

Risk-based Optimization of Flood Diversion System of Karun4 Dam under Hydraulic and Hydrologic Uncertainties

YAHYA RAHIMI¹, BAHRAM SAGHAFIAN^{1*}, MOHAMMAD ALI BANIHASHEMI²

1. Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

2. Department of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.

(Received: Apr. 22, 2020- Revised: July. 25, 2020- Accepted: Aug. 3, 2020)

ABSTRACT

Risk-based optimization in flood diversion system is a framework that allows the designer to involve uncertainties in the decision-making process and determine the reliability of the hydraulic structure. This study was conducted to incorporate hydrological and hydraulic uncertainties in the probabilistic design of Karun-4 diversion system in Khuzestan province, southwestern Iran. The risk-based multivariate probabilistic model was developed for determining the effect of uncertainty sources on the characteristics of the flow diversion system. For this purpose, the time series of annual maximum peak flow and maximum flood volume data for a period of 37 years were prepared and evaluated. Archimedean copula function and non-dominated sorting genetic algorithm were adopted to minimize the overtapping risk and construction cost as objective functions. Diameter, slope, wall covering and tunnel entrance height, cofferdam height at upstream and downstream were searched as decision variables in the possible space of the problem. The results show that optimal values of upstream cofferdam height, downstream cofferdam height and the diameter of the first and second tunnels were estimated as 44.5, 12.5, 10.5 and 9.9 m, respectively, all corresponding to 25-year return period. Moreover, the results suggest that the proposed framework could be valuable for decision makers when economic, hydraulic and hydrological uncertainties are expected.

Keywords: Upstream Cofferdam, Non-dominated Sorting, Multi-objective Optimization, Risk-based Analysis.

بهینه‌یابی مبتنی بر ریسک سیستم انحراف سیلاب سد کارون ۴ تحت عدم قطعیت‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی

یحیی رحیمی^۱، بهرام ثقفیان^{۱*}، محمدعلی بنی‌هاشمی^۲

۱. دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران.

۲. دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۲/۳ - تاریخ بازنگری: ۱۳۹۹/۵/۴ - تاریخ تصویب: ۱۳۹۹/۵/۱۳)

چکیده

بهینه‌سازی سیستم انحراف سیلاب بر پایه ریسک، چارچوبی است که به طراحان اجازه می‌دهد که عدم قطعیت‌های عامل بر فرایند تصمیم‌گیری را در نظر گرفته و سطح اعتمادپذیری این سازه هیدرولیکی را تعیین کنند. این مطالعه به منظور کاربرد عدم قطعیت‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی در طراحی احتمالاتی سیستم انحراف سیلاب سد کارون ۴ در استان خوزستان واقع در جنوب غربی ایران انجام شده است. تأثیر منابع عدم قطعیت بر مشخصه‌های سیستم انحراف جریان با استفاده از توسعه یک مدل احتمالاتی چندمتغیره بر پایه توابع مفصل تعیین شده است. برای دستیابی به این هدف، سری‌های زمانی داده‌ها شامل دبی حداکثر لحظه‌ای سالانه و حجم حداکثر سیلاب سالانه برای یک دوره ۳۷ ساله گردآوری شد. دو تابع هدف کمینه‌سازی ریسک شکست سیستم و کمینه‌سازی هزینه ساخت به عنوان دو هدف متضاد در ساختار یک مدل شبیه‌سازی-بهینه‌سازی با الگوریتم ژنتیک چندهدفه مبتنی بر رتبه‌بندی نامغلوب تعریف و برای رسیدن به بهترین مقادیر متغیرهای تصمیم اجرا شد. قطر، شیب، پوشش دیواره و ارتفاع ورودی تونل‌ها، ارتفاع فرازبند، و ارتفاع نشیب بند به‌عنوان متغیرهای تصمیم در فضای امکان‌پذیر مسأله جستجو شد. نتایج نشان داد دوره بازگشت ۲۵ سال با توجه به دو عامل هزینه و ریسک روگذری پاسخ بهینه به شمار می‌رود. برای این دوره بازگشت قطر تونل‌ها ۱۰/۵ و ۹/۹ متر، ارتفاع فرازبند ۴۴/۵ متر و ارتفاع نشیب بند ۱۲/۵ متر حاصل گردید. همچنین نتایج نشان داد که این مفهوم می‌تواند با لحاظ نمودن تغییرات اقتصادی، هیدرولوژیکی و هیدرولیکی، برای توسعه ساختار طراحی سیستم‌های انحراف سیلاب سودمند باشد.

واژه‌های کلیدی: فرازبند، رتبه‌بندی نامغلوب، بهینه‌سازی چندهدفه، تحلیل مبتنی بر ریسک.

مقدمه

یکی از مهم‌ترین اهداف انحراف آب رودخانه، خشک نگه داشتن محل ساختگاه سدها است. به‌این‌ترتیب جریان رودخانه از مسیر طبیعی خود به‌طور موقت منحرف می‌گردد. دامنه عملیات انحراف جریان با اندازه و پتانسیل سیل تغییر خواهد کرد. انتخاب مناسب‌ترین طرح کنترل جریان رودخانه در حین ساخت، اهمیت زیادی در اقتصاد طرح دارد. از یک طرف اگر طرح سیستم با ظرفیت بسیار بالا طراحی شود، می‌تواند باعث تحمیل هزینه اضافی به کل پروژه از بابت ساخت و اجرای سیستم انحراف و اتلاف بودجه گردد. از سوی دیگر رخداد سیلاب‌هایی با دبی بیشتر از ظرفیت طراحی سیستم انحراف می‌تواند منجر به سرریز فرازبند و تحمیل خسارت‌های فراوانی گردد (Afshar et al., 2009; Marengo et al., 2013; Kong et al., 2018; Gao et al., 2019).

از جمله این خسارت‌ها تأخیر چندین ساله در بهره‌برداری از سد و یا نیروگاه است. به‌عنوان مثال، تخریب سیستم انحراف سد کارون ۳ در اثر سیلاب سال ۱۳۷۴، همچنین تخریب فرازبند کارون ۴ در اثر سیلاب سال ۱۳۸۳ و روگذری در سال ۱۳۸۴ را می‌توان نام برد. به استناد آمار کمیته بین‌المللی سدهای بزرگ ۳۵ درصد تخریب سدها در جهان بر اثر روگذری آنها به وقوع پیوسته است (ICOLD, 1973). همچنین بر اساس ۱۰۷ گزارش مربوط به خرابی سدها، ۱۳ مورد در طول دوره ساخت سازه اصلی اتفاق افتاده است (Marengo, 2006).

وجود عدم قطعیت‌های گسترده با طبیعت اقتصادی، هیدرولوژیکی، هیدرولیکی، سازه‌ای و پارامترهای مختلف طراحی همچون دبی سیلاب‌های طراحی، ارتفاع فرازبند، قطر تونل، ضریب زبری و ضریب تورم بر دشواری‌های طرح می‌افزاید

تحلیل عدم قطعیت سیستم کنترل سیلاب مورد بررسی قرار گرفت و نتایج نشان داد که وقتی با عدم قطعیت ذهنی روبرو هستیم تئوری شواهد پاسخ‌های منطقی‌تری نسبت به روش احتمالاتی ارائه داده است.

عدم قطعیت هیدرولوژیکی عموماً در قالب مدل‌های احتمالاتی قرار گرفته و منجر به تولید مقادیری از متغیرها با تخمین رویداد چندساله می‌گردد. (Kwon and Moon (2006) ریسک روگذری آب از سد (ریسک هیدرولوژیکی) را در بستر احتمالات بررسی کردند. در این تحقیق عوامل مهم در تحلیل ریسک، عدم قطعیت مقادیر پارامترهای تصادفی، نوع روش تحلیل عدم قطعیت و نوع توزیع احتمالاتی پارامترهای تصادفی ارزیابی شده است. (Goodarzi *et al.*, (2011) با استفاده از تحلیل فراوانی توزیع احتمالاتی گامبل لجستیک دومتغیره و شبیه‌سازی مونت‌کارلو، احتمال روگذری سد درودزن در جنوب ایران را بررسی کردند. در این تحقیق متغیرهای تصادفی دبی اوج سیلاب، تراز اولیه مخزن و ضریب آبگذری سرریز است.

کاربرد روش‌های بهینه‌سازی در علوم و مهندسی آب با گسترش استفاده از رایانه و محاسبات سریع افزایش چشم‌گیری داشته است. این روش‌ها از لحاظ تعداد توابع هدف مورد ارزیابی، فرایند جستجوی پاسخ مسأله و سرعت و دقت رسیدن به آن طیف وسیعی از ابزارهای بهینه‌سازی را تشکیل می‌دهند. یکی از این دسته‌بندی‌ها روش‌های بهینه‌سازی چندهدفه هستند که با لحاظ کردن محدودیت‌های مسأله و قبول سطوح خاصی از کاستی‌ها در توابع هدف، مجموعه پاسخ‌های بهینه را ارائه خواهد کرد. مدل NSGA اولین بار برای کاربرد چندین هدف در یک مدل بهینه‌سازی توسط Srinivas and Deb, (1994) ارائه شد و در آخرین اصلاحات با چندین اصلاح برای حل مسائل و مشکلات مدل الگوریتم ژنتیک کلاسیک به صورت NSGAII تکمیل شد (Deb *et al.*, 2002). امروزه این الگوریتم به‌عنوان پرکاربردترین روش بهینه‌سازی چندهدفه شناخته می‌شود (Rasekh *et al.*, 2010; Lalehzari *et al.*, 2016; Haghghi and Zahedi, 2014). سرعت بیشتر در رسیدن به همگرایی؛ استفاده از عملگر مقایسه پرجمعیت و پراکندگی یکنواخت جبهه پارتو؛ دارای طرح رتبه‌بندی مؤثر برای کاهش پیچیدگی حاکم بر الگوریتم و قیدهای بهینه‌سازی مفهوم و قابل بررسی از مهم‌ترین مزایای NSGAII هستند (Fotakis and Sidiropoulos, 2012). در مطالعات گذشته کاربرد الگوریتم ژنتیک چندهدفه مبتنی بر رتبه‌بندی نامغلوب در تحلیل فازی شبکه‌های آب‌رسانی Haghghi

(Behrooz *et al.*, 2014; Zhu *et al.* 2014). بنابراین تحلیل عدم قطعیت و در نظر گرفتن آن در طراحی بهینه سیستم‌های مهندسی آب به‌عنوان یک جنبه منطقی در برآوردهای مهندسی در دهه‌های اخیر مورد توجه بوده است. عدم قطعیت به‌طور کلی بیانگر این مفهوم است که دانش کامل از رفتار یک سیستم و مقدارهای ویژه‌ای که متغیرهای آن اختیار می‌کنند وجود ندارد. یک متغیر در شرایطی غیرقطعی محسوب می‌شود که دارای مقداری یکتا باشد اما در شرایط مسأله قابلیت تعیین دقیق آن وجود نداشته باشد (Lund, 1991; Afshar and Marino, 1990; Karamouz *et al.*, 2018).

