

کنترل بهینه سیلاب با ترکیب سدهای تأخیری پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی

جواد سروریان^۱، جمال محمد ولی سامانی^{۲*}، حسین محمد ولی سامانی^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه‌های آبی، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد گروه سازه‌های آبی، دانشگاه تربیت مدرس

۳- استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز

* تهران، صندوق پستی ۱۱۱-۱۴۱۱۵

j_samani2003@yahoo.com

چکیده - چنانچه میزان جریان آب رودخانه بیش از ظرفیت آبگذری مقطع اصلی رودخانه باشد، مناطق همجوار رودخانه در معرض سیلاب قرار می‌گیرند. روشهای سازه‌های کنترل سیلاب، معمولاً به‌منظور کاهش دبی اوج و یا جلوگیری از سیل‌بردگی به‌کار برده می‌شوند. سد پاره‌سنگی یک روش سازه‌های کنترل سیل است که بخشی از جریان سیلابی در مخزن آن ذخیره شده و با گذشت زمان به تدریج و با دبی کمتری از میان بدنه سد تخلیه می‌شود. خاکریز ساحلی نیز به عنوان یک روش سازه‌های کنترل سیل، بدون تغییر مؤثر در دبی اوج سیلاب، باعث جلوگیری از سیل‌بردگی می‌شود. در صورتی که طرح کنترل سیلاب با مشارکت این دو روش انجام شود، علاوه بر کاهش قدرت و شدت سیلاب و جلوگیری از آب‌گرفتگی زمینهای اطراف رودخانه، گزینه نهایی کنترل سیلاب با انعطاف‌پذیری بیشتری انتخاب خواهد شد. نکته مهم در رابطه با اقدام‌های تأخیری کنترل سیلاب، انتخاب درست موقعیت آنها در سطح حوضه میباشند. بسته به عوامل توپوگرافی و دیگر عوامل محیطی، مکان احداث سدهای پاره‌سنگی و همچنین طراحی این سدها و خاکریز ساحلی متفاوت بوده و بر این اساس هر چینش و طراحی دلخواه از این دو روش سازه‌های می‌تواند در تسکین سیلاب مؤثر واقع شود. بدیهی است ترکیب مذکور نه تنها از نظر هیدرولیکی بلکه از نظر اقتصادی نیز نمیتواند بهترین ترکیب ممکن باشد. هدف از این تحقیق، معرفی روشی است که در آن مناسبترین طراحی ترکیبی از چینش سدهای پاره‌سنگی درون حوضه همراه با خاکریز ساحلی در محدوده مسکونی پایین‌دست حوضه را ارائه نماید؛ بهطوری که با در نظر گرفتن محدودیت‌های حاکم بر حرکت سیلاب، مجموع هزینه ساخت سدها و احداث خاکریز ساحلی حداقل مقدار ممکن شود. رسیدن به هدف فوق نیازمند ترکیب مدل شبیه‌ساز حوضه با یک مدل بهینه‌ساز غیرخطی مانند الگوریتم ژنتیک میباشد که در این مقاله به آن پرداخته شده است.

کلیدواژگان: الگوریتم ژنتیک، ترکیب بهینه، خاکریز ساحلی، سدهای تأخیری پاره‌سنگی، کنترل سیلاب.

۱- مقدمه

چنانچه میزان جریان آب رودخانه بیش از ظرفیت آبگذری مقطع اصلی رودخانه باشد، سیل بوقوع می‌پیوندد که ممکن است همراه با خسارات جانی و مالی باشد. روشهای جامع مدیریت سیلاب و جلوگیری از زیانهای آن شامل دو دسته اقدامات سازهای^۱ (فیزیکی) و غیرسازه‌ای^۲ (مدیریتی) است. اقدامات سازهای کنترل سیلاب، به‌منظور تغییر دبی اوج و یا جلوگیری از سیل‌بردگی انجام می‌شوند. در روشهایی مانند انحراف سیلاب^۳ و احداث مخازن و حوضچه‌های تأخیری^۴، هدف کاهش شدت و دبی اوج جریان سیلابی میباشد. از آنجا که مهمترین عامل در بروز خسارت‌های ناشی از سیل، حداکثر دبی هیدروگراف آن است، در صورتی که بتوان با ایجاد تغییر در مشخصات هیدروگراف، نقطه اوج آن را کمتر و زمان پایه آن را طولانی‌تر کرد، خسارت ناشی از سیلاب تا حد زیادی کاهش خواهد یافت. احداث بند در سرشاخه‌های حوضه آبریز از جمله راه‌کارهای رایج در افزایش زمان تمرکز حوضه آبریز و به تبع آن کاهش حداکثر دبی هیدروگراف سیلاب میباشد. این موضوع اساس ایده استفاده از مخازن کندکننده (تأخیری) در کنترل سیلاب خروجی از حوضه رودخانه است (نامقی و رجایی، ۲۰۰۷).

شکوهی و دانشور (۲۰۰۷) تأثیر احداث مخازن تأخیری در حوضه آبریز آبخروار را در مقایسه با عملیات موضعی مهندسی رودخانه برای کنترل سیل در محدوده شهر بهبهان بررسی کردند. نتایج بیانگر آن بود که کنترل سیلاب توسط مخازن تأخیری در حوضه آبریز منتهی به شهر، در مقابل گزینههای کنترل سیل در محدوده شهری و عملیات مهندسی رودخانه، چه به لحاظ اقتصادی و چه به لحاظ امنیت روانی از اولویت ویژه‌ای برخوردار است

(شکوهی و دانشور، ۲۰۰۷). در ارزیابی روشهای کنترل و مدیریت سیلاب، Green و همکاران، گزینه استفاده از سدهای مخزنی و تأخیری را گزینهای مناسب و با کارایی بالا برای کنترل سیلاب معرفی کرده‌اند (Green et al., 2000).

سدهای پاره‌سنگی^۵ نوعی از سدهای تأخیری هستند که در تحقیق حاضر از آن استفاده میشود. در این سدها، بخشی از حجم سیلاب درون مخزن سد ذخیره شده و با گذشت زمان به تدریج و با دبی کمتری از میان بدنه سد تخلیه میشود. این امر، منجر به افزایش زمان عبور و کاهش دبی حداکثر لحظهای سیلاب می‌شود. علاوه بر این به علت تأثیر سریع و خودکاری که این سدها در مقایسه با دیگر سدهای تأخیری دارند، تسکین سیلاب با سرعت بیشتری اتفاق می‌افتد. از دیگر مزیت‌های اینگونه سدها میتوان به طراحی ساده، ساخت سریع و پایداری بالای آنها اشاره کرد. موارد مذکور و ارزان بودن مصالح برای ساخت سدهای تأخیری پاره‌سنگی، باعث شده که استفاده از آنها یکی از مناسبترین گزینهای کنترل سیل به خصوص در مناطق دور افتاده باشد (Stephenson, 1979). علاوه بر این، به علت تخلیه سریع جریان، استفاده از این سدها دارای تبعات زیست محیطی کمتری نسبت به دیگر روشهای تأخیری کنترل سیل خواهد بود. نکته مهم در رابطه با اقدامات تأخیری کنترل سیل، انتخاب درست موقعیت آنها در سطح حوضه است. چرا که با جانمایی صحیح مخازن و حوضچه‌های تأخیری، میتوان در حجم کل مخازن و به تبع آن هزینه اقدامات کنترل سیلاب به‌صورتی چشم‌گیر صرفه جویی کرد. توصیه عمومی در این زمینه آن است که حوضچه‌های تأخیری در سرشاخه‌های مسیل‌ها و آبراهه‌هایی که بهسازی می‌شوند احداث شوند (Hartigan, 1989).

در این ارتباط Cheng-Kang Taur و همکاران برای

1. Structural
2. Non-Structural
3. Flood Diversion
4. Detention Basins

5. Rockfill Dams

می‌کنند. احداث دیوار سیل‌بند^۱، خاکریز ساحلی (گوره)^۲ و اصلاح مسیر رودخانه^۳ نمونه‌ای از این روشها میباشند (USACE, 1993). در این بین، استفاده از خاکریز ساحلی روشی متداول در جلوگیری از آب‌گرفتگی زمینها و مناطق اطراف رودخانه به‌خصوص در مناطق مسکونی میباشد. هدف اصلی از احداث خاکریز ساحلی و دیوار سیل‌بند، محدود کردن جریان سیلاب داخل رودخانه و بخشی از سیلاب‌دشت است تا به‌عنوان کناره‌های مصنوعی، در دوره‌های سیلابی که آب رودخانه از کناره‌های طبیعی خود بیرون میریزد، زمینهای اطراف رودخانه را از آب‌گرفتگی محافظت نمایند (Ghosh, 1997). مزیت اصلی خاکریز ساحلی نسبت به دیوار سیل‌بند و اصلاح مسیر رودخانه (لایروبی)، امکان استفاده از مصالح محلی ارزان قیمت است. در سال ۱۹۹۵ Yen به بررسی نقش خاکریز ساحلی در کنترل سیلاب رودخانه میسسیسیپی پرداخت. نتیجه بررسیها نشان داد که ایجاد خاکریز در اغلب اوقات نسبت به سایر راههای مهار سیلاب، ارزانتر و قابل اطمینانتر است. علاوه بر این، هزینه‌های تعمیر و نگهداری، تبعات زیست محیطی و اجتماعی و در پاره‌های موارد اثرات سیاسی حاصل از اجرای خاکریز ساحلی در مقایسه با دیوار سیل‌بند و لایروبی نیز کمتر میباشد. کارایی خاکریز ساحلی بستگی زیادی به محل احداث آن دارد و بهتر است که خاکریز ساحلی همراه با دیگر روشهای سازهای و یا غیرسازهای کنترل سیلاب به‌کاربرده شود (Yen, 1995). در بین روشهای مختلف سازهای کنترل سیلاب در یک رودخانه خاص، یکی یا همه روشها ممکن است قابل استفاده باشد، ولی لزوماً همه آنها مفید واقع نخواهند شد (Yen, 1995). سیمونویچ پیشنهاد میکند که برای دستیابی به موفقیت بیشتر در عملیات مهار سیلاب، از

حداقل کردن هزینه‌های شبکه تأخیر سیلاب شهری، مدلی ارائه کردند که با استفاده از روش بهینه سازی پویا و در نظر گرفتن محدودیت های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی، هزینه‌های لازم برای ساخت مخازن تأخیری را حداقل می‌کرد. خروجی های مدل مکان مناسب برای سدهای پیشنهادی با توجه به مساحت بهینه شده برای هر سد بودند (Cheng-Kang Taur et al., 1987). در رابطه با توصیه بهترین سیستم کنترل سیلاب در یکی از زیرحوضه‌های مشرف بر شهر آتن، Daniil و همکاران به این نتیجه رسیدند که استفاده از یک حوضچه تأخیری و همچنین ساخت یک سد کنترل سیلاب در بالادست به نحوی که بتواند سیلاب ۵۰ ساله را کنترل نماید کاراترین روش محافظت شهر از نظر اقتصادی، اجتماعی و زیست محیطی خواهد بود (Daniil et al., 2000).

