm}

Table (1) represents the ratio of maximum ground surface settlement to the maximum lateral displacement of wall (δ_{vm}/δ_{hm}). These values are based on the test results reported in this study. As shown in Table 1, δ_{vm}/δ_{hm} ratio was in the range of 0.78 to 2.35. These results are

¹ MSc in Geotechnical Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran)

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

In figures 2, 3 the optimization results of the designed scenarios are presented. As seen from these figures, the GA successfully detected the damaged elements. The computational time in this case is about 48-hours for an ordinary computer system. However, the time of computation for PSO algorithm was about 20-hours for yhe same computer system.

3. Conclusion

The following conclusion could be drawn from the current research:

- The damage detection using the non-gradient based method is possible without involving in the complex mathematical formulation.
- The computational time extremely is increased when the fine mesh is used in finite-element modeling, and it is not cost- effective for real structures.
- By using a combination of natural frequencies and mode shape in the objective function, applying coarse mesh is a good alternative for reducing the computational.

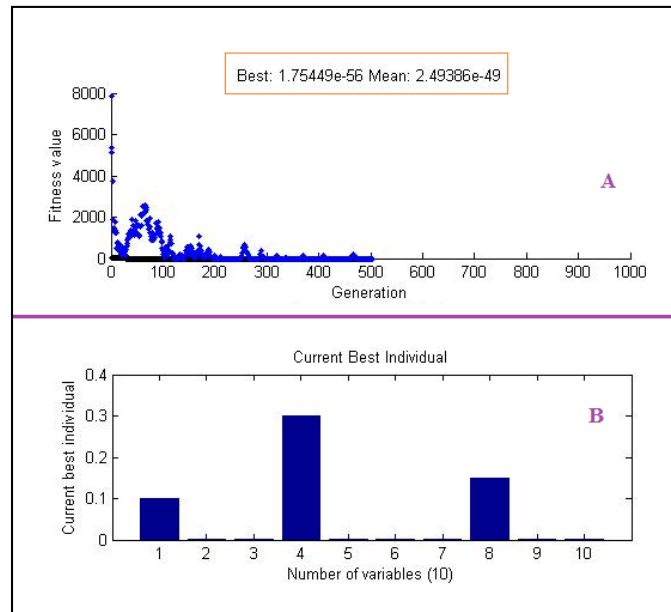


Fig. 2 the damage detection results for scenario no.1

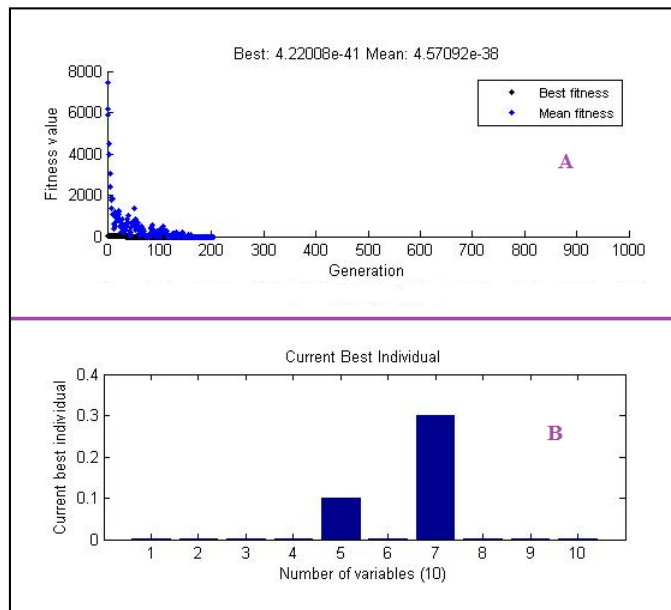


Fig.3 the damage detection results for scenario no.2

Damage Detection of Plane Strain/Stress Problems using Modal Data

A. Motahari¹ J. Akbari²

1. Introduction

The researches in the field of structural health monitoring and damage detection could be categorized in analytical; numerical and experimental methods. In the analytical and numerical methods, mathematical modeling is created, and the damage such as the stiffness reduction is fabricated to clarify the strengths and weaknesses of the utilized algorithms. In these methods, there is no real damage, and the detection method is completely non-destructive. One of the most important challenges of health monitoring in practice is system excitation. In the experimental method, to excite a system appropriately, a small scale of a model is created for obtaining the output responses. In system identification and health monitoring in real conditions under static and dynamic loadings, the inputs and outputs are computed and processed through modern technologies. In the field tests, due to the structural complexities and considerable test costs, the output-only techniques are very popular and common. In the numerical methods for assessing and identifying the damages, the mathematical modeling is created in the intact and damaged forms. Then, by extracting the modal data, the damage detection is carefully explored. From the vibration point of view, the natural frequencies, mode shapes, and modal damping of structures change when any crack or damage exists in the system. Using only natural frequencies for damage detection is straightforward, but applying the natural frequencies individually could not be an effective tool for this purpose, and frequency information can detect only the global damages. As well, the investigations indicate that applying only the mode shape information may not be an appropriate tool for identifying and finding the locations of the cracks or damages. Furthermore, In this research, natural frequencies and mode shapes, data are combined to assess and identify different damage scenarios.