(Tung and Mays (1981) برای طراحی خاک‌ریز سیل‌بند و احتساب خطرپذیری و عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی و هیدرولیکی سیستم از روش‌های تقریبی تحلیل عدم قطعیت و روش بهینه‌سازی برنامه‌ریزی پویای تفاضلی گسسته (DDDP)¹ استفاده کردند. (Mccann *et al.*, (1984) برای ارزیابی گزینه‌های نوسازی سدهای موجود عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی را لحاظ نمودند. همچنین از این روش جهت طراحی سازه‌های تخلیه بزرگراه استفاده شده است (Tung and Bao, 1990). Afshar *et al.*, (1994) نیز ظرفیت سرریز را با لحاظ نمودن عدم قطعیت‌های ذاتی و پارامتری هیدرولوژیکی بهینه نمودند. از روش‌های دیگر ارزیابی ریسک شکست سد تحت تأثیر عدم قطعیت‌های هیدرولیکی (سیستم تخلیه سیلاب) و عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی سیلاب کاربرد روش مونت‌کارلو است که در مطالعه Thompson *et al.*, (1997) با شبیه‌سازی مدل بارش-رواناب مورد استفاده قرار گرفته است.

در مدل سازی هیدرولیکی سیستم‌های منابع آب این عدم قطعیت‌ها در فرمولبندی مدل‌ها و تخمین پارامترها ظاهر می‌شوند.

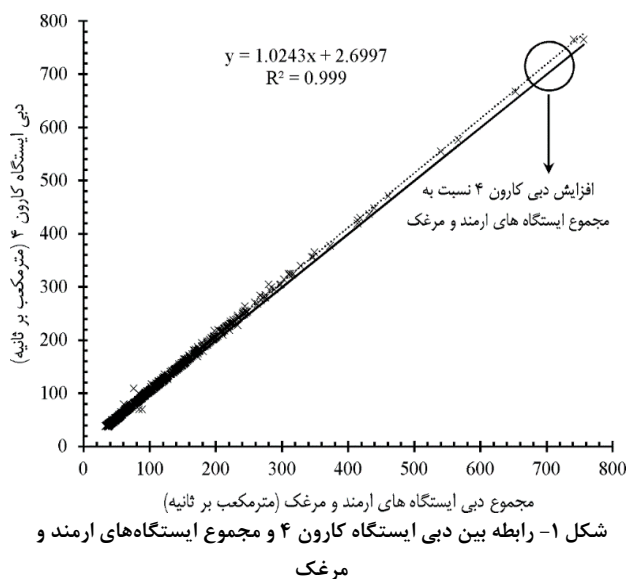
در تکنیک‌های مدیریت سیلاب استفاده از تکنیک‌های احتمالاتی نیز برای ارزیابی سازه‌ها در مقابله با حوادث مخرب این پدیده توسعه داده شده است. نتایج تحقیقات نشان داد است که تخمین دوره بازگشت و توابع ریسک توسعه‌یافته می‌توانند در ارزیابی پروژه‌های مرتبط با سیل کمک مؤثری داشته باشند (Salas and Obeysekera, 2019; Biglarbeigi *et al.*, 2018; Maurer *et al.*, 2018; Gao *et al.*, 2019).

(Behrooz and Alimohamadi (2018) به علت برخی محدودیت‌های روش احتمالاتی، روشی نوینی مانند تئوری شواهد معرفی کردند. این روش با کاربرد شبیه‌سازی مونت‌کارلو در

هیدرولیکی گردیده که با استفاده از اطلاعات سد کارون ۴ مورد ارزیابی قرار گرفته است.

تحلیل هیدرولوژیکی

به منظور تحلیل سری‌های زمانی اطلاعات، دو پارامتر حداکثر دبی لحظه‌ای سالانه و حداکثر حجم سیلاب سالانه برای سد کارون ۴، از داده‌های روزانه دبی در دو ایستگاه ارمند و مرغک استفاده شد. بنابر تحلیل هیدروگراف‌های به دست آمده از اطلاعات روزانه یک دوره آماری ۶ ساله (۱۳۸۶ تا ۱۳۹۲)، با وقوع بارندگی هیدروگراف سیلاب در سه ایستگاه ارمند، مرغک و کارون ۴ در یک روز به اوج رسیده و سپس فروکش کرده است. مطالعه این روندها نشان داد که تغییرات دبی جریان ورودی به مخزن سد با مجموع دبی دو ایستگاه ارمند و مرغک در این دوره آماری رابطه مستقیم دارد. بنابراین به ازای اطلاعات موجود از سه ایستگاه، رابطه خطی بین دبی ایستگاه کارون ۴ با مجموع دبی‌های ارمند و مرغک مطابق با (۰) با ضریب تبیین ۰/۹۹ به دست آمد.



با استفاده از رابطه به دست آمده از برازش شکل (۱)، دبی ایستگاه کارون ۴ بر اساس مجموع دبی ارمند و مرغک برای یک دوره آماری ۳۷ ساله (۱۳۴۹ تا ۱۳۹۲) محاسبه شد. همچنین حداکثر دبی و حجم سیلاب سالانه به ترتیب با استفاده از نقطه پیک و سطح زیر هیدروگراف جریان برای تحلیل فراوانی انتخاب گردید. لازم به ذکر است مبنای انتخاب سری داده‌های دبی و حجم سیلاب، حداکثر مقادیر محاسبه شده در یک سال است. توزیع فراوانی هر یک از سری داده‌ها توسط توابع توزیع لوگ نرمال، لوگ پیرسون، لوگ لوجستیک، گاما، گوسی معکوس،

Srekanth and Datta, (2014) and Zahedi, (2010)؛ برنامه‌ریزی تخصیص آب (Lalehzari et al., 2016) و طراحی بر پایه ریسک سیستم انحراف سیلاب (Rasekh et al., 2010) با موفقیت همراه بوده است.

Karamouz et al., (2018) از مدل بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک (Goldberg, 1989) برای تعیین ابعاد بهینه سیستم انحراف آب براساس هزینه‌های ساخت، هزینه‌های شکست، و ریسک قابل قبول برای سیستم انحراف با در نظر گرفتن عدم قطعیت هیدرولیکی و آنالیز ریسک سیل استفاده کردند. هدف از مدل بهینه‌سازی، به حداقل رساندن هزینه‌های ساخت و ساز و ارزش پیش‌بینی شده خسارات ناشی از سیل‌ها با دوره‌های بازگشت متغیر برای سد کارون ۴ در جنوب غربی ایران به عنوان مطالعه موردی در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد که هزینه متوسط سالانه مورد انتظار (هزینه سرمایه‌گذاری + آسیب مورد انتظار) کم‌تر از رقم برآورد شده مشاور است. همچنین بررسی ریسک سیل و عدم قطعیت آن می‌تواند چارچوب بهتری برای طراحی و هزینه برای پیکربندی سیستم‌های انحرافی در سدها فراهم کند.

مرور مطالعات گذشته نشان می‌دهد با وجود پیچیدگی‌های ذاتی طراحی و تحلیل عدم قطعیت سیستم انحراف سیلاب، روش‌های بهینه‌سازی می‌توانند ابزار مناسبی جهت نیل بدین مقصود باشند. استفاده از روش‌های بهینه‌سازی تک هدفه با رویکرد کمینه‌سازی دو هدف خسارات احتمالی و هزینه ساخت در گذشته مورد بررسی قرار گرفته است (Karamouz et al., 2018). در این تحقیق با توجه به عدم دقت در برآورد خسارات طرح دو هدف کمینه‌سازی ریسک روگذری و کمینه‌سازی هزینه ساخت در قالب دو هدف متضاد با استفاده از الگوریتم ژنتیک چندهدفه مبتنی بر رتبه‌بندی نامغلوب شبیه‌سازی و بهینه‌سازی شده است. بنابراین اهداف مورد مطالعه در تحقیق حاضر به صورت خلاصه عبارت‌اند از: ۱. بهینه‌سازی چندهدفه سیستم انحراف سیلاب با استفاده از الگوریتم ژنتیک مبتنی بر رتبه‌بندی نامغلوب؛ ۲. تحلیل عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی و هیدرولیکی بر طراحی سیستم انحراف سیلاب.

مواد و روش‌ها

به منظور دستیابی به اهداف مطرح شده در این مطالعه سه بخش کلی شامل تحلیل اطلاعات هیدرولوژیکی، شبیه‌سازی هیدرولیکی و بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است. نتایج به دست آمده از سه بخش یاد شده منجر به توسعه یک مدل طراحی بهینه سیستم انحراف سیلاب بر پایه عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی و

به‌نام‌های (و) و (یا) تعریف می‌شوند که حالت (و) نشان دهنده رویداد همزمان دو پدیده و حالت (یا) احتمال وقوع یکی از پدیده‌ها را تعیین می‌کند. رابطه ذیل تعریف عملگر (یا) را نشان می‌دهد که در این تحقیق از آن استفاده شده است (Chen and Guo, 2019).

$$T_{or} = \frac{\mu}{P[Q > q_c \text{ or } W > w]} = \frac{\mu}{1 - C(q, w)} \quad (\text{رابطه ۳})$$

در این روابط T_{or} دوره بازگشت دومتغیره در حالت (یا) P ، احتمال رویداد، $C(q, w)$ تابع مفصل، Q حداکثر دبی لحظه‌ای سالانه (مترمکعب بر ثانیه)، W حداکثر حجم سیلاب سالانه (میلیون متر مکعب)، q_c و w به ترتیب مقادیر حدی دبی و حجم سیلاب و پارامتر μ ضریب ثابت که برای داده‌های سالانه برابر است با یک ($\mu=1$).

شبیه‌سازی جریان

شکل (۲) شماتیک سیستم انحراف سیلاب با دو تونل را نشان می‌دهد. مطابق شکل، در سیستم انحراف سیلاب با تشکیل معادله انرژی بین نقاط ورودی و خروجی تونل‌های انحراف، دبی جریان از درون تونل‌ها را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد (Karamouz et al., 2018).

$$q_c = \sqrt{2gA} \left(\frac{S_f}{h_f}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{رابطه ۴})$$

$$S_f = H + L \cdot S_0 - \frac{D}{2} \quad (\text{رابطه ۵})$$

$$h_f = 1 + K_e + \frac{2gn^2L}{R^{4/3}} \quad (\text{رابطه ۶})$$

که در این رابطه، q_c دبی عبوری از تونل (مترمکعب بر ثانیه)؛ H : ارتفاع فرازبند (متر)؛ S_f : شیب خط انرژی؛ h_f : افت اصطکاکی (متر)؛ D : قطر تونل (متر)؛ A : مساحت سطح مقطع تونل (مترمربع)؛ L : طول تونل (متر)؛ K_e ضریب افت ورودی تونل، n ضریب زبری مانینگ، R شعاع هیدرولیکی (متر) و S_0 شیب طولی تونل و g شتاب گرانشی زمین است.