در تحقیق دیگری، Roashani نشان داد که چگونه با استفاده از سدهای تأخیری و اثرگذاری روی شیب آبراهه‌ها و با افزایش زمان تمرکز، میتوان دبی اوج سیلاب را مدیریت کرد. وی مدعی تعیین بهترین شیب و در نهایت بهترین موقعیت سدهای تأخیری برای کاهش دبی پیک می‌باشد (Roashani, 2003). بهینه‌سازی حوضچه تأخیری و طرح کاربری اراضی توسط الگوریتم ژنتیک برای تولید مؤثرترین حوضچه تأخیری از نظر قیمت در حوضه City Lake واقع در شمال Carolina انجام گرفت. نتایج بیانگر آن بود که با در نظر گرفتن همزمان مدیریت اراضی سیل - گیر و تصمیم در مورد مکان و اندازه حوضچه های تأخیری، اثرات تخریبی سیلاب تا حد زیادی کاهش خواهد یافت (Harrell and Ranjithan, 2003). بر خلاف روشهای تأخیری کنترل سیل که مبتنی بر کاهش شدت و قدرت سیلاب می باشند، روشهای وجود دارند که بدون تغیر مؤثر در دبی اوج سیلاب، عمق جریان را تحت تأثیر قرار داده و از وارد آمدن خسارت به اراضی و تأسیسات کنار رودخانه جلوگیری

1. Flood Wall
2. Levee
3. Channel Improvement

ممکن شود. در ادامه، مبانی انجام تحقیق، روش محاسباتی و در نهایت، نتایج حاصله از انجام تحقیق ارائه می‌شود.

۲- مبانی روش کار

برای دستیابی به اهداف مورد نظر در این مقاله، باید جریان سیلاب در حوضه آبریز و محدوده مسکونی پایین دست را با توجه به وجود و یا عدم وجود سدهای پاره‌سنگی، شبیه‌سازی کرد. همچنین برای یافتن بهترین ترکیب نیز، باید از مفهوم بهینه‌سازی استفاده کرد. در ادامه جزئیات مربوط به هر یک از این بخشها شرح داده می‌شود.

۲-۱- روندیابی سیلاب در حوضه آبریز

روندیابی سیلاب، روشی ریاضی برای پیشبینی تغییرات اندازه و سرعت موج سیلابی منتشر شده به سمت پایین دست مجرای جریان است. در حالت کلی، روشهای روندیابی سیلاب به سه دسته روشهای روندیابی گسترده، نیمه‌گسترده و متمرکز تقسیمبندی میشوند (Nourani and Mao, 2007). روشهای گسترده، بر پایه حل معادلات سنت و نانت^۱ بنا نهاده شده‌اند که در هر نقطه از مسیر و در هر زمان میتوان پارامترهای هیدرولیکی جریان را به‌دست آورد. روشهای روندیابی موج دینامیکی^۲، موج پخشیدگی^۳ و موج سینماتیکی^۴ نمونه‌ای از این نوع روندیابی میباشند. در روشهای روندیابی متمرکز فقط به تغییرات زمانی مشخصات هیدرولیکی در ابتدا و انتهای بازه توجه میشود. اساس این روشها، حل معادله پیوستگی به صورت متمرکز بر روی زمان بوده و در آنها به‌جای معادله مومتم، از رابطه ذخیره جریان در بازه استفاده میشود. روشهای پالس^۵ و ماسکینگام^۶ نمونه‌ای از روشهای متمرکز هستند

عملیات سازهای کنترل سیلاب، به‌صورت تلفیقی استفاده شود (Simonovic, 2002). بر این اساس و در راستای بهبود روشهای کنترل و مدیریت سیلاب، تعیین روشی که علاوه بر دستیابی به هدف اصلی کنترل سیلاب، کاستی‌های موجود در هر یک از روشها نیز در آن رفع شده باشد ضرورت مییابد. این امر میتواند با استفاده تلفیقی از روشهای کنترل سیلاب انجام شود. در مقاله حاضر، گزینه سد پاره‌سنگی در حوضه آبریز بالادست و خاکریز ساحلی در محدوده مسکونی پایین دست به‌عنوان گزینه‌های نهایی کنترل سیلاب انتخاب شده‌اند. بر اساس تفاوت عملکرد، این روشها، نواقص و کاستیهایی دارند. سدهای پاره‌سنگی، باعث بالا آمدن عمق جریان در بالادست شده و ممکن است مشکلاتی از قبیل آب‌گرفتگی، مشکلات زیستمحیطی و اجتماعی پدید آورد. همچنین خاکریز ساحلی نیز نمیتواند نقش بازدارنده بر روی سیل داشته باشد و در صورتی که دبی سیل از دبی طراحی بیشتر باشد، جریان از روی بدنه خاکریز عبور کرده و باعث وارد آمدن خسارت به اراضی و تاسیسات پشت آن خواهد شد. در صورتی که طرح کنترل سیلاب با مشارکت این دو روش انجام شود، علاوه بر پوشش معایب کنترل سیلاب در هر روش، فضای طراحی مدیریت سیلاب گسترش یافته و گزینه نهایی کنترل سیلاب با انعطاف‌پذیری بیشتری انتخاب خواهد شد. هر چینی و طراحی دلخواه از سدهای پاره‌سنگی، بر روی سرشاخه‌های حوضه آبریز و هر طراحی دلخواه خاکریز ساحلی در محدوده مسکونی پایبندست میتواند در تسکین سیلاب مؤثر واقع شود. هدف از این مقاله، تعیین بهترین چینی و طراحی سدهای پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی میباشد به‌گونه‌ای که هزینه‌های ساخت سدهای پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی با توجه به محدودیتهای هیدرولیکی و هیدرولوژیکی ناشی از روندیابی و حرکت سیلاب در سطح حوضه حداقل مقدار

1. St. Venant
2. Dynamic Waves
3. Diffusion Waves
4 Kinematic Waves
5. Pulse
6. Muskingum

مجرای ذوزنقه‌ای بدست آوردند (Samani et al., 2003).

برای مجرای طبیعی جریان و با فرض رابطه $A = \gamma y^\lambda$ برای سطح مقطع و عمق جریان، این رابطه به صورت زیر خواهد بود (Samani et al., 2003):

$$H_{up}^{\lambda(b+2)+1} + K_1 K_2 H_{up} - K_1 L - H_{dn}^{\lambda(b+2)+1} = 0 \quad (2)$$

$$K_1 = \left(\frac{Q_{pulse}}{\delta \gamma} \right)^{b+2} [\lambda(b+2) + 1] \quad (3)$$

$$K_2 = 0.7z \quad (4)$$

$$\delta = \left(\frac{2gv^b}{a(d_{50} - \sigma)^{b-1}} \right)^{\frac{1}{b+2}} \quad (5)$$

در روابط فوق H_{up} و H_{dn} به ترتیب عمق جریان در بالادست و پاییندست سد، L طول قاعده سد، Q_{pulse} دبی عبوری از بدنه سد، z شیب بدنه سد، g شتاب ثقل، v لزجت سینماتیکی، d_{50} و σ به ترتیب قطر متوسط و انحراف معیار سنگ‌دانه‌ها و a و b ضرایب معادله نمایی ضریب اصطکاک - عدد رینولدز میباشند. سامانی و همکاران با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی و اصل بهینه‌سازی، مقدار ضریب a را برابر با ۵۴ و ضریب b را برابر با ۰/۷۷- پیشنهاد کردند (Samani et al., 2003).

بر اساس روندیابی پالس، برای هر سد پاره‌سنگی، ارتفاعی وجود دارد که در پایینتر از آن ارتفاع، جریان عبوری از سد پاره‌سنگی به‌ازای تمام دبیهای هیدروگراف ورودی درونگذر خواهد بود. این ارتفاع، به‌عنوان ارتفاع سد پاره‌سنگی در نظر گرفته میشود. با این تعریف، به واسطه تغییر چینش و قرارگیری سدهای پاره‌سنگی در سطح حوضه آبریز، ارتفاع سدها و شرایط هیدرولیکی بازه‌های جریان، تغییر خواهد کرد. علاوه بر این، هیدروگراف خروجی از حوضه آبریز و به تبع آن عمق جریان در محدوده مسکونی پاییندست نیز متناظر با هر چینش خاص خواهد بود.

یکی دیگر از روشهای متمرکز روندیابی سیلاب که اساس آن معادله پیوستگی است، روش ماسکینگام است که برای روندیابی جریان در رودخانهها استفاده میشود.

(Nourani and Mao, 2007). روش پالس بر تعادل بین دبی ورودی، دبی خروجی و مقدار آب ذخیره شده در مخزن استوار است. در این روش دبی خروجی و حجم آب ذخیره شده در مخزن، تابعی از ارتفاع جریان و شرایط توپوگرافی منطقه میباشند (Chow, 1964). اساس این روش استفاده از معادله پیوستگی^۱ به صورت زیر است (Chow, 1964):

$$\frac{dS}{dt} = Q_o - Q_i \quad (1)$$

که در آن S مقدار ذخیره، Q_i دبی ورودی و Q_o دبی خروجی در بازه زمانی dt است.

از جمله ضروریات لازم برای انجام روندیابی سیلاب به روش پالس، رابطه دبی-اشل و حجم-اشل برای هر سد پاره‌سنگی میباشد. به‌عبارت دیگر، برای هر تراز ارتفاعی، میبایست دبی خروجی از بدنه این سدها و همچنین حجم آب ذخیره شده در مخزن هر سد مشخص باشد. این در حالی است که بر خلاف دیگر سدها، جریان آب از داخل بدنه سدهای پاره‌سنگی نیز عبور کرده و در محاسبات دبی-اشل باید در نظر گرفته شود. از این رو، لازم است که هیدرولیک جریان در محیط متخلخل درشتدانه این سدها بررسی شود. جریان عبوری از داخل سدهای پاره‌سنگی از نوع جریان آشفته بوده و رابطه بین سرعت و گرادیان هیدرولیکی غیرخطی خواهد بود. به‌طور کلی، روابط حاکم بر جریان غیرداری در محیط متخلخل درشتدانه به دو صورت رابطه ضریب اصطکاک با عدد رینولدز محیط متخلخل و رابطه بین سرعت و گرادیان هیدرولیکی بیان میشوند (Li et al., 1998).