In order to reduce computational costs, two distinct techniques are utilized here. Firstly, instead of using the genetic algorithm method, the particle swarm optimization (PSO) technique is applied. Therefore, this technique slightly reduced computational costs. Secondly, instead of using the fine meshes for calculating the modal parameters in the finite-element modeling; the coarse meshes are generated. The design variables in the optimization formulation and detection procedures are the element numbers and the ID of each element. Here for damage detection of the two-dimensional plane stress/strain type problems, the combination of the natural frequencies and mode shapes is considered as the objective function in the optimization procedure. For that

reason, the finite-element based computer program is developed in the MATLAB environment for such calculations. The results illustrate that the non-gradient optimization techniques such as GA and PSO successfully detected the existence, location and the intensities of pre-defined damage scenarios.

2. Methodology & Results

In this research, damage is fabricated as a reduction of Young's modulus and therefore, stiffness reduction in finite-element model as Eq.(1). Here, Δa_e is the damage index between 0 to 1.0. As well, $(\mathbf{K}_e)_u, (\mathbf{K}_e)_d$ are the stiffness matrices of the intact and damaged elements respectively.

$$\begin{aligned} E_d &= (1 - \Delta a_e) E_u \\ \Delta \mathbf{K}_e &= (\mathbf{K}_e)_u - (\mathbf{K}_e)_d \\ (\mathbf{K}_e)_d &= (1 - \Delta a_e) (\mathbf{K}_e)_u \end{aligned} \quad (1)$$

As seen in figure 1, for damage detection procedure, several scenarios are designed in the finite-element modeling. For this purpose, the two-dimensional plane stress type system is studied. By finite-element modeling of the studied system, the natural frequencies and mode shape are calculated. Then, using GA optimization toolbox in MATLAB, the objective function is written as Eq.(2) in the form of a combination of the natural frequencies and modes shape.

$$F(\alpha) = \left| \frac{\omega_j^d - \omega_j^u}{\omega_j^u} \right| + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{ndf} (\phi_{ij}^d - \phi_{ij}^u)^2}{\sum_{i=1}^{ndf} (\phi_{ij}^u)^2}} \quad (2)$$

$\alpha = g(\text{Number of Elements, Element Index})$

Where, ω_j^u, ϕ_{ij}^u is the frequencies and mode shapes of the intact system, and ω_j^d, ϕ_{ij}^d are the modal parameters of the damaged structural model.

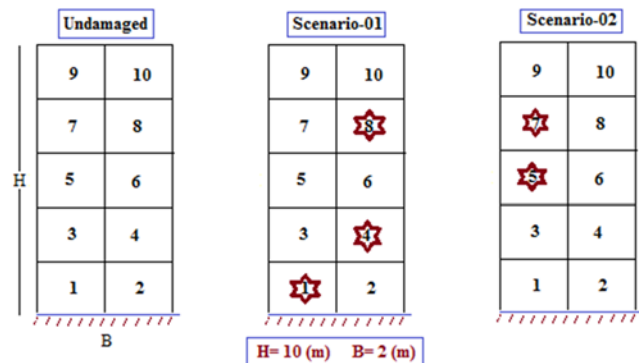


Fig. 1- the Schematic of intact and damaged structural models (2x10 m)

¹ Graduated from structural Engineering, Malayer University, Malayer, Iran,

² Corresponding Author: Assistant professor, Department of Civil Engineering, Malayer University, Malayer, Iran.
Email: akbari@malayeru.ac.ir

drying means that water is longer retained in the stone pore system; therefore, this can affect the stone durability. This phenomenon happens when the water solution of silica nanoparticles exposed to high RH gives rise to a final solid product of hydrated amorphous silica that behaves in a similar fashion like silica gel.

The water capillarity uptake of the intact stone takes place faster than treated stone (almost one-half). Also, the treated samples stopped absorbing and achieved mass saturation while the intact stone was absorbing at that time. This phenomenon shows that some pores and capillaries are clogged by the nanoparticles of silica.

Water vapor permeability shows a similar behavior for both stones (untreated and treated). However, the treated stone has a slight slope, which is indicative of the clogged pores. It is obvious that the pores tortuosity, which is a relevant factor to the water vapor permeability of the stone, has not changed (Fig. 1).