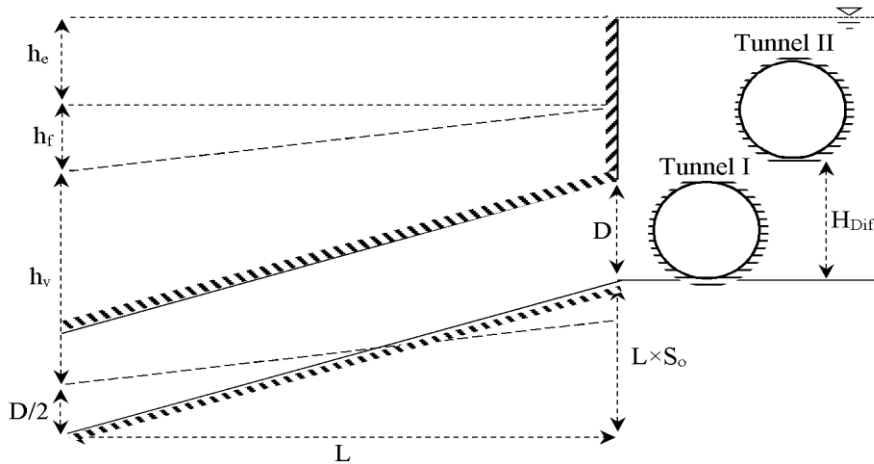
نرمال، ویبول و مقادیر حدی تعمیم یافته ارزیابی شد. علاوه بر این تابع مفصل که امکان ترکیب چند توزیع یک متغیره با خانواده‌های مختلف معلوم را برای ساخت یک توزیع چندمتغیره با در نظر گرفتن وابستگی بین متغیرها به وجود می‌آورد به منظور محاسبه دوره بازگشت وقایع مورد استفاده قرار گرفت. تابع مفصل، یک تابع توزیع تجمعی است که دارای توزیع‌های حاشیه‌ای یک متغیره یکنواخت بر فاصله (۰,۱) است. بنا بر تئوری Sklar (1959)، اگر F تابع توزیع تجمعی m بعدی با حاشیه‌های پیوسته F_1, F_2, \dots, F_m باشد، یک تابع مفصل منحصر به فرد n بعدی $C: [0,1]^m \rightarrow [0,1]$ به صورت زیر وجود دارد، به طوری که C نگاشت (Chen and Guo, 2019; Davtalab et al., 2017; Kong et al., 2018).

(رابطه ۱)

$F(x_1, \dots, x_m) = C(F_1(x_1), \dots, F_m(x_m)) = C(u_1, \dots, u_m)$
در رابطه فوق، $u_i = F_i(x_i)$ توابع توزیع تجمعی حاشیه‌ای پیوسته است. تابع مفصل متشکل از توابع مختلفی است که برای مسائل گوناگون بایستی مورد ارزیابی و گزینش قرار گیرند. توابع مفصل ارشمیدسی بخشی از این توابع هستند که در طیف گسترده‌ای از مطالعات هیدرولوژی بکار گرفته شده‌اند. کاربرد توابع مفصل در مسائل مختلف مهندسی آب توسط Chen and Guo (2019) تشریح شده است. در این تحقیق با توجه به ارزیابی‌های صورت گرفته از تابع مفصل ارشمیدسی کلایتون به منظور تعیین دوره بازگشت استفاده شده است. این مفصل توسط Clayton (1978) ارائه شده است:

$$C(u_1, u_2; \theta) = (u_1^{-\theta} + u_2^{-\theta} - 1)^{-1/\theta} \quad (\text{رابطه ۲})$$

که در آن θ پارامتر همبستگی (بین ۰ تا -۱) است. وقتی $\theta = 0$ باشد به مفصل مستقل و وقتی $\theta = -1$ باشد به مفصل کران پایین تبدیل می‌شود و در صورتیکه به سمت بینهایت میل کند به مفصل کران بالا تبدیل خواهد شد. دو حالت در توزیع پیوسته



شکل ۲- شماتیک اجزای سیستم انحراف سیلاب

$$\Omega_A = 2\Omega_D \quad (\text{رابطه ۱۳})$$

$$\Omega_p = \Omega_D \quad (\text{رابطه ۱۴})$$

$$\Omega_R^2 = \Omega_A^2 + \Omega_P^2 \quad (\text{رابطه ۱۵})$$

که در روابط فوق Ω ضریب تغییرات هر متغیر است. بنابراین با محاسبه ضریب تغییرات دبی نسبت به پارامترهای طراحی، دبی لحظه‌ای سیلاب برای هر تونل با قابلیت اطمینان هیدرولیکی ۹۰ درصد و فرض توزیع نرمال استاندارد تغییرات به صورت ذیل به دست خواهد آمد (Karamouz et al. 2018):

$$Q_{90} = \pm 1.29\sigma_Q + \mu_Q \quad (\text{رابطه ۱۶})$$

$$\sigma_Q = \mu_Q \times \Omega_Q \quad (\text{رابطه ۱۷})$$

که در این رابطه μ_Q میانگین دبی قابل انتقال و σ_Q انحراف از معیار دبی هستند.

بهینه‌سازی

برای جستجوی فضای تصمیم‌گیری امکان‌پذیر مسأله و یافتن بهترین مقادیر برای پارامترهای طراحی دو تابع هدف تعریف شده است. برای تعیین توابع هدف معیارهایی از جمله دوره بازگشت، میزان ریسک شکست، هزینه ساخت سازه انحراف سیلاب و میزان خسارت‌های احتمالی در صورت شکست سیستم مدنظر قرار گرفته است (Karamouz et al., 2018; Zhang et al., 2019). بنابراین تابع هدف اول در تحقیق حاضر ریسک روگذری فرازبند در دوره ساخت t در نظر گرفته شده است که با معادله (۱۸) بیان می‌شود (USACE, 1996). همچنین برای دستیابی به نتایج بهتر در جبهه پارتو هدف دوم به صورت متضاد با هدف اول در نظر گرفته شده است. در مطالعه Karamouz et al. (2018) مجموع هزینه‌های ساخت و خسارت‌های احتمالی به عنوان تابع هدف یکتای مسأله در نظر گرفته شد که از طریق وزن‌دهی به هر کدام

در شکل ۲، h_e افت ورودی (متر)؛ h_v افت ناشی از سرعت (متر) و H_{Dif} اختلاف ارتفاع بین تونل‌ها است.

در این تحقیق عدم قطعیت هیدرولیکی بر اساس روش تقریب مرتبه اول گشتاور دوم مقادیر میانگین و واریانس q_c محاسبه گردیده است. تابع توزیع در نظر گرفته شده برای ظرفیت سیستم انتقال تابع توزیع نرمال است (Karamouz et al., 2018). بر اساس روش گشتاور دوم مرتبه اول (MFOSM) ضریب تغییر Ω_y به شکل رابطه ذیل تعریف می‌شود (Mays and Travis, 2005):

$$\Omega_y = \left(\sum_{i=1}^K a_i^2 \left(\frac{\bar{x}_i}{\mu_y} \right)^2 \Omega_{x_i}^2 \right)^{1/2} \quad (\text{رابطه ۷})$$

در این رابطه، a_i نرخ تغییرات تابع y نسبت به x_i ضریب تغییرات متغیر x_i و \bar{x}_i مقدار متوسط متغیر x_i است. بنابراین ضریب تغییرات هر متغیر نسبت به تغییرات دبی برابر است با:

$$\Omega_{q_c}^2 = \Omega_A^2 + \frac{1}{4}(\Omega_{Sf}^2 + \Omega_{hf}^2) \quad (\text{رابطه ۸})$$

به همین ترتیب ضریب تغییرات سایر پارامترها محاسبه شده است (Afshar et al., 1994; Mays and Travis, 2005):

$$\Omega_{Sf}^2 = \left(\frac{\bar{H}}{\alpha} \right)^2 \Omega_h^2 + \left(\frac{L \cdot S_o}{\alpha} \right)^2 \frac{1}{4} \left(\Omega_L^2 + \Omega_{So}^2 \right) + \frac{1}{4} \left(\frac{D}{\alpha} \right)^2 \Omega_d^2 \quad (\text{رابطه ۹})$$

$$\alpha = \bar{H} + \bar{L} \cdot \bar{S}_o - \frac{\bar{D}d}{2} \quad (\text{رابطه ۱۰})$$

$$\Omega_{hf}^2 = \left(\frac{K_e}{\beta} \right)^2 \Omega_{ke}^2 + \left(\frac{16g^2 n^4 L^2}{\beta^2 R^3} \right)^2 \left(\Omega_n^2 + \frac{1}{4} \Omega_L^2 + \frac{4}{9} \Omega_R^2 \right) \quad (\text{رابطه ۱۱})$$

$$\beta = 1 + \bar{K}_e + \frac{2g\bar{n}^2\bar{L}}{\bar{R}^{4/3}} \quad (\text{رابطه ۱۲})$$

$$V_{UCD} = W[(B + 0.5(Z_u + Z_d)(H + F))(H + F)] \quad (\text{رابطه ۲۵})$$

$$V_{DCD} = W[(B_d + 0.5(Z_u + Z_d)(H_d + F))(H_d + F)]$$

در روابط فوق L طول تونل (متر)، D قطر تونل (متر)، B عرض تاج فرازبند (متر)، K ضخامت پوشش بتنی (متر)، Z_u و Z_d شیب قسمت بالادست و پایین‌دست فرازبند و نشیب بند، H ارتفاع آب پشت فرازبند نسبت به ورودی تونل (متر)، F ارتفاع آزاد فرازبند (متر) و H_d ارتفاع آب نشیب‌بند (متر) هستند. بنابراین مؤلفه‌های هزینه ساخت سیستم انحراف برابر است با:

$$Cost_T = C_1V_1 + C_2V_2 + C_3V_3 \quad (\text{رابطه ۲۶})$$

$$Cost_{UCD} = C_{UCD}V_{UCD} \quad (\text{رابطه ۲۷})$$

$$Cost_{DCD} = C_{DCD}V_{DCD} \quad (\text{رابطه ۲۸})$$

در روابط فوق C_1 ، C_2 و C_3 به ترتیب قیمت واحد عملیات اجرایی حفاری، بسترسازی و تحکیم بستر تکیه‌گاه تونل و C_{UCD} و C_{DCD} قیمت واحد عملیات اجرایی فرازبند و نشیب‌بند هستند. به‌منظور تعیین مقادیر هزینه واحد هر کدام از عملیات فوق در چند تراز مختلف سیستم انحراف احجام مربوط به مؤلفه‌های بدنه فرازبند استخراج گردید و در محاسبات برآورد هزینه از آن استفاده شد. بر این اساس هزینه تقریبی حفر تونل سیستم انحراف برای سد کارون ۴ برای قطر ۹ متر ۱۳۵۰۰۰ میلیون ریال و برای قطر ۱۰ متر ۱۶۵۰۰۰ میلیون ریال تخمین زده شده است که بر این اساس می‌توان قیمت تقریبی واحد حفر تونل را به دست آورد. با توجه به اینکه طول تقریبی تونل ۶۵۰ متر است لذا ضریب C_1 در محاسبات برابر با ۳۱۲۵ هزار ریال به ازای هر مترمکعب لحاظ شده است. ضرایب C_2 و C_3 مربوط به هزینه واحد پوشش بتنی تونل و راک بولت به همراه بتن‌پاشی نیز بر اساس فهارس بها و تجربیات اجرایی برابر با ۸۰ هزار ریال و ۵۰ هزار ریال منظور گردیده است. در ارتباط با هزینه واحد حجم عملیات اجرایی فرازبند و نشیب‌بند نیز، ضریب C_{UCD} و C_{DCD} در محاسبات ۴۴ ریال بر مترمکعب فرض می‌گردد (Akhlaghi, 2015).