تاکنون تحقیقات زیادی برای تعیین روابط محیط متخلخل درشت دانه انجام شده است. سامانی و همکاران از ترکیب رابطه داری-ویسباخ با معادله نمایی ضریب اصطکاک-عدد رینولدز و معادله پیوستگی، رابطه دبی-اشل را در سدهای پاره‌سنگی برای حالت یک بعدی و برای یک

$$T = \frac{dA}{dy} = \gamma \lambda y^{\lambda-1} \quad (8)$$

$$c_k = \frac{dQ}{dA} = \alpha \beta A^{\beta-1} \quad (9)$$

که در آن A سطح مقطع جریان و y عمق جریان است. روشهای معمول و متعارف ماسکینگام-کونژ، تنها از یک مقطع شاخص آبراهه، برای بیان هندسه مجرای طبیعی جریان استفاده میکنند که ممکن است منتهی به محاسبات نادرست جریان شود. در تحقیق حاضر از روشی که توسط Kim و Jun در سال ۲۰۰۹ ارائه شد برای تعیین پارامترهای ماسکینگام - کونژ در یک بازه استفاده میشود. در این روش ابتدا برای ترازهای مختلف سطح آب در یک مقطع جریان، سطح مقطع و شعاع هیدرولیکی محاسبه شده و سپس با داشتن شیب طولی آبراهه و ضریب زبری، مقادیر دبی متناظر با هر سطح مقطع و شعاع هیدرولیکی توسط معادله مانینگ تعیین می شود. این فرایند برای چندین سطح مقطع در طول رودخانه انجام گرفته و در نهایت بر اساس معادله ۹، مقدار سرعت موج سینماتیک با تحلیل رگرسیون از داده های سطح مقطع و دبی جریان تعیین میشود. روش مذکور برای رودخانه South Han در کره جنوبی بکار گرفته شد و در مقایسه با روش ماسکینگام-کونژ استفاده شده در مدل Hec-1، نتایج حاصله، تطابق بسیار بالاتری با مدل موج دینامیکی از خود نشان دادند (Kim and Jun, 2009).

با توجه به مبانی ذکر شده در مورد شبیهسازی و روندیابی سیلاب، در تحقیق حاضر برنامههای در محیط نرمافزار متلب نوشته شد که بهواسطه تغییر ترکیب قرارگیری سدهای پارهسنگی در سطح حوضه آبریز، ارتفاع مناسب برای هر سد جهت جلوگیری از روگذری جریان را می توان محاسبه کرد. این برنامه تحت عنوان "مدل روندیابی حوضه" نامگذاری میشود.

صحتسنجی مدل تهیه شده در دو بخش جداگانه بررسی شد. برای روندیابی جریان در آبراهههای حوضه آبریز، هیدروگراف خروجی از انتهای بازه با نتایج تحلیل

مسأله مهم و اساسی در این روش، تعیین پارامتر X به عنوان ضریب وزنی بدون بعد و پارامتر θ به عنوان زمان انتقال موج است. زیرا در روش ماسکینگام، پارامترهای مذکور، مفهوم فیزیکی نداشته و تنها با داشتن یک هیدروگراف ورودی و خروجی از سیلاب، میتوان آنها را برآورد کرد. به این علت در تحقیق حاضر از روش ماسکینگام اصلاح شده یا ماسکینگام-کونژ^۱ استفاده می شود که در آن پارامترهای X و θ ، به مشخصات معلوم جریان و خصوصیات هندسی مجرای جریان بستگی دارد و این وابستگی به نحوی تعریف شده است که مقدار پخشیدگی عددی بر میزان پخشیدگی فیزیکی موجود منطبق شود (Ponce, 1978). ویژگی این روش آن است که در عین سادگی، دقت قابل قبولی نیز دارد و امکان استفاده از آن در رودخانههای فاقد ایستگاه هیدرومتری و آمار قابل اطمینان وجود دارد (فتوحی و مغربی، ۱۳۸۹). در این روش به علت نیاز به حداقل مقطع برداری، هزینه و زمان کمتری در مقایسه با مدلهای هیدرودینامیکی صرف میشود. ازاینرو میتوان این روش را در دسته روشهای نیمهتمرکز روندیابی طبقه بندی کرد (Nourani and Mao, 2007). برای تعیین مقادیر X و θ در روش ماسکینگام-کونژ، از معادله های زیر استفاده می شود (Ponce, 1989):

$$X = 0.5 \left(1 - \frac{Q_{cunge}}{TS_0 c_k \Delta x} \right) \quad (6)$$

$$\theta = \frac{\Delta x}{c_k} \quad (7)$$

در این روابط Q_{cunge} دبی مرجع، T عرض سطح آب در دبی مرجع، Δx طول بازه مورد نظر، S_0 شیب طولی بازه و c_k سرعت موج سینماتیک میباشد. با فرض رابطه دبی - سطح مقطع به صورت $Q = \alpha A^\beta$ و رابطه سطح مقطع - عمق جریان به صورت $A = \gamma y^\lambda$ ، سرعت موج سینماتیک و عرض سطح جریان را توسط معادلات زیر می توان بدست آورد:

1. Muskingum-Cunge

عمق جریان در محدوده مسکونی پاییندست محاسبه شده و بهزای آن، ارتفاع و دیگر مشخصات هندسی خاکریز ساحلی در طول مسیر رودخانه طبق روشی که توضیحات آن در ادامه آورده شده است تعیین می‌شود.

۲-۳- تعیین جانمایی سدهای پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی

عوامل متعددی در انتخاب مکان اولیه احداث یک سد تأثیر دارند که بعضی از آنها تابع نوع کاربری سد نیز می‌باشند. از جمله این عوامل میتوان به شرایط توپوگرافی، شرایط زمینشناسی، وجود مصالح مطلوب با حجم مورد نیاز در فاصله مناسب و تبعات زیستمحیطی و اجتماعی اشاره کرد.

یکی از مهمترین مسایلی که در سدهای ساخته شده به منظور کنترل سیلاب باید در نظر گرفته شود، تأمین حجم آب مورد نیاز برای ذخیره سیلاب و کاهش دبی اوج هیدروگراف ورودی به مخزن سد است. به این منظور محل احداث سد پاره‌سنگی باید دارای درهای تنگ و عمیق باشد که بتواند حجم قابل توجهی از جریان ورودی را در خود ذخیره نماید. در غیر اینصورت، علاوه بر اینکه راندمان کنترل سیل کاهش مییابد، هزینه‌های احداث آن نیز افزایش خواهد یافت. در تحقیق حاضر نیز مبنای انتخاب مکان اولیه برای احداث سدهای پاره‌سنگی، روش ذکر شده فوق خواهد بود. برای این منظور از روی نقشه توپوگرافی محدوده مطالعاتی، DEM منطقه ساخته شده و از روی شکل DEM و با استفاده از مقطع زنی توسط ابزار 3D Analyst در محیط GIS در نقاط مختلف، مکان مناسب برای احداث سدهای پاره‌سنگی تعیین خواهد شد.

مسیر خاکریز ساحلی نیز متأثر از مسیر رودخانه است، ولی از آنجا که مسیر رودخانهها پیچ و خم‌دار و متناذری می‌باشد، در صورتی که مسیر خاکریز کاملاً از این پیچ و خمها تبعیت کند، ممکن است پدیده زیرکنی و غارکنی

دینامیکی جریان در مدل Mike11 مقایسه شد. نتایج بیانگر آن بود که به جز در شبیه‌های کم، مدل تهیه شده در تحقیق حاضر، دبی اوج هیدروگراف خروجی و زمان وقوع آن را با دقت بالایی پیشبینی میکند. همچنین برای روندیابی جریان در مخازن سدهای پاره‌سنگی نیز، از داده‌های آزمایشگاهی فلوم موجود در آزمایشگاه هیدرولیک دانشکده کشاورزی دانشگاه تربیت مدرس استفاده شد. این فلوم به صورت کانال مستطیل شکل از جنس فایبرگلاس میباشد که سد پاره‌سنگی به شکل سبد توریسنگی، متناسب با عرض فلوم و ابعاد سنگدانها در داخل آن قرار داده شده است. مقایسه نتایج برای چندین سد پاره‌سنگی با مشخصات هندسی و مصالح بدنه متفاوت، بیانگر انطباق بالای هیدروگراف خروجی از سد پاره‌سنگی در شرایط مدل و داده‌های آزمایشگاهی بود.

۲-۲- شبیه‌سازی جریان در محدوده مسکونی پاییندست

همانطور که گفته شد، برای کنترل سیلاب در محدوده مسکونی پاییندست از خاکریز ساحلی استفاده میشود. برای تعیین مشخصات هندسی این سازه، باید عمق جریان در این محدوده تعیین شود. برای این منظور، از مدل هیدرولیکی Hec-RAS استفاده میشود. بسته نرم‌افزاری Hec-RAS¹ برای تحلیل سیستم رودخانه‌ای توسط مرکز مهندسی هیدرولوژی² وابسته به گروه مهندسی ارتش آمریکا تهیه شده است و توانایی شبیه‌سازی جریان برای هر دو حالت ماندگار و غیرماندگار را دارا می‌باشد (Hydrologic Engineering Center, 2008).

بر اساس توضیحات فوق، بهزای کمترین دبی خروجی از حوضه آبریز (عدم وجود سد پاره‌سنگی) تا بیشترین دبی خروجی از حوضه آبریز (در نظر گرفتن تمامی سدهای پاره‌سنگی) و با استفاده از مدل هیدرولیکی Hec-RAS

1. River Analysis System
2. Hydrologic Engineering Center)

اتفاق افتاده و یا شیروانیهای خاکریز در معرض فرسایش شدید ناشی از سرعت جریان در دورههای سیلابی واقع شوند. از این رو، تا آنجا که ممکن است مسیر خاکریز ساحلی با تبعیت از شکل پیچشی رودخانه، بایستی مستقیم و بدون پیچهای تند باشد، بهطوری که کمربندی در دو طرف رودخانه ایجاد کند. در تحقیق حاضر نیز با استفاده از متدولوژی فوق جانمایی خاکریز ساحلی در دو طرف مسیر رودخانه مشخص می شود (ASTM, 2000).

هندسی سدهای پایبندی تأثیر خواهد گذاشت. بنابراین، X_i به عنوان متغیر تصمیم، بیان کننده وضعیت قرارگیری سدهای پاره‌سنگی در جایگشتهای از قبل تعیین شده است. مقدار این متغیر میتواند یک و یا صفر باشد که به ترتیب بیان کننده وجود و یا عدم وجود سد پاره‌سنگی در جایگشت i است. با این تعریف، تغییر مقادیر X_i از یک به صفر و برعکس، باعث ایجاد ترکیبهای متفاوتی از سدها در سطح حوضه خواهد شد.

۲-۴-۲- اصول بهینه‌سازی

دست‌یابی به بهترین نتیجه در شرایط داده شده را بهینه‌سازی گویند. به عبارت دیگر، بهینه‌سازی فرایندی است که طی آن مقدار بیشینه یا کمینه یک تابع مشخص میشود. در هر مسأله بهینه‌سازی ارکان اصلی شامل: متغیرهای تصمیم^۱، تابع هدف^۲ و قیود^۳ باید از قبل مشخص باشد. به طور کلی جواب بهینه برای مدل زمانی حاصل میشود که مقادیر متناظر با متغیرهای تصمیم، ضمن صدق کردن در همه قیود، بهترین مقدار را برای تابع هدف به دست آورند. در ادامه، ارکان اصلی بهینه‌سازی، در قالب مسأله مطرح شده در تحقیق حاضر، بررسی خواهند شد.