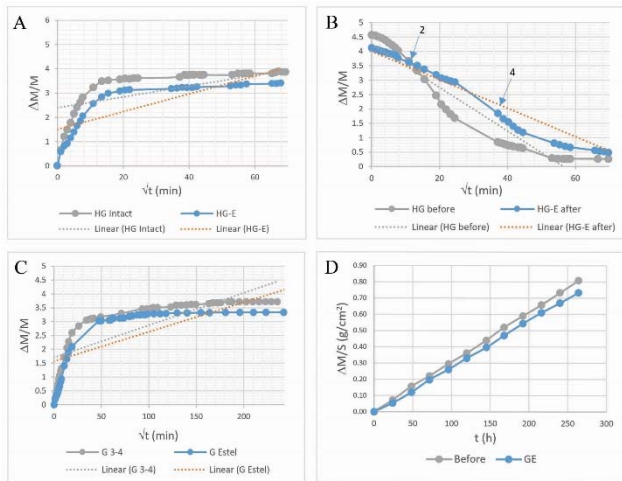


Fig 1. A) Water absorption curves; B) Water drying curves; C) Water capillarity absorption; D) Water vapor permeability lines

The results of resistance to micro-drilling showed that a substantial increase in resistance about 2 N/mm is acceptable by considering the low dilution of consolidation material.

The freeze-thaw test did not cause any noticeable damage and no substantial changes in the weight of the samples were observed. The location of one micro-crack in the aging curves was, however, changed. In the intact sample curve, the pick of micro-crack occurs at the tenth cycle while in the treated sample, it occurs at the 39th cycle (Fig. 2). The salt-crystallization test had very damaging effects on intact samples and it showed a substantial resistance in the treated stone. Intact samples lost 60 percent of its weight while treated samples lost 20 percent of its weight at the end of the aging cycles.

The measurement of the velocity of propagation of ultrasonic waves allows us to assess the degree of compactness of the stones as the speed of propagation depends directly on the percentage of the pores, the type and volume of the fissures, the density and composition of the minerals, the textural anisotropy and the humidity present. According to the aforementioned point, the

propagation velocity of untreated and treated samples during freeze-thaw shows the velocity of V_p in the treated samples is more than the in untreated stone, indicating the decrease of pores percentage and increased compactness. The propagation velocity of untreated and treated samples during salt crystallization test indicated that nanoparticle of silica increased the resistance against salt crystallization for only ten cycles more than the intact stone (Fig. 2).

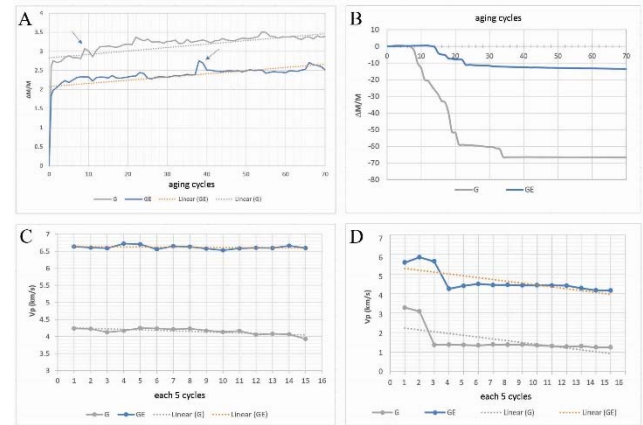


Fig 2. A) Weight loss evolution of freeze-thaw aging test; B) Weight loss evolution of salt crystallization test; C) Ultrasound velocity variation of freeze-thaw aging; D) Ultrasound velocity variation of salt crystallization aging

4-Conclusions

Consolidation limestone by Nano silicate highlight some advantages and one disadvantage:

The advantages include improving two properties of the stone (porosity and superficial resistance) as well as the resistance against accelerated aging tests (freeze-thaw and salt crystallization) by considering the dilution of material, which help to increase sandy limestone durability used at Pasargadae World Heritage Site.

The negative point of Nano silicate treatment is the reduction rate of drying which should be considered in further research.

Effectiveness Assessment of Nano Silicate Application to Improve Mechanical Properties of a Limestone Used in the Architecture of Pasargadae World Heritage Site

A. Shekofteh¹ H. Ahmadi² M. Yazdi³

A. Arizzi⁴ E. Molina⁵ G. Cultrone⁶

1-Introduction

Stone is one of the raw building materials, which has long been used. Stone has always been important in construction due to its physical and chemical resistance in general and its durability in particular.