فضای تصمیم و محدودیت‌های در نظر گرفته شده برای مسأله عبارت‌اند از: قطر تونل‌ها: ۷ تا ۱۴ متر؛ ارتفاع فرازبند: ۳۰ تا ۷۵ متر؛ ارتفاع نشیب‌بند: ۵ تا ۳۰ متر؛ شیب تونل‌ها: ۰/۰۰۵ تا ۰/۰۱۵؛ حداقل و حداکثر سرعت جریان داخل تونل‌ها به ترتیب ۴ و ۱۵ متر بر ثانیه. دامنه فضای تصمیم برای هر یک از متغیرها در مرحله اول بر اساس مقادیر پیشنهادی توسط Karamouz et al., (2018) و در مرحله بعد بر اساس بازخورد به دست آمده از جبهه پارتو در اجراهای مختلف به دست آمد. اختلاف ارتفاع بین تراز ورودی و خروجی تونل‌ها نسبت به ارتفاع

از مؤلفه‌های ساخت یا شکست، میزان اهمیت و نقش آن در بهینه‌سازی قابل تنظیم است. اما از آنجا که تعیین میزان خسارت مورد انتظار در کاربرد میدانی طرح تا حد زیادی از واقعیت فاصله دارد می‌تواند با تغییر ساختار مسأله حذف گردد (Rasekh et al., 2010; Tung, 2017). در ساختار تعریف شده در این پژوهش، هزینه ساخت سیستم انحراف جریان به عنوان مکانیزم متضاد ریسک روگذری برای جستجوی متغیرهای تصمیم در فضای امکان‌پذیر مسأله لحاظ گردید. بنابراین شکل ریاضی هزینه ساخت سیستم انحراف سیلاب برای سد کارون ۴ به صورت رابطه (۱۹) به عنوان تابع هدف دوم تعریف شد.

$$\text{Minimize OF1} \rightarrow R(x) = 1 - (1 - \frac{1}{7})^t \quad (\text{رابطه ۱۸})$$

$$\text{Minimize OF2} \rightarrow CS(x) = Cost_{UCD} + Cost_{DCD} + Cost_{TI} + Cost_{TH} \quad (\text{رابطه ۱۹})$$

Subject to:

$$d_{min} \leq d \leq d_{max} \\ H_{min} \leq H \leq H_{max} \quad (\text{رابطه ۲۰}) \\ V_{min} \leq V \leq V_{max}$$

در روابط فوق R ریسک شکست، T دوره بازگشت جریان، و t دوره ساخت است. $CS(x)$ هزینه ساخت (ریال)؛ x متغیرهای تصمیم که شامل اندازه و مشخصه‌های طراحی سازه می‌گردد؛ $Cost_{UCD}$ هزینه ساخت فرازبند سیستم انحراف، $Cost_{DCD}$ هزینه ساخت نشیب‌بند و $Cost_{TI}$ و $Cost_{TH}$ به ترتیب هزینه ساخت تونل ۱ و تونل ۲ هستند. جهت برآورد این هزینه‌ها بایستی بسته به اندازه پروژه، در هر مرتبه بر اساس هزینه‌های خرید و اجرا محاسبات اقتصادی انجام گردد. به‌عنوان مثال در سیستم انحراف با تغییر متغیرهای تصمیم (ارتفاع فرازبند، قطر تونل، ظرفیت سیستم و غیره) هزینه‌های سرمایه‌گذاری اولیه تغییر می‌نماید.

یک راهکار برای تخمین هزینه‌های اجرای سیستم انحراف محاسبه حاصلضرب حجم عملیات اجرایی در قیمت واحد به دست آمده از فهرست‌بها یا تجربیات کارشناسان است. با این مفهوم، میزان حجم کارهای انجام شده بر حسب مترمکعب برای بخش‌های حفاری (V_1)، بسترسازی (V_2) و تحکیم بستر تکیه‌گاه تونل (V_3) به ترتیب عبارت‌اند از:

$$V_1 = 3.14/4L[D + 2(K + 0.1)]^2 \quad (\text{رابطه ۲۱})$$

$$V_2 = 3.14LT(D + K) \quad (\text{رابطه ۲۲})$$

$$V_3 = 3.14L(D + 2K) \quad (\text{رابطه ۲۳})$$

در همین راستا حجم عملیات اجرایی برای احداث فرازبند و نشیب‌بند نیز می‌تواند به ترتیب از روابط ذیل استخراج گردد:

(رابطه ۲۴)

در هر مسئله بهینه‌سازی دو فرایند کلی ۱. یافتن مجموعه جواب‌های واقع بر جبهه بهینه پارتو؛ ۲. حفظ تنوع در پاسخ‌های بهینه در طول جبهه پارتو دنبال می‌شود (Deb et al., 2002). به عبارت دیگر اولویت اول جستجوی بهترین تقریب از جبهه پارتو و اولویت بعدی یافتن پاسخ‌هایی است که بیشترین یکنواختی در جبهه پارتو توزیع شده‌اند. فاصله جمعیتی به عنوان معیار یکنواختی پاسخ‌ها برابر است با:

$$CD_i = \sum_{m=1}^2 \frac{OF_m(i+1) - OF_m(i-1)}{OF_m^{max} - OF_m^{min}} \quad (\text{رابطه ۳۰})$$

در این رابطه CD فاصله جمعیتی، OF تابع هدف، i شماره کروموزوم در جبهه و m شماره تابع هدف.

منطقه مورد مطالعه

حوضه آبریز سد کارون ۴ در محدوده جغرافیایی ۳۱ درجه و ۲۹ دقیقه تا ۳۲ درجه و ۳۹ دقیقه عرض شمالی و ۴۹ درجه و ۳۴ دقیقه تا ۵۱ درجه و ۴۷ دقیقه طول شرقی واقع شده است. این حوضه با مساحت ۱۲۸۱۳ کیلومترمربع و میانگین بارندگی سالانه ۶۸۰ میلیمتر بخش‌هایی از استان‌های اصفهان و چهارمحال و بختیاری را در بر می‌گیرد (Karamouz et al., 2018). این رودخانه تا محل سد کارون ۴ از دو شاخه اصلی به نام‌های ارمند و بازفت تشکیل شده است (شکل ۳). رودخانه ارمند از به هم-پیوستن شاخه‌های کوه‌رنگ، آب‌ونک و بهشت آباد شکل می‌گیرد. رودخانه مذکور با دریافت جریان‌ات سطحی شاخه اصلی بازفت، تحت نام رودخانه کارون طی مسیر می‌نماید. موقعیت ساختگاه سد کارون ۴ در مختصات ۳۱ درجه و ۳۵ دقیقه و ۵۲ ثانیه عرض شمالی و ۵۰ درجه و ۲۴ دقیقه و ۵۰ ثانیه طول شرقی قرار دارد. این سد از نوع بتنی دو قوسی در فاصله ۱۸۰ کیلومتری جنوب غربی شهرکرد در استان چهارمحال و بختیاری واقع شده است. تاج سد با تراز ۱۰۳۲ متر نسبت به سطح دریا دارای ۲۳۰ متر ارتفاع از پی و عرض ۴۴۰ متر است. سیستم انحراف سیلاب سد کارون ۴ متشکل از فرازبند با ارتفاع ۴۰ متر، نشیب‌بند با ارتفاع ۱۵ متر و دو تونل با قطر ۹/۵ متر (طول تونل اول ۶۵۵ متر و طول تونل دوم ۷۰۹ متر) در سمت راست مخزن طراحی شده است (Iran Ministry of Energy, 2008).

فرازبند باید به گونه‌ای باشد که بار هیدرولیکی لازم برای عبور سیلاب تامین شود. از سوی دیگر محدودیت‌های سرعت در تونل را نیز در نظر بگیرد.

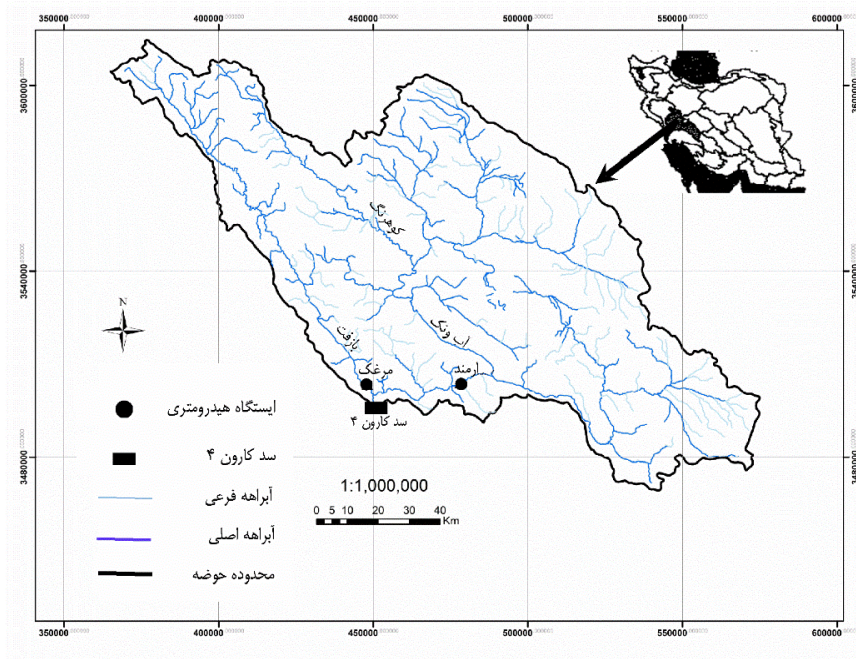
الگوریتم ژنتیک چندهدفه مبتنی بر رتبه‌بندی نامغلوب فضای تصمیم مسأله را برای کمی‌سازی توابع هدف یاد شده و انتخاب بهترین مقادیر برای ۹ متغیر تصمیم مسأله جستجو می‌کند. با توجه به اینکه متغیرهای تصمیم ماهیت و ابعاد متفاوتی دارند بایستی به صورت ساختار از پیش تعیین شده در یک کروموزوم تنظیم گردند. بنابراین متغیرهای تصمیم به ترتیب عبارت‌اند از: Hu ارتفاع فرازبند (متر)؛ Hd ارتفاع نشیب‌بند (متر)؛ DI و DII به ترتیب قطر تونل‌های اول و دوم (متر)؛ SoI و SoII به ترتیب شیب تونل‌های اول و دوم، nI و nII ضریب زبری مانینگ به ترتیب برای پوشش تونل‌های اول و دوم و HDif اختلاف ارتفاع تراز ورودی تونل دوم نسبت به تونل اول. لازم به توضیح است که چهار نوع پوشش بتن که در مطالعات گذشته برای جداره تونل‌ها توصیه شده است معیار انتخاب ضریب زبری مانینگ بوده است (Iran Ministry of Energy, 2008; Chow, 1959; Karamouz et al., 2018).

بهینه‌سازی مبتنی بر رتبه‌بندی نامغلوب

در این تحقیق روش NSGAII برای جستجوی مقادیر بهینه متغیرهای تصمیم‌گیری که در ژن‌های یک کروموزوم مرتب شده‌اند به کار برده شده است. برای یک الگوریتم جمعیت‌گرا مانند NSGAII با n هدف در فرایند کمی‌سازی، پاسخ p بر q غلبه می‌کند اگر همزمان دو شرط ذیل برقرار باشد: (رابطه ۲۹)

$$p \leq q \rightarrow \begin{cases} \forall n = 1, 2, \dots, N & f_n(p) \leq f_n(q) \\ \exists n = 1, 2, \dots, N & f_n(p) < f_n(q) \end{cases}$$

یا به عبارت دیگر پاسخ p در تمامی توابع هدف از پاسخ q بدتر نباشد و پاسخ p حداقل در یک تابع هدف اکیداً بهتر از پاسخ q باشد. بر این اساس کلیه جواب‌هایی که توسط سایر نقاط مغلوب نمی‌شوند نامغلوب به شمار می‌روند. در جبهه پارتو (پاسخ‌های نامغلوب) بهبود هر یک از اهداف تنها با بدتر شدن حداقل یکی از دیگر اهداف امکان‌پذیر است.