۲-۴-۱- متغیر تصمیم

هر سیستم یا عنصر مهندسی، با مجموعه‌های از کمیتها بیان میشود که برخی از آنها، به صورت متغیرهایی در فرایند بهینه‌سازی ظاهر میشوند. برخی از این متغیرها، مقدار معلوم و مشخصی نداشته و در فرایند تصمیم‌گیری تأثیرگذار هستند که به آنها متغیر تصمیم گفته میشود. در تحقیق حاضر، همانطور که پیشتر عنوان شد، تغییر جایگاه قرارگیری هر سد، بر شرایط هیدرولیکی پایین دست آن سد و به تبع آن ارتفاع و خصوصیات

۲-۴-۲- تابع هدف و قیود

با توجه به آنکه کنترل سیلاب در تحقیق حاضر به صورت سازه‌ای و توسط مجموعه‌های از سدهای پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی انجام میشود، تابع هدف نیز به صورت مجموع هزینه‌های تهیه سنگریز برای روشهای فوق تعریف می شود. علاوه بر این، از آنجا که در ترکیبهای مختلف سدها، ارتفاع یک سد ممکن است تغییر کند، احتمال اینکه در یک مکان خاص ارتفاع تعیین شده برای یک سد بیشتر از آن چیزی باشد که بتوان در عمل آن را اجرا نمود وجود خواهد داشت. از این رو، لازم است که ارتفاع سدهای پاره‌سنگی محدود شود. در تحقیق حاضر این محدودیت به صورت حداکثر ارتفاع دره محل سد در نظر گرفته میشود.

محدودیت فوق برای ارتفاع خاکریز ساحلی در محدوده مسکونی نیز وجود دارد. به عبارت دیگر بر اساس وجود یا عدم وجود سدهای پاره‌سنگی، ممکن است حالتی پیش آید که ارتفاع خاکریز از یک حد مناسب و قابل اجرا بیشتر باشد (در حالتی که هیچگونه سدی بر روی حوضه وجود ندارد). بنابراین ارتفاع خاکریز ساحلی محدوده مسکونی نیز میبایستی محدود شود. برای اعمال قیود فوق در تحقیق حاضر، از روش تابع جریمه انطباقی^۴ که در سال ۱۹۹۶ توسط Yokota و همکاران ارائه شد استفاده میشود. در این روش،

1. Decision Variables
2. Objective Function
3. Constrains

4. Adaptive Penalty Function

از بین پارمترهای تابع هدف، ارتفاع سد و ارتفاع خاکریز ساحلی توسط مدل شبیه‌ساز، به‌ترتیبی که قبلاً گفته شد، تعیین می‌شوند. همچنین مقادیر حداکثر ارتفاع دره برای هر سد و حداکثر ارتفاع خاکریز نیز از قبل معلوم و مشخص می‌باشند. هزینه تهیه سنگریزه برای ساخت هر سد پاره‌سنگی ($C1_i$)، تابعی از حجم آن سد است. حجم سنگریزه برای ساخت سدی به‌شکل دوزنقه‌ای و در مقطعی از جریان به‌شکل طبیعی، به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_i = \sum_{j=1}^m \frac{A_{i,j} + A_{i,j+1}}{2} \times (x_{i,j+1} - x_{i,j}) \quad (11)$$

$$A = (B + zH)H \quad (12)$$

$$z \in \{1.3, 1.4, 1.5\} \quad (13)$$

در روابط فوق V_i حجم سنگریزه برای ساخت سد i ، A ، سطح مقطع عرضی سد در مقاطع مختلف j ، x فاصله هر مقطع عرضی از ابتدای سد، B عرض تاج، z شیب بدنه و H ارتفاع سد می‌باشد. براساس معیارهای سازمان عمران آمریکا (USBR)، عرض تاج سد به‌صورت زیر تابعی از ارتفاع سد است (USBR, 1987):

$$B = \begin{cases} \frac{H}{5} + 3, & H < 20 \\ 0.55\sqrt{H} + 0.2H, & 20 \leq H \leq 60 \\ 3.6H^{1/3}, & H > 60 \end{cases} \quad (14)$$

به‌طور معمول با توجه به اندازه و کیفیت مصالح مورد استفاده و همچنین در نظر گرفتن مسایل پایداری، شیب بدنه در سدهای پاره‌سنگی بین ۱:۱/۵ تا ۱:۱/۳ در نظر گرفته می‌شود. البته در مواردی که کیفیت مصالح سنگی نامناسب بوده و سنگ پی ضعیف باشد، شیبها ملایمتر خواهند بود (Stephenson, 1979).

با استفاده از معادله ۱۱ و بر اساس قیمت واحد حجم سنگریزه (C)، هزینه نهایی سنگریزه مورد استفاده برای احداث هر سد پاره‌سنگی به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$C1_i = cV_i \quad (15)$$

لازم به یادآوری است که در طرح نهایی سدهای پاره

پارمترهای تابع جریمه بر خلاف روشهای ایستا، در هر نسل مطابق با اطلاعات اعضای جامعه به‌هنگام می‌شوند. با توجه به توضیحات فوق، شکل ریاضی تابع هدف با در نظر گرفتن تابع جریمه انطباقی، به‌صورت زیر می‌باشد:

$$\begin{aligned} \text{Min } FF = & \left\{ \sum_{i=1}^n (C1_i \times X_i) + C_2 \right\} \\ & \times \left\{ 1 + \frac{1}{m+2} \left[\left(\sum_{i=1}^m \left(\frac{\Delta b_i}{b_i} \right)^2 \times X_i \right) + \left(\frac{\Delta b_{dl}}{b_{dl}} \right)^2 \right. \right. \\ & \left. \left. + \left(\frac{\Delta b_{dr}}{b_{dr}} \right)^2 \right] \right\} \times \left(\frac{P}{100} + 1 \right) \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} \Delta b_i &= \max[0, H_i - b_i], \quad b_i = (H_i)_{\max} \\ \Delta b_{dl} &= \max[0, H_{dl} - b_{dl}], \quad b_{dl} = (H_{dl})_{\max} \\ \Delta b_{dr} &= \max[0, H_{dr} - b_{dr}], \quad b_{dr} = (H_{dr})_{\max} \\ X_i &\in \{0, 1\} \end{aligned}$$

در روابط فوق FF تابع هدف، $C1_i$ هزینه تهیه سنگریزه برای ساخت سد i ، C_2 هزینه خاکریز ساحلی در محدوده شهری، X_i متغیر تصمیم بیانکننده حالت قرارگیری سد i در سطح حوضه، n تعداد جایگشتهای در نظر گرفته شده برای احداث سدها، m تعداد جایگشتهایی که در آنها سد وجود دارد، Δb_i مقدار انحراف از قید حداکثر ارتفاع سدها، Δb_{dl} و Δb_{dr} به‌ترتیب مقادیر انحراف از قید حداکثر ارتفاع خاکریزهای ساحلی چپ و راست، H_i ارتفاع سد i ، $(H_i)_{\max}$ ماکزیمم ارتفاع سد i ، H_{dl} و H_{dr} به‌ترتیب ارتفاع خاکریزهای ساحلی سمت چپ و راست، $(H_{dl})_{\max}$ و $(H_{dr})_{\max}$ به‌ترتیب حداکثر ارتفاع خاکریزهای ساحلی سمت چپ و راست و P درصد هزینه‌های جاری طرح می‌باشد.

در این رابطه عبارت اول بیان کننده هزینه سنگریزه برای احداث سدهای پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی و عبارت دوم، برای اعمال قیود حاکم می‌باشد که با ضرب شدن در عبارت اول، مقدار تابع هدف را تحت تأثیر قرار خواهد داد. در صورتی که همه قیود ارضا شوند، مقدار این عبارت برابر با ۱ و در صورت ارضا نشدن یک و یا چند قید، مقدار این عبارت بیشتر از ۱ خواهد شد.

در معادلات فوق V_d حجم خاکریز ساحلی، A_d سطح مقطع خاکریز، x_d فاصله طولی از ابتدای خاکریز، b_d عرض فوقانی خاکریز، H_d ارتفاع خاکریز، z_1 شیب شیروانی سمت رودخانه و z_2 شیب شیروانی سمت خشکی است. شیب شیروانیها تابع مستقیمی از خصوصیات مواد تشکیلدهنده، روش اجرای خاکریز و مدت زمانی که خاکریز در معرض جریان سیل قرار دارد میباشد. مقدار توصیه شده برای z_1 ۳ تا ۳/۵ و برای z_2 ۲ تا ۲/۵ است (Kinori and Mevorach, 1984).

فاصله بین تاج خاکریز و تراز بیشینه سطح آب، ارتفاع آزاد نامیده میشود. حداقل ارتفاع آزاد مجاز برای خاکریز ساحلی واقع در زمینهای کشاورزی ۰/۶ متر و در نواحی شهری و مسکونی برابر با ۱ متر در نظر گرفته میشود در مورد عرض فوقانی خاکریز نیز با فرض کاربری جاده مقدار پیشنهاد شده برای آن ۳ متر خواهد بود (Petersen, M. S., 1986).

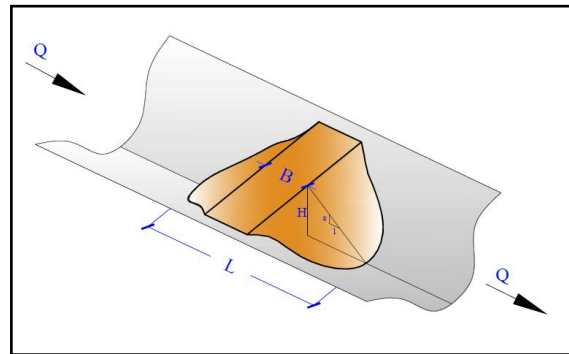
با تعیین حجم خاکریز برای دو طرف رودخانه، در نهایت هزینه احداث دیواره ساحلی در محدوده شهری به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$C2 = 2 \times c \times V_d \quad (18)$$

که در آن c قیمت واحد حجم سنگریزه است. لازم به یادآوری است که در طرح نهایی خاکریز ساحلی مسایلی مانند تحلیل دقیق پایداری از نظر گسیختگی شیروانی ها و همچنین پدیده فرسایش و آبشستگی در جداره سمت رودخانه نیز باید بررسی شوند که در تحقیق حاضر از آن صرف نظر میشود. در شکل ۲ پارامترهای معادلات فوق نشان داده شدهاند.