In this study, we consider one of the most important historical monuments of Iran; The Pasargadae World Heritage Site. Pasargadae WHS is located in Dasht-e Morghab, Fars province. The stones used in Pasargadae monuments have three different texture and colors (beige, green-gray and dark-gray) which were recognized as a limestone. The beige stone is a type of pure limestone with a low rate of dolomite. Dark-gray stone is argillaceous limestone and the green-gray stone is sandy limestone. The green-gray stone is vulnerable to weathering and has been affected by it and its decay pattern is sandy and in some parts it has totally been destroyed. Given the intensity of its deterioration, we aim to consolidate the green-gray stone.

Through stone consolidation, various specialists from engineering sciences have assisted the conservators to provide proper materials for preservation of historical monuments. In order to increase the durability green-gray stone against further weathering, we tried to figure out the treatment effect on the stone durability by evaluating one of the improved materials, which has been strongly recommended in relevant recent investigations. In order to assess the efficiency of the treatment, we used methods drawn from civil engineering sciences to measure the changes and improvements of the mechanical properties of the stones.

In this study, based on laboratory studies, an analytical-experimental method was used to evaluate the efficiency of the consolidation material on the green-gray stone known as "sang-e kaboud" from the Pasargadae WHS.

2-Experimental Program

The consolidation treatment was conducted with Nano

ESTEL®, C.T.S. dispersion in water (dilution 1:10) on samples from the quarry and the procedure was conducted using brush until imbibition of the substrate.

In order to evaluate the hydric parameters, mechanical resistance and mechanical properties of treated stone, some experiments were including water absorption, water capillary absorption, water vapor permeability coefficient, porosity and surface strength were conducted. Water absorption at the atmospheric pressure was measured following the UNE-EN 13755 standard. We also measured the degree of interconnection between the pores and the saturation coefficient. Measuring the drying rate was obtained by following NORMAL 29/88, 1991. Capillary absorption coefficient of water and vapor permeability coefficient were determined following UNE-EN 1925, and the UNI, E. 15803, respectively.

The treatment efficiency was evaluated in terms of superficial consolidation with *micro-drilling* test by Measuring System (DRMS) Cordless drill with a flat-edged 5-mm diameter bit with a diamond-covered tip. Also, freeze-thaw and salt crystallization accelerated aging tests were carried out to evaluate the durability of the stone. UNE-EN 12371 standard was employed for the freeze-thaw test for 70 cycles. The damage caused by salts was analyzed according to the UNE-EN 12370 standard. The environmental conditions in the laboratory were 20 °C and 30 ±5% of relative humidity in both tests.

The compactness of the stone was evaluated by ultrasounds during the cycles of aging test (every five cycles) using a Panametrics HV Pulser/Receiver 5058PR coupled with a Tektronix TDS 3012B oscilloscope under controlled thermo-hygrometric conditions (~20 °C and the relative humidity of ~35%) in accordance with the ASTM D 2845-05.

For the macroscopic observation of micro-cracks and the decay pattern during the aging, we used a Leica video-microscope with the model DVM2000 (DVM) with a 50-400x lens (and a corrective lens of 0.4x).

3-Result and Discussion

The comparison of water absorption of intact and treated samples indicates 11 percent of decrease in water absorption rate. The porosity obtained from the hydric tests (HT) turned out to have 14 percent decrease in porosity. The interesting point is that the slope of water absorption after the treatment is sharper than the untreated samples. This phenomenon is due to changes in the pore size. However, the slope of water drying test indicates that the treated stones dried slowly in comparison with the intact stone. It is clear that the pore system is responsible for different drying speeds. Slower

¹ Corresponding Author: PhD student, Art University of Isfahan, Faculty of Conservation, Isfahan, Iran.
Email: shekofte.as@gmail.com

² Assistant Professor, Faculty of Conservation, Art University of Isfahan, Iran.

³ Professor, Faculty of Science, University of Isfahan, Iran.

⁴ PhD, Faculty of Science, Department of Mineralogy and Petrology, University of Granada, Spain.

⁵ PhD, Research Center for Nanotechnology and Advanced Materials (Cien-Uc), Pontifical Catholic University of Chile, Santiago, Chile.

⁶ Professor, Faculty of Science, Department of Mineralogy and Petrology, University of Granada, Spain.