شکل ۳- موقعیت محدوده مورد مطالعه

نتایج و بحث

تحلیل فراوانی سیلاب

برازش توابع توزیع تک متغیره به هر یک از سری داده‌های دبی و حجم سیلاب با استفاده از آزمون‌های کای اسکوئر^۱، اندرسون - دارلینگ^۲ و کلموگروف - اسمرینف^۳ ارزیابی و برای هر دو سری داده تابع مقادیر حدی تعمیم یافته بهترین برازش را نشان داد. سپس جهت استفاده از این دو سری اطلاعات، ابتدا میزان همبستگی داده‌ها تعیین و در ادامه تابع مفصل مناسب برای با استفاده از آزمون نیکویی برازش انتخاب شد. همبستگی داده‌ها با توجه به روش‌های تاو کندال (τ_k)، رتو اسپیرمن (ρ_s) و پیرسون (ρ_p) ارزیابی و به ترتیب ۰/۵۳، ۰/۷۳ و ۰/۷ محاسبه شد. برای انتخاب تابع مفصل مناسب جهت ایجاد تابع توزیع دومتغیره، مراحل ذیل دنبال شد. بعد از انتخاب و برازش توزیع حاشیه‌ای مناسب بر هر کدام از متغیرهای مورد بررسی، پارامترهای توابع توزیع حاشیه‌ای با روش حداکثر درست‌نمایی تخمین زده شد. در

گام بعد پارامتر θ برای توابع مفصل مورد بررسی برآورد گردید و با استفاده از هر تابع مولد به تابع مفصل مربوطه تبدیل شد. در واقع این توابع چندمتغیره برای پیوند دو تابع توزیع حاشیه‌ای انتخابی مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت، نتایج هر کدام از توابع با نتایج حاصل از احتمال تجربی مقایسه گردید و هر تابعی که مقادیر آن به مقادیر مفصل تجربی نزدیک‌تر بود، به عنوان مفصل مناسب انتخاب گردید.

بنابراین، برای انجام آزمون نیکویی برازش از معیارهای حداکثر درست‌نمایی (MLE^4)، کرامر - ون‌مایسس (Kojadinovic and Yan 2010)، اطلاعات آکائیک (Akaike) و اطلاعات بیزی (Schwarz 1978) استفاده شده است. از این‌رو، بهترین برازش به تابعی اختصاص پیدا می‌کند که مقدار آماره کرامر - ون‌مایسس، معیار آکائیک و معیار بیزی کمتر باشد در شرایطی که $p\text{-value} > 0.05$. مقایسه توابع کاپولا توسط معیارهای یاد شده در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱- مقادیر معیارهای نیکویی برازش

معیار نیکویی برازش	گامبل	کلاتون	فرانک	نرمال	t
p-value	۰/۰۵	۰/۰۶	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۰۲
کرامر - ون‌مایسس	۰/۰۲۸	۰/۰۱۹	۰/۰۳۴	۰/۰۲۸	۰/۰۳۱
حداکثر درست‌نمایی	۳۵/۴	۳۶/۵	۳۲/۲	۳۱/۲	۳۲/۴
اطلاعات آکائیک	-۷۴/۳	-۷۵/۲	-۶۵/۸	-۶۷/۱	-۶۸/۲
اطلاعات بیزی	-۷۱/۲	-۷۳/۳	-۶۴/۶	-۶۵/۳	-۶۷/۶

^۳ Kolmogorov-Smirinov

^۴ Maximum Likelihood Estimation

^۱ Chi-Squared

^۲ Anderson-darling

فاصله حداکثر دبی بین دوره‌های بازگشت ۲۰ تا ۲۵ ساله تنها ۲۶۵ مترمکعب بر ثانیه است که حدود نصف فاصله بین تک متغیره و چندمتغیره است. بنابراین اهمیت روش مورد استفاده در تعیین ابعاد سیستم انحراف نقش مهمی در تحلیل شکست طراحی دارد.

مطابق جدول دوره بازگشت مقادیر حداکثر دبی لحظه‌ای سالانه به دست آمده توسط شرکت‌های مهندسی مشاور کمتر از مقادیر برآورد شده در این تحقیق و همچنین Karamouz et al., (2018) است. طبق پیشنهاد شرکت مهتاب قدس در سال ۱۳۷۵ برای عدم روگذری سیستم انحراف در اثر سیلاب‌های با دبی پیک بیش از ۵۰۰۰ مترمکعب بر ثانیه می‌بایست طراحی برای دوره ۵۰۰ ساله در نظر گرفته شود که در طراحی سیستم‌های موقت مرسوم نیست (Maurer et al., 2018). در صورتیکه این اعداد بر اساس تحقیق حاضر و Karamouz et al., (2018) دوره‌های بازگشت به ترتیب ۱۰۰ ساله و ۵۰ ساله را نشان می‌دهد. نتایج نشان داد طراحی سیستم انحراف بر مبنای دوره بازگشت دو متغیره ۱۰۰ ساله به روش دومتغیره حالت (یا) می‌تواند از رویدادهای روگذری فرایزند در سال ۱۳۸۳ و ۱۳۸۴ جلوگیری نماید. طراحی سیستم انحراف در این تحقیق بر مبنای تابع دومتغیره حالت (یا) استوار است.

مقایسه معیارها و توابع توزیع چندمتغیره در جدول (۱) نشان می‌دهد که تابع کلایتون بر اساس معیارهای تعریف شده بهترین برازش را داشته‌اند. در تحقیق (Dehghani et al. (2019) نیز تابع کلایتون به عنوان تابع منتخب برای پیش بینی شاخص خشکسالی هیدرولوژیکی پیشنهاد شده است.

با توجه به نتایج توابع حاشیه‌ای تک متغیره و تابع چندمتغیره کلایتون مقادیر دوره‌های بازگشت سالانه حداکثر دبی لحظه‌ای و حداکثر حجم سیلاب کارون ۴ در جدول (۲) برآورد شده است. همچنین در این جدول، دبی اوج سیلاب در دوره بازگشت‌های مختلف محاسبه شده توسط شرکت مشاور Karamouz و (Mahab-Ghods Consulting Engineers, 2004) و Karamouz et al., (2018)، با مقادیر به دست آمده در این تحقیق مقایسه شده است. کمترین دوره بازگشت به ازای دبی یا حجم مشخصی از جریان ابتدا به تابع چندمتغیره در حالت (یا)، سپس به تابع تک متغیره و در نهایت به تابع چندمتغیره در حالت (و) تعلق دارد. مقایسه دوره بازگشت‌های تک متغیره و دومتغیره در ایستگاه کارون ۴ نشان می‌دهد که استفاده از تابع کلایتون در حالت (یا) تفاوت محسوسی را در میزان جریان عبوری در یک دوره بازگشت خاص نشان داد. برای نمونه در دوره بازگشت ۲۵ ساله، حداکثر دبی پیش بینی شده توسط کلایتون (یا) به میزان ۵۳۵ مترمکعب بر ثانیه بیش از حالت تک متغیره است. این در شرایطی است که

جدول ۲- برآورد مقادیر حداکثر دبی لحظه‌ای و حجم سیلاب تک متغیره و چند متغیره در سد کارون ۴

Karamouz et al. (2018)	شرکت مشاور	مقادیر حدی تعمیم یافته			کلایتون (یا)		کلایتون (و)		دوره بازگشت سال
		دبی	حجم	دبی	حجم	دبی	حجم		
m ³ /s	m ³ /s	MCM	m ³ /s	MCM	m ³ /s	MCM	m ³ /s		
۲۱۹۰	۱۱۰۰	۵۹۰	۱۱۷۰	۴۹۰	۱۳۱۵	۴۶۰	۱۰۶۰	۲	
۲۷۱۰	۱۷۴۵	۸۲۰	۱۷۶۰	۷۴۵	۲۱۵۵	۶۱۵	۱۵۱۰	۵	
۳۴۸۰	۲۲۰۰	۱۰۲۰	۲۲۳۵	۹۱۰	۲۷۱۰	۷۱۰	۱۸۷۵	۱۰	
۴۰۰۰	۲۷۱۵	۱۲۶۵	۲۷۸۰	۱۰۸۰	۳۱۸۵	۸۰۵	۲۰۱۵	۲۰	
۴۶۲۰	-	۱۳۱۰	۲۹۱۵	۱۱۲۰	۳۴۵۰	۸۴۰	۲۱۶۵	۲۵	
۵۶۱۰	۳۴۹۰	۱۵۰۵	۳۵۶۵	۱۳۱۵	۴۰۹۰	۹۱۵	۲۴۷۰	۵۰	
-	۴۰۳۰	۱۷۴۰	۴۱۶۵	۱۵۲۵	۴۸۸۵	۹۹۵	۲۸۲۰	۱۰۰	
-	۴۶۳۰	۲۱۰۵	۴۹۱۰	۱۸۳۰	۵۹۱۰	۱۱۳۵	۳۱۵۰	۲۵۰	
-	۵۶۰۰	۲۴۴۰	۵۸۴۰	۲۰۴۵	۶۶۷۵	۱۲۹۵	۳۳۲۵	۵۰۰	
-	۶۲۵۵	۲۷۳۵	۷۱۲۵	۲۳۳۰	۷۶۸۰	۱۴۷۰	۳۵۳۰	۱۰۰۰	
-	-	۳۶۴۵	۸۷۸۰	۳۰۱۵	۹۸۹۰	۱۶۷۵	۴۲۶۰	۵۰۰۰	
-	۸۶۰۵	۴۰۶۰	۹۹۳۰	۳۳۱۰	۱۱۶۲۰	۱۸۳۵	۴۵۹۰	۱۰۰۰۰	

به همراه ضریب تغییرات اعمال شده در بخش تحلیل عدم قطعیت هیدرولیکی را نشان می‌دهد. در این تحقیق چهار نوع پوشش برای

منابع عدم قطعیت هیدرولیکی

جدول (۳) مقادیر متوسط متغیرهای مساله (تصمیم و طراحی)

به دست آمده از سه اجرا تقریباً در یک منحنی واقع شده‌اند. بهینه‌سازی مسأله طراحی سیستم انحراف سیلاب با مشخصات یاد شده اجرا گردید و مجموعه پاسخ‌های بهینه جبهه پارتو برای شرایط مساله در شکل (۵) نشان داده شده است. همانگونه که در شکل مشاهده می‌شود، نقاطی که سرعت جریان در آنها بیش از سرعت مجاز در داخل تونل است با ریسک کمتر و هزینه ساخت بیشتر هستند. اما پاسخ‌هایی که به در فضای امکان‌پذیر قرار دارند می‌توانند به عنوان پاسخ نهایی مساله پیشنهاد گردند. بنابراین پاسخ‌هایی که با دایره توخالی ترسیم شده است پاسخ‌های بهینه قابل قبول و نقاط توپر غیرقابل قبول به شمار می‌روند. هر یک از مجموعه جواب‌های واقع بر جبهه پارتو دارای سطحی از خطا به واسطه رعایت نکردن شرط سرعت بحرانی در تونل هستند. به عنوان مثال با در نظر گرفتن سرعت بحرانی ۱۵ متر در ثانیه، یک پاسخ به سرعت ۱۶ و پاسخ دیگر به سرعت ۲۵ متر بر ثانیه می‌رسد. بنابراین بهتر است اطلاعات همه پاسخ‌هایی که با درصدهای جزئی از خطا مواجه هستند در فرایند انتخاب گزینه مطلوب دخالت داده شود. اگر همه پاسخ‌های مسأله با قطعیت و هر سطحی از خطا مردود دانسته شود و از چرخه تصمیم‌گیری خارج گردد نمی‌توان در تصمیم‌گیری نهایی و ارزیابی طرح‌ها گزینه‌های زیادی را در اختیار داشت.