چون سدهای پاره‌سنگی همواره در معرض جرطن‌های سرلابی هستند، آسپید یی آنها از دیگر سازه‌های هیدرولیکی بیشتر خواهد بود و متعاقباً نلظ به تعمی و نگهداری بیشتری دارند. این امر در مورد خاکریز ساحلی در محدوده مسکونی نلظ صادق است. بنابراین علاوه بر

سنگی مسایلی مانند تحلیل دقیق پایداری از نظر گسیختگی شیروانیهای بالادست و پاییندست نیز باید بررسی شوند که در تحقیق حاضر از آن صرف نظر می شود. در شکل ۱ پارامترهای روابط فوق نشان داده شدهاند.



شکل ۱ پارامترهای محاسبه حجم سنگریز برای ساخت سد پاره‌سنگی

علاوه بر هزینه تهیه سنگریزه برای سدهای پاره‌سنگی که در بالا به آن اشاره شد، هزینه احداث دیوار ساحلی در محدوده شهری (C_2) نیز از پارامترهای تابع هدف می باشد. برای تعیین این پارامتر، ابتدا به ازای کمترین دبی تا بیشترین دبی خروجی از حوضه آبریز و با استفاده از مدل هیدرولیکی Hec-RAS، تراز سطح آب در سیلاب‌های طراحی و کنترل محاسبه میشود. سپس با اضافه کردن ارتفاع آزاد به تراز سطح آب در سیلاب طراحی و با مقایسه مقادیر بهدست آمده با مقادیر تراز سطح در سیلاب کنترل، خط پروژه ترسیم می شود. با تفاضل مقادیر خط پروژه از تراز سطح زمین، ارتفاع خاکریز ساحلی در طول رودخانه بدست می آید. در نهایت حجم سنگریزه مورد نیاز برای ساخت خاکریز ذوزنقه‌ای به صورت زیر تعیین خواهد شد:

$$V_d = \sum_{k=1}^l \frac{(A_d)_k + (A_d)_{k+1}}{2} \times [(x_d)_{k+1} - (x_d)_k] \quad (16)$$

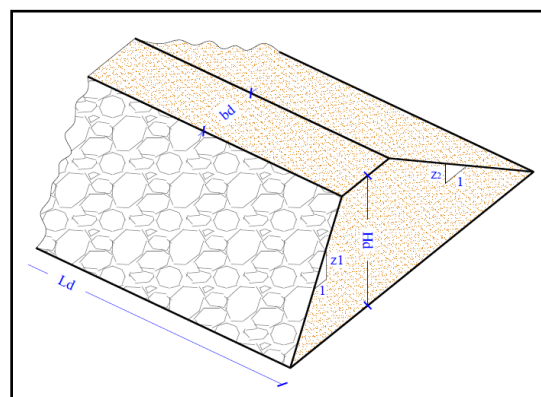
$$A_d = \frac{2b_d + H_d(z_1 + z_2)}{2} \times H_d \quad (17)$$

Rechenberg مطرح شد. الگوریتم ژنتیک نیز برای اولین بار در سال ۱۹۷۵ توسط جان هلند مطرح شد (Lawrence, 1991). روش ژنتیک براساس انتخاب اصلح استوار است که در آن موجوداتی با شایستگی بالاتر، امکان بقا و تولید مثل بیشتری پیدا میکنند. این روش یک روش جستجوی مستقیم و مبتنی بر تعیین مقدار تابع هدف در نقاط فضای متغیرها میباشد. کاربردهای موفق الگوریتم ژنتیک در سال ۱۹۸۹ با نوآوری های گلدبرگ آغاز شد (Goldberg, 1989) و در گستره وسیعی از مسایل بهینه‌سازی بهطور موفق بهکار گرفته شد (Lawrence, 1991). در زمینه علوم آب، روش ژنتیک در بهینه‌سازی مدیریت بهره‌برداری از مخزن، مدیریت آبهای زیرزمینی و سطحی و شبکه های توزیع و انتقال آب مورد استفاده قرار گرفته است.

در الگوریتم ژنتیک متغیرها به صورت کد شده وارد می‌شوند. مزیت کار با متغیرهای کد شده در این است که اصولاً قابلیت تبدیل فضای پیوسته به فضای گسسته را دارند. همچنین در روش الگوریتم ژنتیک یک جستجوی چند جانبه انجام شده و در آن واحد مجموعه‌های از نقاط فضای طراحی پردازش می‌شوند. روش ژنتیک از مقدار تابع هدف برای هدایت جستجو استفاده میکند و در این روش نیازی به اطلاعات جانبی دیگر همچون مشتق تابع نخواهد بود و بهراحتی میتوان از این روش در بهینه‌سازی توابع منفصل و یا دارای تغییرات ناگهانی و چندین نقطه بهینه موضعی استفاده کرد، زیرا امکان به تله افتادن این الگوریتم در مینیمم محلی به واسطه مکانیزم جهش کمتر از سایر روشها است (Goldberg, 1989).

روش ژنتیک برای شبیه‌سازی ریاضی فرایند طبیعی تکامل، از نمایش متغیرها به صورت کدهای مختلف (دودویی) یا مقدار واقعی به دنبال یکدیگر به شکل یک رشته کروموزوم استفاده می‌کند. در شکل ۳، یک کروموزوم (عضو جامعه)، متشکل از ژنهای متعدد نشان

هزینه تهیه مصالح، هزینه‌های تعمیر و نگهداری سازه‌ها نیز باید در نظر گرفته شود. هزینه صرف شده برای انجام امور نگهداری، تعمیرات و افزایش راندمان سدهای پاره‌سنگی و خاکریزساحلی، به عنوان هزینه‌های جاری در تحقیق حاضر در نظر گرفته می‌شود.

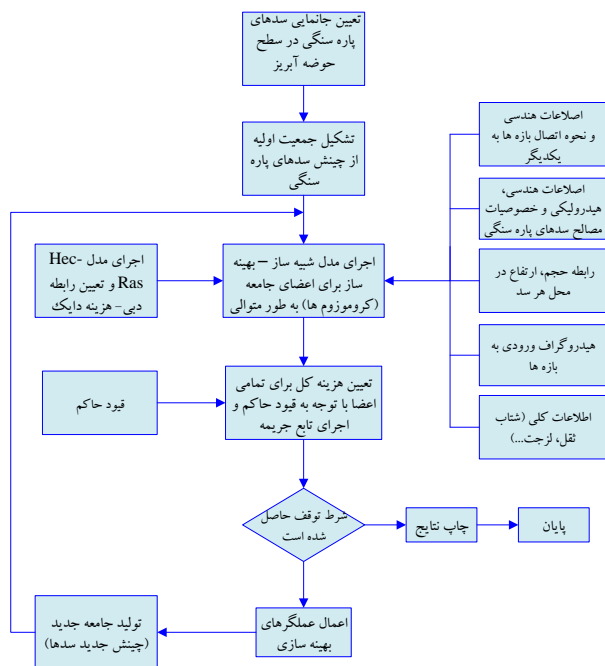


شکل ۲ پارامترهای محاسبه حجم خاکریزساحلی در محدوده مسکونی

این هزینه‌ها بهشدت تابع شرایط مختلف حاکم بر سازه مورد نظر است و نمی‌توان مقدار معلوم و مشخصی برای آن تعیین کرد. بنابراین مقدار هزینه‌های جاری را میتوان به عنوان درصدی از مجموع هزینه‌های تهی‌سنگریه برای ساخت سدها و تهی‌خاکریز اجرایی در محدوده شهری در نظر گرفت. این درصد در معادله ۱۰ با P نشان داده شده است که در تحقیق حاضر برابر با ۳۰ درصد در نظر گرفته میشود.

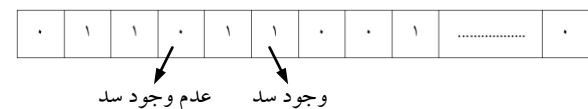
۲-۴-۳- روش بهینه‌سازی

مسأله مطرح‌شده در تحقیق حاضر، نمونه‌ای از یک مسأله با فرمولبندی غیرخطی بوده که تابع هدف و قیود، به‌صورت توابعی غیرصریح از متغیرهای طراحی بیان می‌شوند و برای حل آن از الگوریتم ژنتیک -که منشعب از الگوریتمهای تکاملی است- استفاده میشود. این الگوریتمها برای اولین بار در سال ۱۹۶۰ توسط



شکل ۴ مراحل محاسباتی مدل شبیه‌ساز- بهینه‌ساز

داده شده است. هر ژن، بیانگر یک جایگشت برای سدهای پاره‌سنگی می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، ژنها می‌توانند مقادیر یک (وجود سد) و یا صفر (عدم وجود سد) را داشته باشند. مجموع این کروموزومها که به صورت تصادفی تولید می‌شود، تشکیل‌دهنده جامعه اولیه مسأله بهینه‌سازی است.



شکل ۳ نمونه کروموزوم های تولید شده در الگوریتم بهینه‌سازی

۳- متدولوژی و روش محاسباتی

برای کنترل بهینه سیلاب که هدف اصلی تحقیق حاضر است، از ترکیب مدل شبیه‌ساز هیدرولیکی و مدل بهینه‌ساز که جزئیات آن در بخش قبل توضیح داده شد، استفاده می‌شود. در حالت کلی، ابتدا با تهیه ورودیهای لازم برای مدل شبیه‌ساز، روندیابی سیلاب برای یک ترکیب تصادفی انجام شده و هزینه کل مجموعه محاسبه می‌شود. سپس طی فرایند بهینه‌سازی، چنیش نهایی و خصوصیات هندسی سدهای پاره‌سنگی در سطح حوضه و همچنین خصوصیات خاکریز ساحلی محدوده مسکونی تعیین می‌شود. واضح است که برای جواب نهایی، هزینه کنترل سیلاب در کل مجموعه حداقل مقدار ممکن خواهد بود. جزئیات مراحل محاسباتی به صورت شکل ۴ می‌باشد.

۴- اجرای مدل و ارزیابی نتایج

در این بخش، مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز تهیه شده که مبانی آن در قسمتهای قبل بیان شد، توسط یک حوضه آبریز واقعی ارزیابی می‌شود. به این منظور در ادامه، ابتدا صحت‌سنجی مدل تهیه‌شده توسط قسمتی از محدوده مطالعاتی انجام شده و سپس مدل شبیه‌ساز-بهینه‌ساز برای کل محدوده مطالعاتی اجرا می‌شود.