Table 2- The comparison of maximum displacement of twelve degrees of freedom structures in control modes based on the applied algorithms and without control

Dynamic degree of freedom	maximum displacement on no control state (cm)	maximum displacement on GA control state (cm)	Actuator force (Kg .Force)
1	1.13	0.58	9.47
2	2.21	0.91	9.08
3	3.18	0.75	9.24
4	4.30	0.69	9.68
5	5.03	0.78	8.96
6	6.27	0.92	8.96
7	6.27	0.95	9.82
8	7.03	1.16	9.05
9	7.72	1.16	8.53
10	8.96	0.99	9.93
11	12.23	0.83	8.48
12	12.81	1.48	8.81

4- Discussion

As far as the results are concerned, the efficiency of the proposed method was clear which indicates the efficiency of the genetic algorithm method in the active control of the structure. The use of several Actuators in the structure and their determination with proposed genetic algorithms, reduces the maximum displacement of structures. Also, due to the use of several Actuators, the maximum force applied by Actuators is also reduced. This raises the effectiveness of the proposed method, because in reality, such forces can be produced. With the widespread development of the new search methods in the computer science, the simultaneous use of these methods, along with other numerical search methods and the use of various patterns in data encoding, it is possible to use special algorithms that can deliver a strong performance to optimize the dynamic systems at low cost and within a short period of time . In this research, it was attempted to study and evaluate some of the special features of these methods.

Minimizing Multivariate Objective Function Using Improved Genetic Algorithms in Active Control of Oscillation of Structures

A. Banaei¹ J. Alamatian²

1- Introduction

A smart structure is a structure that is capable of maintaining itself against external excitation through learning and improving physical and geometric characteristics. Using the active control method and connecting actuators in terms of the dynamic degree of freedom of these structures, forces are created and applied to the structure to minimize the degrees of freedom caused by external excitation. In civil engineering, the idea of using active controls to control structural oscillation was first introduced in 1972. Subsequently, many developments in this method of control have been progressed by researchers. Applying the active control method requires simultaneous application of appropriate instruments as well as an algorithm for determining the controlling forces in the structure. The appropriate optimization methods are essential to control the structure data and finding the proper forces of the actuators to deal with the lateral excitation in each particular time step. The use of numerical methods in dynamic analysis of structures and the optimization of active control systems of the structure have been taken into account for two reasons. The first reason is these methods independence of the limitations of the optimization function's derivative gradient. On the other hand, the speed of numerical methods is very higher than the analytical methods because modeling lacks any complexity. One of these new methods is the intelligent search method, which is based on the natural evolution patterns. The genetic algorithm method is one of the most powerful and effective methods of numerical search that is widely used in optimization processes. The early development of genetic algorithm was made by John Holland and his colleagues at the University of Michigan in 1962 [6]. Also the implications of genetic algorithm were realized and examined by Goldberg in 1989. In 2014, Abbasi and Markazi suggested relationships by comparing the number of sensors found by the genetic algorithm and the improvement made in the seismic behavior of the structure. They assessed the structure oscillation by the numerical Newmark-beta method in the dynamic solution of the structure, the multi-objective genetic algorithm to determine the location of the sensor and to control the system and the second-order Gaussian second-order control.

2- Materials and Methods

By using a logical search method, this algorithm chooses the most appropriate members among the organized

random information. In each generation, a new group of members is generated using genetic operators and they are examined as new potential control forces. Genetic algorithm is an efficient optimization method. By applying this method, the optimal structures control forces are found at each step so that the displacement of the structure is minimized. In this study, the LQR method is used as a numerical method for the comparison with the genetic algorithm method.

The genetic algorithm uses an evolutionary pattern to search the entire problem space and can find the appropriate answer by non-linear and non-homogeneous searching without the need for a search in all space. The calculations of this method are simple and do not require restrictive assumptions in search space such as continuity or the derivation gradient of the optimization function. Through this way, an algorithm—inspired by the theory of natural evolution—is created which provides a mechanism for finding the best answer by generating an initial population of possible probabilistic questions in the initial step and modifying its members in later steps. The goal of the genetic algorithm is to find control forces in such a way that the displacement of the structure is minimized. As a result, the objective function is formed to indicate the displacement of all dynamic degrees of freedom of the structure. As the numerical value of this function is reduced, the forces selected by the search algorithm are evaluated more appropriately. In this research, the constrained objective function is introduced as follows:

$$\bar{C} = \sum_{i=1}^q x_i \cdot \left[1 + \alpha \sqrt{(x_i - \bar{x})^2} + \beta \left(\max \left\{ \frac{|x_i|}{\Delta x} - 1, 0 \right\} \right) + \gamma \frac{1}{|X_i - x_i|} \right]$$

3- Results

To illustrate the effectiveness of the proposed method for controlling the oscillations of the structure, several numerical examples are solved and the results are presented in the following.

Table 1- The comparison of maximum displacement of six degrees of freedom structures in control modes based on the applied algorithms and without control

Dynamic degree of freedom	maximum displacement on no control state (cm)	maximum displacement on GA control state (cm)	Actuator force (Kg .Force)
1	6.22	1.64	28.0
2	11.51	4.02	20.1
3	16.36	4.99	18.1
4	20.84	6.32	18.6
5	25.79	7.72	23.5
6	30.47	8.85	24.9

¹ Ph.D. of Structural Engineering, Islamic Azad University, Mashhad Branch.