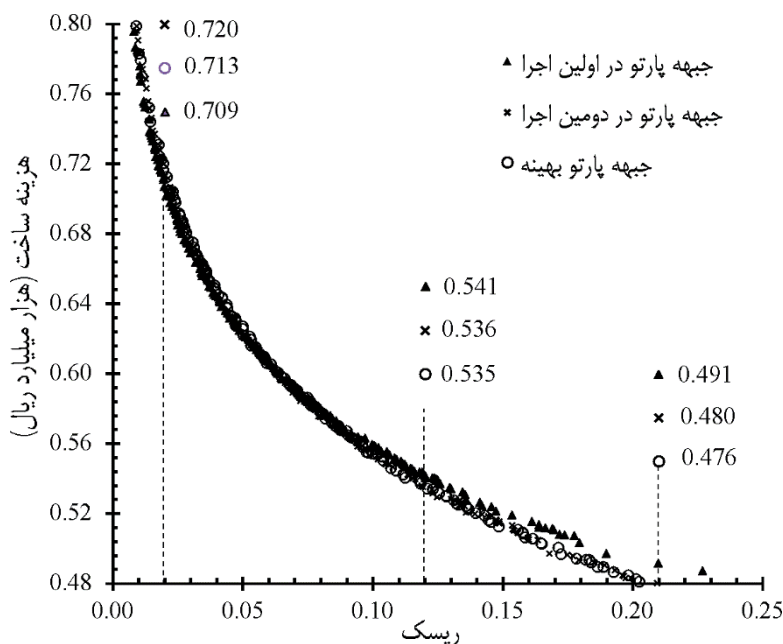
جداره تونل‌ها در نظر گرفته شده است که به ترتیب شامل بتن صاف (نوع ۱)، بتن ماله‌کشی شده (نوع ۲)، بتن پرداخت شده (نوع سه) و بتن پاشی با مقطع خوب (نوع ۴) می‌گردد. ضریب زبری مانینگ معادل هر یک از انواع پوشش در جدول (۳) آمده است. لازم به توضیح است که پنج ردیف اول متغیرهای تصمیم زیرمجموعه فضای تصمیم امکان‌پذیر، چهار ردیف آخر متغیرهای تصمیم انتخابی و مابقی با توجه به شرایط منطقه و سازه انتخابی توسط شرکت مشاور است.

بهینه‌سازی پارامترهای طراحی

از آنجا که NSGAII بر پایه انتخاب تصادفی جمعیت اولیه استوار است، لذا تضمینی برای رسیدن به پاسخ بهینه یا جبهه پارتو در یک اجرا وجود ندارد (Lalehzari, 2017). بنابراین بایستی مجموعه‌ای از اجراهای مدل مورد ارزیابی قرار گیرد تا موقعیت جبهه پارتو برای هر اجرا با سایر اجراها مقایسه و صحت اطلاعات به دست آمده از الگوریتم بهینه‌سازی تأیید گردد. به همین منظور ۳ اجرا با تعداد ۲۰۰ جمعیت اولیه در ۱۰۰۰ تکرار برای شرایط مسأله برنامه‌ریزی شد و جبهه پارتو برای هر اجرا در شکل (۴) ترسیم شده است. نتایج نشان می‌دهد که دقت مدل در برآورد پاسخ‌های واقع بر جبهه پارتو قابل قبول بوده و هر سه جبهه پارتو

جدول ۳- ضریب تغییرات متغیرهای مورد استفاده در عدم قطعیت هیدرولیکی

متغیر	نماد	میانگین	ضریب تغییرات
ارتفاع فرازبند (متر)	Hu	متغیر تصمیم (۱)	۰/۰۰۸
قطر تونل (متر)	D _I	متغیر تصمیم (۳)	۰/۰۱۵
	D _{II}	متغیر تصمیم (۴)	۰/۰۱۵
شیب طولی تونل	So _I	متغیر تصمیم (۷)	۰/۰۰۰۲
	So _{II}	متغیر تصمیم (۸)	۰/۰۰۰۲
طول تونل (متر)	L _I	۶۵۵	۰/۰۱۵
	L _{II}	۷۰۹	۰/۰۲
ضریب افت ورودی	Ke _I	۰/۲	۰/۰۰۲
	Ke _{II}	۰/۲	۰/۰۰۲
ضریب زبری مانینگ پوشش تونل	n ₁ (نوع ۱)	۰/۰۱۳	۰/۱۲
	n ₂ (نوع ۲)	۰/۰۱۴۵	۰/۱۲
	n ₃ (نوع ۳)	۰/۰۱۷	۰/۱۲
	n ₄ (نوع ۴)	۰/۰۱۹	۰/۱۲

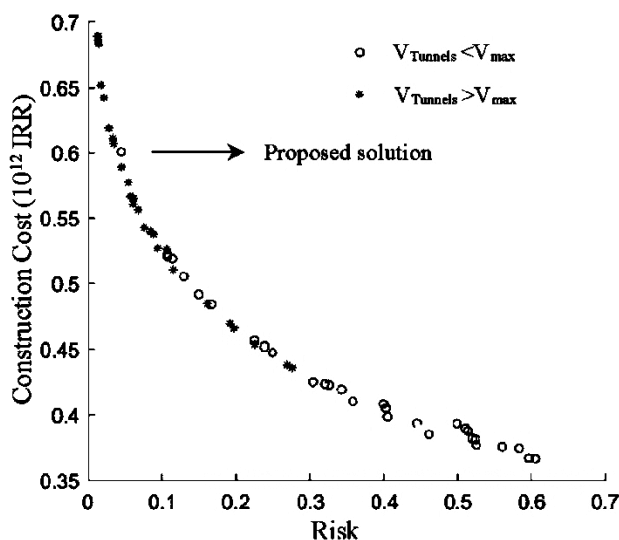


شکل ۴- جبهه‌های پارتو به دست آمده از سه اجرای مختلف

تعداد جمعیت اولیه، بیشترین تکرار و ضرایب الگوریتم ژنتیک مورد استفاده در این ساختار در جدول (۴) خلاصه شده است.

جدول ۴- پارامترهای بهینه کالیبره شده برای الگوریتم ژنتیک

جمعیت اولیه	بیشترین تکرار	نرخ جهش	احتمال جهش	احتمال تقاطع
۳۰۰	۲۰۰	۰/۰۲	۰/۴	۰/۷



شکل ۵- جبهه پارتو متشکل از پاسخ‌های قابل قبول و غیرقابل قبول

ریال تخمین زده شده است. طراحی بر مبنای دوره بازگشت ۵۰ ساله نسبت به ۲۵ ساله حدود ۲۰٪ هزینه ساخت سازه را افزایش داده است، در حالیکه ریسک شکست تنها ۵/۶ درصد کاهش داشته و از ۱/۱۱۵ به ۰/۰۵۹ رسیده است.

در طراحی بهینه همین سازه انتقال سیلاب که توسط Karamouz et al., (2018) بر اساس روندیابی سیلاب در سیستم

جدول (۵) مشخصه‌های طراحی بهینه سیستم انحراف سیلاب را با رویکرد مطالعه شده در این پژوهش با تحلیل فراوانی تک متغیره حداکثر دبی سیلاب را با تحقیق صورت گرفته توسط Karamouz et al., (2018) و طرح شرکت مشاور مقایسه کرده است. نتایج نشان می‌دهد هزینه ساخت سیستم انحراف برای دوره بازگشت‌های ۲۵ ساله و ۵۰ ساله به ترتیب ۲۶۹ و ۳۰۵ میلیارد

پیشنهاد شده است (Tung et al., 2006; Yazdi et al., 2016; Maurer et al., 2018). از سوی دیگر با توجه به حجم عملیات و هزینه بالای احداث، استفاده از یک سیستم هشدار دهنده می‌تواند در مدیریت سیلاب کارکرد مؤثری داشته باشد.

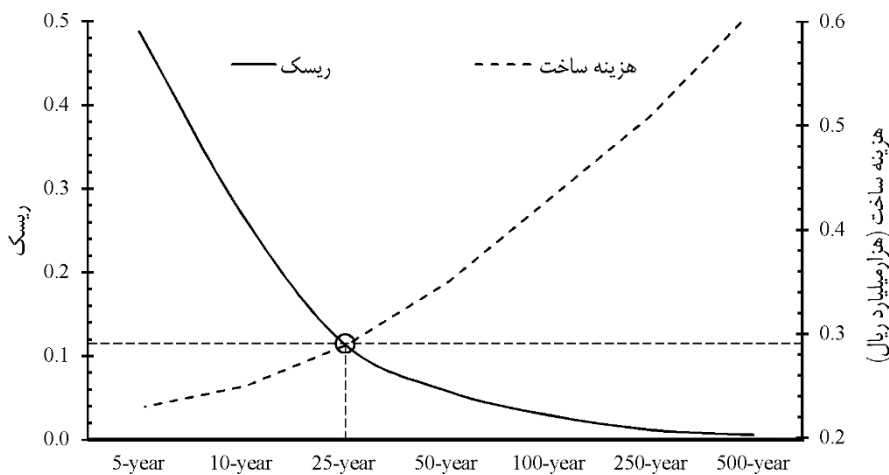
انحراف و در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی انجام گرفت، دوره بازگشت ۲۰ ساله پیشنهاد شده است. در شرایطی که طرح شرکت مشاور سیستم انحراف بر اساس سیل با دوره بازگشت ۲۵ ساله محاسبه شده است. دوره بازگشت ۲۵ ساله برای سازه انحراف سیلاب در مطالعات دیگر نیز

جدول ۵- مقایسه پارامترهای طراحی در مطالعات مختلف

پارامتر	طرح شرکت مشاور	Karamouz et al., (2018)	تحقیق حاضر
دوره بازگشت (سال)	۲۵	۲۰	۲۵
ارتفاع فرازبند (متر)	۴۰	۳۴/۸	۳۸
ارتفاع نشیب بند (متر)	۲۰	۸	۱۱
قطر تونل اول (متر)	۹/۵	۸/۸	۹/۲
قطر تونل دوم (متر)	۹/۵	۸/۵	۸/۸
پوشش تونل اول	نوع ۱	نوع ۲	نوع ۳
پوشش تونل دوم	نوع ۱	نوع ۳	نوع ۲
ارتفاع ورودی تونل اول (متر از سطح دریا)	۸۵۰/۵	۸۶۴/۵	۸۵۰
ارتفاع ورودی تونل دوم (متر از سطح دریا)	۸۶۰	۸۶۵	۸۵۵
شیب طولی تونل اول	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۰۷
شیب طولی تونل دوم	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۱۱

باشد به‌نحوی که بین هزینه‌های تأسیسات انحراف و ریسک قابل پذیرش در دوره ساخت سد تعادل ایجاد گردد. بنابراین تحلیل دیگر در خصوص انتخاب دوره بازگشت بر اساس مقایسه تغییرات ریسک و هزینه ساخت نسبت به دوره‌های بازگشت در شکل (۶) آمده است. محور عمودی سمت راست افزایش هزینه ساخت را نسبت به حداکثر دبی لحظه‌ای پیش‌بینی شده برای دوره‌های بازگشت بالاتر نشان می‌دهد. در مقابل محور و منحنی سمت چپ نرخ کاهش ریسک نسبت به افزایش دبی طراحی و در نتیجه افزایش دوره بازگشت ترسیم نموده است. نقطه تلاقی این دو منحنی در تفسیر انتخاب بهینه می‌تواند گزینه قابل اعتماد برای طراحی محسوب گردد.