۴-۱- محدوده مطالعاتی

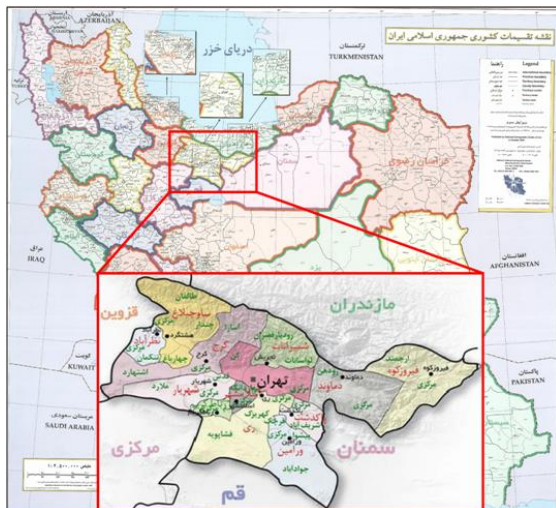
حوضه آبریز طالقان که در این تحقیق از آن به‌عنوان مطالعه موردی استفاده می‌شود، در محدوده جغرافیایی $36^{\circ} 05'$ تا $36^{\circ} 21'$ عرض شمالی و $50^{\circ} 36'$ تا $51^{\circ} 11'$ طول شرقی و در منطقه‌ای کوهستانی و مرتفع واقع شده است. مهم‌ترین رودخانه این حوضه، طالقان می‌باشد که زهکش طبیعی این منطقه بوده و از شرق به غرب جریان دارد و در نهایت به سفیدرود می‌ریزد. در شکل ۵ موقعیت طرح بر روی نقشه ایران نشان داده شده است. آبراهه‌های حوضه آبریز طالقان که در تحقیق حاضر مورد مطالعه قرار می‌گیرد، ۱۴ شاخه اصلی بوده که در شکل ۶ نشان داده شده‌اند. برای رسیدن به اهداف تعریف شده در این تحقیق، در مرحله اول، طبق روشی که در بند ۲-۳ بدان اشاره شد، جانمایی سدهای پاره‌سنگی بر روی بازه‌های مطالعاتی تعیین می‌شود. بعد از جانمایی سدهای پاره‌سنگی تعداد ۷۵ بازه مطالعاتی به همراه ۴۸ سد ایجاد شد. در شکل ۶ بازه‌های مطالعاتی حوضه آبریز طالقان به همراه جانمایی سدهای پاره‌سنگی بر روی آن و محدوده مسکونی شهرک طالقان در پایین‌دست حوضه نشان داده شده است.

۴-۲- اطلاعات ورودی

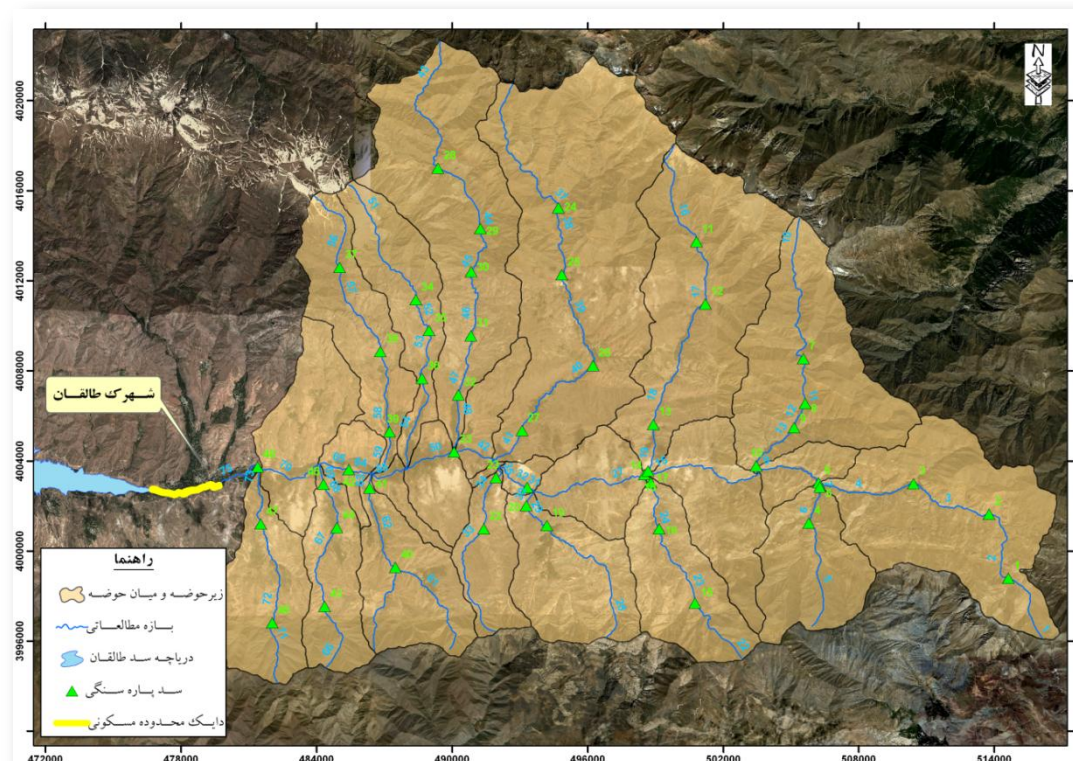
برای تهیه ورودی‌های مدل شبیه‌ساز-بهینه‌ساز، ابتدا با به‌کار بردن روشی که در بند ۲-۱ به آن اشاره شد، ضرایب α ، β ، γ و λ برای تمامی ۷۵ بازه تعیین شد. همچنین طول و شیب طولی بازه‌های مطالعاتی نیز توسط تحلیل رگرسیون از خط‌القعر رودخانه به‌دست آمد. ضریب زبری مانینگ در بازه‌های مختلف، با توجه به مشاهدات میدانی و تکمیل چک لیست روش کاون تعیین شده است.

با فرض اینکه در ساخت سدهای پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی از یک نوع مصالح استفاده شده و از نظر تامین مصالح قرضه نیز محدودیتی وجود نداشته باشد، قطر متوسط سنگریزه مورد استفاده، ۶۰۰ میلی‌متر و تخلخل آن ۰/۳ در نظر گرفته شد. بر اساس رابطه تعیین حجم سدهای پاره‌سنگی، هر چه شیب بدنه سد بیشتر باشد، حجم و هزینه آن سد کمتر خواهد بود.

بنابراین مقدار شیب بدنه سدها در تحقیق حاضر برابر با ۱:۱/۳ در نظر گرفته می‌شود. یکی دیگر از ملزومات مدل شبیه‌ساز، هیدروگراف ورودی به بازه‌های مطالعاتی و همچنین روابط حجم-ارتفاع در محل هر سد، می‌باشد.



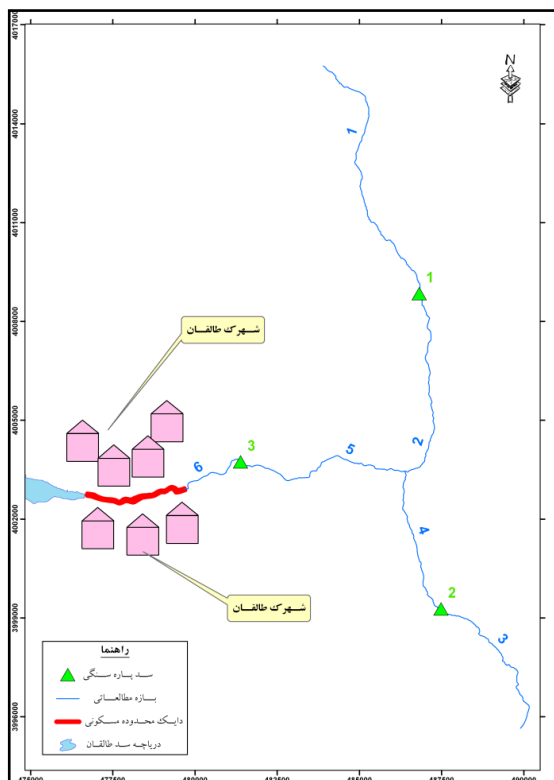
شکل ۵ موقعیت محدوده طرح بر روی نقشه ایران



شکل ۶ بازه‌های مطالعاتی به‌همراه جانمایی سدهای پاره‌سنگی بر روی آن و محدوده مسکونی پاییندست

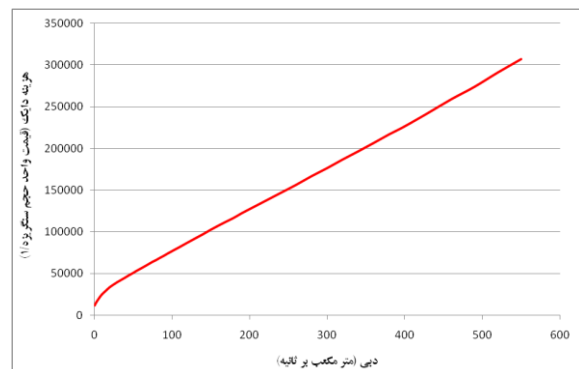
سرشاخه - که بر روی هر بازه، یک سد پاره‌سنگی قرار دارد - مطابق شکل ۸ انتخاب شد. پس از ورود اطلاعات مورد نیاز بازه‌ها، مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز، برای محدوده شکل ۸ اجرا شده که نتیجه به دست آمده شامل ارتفاع، عرض تاج و شیب بدنه سدهای پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی در جدول ۱ نشان داده شده است. در فرایند بهینه‌سازی تعداد اعضای جمعیت اولیه (تعداد کروموزومها) ۱۰ عدد، تعداد تکرار (تعداد نسلها) ۵۰، نرخ جهش ۰/۰۲، روش انتخاب به صورت چرخ رولت و روش تلاقی به صورت تکنقطه‌ای انتخاب شد. شرط توقف نیز به صورت عدم تغییر مقدار تابع هدف برای ۲۰ نسل پشت سر هم در نظر گرفته شد.

هیدروگراف زیرحوضه‌ها و میانحوضه‌های طالقان، توسط تحلیل‌های هیدرولوژیکی و بر اساس سیلاب طراحی با دوره بازگشت ۲۵ ساله به دست آمد. همچنین روابط حجم - ارتفاع برای هر سد نیز با استفاده از مدل ارتفاعی رقومی (DEM) از منطقه مطالعاتی و با استفاده از ابزار 3D Analyst در محیط GIS تعیین شد. علاوه بر این، برای خاکریز ساحلی محدوده مسکونی نیز، حداکثر ارتفاع برابر با ۵ متر، شیب بدنه سمت رودخانه برابر با ۱:۳ و شیب سمت خشکی برابر با ۱:۲/۵ در نظر گرفته شد. رابطه دبی - هزینه برای خاکریز ساحلی - که روش تعیین آن در بندهای ۲-۲ و ۲-۴-۲ تشریح شد - نیز به صورت شکل ۷ می‌باشد.