² Corresponding Author: Associate Professor in Civil Engineering, Islamic Azad University, Mashhad.
Email: Alamatian@mshdiau.ac.ir

Any increase in the confluence angle of jets at the horizontal plane (θ) has a great effect on the maximum scour depth and the scour hole volume. As, in a constant discharge and constant grain size ($Q=5.14$ l/s, $D_{50}= 6.75$ mm), with the increase of θ from 15 to 30 degrees and also from 30 to 45 degrees, the kinetic energy of the falling jet from the gates is depleted, and as a result the amount of d_s decreases by 13.66% and 26.47%, respectively. Also, the amount of scour hole volume in the angle of 15 degrees is 12.95 % higher than the angle of 30 degrees and 30 degrees 16.31% higher than the angle of 45 degrees. Fig. 1 shows the longitudinal profile of the scour change in different discharges for coarse sediment (6.75 mm). Also, in Fig. 2, the longitudinal profile of scour changes in different grades of sediments for discharge of 5.14 l/d is plotted. Fig. 3 indicates the effect of the confluence angle of jets on the scour.

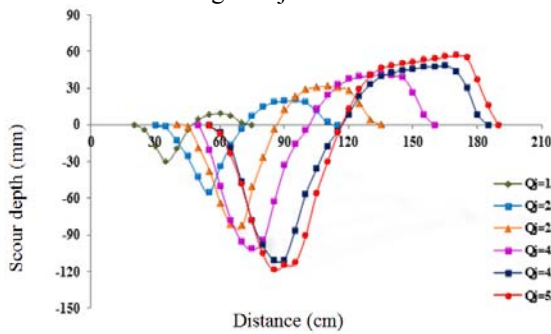


Fig. 1: The longitudinal profile of scour change in different discharges for coarse sediment (6.75 mm)

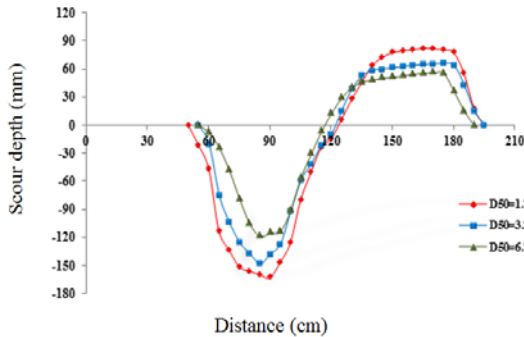


Fig 2. The longitudinal profile of scour changes in different grades of sediments for discharge of 5.14 l/d.

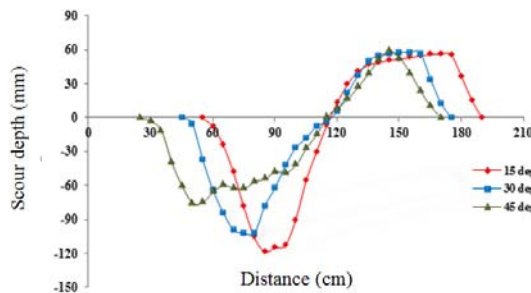


Fig. 3: The longitudinal profile of scour at different of the confluence angle of jets for discharge of $Q= 5.14$ l/s Based on the experimental data and according to Eq.1, the following equation is achieved to predict d_s/h_{tw} :

$$\frac{d_s}{h_{tw}} = 2.325 + 0.028F_g - 0.037\theta \quad (2)$$

Figure 4 shows the calculated d_s/h_{tw} versus the measured d_s/h_{tw} using Eq.2:

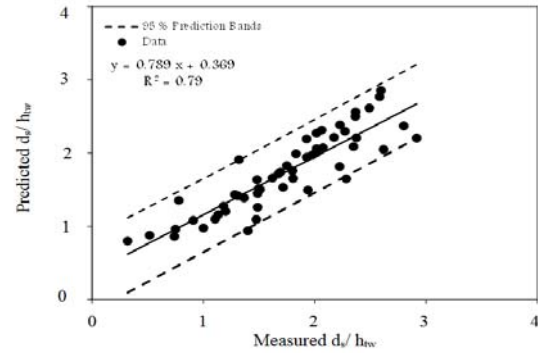
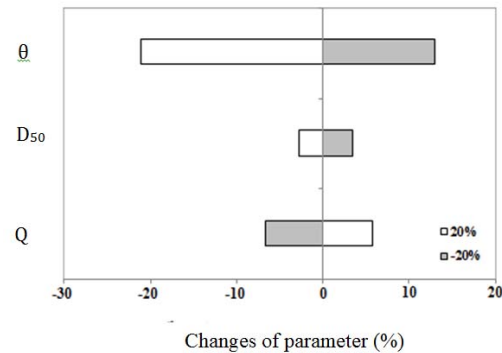


Fig 4. The calculated values of d_s / h_{tw} using equation (2) versus values of d_s / h_{tw} measured in experiments

Sensitivity analysis was done on the Eq. 2 to determine the importance of the parameters on the d_s / h_{tw} . For this purpose, $\pm 20\%$ changes applied on the parameters of Q_j , D_{50} and θ . The results show that with a $\pm 20\%$ change of the parameters Q_j , D_{50} and θ , they have 12.33, 6.23, and 34.03 % effects on d_s/h_{tw} , respectively.