تحلیل ریسک اقتصادی روش اصلی طراحی سازه‌های در معرض سیلاب به حساب می‌آید. از این‌رو، در صورت دسترسی به اطلاعات موردنیاز، تحلیل ریسک به‌عنوان منطقی‌ترین روش انتخاب سیل طراحی سامانه انحراف آب مطرح است. در تحلیل ریسک برای محاسبه اقتصادی‌ترین دوره بازگشت سیل عبوری از فرازبند سیستم انحراف، می‌بایستی جمع هزینه‌های سیستم انحراف به ازای دوره بازگشت‌های مختلف و هزینه‌های ناشی از وقوع سیلاب بزرگ‌تر از سیلاب طراحی و عبور آب از فرازبند و کارگاه پایین‌دست محاسبه و سپس دوره بازگشتی که کمترین هزینه را در مجموع دارا است به‌عنوان دوره بازگشت سیلاب طراحی انتخاب گردد. طرح بهینه باید مبتنی بر تحلیل ریسک



شکل ۶- تغییرات توابع هدف نسبت به دوره‌های بازگشت مختلف

دریا در نظر گرفته شد و اختلاف ارتفاع تونل دوم نسبت به تونل اول بر اساس مدل تصمیم‌گیری به‌عنوان یک متغیر تصمیم محاسبه شده است. بیشترین اختلاف به دست آمده در این مورد حدود ۲ متر بوده و با افزایش ظرفیت سیستم انتقال ارتفاع ورودی تونل دوم نیز کاهش یافته و به ۸۵۰ متر رسیده است. نوع پوشش مورد استفاده در طرح‌های با دوره بازگشت ۲۰ و ۲۵ ساله از انواع ۲ و ۳ همانند پوشش توصیه شده توسط Karamouz et al., (2018) به دست آمد. ظرفیت تخلیه سیلاب سیستم انحراف آب سد سیمره برای دوره ۲۰ ساله با لحاظ کردن قابلیت ذخیره مخزن فرازبند طراحی شده است. تحلیل نتایج نشان داد که در صورت افزایش ارتفاع فرازبند به میزان حدود ۴ متر، این سیستم قادر خواهد بود تا سیلاب‌های با دوره بازگشت حدود ۴۰ ساله را نیز از خود عبور دهد.

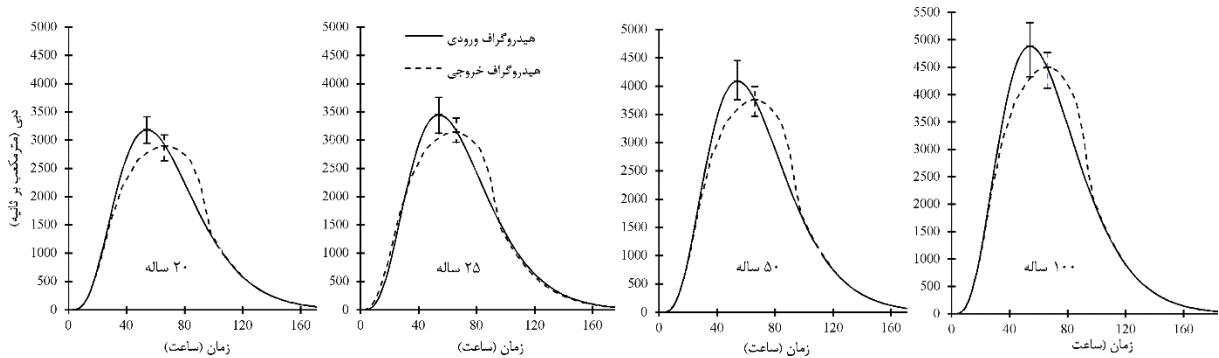
جدول (۶) طراحی انجام گرفته بر پایه توزیع دو متغیره را در دوره‌های بازگشت ۲۰، ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ ساله نشان می‌دهد. طراحی برای دوره بازگشت ۲۵ ساله با هزینه ۴۴۱ میلیارد ریال و ریسک ۰/۱۲ درصد دبی اوج حدود ۳۴۵۰ مترمکعب بر ثانیه جریان ورودی به مخزن را عبور خواهد داد. حجم سیلاب در این شرایط بر اساس تابع کلایتون (یا) ۱۳۱۰ میلیون مترمکعب بر ثانیه تخمین زده شده است. این حجم از سیلاب در تحلیل تک متغیره با دوره بازگشت ۵۰ ساله اتفاق خواهد افتاد. طراحی بر پایه دوره بازگشت ۱۰۰ ساله با افزایش هزینه بیش از ۱۰۰ میلیارد ریال نسبت به ۲۵ ساله امکان پذیر است و با توجه به تأثیر هزینه‌ها در این شرایط نوع پوشش تونل‌ها تغییر یافته و شیب و ارتفاع دهانه تونل‌ها نیز با یکدیگر برابر خواهد شد. ارتفاع ورودی تونل اول در همه سناریوها ۸۵۰ متر از سطح

جدول ۶- پارامترهای طراحی سیستم انحراف سیلاب سد کارون ۴

مقدار				پارامتر
۱۰۰ ساله	۵۰ ساله	۲۵ ساله	۲۰ ساله	دوره بازگشت (سال)
۰/۰۳	۰/۰۶	۰/۱۲	۰/۱۴	ریسک
۵۴۵	۵۰۱	۴۴۱	۴۱۸	هزینه ساخت (میلیون ریال)
۴۸	۴۶	۴۴/۵	۴۳/۵	ارتفاع فرازبند (متر)
۱۳/۵	۱۳	۱۲/۵	۱۲	ارتفاع شیب بند (متر)
۱۱/۶	۱۱/۲	۱۰/۵	۱۰/۱	قطر تونل اول (متر)
۱۱/۳	۱۰/۴	۹/۹	۹/۷	قطر تونل دوم (متر)
نوع ۲	نوع ۲	نوع ۳	نوع ۳	پوشش تونل اول
نوع ۱	نوع ۱	نوع ۲	نوع ۲	پوشش تونل دوم
۸۵۰	۸۵۰	۸۵۰	۸۵۰	ارتفاع ورودی تونل اول (متر از سطح دریا)
۸۵۰	۸۵۱	۸۵۲	۸۵۲	ارتفاع ورودی تونل دوم (متر از سطح دریا)
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۰۸	۰/۰۰۰۸	شیب طولی تونل اول
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۱۲	شیب طولی تونل دوم

دیگر این موضوع اختلاف زمانی بین اوج هیدروگراف‌ها را نیز افزایش داده و در کنترل سیلاب مؤثرتر خواهد بود. انتخاب دوره بازگشت ۲۵ ساله قادر است دبی ۳۱۴۲ مترمکعب بر ثانیه را که حاصل حداکثر دبی لحظه‌ای ۳۴۵۰ مترمکعب بر ثانیه است را عبور دهد. حدود بالا و پایین حداکثر دبی لحظه‌ای در این دوره بازگشت به ترتیب ۳۷۵۵ و ۳۱۲۰ مترمکعب بر ثانیه در سطح اطمینان ۵ درصد به دست آمد.

شکل (۷) سیلاب‌های روندیابی شده برای دوره‌های بازگشت ۲۰، ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ ساله را نشان می‌دهد. با توجه به اختلاف نزدیک به ۵۰۰ مترمکعب بر ثانیه بین مقادیر دبی اوج هیدروگراف ورودی و خروجی در دوره بازگشت ۱۰۰ ساله و افزایش ارتفاع فرازبند به ۴۸ متر، می‌توان نتیجه گرفت که افزایش ارتفاع فرازبند موجب افزایش حجم مخزن و در نتیجه افزایش اختلاف بین هیدروگراف ورودی و خروجی خواهد شد. از سوی



شکل ۷- روندیابی سیلاب با دوره‌های بازگشت ۲۰، ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ ساله

در هیدروگراف ورودی به دست آمد. انتخاب دوره بازگشت بالاتر از ۲۵ سال نیازمند توجه اقتصادی خسارت‌های احتمالی است. اما در هر صورت می‌توان ضمن کاهش ریسک خسارت در صورت شکست فرازبند هزینه‌های ساخت سیستم انحراف با دوره بازگشت بیش از ۲۵ سال به طرح تحمیل نکرد. روگذری از فرازبند در دو رویداد سال‌های ۸۳ و ۸۴ با دبی بیش از ۵۰۰۰ مترمکعب بر ثانیه اتفاق افتاده است که نتایج نشان داد با توجه به طول دوره آماری موجود طراحی بر اساس دوره بازگشت ۱۰۰ ساله گزینه مناسب برای عبور این مقدار از جریان است. اما توجه به این نکته ضروری است که دقت در برآورد دوره‌های بازگشت از افزایش ضریب اطمینان برای کاهش ریسک اهمیت بیشتری دارد. کاربرد توابع دو متغیره به دلیل دخالت دادن حجم سیلاب موجب افزایش ظرفیت سیستم انتقال در یک دوره بازگشت مشابه می‌گردد. در حالت کلی بهره‌گیری از توابع توزیع چندمتغیره موجب می‌شود در یک دوره بازگشت یکسان، حداکثر دبی لحظه‌ای یا حجم سیلاب نسبت به حالت تک متغیره مقادیر عددی بزرگتری در مسأله پیشنهاد شود. از این رو، به هر میزان همبستگی بین متغیرها کاهش داشته باشد اختلاف بین دوره بازگشت به دست آمده توسط روش‌های تک متغیره و دو متغیره افزایش یافته و در نتیجه ریسک روگذری کاهش خواهد داشت. تحلیل دو متغیره سیلاب بر پایه روش تحلیل هیدروگراف نشان داد حداکثر دبی لحظه‌ای و حجم سیلاب ورودی به مخزن سد می‌تواند به ترتیب حدود ۵۰۰ مترمکعب بر ثانیه و ۲۰۰ میلیون مترمکعب نسبت به توزیع فراوانی تک متغیره افزایش داشته باشد. لذا استفاده از همه متغیرهای تأثیرگذار در محاسبه دوره‌های بازگشت ضروری خواهد بود.