شکل ۸ قسمتی از حوضه آبریز طالقان برای صحت‌سنجی مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز

برای بررسی اینکه جواب به دست آمده بهترین جواب است، مدل شبیه‌ساز برای تمامی حالت‌های ایجاد شده در



شکل ۷ رابطه دبی - هزینه خاکریز ساحلی در محدوده مسکونی شهرک طالقان

۳-۴- صحت‌سنجی مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز

مرحله اول ارزیابی، صحت‌سنجی مدل تهیه شده می‌باشد. به این منظور نتیجه حاصل از مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز با نتیجه به دست آمده از اجرای مدل شبیه‌ساز برای تمامی حالت‌های ایجاد شده در اثر تغییر متغیرهای تصمیم مقایسه می‌شود. واضح است که برای این کار نمی‌توان از کل حوضه آبریز استفاده کرد. زیرا تعداد حالت‌های ایجاد شده آنقدر زیاد است که در عمل امکان اجرای مدل برای تمامی آنها وجود نخواهد داشت. از این رو، قسمتی از حوضه آبریز طالقان شامل یک آبره اصلی و یک

۴-۴- اجرای مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز برای کل

محدوده مطالعاتی

پس از تایید صحت جوابهای بهدست آمده از مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز، در این بخش، مدل مذکور، برای کل محدوده مطالعاتی حوضه آبریز طالقان اجرا میشود. در شکل ۹ نتیجه حاصل از اجرای مدل شبیه‌ساز- بهینه‌ساز شامل متوسط هزینه در هر نسل و حداقل هزینه در هر نسل نشان داده شده است. همانطور که مشاهده میشود، بعد از تولید ۵۰ نسل جواب بهینه حاصل شده و پس از آن تغییری نکرده است.

اثر تغییر متغیرهای تصمیم (۸ حالت)، اجرا شده که نتیجه آن شامل خصوصیات هندسی سدها و خاکریز ساحلی بهمراه هزینه تهیه سنگریز برای ساخت آنها در جدول ۲ خلاصه شده است. همانطور که مشاهده میشود ترکیب شماره ۴ که با رنگ خاکستری مشخص شده است، کمترین هزینه تهیه سنگریز را دارد و بنابراین بهترین ترکیب برای کنترل سیلاب خواهد بود. مقایسه جداول ۱ و ۲ نشان میدهد که مدل تهیه‌شده در تحقیق حاضر دقت بالایی برای تعیین مناسبترین گزینه کنترل سیلاب دارد.

جدول ۱ نتایج بهدست آمده از اجرای مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز برای قسمتی از حوضه آبریز طالقان

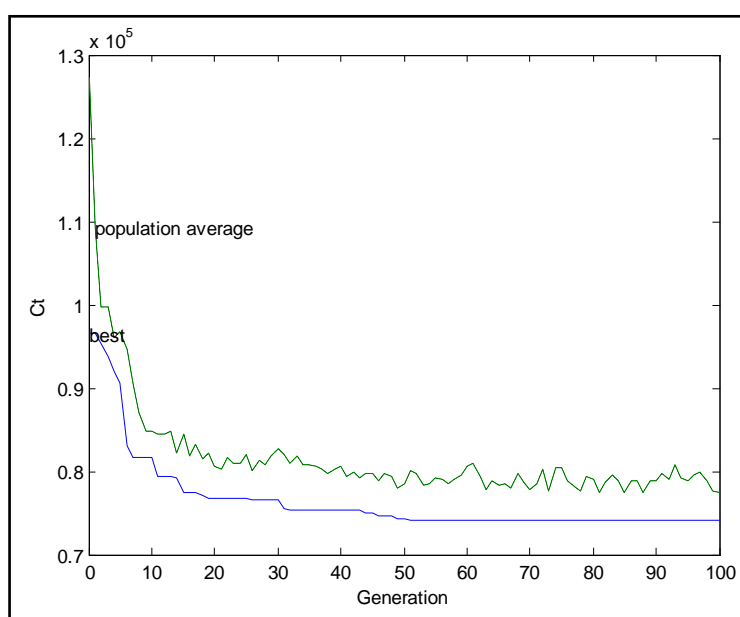
مقدار تابع هدف	خاکریز ساحلی سمت چپ	خاکریز ساحلی سمت راست	سد ۳	سد ۲	سد ۱	
۳۱۴۳۶/۲	۱/۶۹	۲/۶۸	۰/۶۵	۰/۰	۰/۰	ارتفاع (m)
	۳	۳	۳/۱۳	۰/۰	۰/۰	عرض تاج (m)

جدول ۲ مشخصات هندسی سدهای پاره‌سنگی در ترکیبهای منتخب پس از اجرای مدل

شماره ترکیب	سد ۱	سد ۲	سد ۳	خاکریز چپ	خاکریز راست	حداکثر دبی خروجی از حوضه (m ³ /s)	هزینه سنگریزه (قیمت واحد حجم سنگریزه/۱)
۱	وجودیت	۰	۰	-	-	۳۲/۳۳۸	۵۲۷۳۵
	ارتفاع (متر)	۰	۰	۰	۳/۲۶۵۹		
۲	وجودیت	۱	۰	۰	-	۳۰/۱۰۴	۵۴۰۳۰
	ارتفاع (متر)	۵/۸۴۳۲	۰	۰	۳/۲۲۹		
۳	وجودیت	۰	۱	۰	-	۳۰/۲۳۳	۵۳۳۵۷
	ارتفاع (متر)	۰	۸/۰۶۸۹	۰	۳/۲۳۱۱		
۴	وجودیت	۰	۰	۱	-	۹/۱۴۲۳	۳۱۴۳۶
	ارتفاع (متر)	۰	۰	۰/۶۵۰۰۷	۲/۶۸۱۸		
۵	وجودیت	۱	۱	۰	-	۲۵/۸۵۴	۵۲۷۵۱
	ارتفاع (متر)	۵/۸۴۳۲	۸/۰۶۸۹	۰	۳/۱۴۵۱		
۶	وجودیت	۱	۰	۱	-	۹/۲۰۳۹	۳۴۳۵۶
	ارتفاع (متر)	۵/۸۴۳۲	۰	۰/۶۴۴۹۹	۲/۶۸۴۷		
۷	وجودیت	۰	۱	۱	-	۸/۵۴۷۶	۳۲۴۴۱
	ارتفاع (متر)	۰	۸/۰۶۸۹	۰/۶۱۸۵۹	۲/۶۵۳۲		
۸	وجودیت	۱	۱	۱	-	۸/۴۴۹۳	۳۵۰۹۸
	ارتفاع (متر)	۱:۱.۵	۱:۱.۵	۱:۱.۵	۲/۶۴۲۸		

در فرایند بهینه‌سازی در این مرحله، تعداد اعضای جمعیت اولیه (تعداد کروموزومها) ۲۰ عدد، تعداد تکرار (تعداد نسلها) ۱۰۰، نرخ جهش ۰/۰۵، روش انتخاب به صورت چرخ رولت و روش تلاقی به صورت دوتقطه‌ای انتخاب شد. نتایج حاصل از اجرای مدل برای بهترین ترکیب شامل، مکان قرارگیری سدهای پاره‌سنگی و

مشخصات هندسی سدها و خاکریز ساحلی به همراه هزینه‌های تهیه سنگریز برای احداث هر یک در جداول ۳ و ۴ آورده شده است. همچنین برای درک بهتر از نتایج حاصله، جانمایی نهایی سدهای پاره‌سنگی در سطح حوضه به همراه مقادیر ارتفاع و شیب بدنه آنها در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



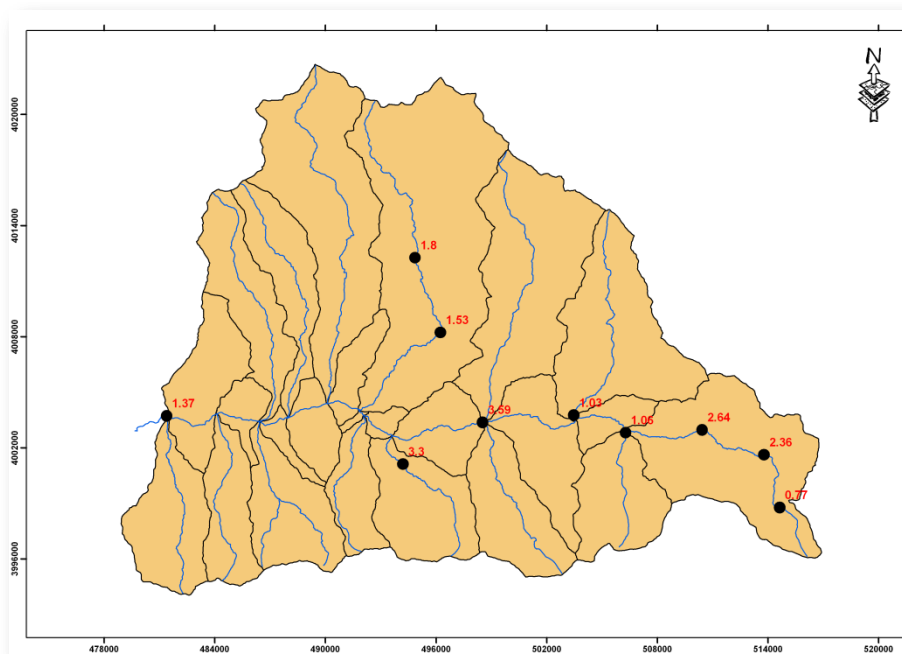
شکل ۹ تغییر متوسط و حداقل هزینه در نسلهای حاصل از بهینه‌سازی کنترل سیلاب در کل حوضه طالقان

جدول ۳ نتایج به دست آمده از اجرای مدل شبیه‌ساز- بهینه‌ساز برای کل محدوده مطالعاتی

شماره سد	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴	۱۵	۱۶
ارتفاع (m)	۰/۷۷	۲/۳۶	۲/۶۴	۰/۰۰	۱/۰۶	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۱/۰۳	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
عرض تاج (m)	۳/۱۵	۳/۴۷	۳/۵۳	۰/۰۰	۳/۲۱	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۳/۲۱	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
شماره سد	۱۷	۱۸	۱۹	۲۰	۲۱	۲۲	۲۳	۲۴	۲۵	۲۶	۲۷	۲۸	۲۹	۳۰	۳۱	۳۲
ارتفاع (m)	۰/۰۰	۳/۵۹	۳/۳۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۱/۸۰	۱/۵۳	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
عرض تاج (m)	۰/۰۰	۳/۷۲	۳/۶۶	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۳/۳۶	۳/۳۱	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
شماره سد	۳۳	۳۴	۳۵	۳۶	۳۷	۳۸	۳۹	۴۰	۴۱	۴۲	۴۳	۴۴	۴۵	۴۶	۴۷	۴۸
ارتفاع (m)	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۱/۳۷
عرض تاج (m)	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۳/۲۷

جدول ۴ نتایج نهایی به دست آمده از اجرای مدل شبیه‌ساز- بهینه‌ساز برای کل محدوده مطالعاتی

مقدار تابع هدف	حداکثر دبی خروجی از حوضه (m ³ /s)	خاکریز ساحلی سمت چپ	خاکریز ساحلی سمت راست	ارتفاع (m)
۷۴۰۹۱	۴۴/۸۸	۲/۴۲	۳/۴۱	ارتفاع (m)
		۳	۳	عرض تاج (m)