4-Conclusion

The results of the present study on the maximum scour depth due to free-falling jets showed that the falling jets caused a scour hole at the downstream of storage reservoir and its dimensions were related to flow characteristics such as outflow discharge, sediment diameter as well as the confluence angle of jets at the horizontal plane. By impacting the jets from the outlet in the air, before reaching the river bed, the energy of the water flow can be depleted and as a result the scour depth decreased.

An Experimental Study of the Maximum Scour Depth Due to the Free Falling Jets at the Downstream of the Storage Reservoir

S. Emamgholizadeh¹ S. Mansouri²
Kh. Ajdary³ R. Moazenzadeh⁴

1- Introduction

When the gates of dam are opened in order to discharge the flood or discharge the required water for the downstream consumptions, the falling jet energy released from the dam gates creates a scour hole at the downstream of the reservoir. The dimensions of the scour hole depend on many factors, including the outflow discharge of the gates (Q_j), medium diameter of sediment (D_{50}) and the confluence angle of jets at the horizontal plane (θ), and the characteristics of the river bed, time, and geometry of the structure.

A review of the literature shows that the problem of scouring at the downstream of the structures has attracted the attention of many researchers. Many researchers experimentally examined the effect of parameters on the scour and empirically presented many relationships to estimate the maximum scour depth at the equilibrium condition. These relationships show very different results for the same conditions. Such contradictions in the case of scouring in the vicinity of hydraulic structures call for more research so as to increase knowledge and awareness for the proper design, and the reduction of the damage caused by scouring.

2- Experimental Program

The study of the scour phenomena is a complex problem in the sediment hydraulic engineering because it is affected by many parameters. For this reason, in this study the experimental study was conducted to determine the scour hole dimensions due to the falling jets at the downstream of the storage reservoir. The experiments were carried out at Hydraulic Laboratory of Shahrood University of Technology. The flume has the length of 2.43 m, width of 1 m, and height of 1.11 m. The effect of outflow discharge of gates (Q_j), medium diameter of sediment (D_{50}) and the confluence angle of jets at the horizontal plane (θ) were investigated. The water jet falls from pipes with the circular section and diameter of 1.25 inch into the downstream pound. The drop height was 95 cm. The downstream pound is filled with non-cohesive sediments with the height of 20 cm and the medium diameter of 1.7, 3.2 and 6.75 mm. Experiments were carried out with different discharges, ranging from 1.32 to 5.14 l/s.

Using dimensional analysis with *Buckingham* π theorem, the following equation is achieved to predict d_s/h_{tw} :

$$\frac{d_s}{h_j} = f\left(\frac{V_j}{\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}}, \theta\right) \quad (1)$$

In Eq.1, d_s is the scour depth, h_j is the height of the jet falling, the θ is the confluence angle of jets at the horizontal plane, G_s is the ratio of sediment density to water density, D_{50} is the mean diameter of non-cohesive sediment. The minimum, maximum, mean, standard deviations and coefficients of variation of the parameters $\frac{d_s}{h_j}$, θ , $F_g = \frac{V_j}{\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}}$ are given in Table 1:

Table 1- The statistical metrics of the parameters in Eq.1

Parameter	Min	Mean	Max	Standard Deviation	coefficient of variation
θ (rad)	0.26	0.52	0.79	0.22	41.21
$\frac{V_j}{\sqrt{g(G_s - 1)D_{50}}}$	4.98	18.75	38.66	9.65	51.46
$\frac{d_s}{h_j}$	0.80	1.74	2.85	0.53	30.53

3-Results and discussion

The results of this study show that a scour hole created at the downstream of the reservoir in all the experiments and with the increase of discharge, the scour depth (d_s) increased.

In addition, the jet discharge change (Q_j) has the same trend on the creation of the scour hole in all the grain sizes and angles of the jets. The results indicated that when the discharge (Q_j) increased from 1.32 to 5.4 l/s, for a constant sediment size and constant angle ($D_{50} = 6.75$ mm and $\theta = 15^\circ$), the depth of the scour hole (d_s), the longitudinal extension (L_s), the transverse length of scour hole, and the volume of the scour hole (V_s) increased by 74.58, 58.38, 27.27 and 95.62%, respectively. Additionally, the location of the maximum scours depth from the ends of the gates increased about 82.85 %. Moreover, an increase in the average diameter of sediment size (D_{50}) has a reverse effect on the dimension of the scour hole.