"هیچ‌گونه تعارض منافع بین نویسندگان وجود ندارد"

نتیجه‌گیری

طراحی بر مبنای ریسک روشی است که به طراح اجازه می‌دهد تا عدم قطعیت‌های موجود در مسأله را در طراحی اعمال نموده و نتایج را با محاسبه میزان ریسک آنها تحلیل نماید. در این تحقیق یک مدل طراحی ابعاد بهینه سیستم انحراف سیلاب سد کارون ۴ در جنوب غربی ایران در شرایط عدم قطعیت هیدرولوژیکی و هیدرولیکی توسعه داده شده است و با وضعیت موجود مورد مقایسه قرار گرفته است. بهینه‌سازی پارامترهای طراحی با دو هدف کمینه‌سازی ریسک و کمینه‌سازی هزینه احداث توسط الگوریتم ژنتیک مبتنی بر رتبه‌بندی نامغلوب صورت گرفته است. نتایج به دست آمده نشان داد حداکثر دبی محاسبه شده در اوج هیدروگراف با دوره بازگشت‌های مختلف بیش از مقادیر معادل به دست آمده توسط مهندسين مشاور است. کاربرد تابع خسارت به دلیل پیچیده‌گی و عدم دقت در برآورد خسارات مختلف تشکیل دهنده این تابع نمی‌تواند دقت شبیه‌سازی و بهینه‌سازی سیستم انحراف سیلاب را تأمین کند. بنابراین از دو تابع متضاد ریسک و هزینه احداث بدین منظور بهره‌گیری شده است که جبهه پارتو به دست آمده از این مسأله نشان دهنده دقت و کارایی مناسب این دو تابع هدف در برنامه‌ریزی با NSGAII است. بیشترین ظرفیت عبور جریان از یک سیستم انحراف جریان برای دوره بازگشت دو متغیره ۲۵ ساله ۳۱۴۲ مترمکعب بر ثانیه که معادل دبی اوج هیدروگراف ورودی برابر با ۳۴۵۰ مترمکعب بر ثانیه است. انتخاب دوره بازگشت ۲۵ ساله برای سیستم انحراف سیلاب یک پیشنهاد اقتصادی و قابل اطمینان به شمار می‌رود. در دوره بازگشت ۵۰ ساله بیشترین ظرفیت انتقال تونل‌ها که ارتفاع آب به تاج فرازبند می‌رسد برابر با ۳۷۵۹ مترمکعب بر ثانیه برآورد شد. این سیلاب روندیابی شده از دبی پیک برای حدود ۴۰۹۰ مترمکعب بر ثانیه

REFERENCES

Afshar, A., and Marino, M.A., (1990) Optimizing spillway capacity with uncertainty in flood estimator, Journal of Water Resources Planning

and Management, 116 (1): 71–83.

Afshar, A., Barkhordary, A., and Marino, M.A., (1994) Optimizing river diversion under hydraulic and

- hydrologic uncertainties. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 120 (1): 36–47.
- Afshar, A., Rasekh, A., and Afshar, M.H., (2009) Risk-based optimization of large flood diversion systems, using genetic algorithms, *Journal of Engineering Optimization*, 41(3):259–273.
- Akaike, H. (1974). A new look at the statistical model identification. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 19(6): 716-722.
- Akhlaghi, M. (2015). Risk analysis of flood diversion system (Case study: KarunIV). M.Sc. Thesis. Science and Research Branch, Islamic Azad University. Pp: 122. (In Farsi)
- Behrooz, M., Alimohammadi, S. and Atari, J. (2014). Sensitivity analysis of hydrologic, hydraulic and economic uncertainties in design of flood control systems. *Iran Water Resources Research*. 10(2): 69-81. (In Farsi)
- Behrooz, M., and Alimohammadi, S. (2018). Uncertainty analysis of flood control measures including epistemic and aleatory uncertainties: probability theory and evidence theory. *J. Hydrol. Eng.*, 23(8): 04018033
- Biglarbeigi P, Giuliani M, Castelletti A (2018) Partitioning the impacts of streamflow and evaporation uncertainty on the operations of multipurpose reservoirs in arid regions. *J Water Resour Plann Manage* 144(7): 05018008
- Chen L, Guo, S. (2019) Copulas and Its Application in Hydrology and Water Resources. Springer <https://doi.org/10.1007/978-981-13-0574-0>
- Chow V.T. (1959) *Open channel hydraulics*, McGraw-Hill, New York
- Clayton, D.G. (1978). A model for association in bivariate life tables and its application in epidemiological studies of familial tendency in chronic disease incidence. *Bimetrika*. 65: 141 - 151.
- Davtalab R, Mirchi A, Khatami S, Gyawali R, Massah AR, Farajzadeh M, Madani K (2017) Improving continuous hydrologic modeling of data-poor river basin using hydrologic engineering center's hydrologic modelling system: case study of Karkheh River basin. *J Hydrol Eng*, 05017011-1
- Deb K, Pratap A, Agarwal S, Meyarivan T (2002) A fast and elitist multi-objective genetic algorithm: NSGA-II. *IEEE Transaction on Evolutionary Computation* 6:181-197
- Dehghani, M. Saghafian, B. and Zargar, M. (2019). Probabilistic hydrological drought index forecasting based on meteorological drought index using Archimedean copulas. *Hydrology Research*. 50: 1230-1251.
- Fotakis, D. and Sidiropoulos, E. (2012). A new multi-objective self-organizing optimization algorithm (MOSOA) for spatial optimization problems. *Applied Mathematics and Computation*. 218: 5268-5180.
- Gao L, Zhang L, Li X, Zhou S (2019) Evaluating metropolitan flood coping capabilities under heavy storms. *J Hydrol Eng* 24(6): 05019011.
- Goldberg, D. E. (1989). *Genetic algorithms in search optimization and machine learning*, Addison-Wesley, Reading, Mass. Pp: 399.
- Goodarzi E., Mirzaei, M., Shui, L.T., and Ziaei, M. (2011). Evaluation dam overtopping risk based on univariate and bivariate flood frequency analysis. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.*, 8: 9757–9796.
- Haghighi A, Zahedi A (2014) Uncertainty analysis of water supply networks using the fuzzy set theory and NSGA-II. *Eng App Art Int* 32: 270–282
- International Commission on Large Dams (ICOLD). (1973). *Lessons from dam incidents (reduced edition)*. ICOLD, Paris.
- Iran Ministry of Energy (2008) *Karun IV dam and power plant report Rep No. 338202/3290/13363*, Tehran, Iran
- Karamouz M, Doroudi S, Moridi A (2018) Developing a model for optimizing the geometric characteristics of water diversion systems. *J Irrig Drain Eng* 144(2): 04017062
- Kojadinovic, I. and Yan, J. (2010). *Package Copula. Version 0.9-7, May 28, 2010. Available in: http://cran.r-project.org/web/packages/copula/copula.*
- Kong XM, Huang GH, Li YP, Fan YR, Zeng XT, Zhu Y (2018) Inexact copula-based stochastic programming method for water resources management under multiple uncertainties. *J Water Resour Plann Manage* 144(11): 04018069
- Kwon, H.H., Moon, Y.I., (2006), Improvement of overtopping risk evaluations using probabilistic concepts for existing dams, *Journal of Stoch Environ Res Risk Assess*, 20: 223–237
- Lalezari R (2017) Closure to “Multi-objective management of water allocation to sustainable irrigation planning and optimal cropping pattern”. *J Irri Drain Eng* 07016024 DOI: [10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0001144](https://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001144).
- Lalezari R, Boroomand-Nasab S, Moazed H, Haghighi A (2016) Multi-objective management of water allocation to sustainable irrigation planning and optimal cropping pattern. *J Irri Drain Eng* 142(1): 05015008
- Lund, J.R., (1991) Random variables versus uncertain values: stochastic modeling and design, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 117 (2), 179–194.
- Mahab-Ghods Consulting Engineers. (2004). *Design of the upstream cofferdam of Karun4 Dam, Final report. (In Farsi)*.
- Marengo, H. (2006). Case study: dam safety during construction, lessons of the overtopping diversion works at Aguamilpa dam. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(11), 1121-1127.
- Marengo, H., Arreguin F. L., Aldama, A. A, Morales, V. (2013). Case Study: Risk analysis by overtopping of diversion works during dam construction: The La Yasca hydroelectric project, Mexico. *Structural Safety* 42: 26-34.
- Maurer EP, Kayser G, Doyle L, Wood AW (2018) Adjusting flood peak frequency changes to account for climate change impacts in the western

- United States. *J Water Resour Plann Manage* 144(3): 05017025.
- Mays, L.W. and Travis, Q.B., (2005) Optimizing Retention Basin Networks, *Journal of Water Resour. Plan. Manage.* 134(5): 432-439.
- McCann, M.M.Jr., Franzini, J.B., and Shah, H.C., 1984. Preliminary safety evaluation of existing dams. Vol. 1. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency.
- Rasekh A, Afshar A, Afshar MH (2010) Risk-cost optimization of hydraulic structures: methodology and case study. *Water Resour Manage* 24 (11): 2833-2851
- Salas, J.D., Obeysekera, J. (2019) Probability distribution and risk of the first occurrence of k extreme hydrologic events. *J Hydrol Eng* 24(10): 04019032
- Schwarz, G. (1978). Estimating the dimension of a model. *Annals of Statistics*, 6(2): 461-464.
- Sklar, A., (1959). Fonction de re'partition a'n dimensions et leurs marges. [Distribution functions, dimensions and margins]. Publications of the Institute of Statistics, University of Paris, Paris, pp. 229–231. (In French)
- Sreekanth, J., and Datta, B. (2010). Multi-objective management of saltwater intrusion in coastal aquifers using genetic programming and modular neural network based surrogate models. *Journal of Hydrology*. 393: 245–256.
- Srinivas, N., and Deb, K. (1994) Multi-objective optimization using non-dominated sorting in genetic algorithms. *Evol Com* 2: 221-248
- Thompson, K.D., Stedinger, J.R., and Heath, D.C. (1997) Evaluation and presentation of dam failure and flood risks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 123 (4): 216-227.
- Tung, Y.K. (2017). Uncertainty analysis and risk-based design of detention basin without damage function. *Water Resour. Res.* 53, 3576–3598
- Tung, Y.K. and Mays, L.W. (1981) Optimal risk-based design of flood levee systems, *Journal of Water Resources Research*, 17(4): 843-852.
- Tung, Y.K., Yen, B.C., Melching, C.S. (2006) *Hydrosystems engineering reliability assessments and risk analysis*, McGraw-Hill, New York
- Tung, Y.K., and Bao, Y., (1990) On the optimal risk-based design of highway drainage structures, *Journal of Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 4 (4): 295–308.
- USACE (US Army Corps of Engineers) (1996) Risk-based analysis for flood damage reduction studies. Engineer Manual EM 1110-2-1619, Washington, DC
- Yazdi, J., Zahraie, B., Salehi Neyshabouri, S.A.A. (2016) A stochastic optimization algorithm for optimizing flood risk management measures including rainfall uncertainties and nonphysical flood damages. *J Hydrol Eng* 04016006
- Zhang C, Ding W, Ming F, Fu G (2019) Cost-benefit framework design of water transfer systems. *J Water Resour Plann Manage* 145(5): 04019007
- Zhu X, Zhang C, Yin J, Zhou H, Jiang Y (2014) Optimization of water diversion based on reservoir operating rules: analysis of the Biliu River reservoir, China. *J Hydrol Eng* 19: 411-421.