شکل ۱۰. جانمایی نهایی سد های پاره سنگی به همراه ارتفاع آنها در حوضه آبریز طالقان

۴-۵- بحث

همانطور که جدول ۴ نشان می‌دهد دبی خروجی از حوضه آبریز برای ترکیب بهینه ۴۴/۸ مترمکعب بر ثانیه می‌باشد. این در حالی است که دبی خروجی از حوضه آبریز برای حالتی که هیچ سدی وجود ندارد، برابر با ۱۶۸ متر مکعب بر ثانیه است. بنابراین استفاده از سدهای پاره‌سنگی باعث شده است که دبی اوج هیدروگراف خروجی، بهمیزان ۷۳ درصد کاهش یابد. با دقت در شکل ۱۰ میتوان دریافت که برای ترکیب بهینه، سدهای پاره‌سنگی بیشتر در مناطق میانی و بالادست حوضه آبریز استقرار یافته‌اند. بهطوری که از ۱۰ سد باقیمانده، ۵ سد در قسمتهای بالادست حوضه، ۴ سد در قسمت میانی حوضه و ۱ سد در انتهای حوضه واقع شده‌اند.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله، برای استفاده تلفیقی از سدهای پاره‌سنگی و خاکریز ساحلی، به‌عنوان روشی نوین و مؤثر در طرح

کنترل سیلاب، یک مدل شبیه‌ساز - بهینه‌ساز تهیه شد که شبیه‌سازی جریان در آن توسط روشهای پالس و ماسکینگام و بهینه‌سازی نیز بر مبنای کمینه کردن هزینه سازه‌های کنترل سیل و با استفاده از الگوریتم ژنتیک انجام شد. نتایج حاصل از اجرای مدل برای حوضه آبریز طالقان بیانگر آن بود که مدل تهیه‌شده، از دقت و صرفه‌جویی زمانی بالایی برای شبیه‌سازی جریان، تعیین بهترین چینش و خصوصیات هندسی سدهای پاره‌سنگی و همچنین تعیین مشخصات خاکریز ساحلی برخوردار است. علاوه بر این، سدهای پاره‌سنگی تأثیر بسیار زیادی بر تسکین هیدروگراف سیل و کاهش دبی اوج آن دارند، بهطوری که باعث کاهش ۷۳ درصدی دبی اوج هیدروگراف خروجی از حوضه آبریز طالقان شدند. برای بالا رفتن راندمان تسکین سیلاب این سدها و همچنین برای کاهش هزینه‌های طرح کنترل سیل، بهتر است حتی الامکان سدهای پاره‌سنگی، در قسمتهای میانی و بالادست حوضه آبریز احداث شوند.

		۶- فهرست علائم	
H_i	ارتفاع سد i	S	حجم ذخیره مخزن سد پاره‌سنگی
$(H_i)_{max}$	پیشینه ارتفاع سد i	Q_I	دبی ورودی به مخزن سد
H_{dt}	ارتفاع خاکریز سمت چپ	Q_o	دبی خروجی از مخزن سد
H_{dr}	ارتفاع خاکریز سمت راست	dt	گام زمانی
$(H_{dt})_{max}$	حداکثر ارتفاع خاکریز سمت چپ	H_{up}	عمق جریان در بالادست سد
$(H_{dr})_{max}$	حداکثر ارتفاع خاکریز سمت راست	H_{dn}	عمق جریان در پاییندست سد
P	درصد هزینه‌های جاری طرح	L	طول قاعده سد
V_i	حجم سنگریزه برای ساخت سد i	Q_{pulse}	دبی عبوری از بدنه سد
x	فاصله هر مقطع عرضی از ابتدای سد	z	شیب بدنه سد
B	عرض تاج	g	شتاب ثقل
c	قیمت واحد حجم سنگریزه	v	لزجت سینماتیکی
V_d	حجم خاکریز	d_{50}	قطر متوسط ذرات سنگریزه
A_d	سطح مقطع خاکریز	σ	انحراف معیار ذرات سنگریزه
x_d	فاصله طولی از ابتدای خاکریز	b و a	ضرایب معادله نمایی ضریب اصطکاک - عدد رینولدز
b_d	عرض فوقانی خاکریز	X	ضریب وزنی بدون بعد در روش ماسکینگام
H_d	ارتفاع خاکریز	θ	زمان انتقال موج سیلاب در روش ماسکینگام
z_1	شیب شیروانی سمت رودخانه خاکریز	Q_{cunge}	دبی مرجع در روش ماسکینگام - کونژ
z_2	شیب شیروانی سمت خشکی خاکریز	T	عرض سطح آب در دبی مرجع

۷- منابع

شکوهی، ع. و دانشور، ش.، (۱۳۸۶). "بررسی تأثیر احداث مخازن تاخیری در حوضه‌های آبریز در مقایسه با عملیات موضعی مهندسی رودخانه برای کنترل سیل در محدوده شهر"، مجله تحقیقات منابع آب ایران، سال سوم، شماره ۱، صص. ۸۰-۸۳.

فتوحی، م. و مغربی، م. ف.، (۱۳۸۹). "بررسی پارامترهای موثر بر روش ماسکینگام-کونژ در مقایسه با روش روندیابی دینامیکی"، مجله تحقیقات منابع آب ایران، سال هفتم، شماره ۱، صص. ۲۶-۳۷.

نامقی، ه. و رجایی، ن.، (۱۳۸۵). "کنترل سیلاب رودخانه گرگانرود بوسیله سدهای تأخیری"، هفتمین سمینار بین‌المللی مهندسی رودخانه، اهواز.

American Society for Testing and Materials, (2000). "Design and Construction of Levees",

Δx طول بازه رودخانه

S_o شیب طولی بازه

c_k سرعت موج سینماتیک

β و α ضرایب رابطه دبی - سطح مقطع

λ و γ ضرایب رابطه سطح مقطع - عمق جریان

A سطح مقطع جریان

y عمق جریان

X_i متغیر تصمیم

FF تابع هدف

$C1_i$ هزینه تهیه سنگریزه برای ساخت سد i

C_2 هزینه خاکریز ساحلی در محدوده شهری

n جایگشت‌های در نظر گرفته شده برای احداث سدها

m تعداد جایگشت‌هایی که در آنها سد وجود دارد

Δb_i مقدار انحراف از قید حداکثر ارتفاع سدها

Δb_{dt} انحراف از قید حداکثر ارتفاع خاکریز ساحلی چپ

Δb_{dr} انحراف از قید حداکثر ارتفاع خاکریز ساحلی راست

Engineering for a Sustainable Environment

Kinori, B.Z. Mevorach, J., (1984). "*Stream flow engineering and flood protection*", Elsevier, Amsterdam, Oxford, New York, Tokyo, ISBN 0-444-42280-3, Vol. II.

Lawrence, D., (1991). "*Handbook of genetic algorithms*". Van Nostrand Reinhold.

Li, B., Garga, V. K. and Davies, M .H., (1998). "Relationship for non-Darcy flow in rockfill", *Journal of Hydraulic Engineering Div. ASCE* , Vol. 2, No. 124, pp. 206-212.

Nourani, V. and Mano, A., (2007). "Semi-distributed flood runoff model at the sub-continental scale for South Western Iran", *Hydrological Processes*, Vol. 21, pp. 3173-3180.

Petersen, M. S., (1986). "*River Engineering*". Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall , Inc.

Ponce, V. M., (1989). "*Engineering hydrology, principles and practices*", Prentice Hall. Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

Ponce, V. M. and Yevjevich, V., (1978). "Muskingum-Cunge methods with variable parameters", *J. Hydr. Div., ASCE*, Vol. 104, No. 12, pp. 1663-1667.

Roshani, R., (2003). "Evaluating the effect of check dams on flood peaks to optimize the flood control measure. (Kan case study in Iran)", M.Sc. Thesis, International Institute for Geo-Information Science and Earth Observation, Enschede, Netherlands.

Samani, J.M.V., Samani, H.M.V. and Shayannejad, M., (2003). "Reservoir routing using steady and unsteady flow through rockfill dam", *Journal of Hydraulic Engineering Div. ASCE*, Vol. 6, No.129, pp. 448-454.

Simonovic, S. P., (2002). "Two new non-structural measures for sustainable management of floods", *Water International Journal*, Vol. 27, No. 1, pp. 38-46.

Stephenson, D., (1979). "*Rockfill in Hydraulic Engineering*", Elsevier Science Publishers, New York, USA.

USBR, (1987). "*Design of Small Dams*", U. S. Bureau of Reclamation, Department of Interior, Col., USA.

Yokota, T., Gen, M., Ida, K. and Taguchi, T., (1996). "Optimal design of system reliability by an improved genetic algorithm", *Electron. Commun. Jpn. 3, Fundam. Electron. Sci.*79, 41-51, 1996.

Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000.

Ben, C. Y., (1995). "Hydraulics and effectiveness of levees for flood control", U. S.-Italy Research Workshop on the Hydrometeorology, Impacts and Management of Extreme Floods, Perugia (Italy).

Cheng-Kang Taur, A. M., Greg Toth, George E. Oswald and Larry W. Mays, (1987). "Austin detention basin optimization model", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 113, No. 7, pp. 860-878.

Chow, V.T., (1964). "*Handbook of Applied Hydrology*", McGraw-Hill, New York, NY.

Daniil, E. I., Bouklis, G. D., Lazaridis, P. L. and Lazaridis L. S., (2000). "Integrated approach for environmental Greece", ASCE joint conference on water resources engineering flood protection for northern suburbs of Athens and water resources planning and management, Minneapolis, MN, USA.

Ghosh, S. N., 1997, "*Flood control and drainage engineering*", Second Edition, Taylor & Francis, Inc.

Goldberg, D. E., (1989). "*Genetic algorithms in search, optimization and machine learning*", Addison-Wesley, Reading, Mass.

Green, C. H., Parker, D. J. and Tunstall, S. M., (2000). "Assessment of flood control and management option", Flood Hazard Research Centre, Middlesex University (A Report prepared for the World Commissions on Dams (WCD)).

Harrell, L. J., and Ranjithan, S. R. (2003). "Detention pond design and land use planning for watershed management", *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 129, No. 2, pp. 98-106.

Hartigan, J. P. 1988. "Basis for design of wet detention basin BMPs", Engineering Foundation Conference on Design of Urban Runoff Quality Controls, ASCE, Potosi, MO, pp. 122-143.

Hydrologic Engineering Center, (2008). "HEC-RAS river analysis system hydraulic reference manual", Version 4.0, Computer Program Document CPD-69, US Army Corps of Engineers, Davis, CA.

Jin Soo Kim and Kyung Soo Jun, (2009). "Estimation of Muskingum-Cunge parameters for natural streams", 33rd IAHR Congress: Water