Likewise, with the increase of the mean diameter of sediment (D_{50}) from 1.7 to 6.75 mm in a constant discharge and constant angle ($Q_j = 5.14$ l/s, $\theta = 15^\circ$), the maximum scour depth decreased by 27.27 % and its location moved toward the gates by 56.5%. Also, with the decrease of the transverse width of the scour hole, the volume of the scour hole and the height of the protuberance of the sediments at the downstream of the scour hole reduced by around 55.69 and 30.91%, respectively.

¹ M.S. student in Hydraulic Structures, Department of Water and Soil, Agriculture Collage, Shahrood University of Technology.

² Corresponding Author: Associate Professor, Department of Water and Soil, Agriculture Collage, Shahrood University of Technology.

Email: s_gholizadeh517@Shahroodut.ac.ir

³ Associate Professor, Department of Water and Soil, Agriculture Collage, Shahrood University of Technology.

⁴ Assistant Professor, Department of Water and Soil, Agriculture Collage, Shahrood University of Technology.

CONTENTS

Experimental Study of the Maximum Scour Depth Due to Free-Falling Jets at the Downstream of Storage Reservoir	S. Mansouri - S. Emamgholizadeh Kh. Ajdary - R. Moazenzadeh	1
Minimizing Multivariate Objective Function Using Improved Genetic Algorithm in Active Control of Oscillation of Structures	A. Banaei - J. Alamatian	21
Effectiveness Assessment of Nano Silicate Application to Improve Mechanical Properties of a Limestone Used in the Architecture of Pasargadae World Heritage Site	A. Shekofteh - H. Ahmadi - M. Yazdi A. Arizzi - E. Molina - G. Cultrone	41
Damage Detection of Plane Strain /Stress Problems using Modal Data	A. Motahhari - J. Akbari	63
Experimental Study of the Excavation Using Pile-Anchorage System	M. Abdollahi - J. Bolouri Bazaz	79
Derivation of New Equations for Estimation of Earthquake Induced Peak Ground Acceleration and Velocity	A. Derakhshani - A. Saberi	97
Investigation of Short-Term Deflection in Reinforced Concrete Beams with FRP Bars	A. Kheyroddin - F. Maleki	113
Seismic Hazard and Risk Analysis of Dam (Case Study: Chah Nimeh Dam)	A. Komak Panah - H. R. Rahmani	131
Flexural Behavior Investigation of HPFRCC Cantilever RC Beam with Different Stirrup Configuration	A. Taghikhani - M. K. Sharbatdar	153
Modeling of the Flow Parameters of Chute Spillway with Change Slope (Case Study: Surk Dam Spillway)	S. Abbasi - H. Samadi-Boroujeni R. Fattahi Nafchi - B. Gorbani	165

JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

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

Editorial Board:

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

Text Editor: A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

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

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 24

Experimental Study of the Maximum Scour Depth Due to Free-Falling Jets at the Downstream of Storage Reservoir	1
S. Mansouri - S. Emamgholizadeh Kh. Ajdary - R. Moazenzadeh	
Minimizing Multivariate Objective Function Using Improved Genetic Algorithm in Active Control of Oscillation of Structures	21
A. Banaei - J. Alamatian	
Effectiveness Assessment of Nano Silicate Application to Improve Mechanical Properties of a Limestone Used in the Architecture of Pasargadae World Heritage Site	41
A. Shekofteh - H. Ahmadi - M. Yazdi A. Arizzi - E. Molina - G. Cultrone	
Damage Detection of Plane Strain /Stress Problems using Modal Data	63
A. Motahhari - J. Akbari	
Experimental Study of the Excavation Using Pile-Anchorage System	79
M. Abdollahi - J. Bolouri Bazaz	
Derivation of New Equations for Estimation of Earthquake Induced Peak Ground Acceleration and Velocity	97
A. Derakhshani - A. Saberi	
Investigation of Short-Term Deflection in Reinforced Concrete Beams with FRP Bars	113
A. Kheyroddin - F. Maleki	
Seismic Hazard and Risk Analysis of Dam (Case Study: Chah Nimeh Dam)	131
A. Komak Panah - H. R. Rahmani	
Flexural Behavior Investigation of HPFRCC Cantilever RC Beam with Different Stirrup Configuration	153
A. Taghikhani - M. K. Sharbatdar	
Modeling of the Flow Parameters of Chute Spillway with Change Slope (Case Study: Surk Dam Spillway)	165
S. Abbasi - H. Samadi-Boroujeni R. Fattahi Nafchi - B. Gorbani	