

طراحی هندسه مقطع پایدار رودخانه با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی رقابت استعماری

محمد کریمی حسین‌آبادی¹، محمدرضا مجدزاده طباطبایی²، مجتبی شوریان^{2*}

1- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران

2- استادیار دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران

*m_shourian@sbu.ac.ir

چکیده - یکی از چالش‌های مطالعات طراحی، برنامه‌ریزی و ساماندهی رودخانه‌ها، پیش‌بینی مشخصات هیدرولیکی مقطع پایدار (هندسه هیدرولیکی) رودخانه می‌باشد که در آن میزان فرسایش و انتقال رسوب به یک شرایط رژیم (تعادلی) رسیده است. در این تحقیق، یک مدل شبیه‌سازی- بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی برای پیش‌بینی هندسه پایدار و پاسخ رودخانه‌های شنی توسعه داده شده که در آن هسته شبیه‌سازی یک مدل تحلیلی هیدرولیک رودخانه و پوسته بهینه‌سازی الگوریتم رقابت استعماری می‌باشد. مدل شبیه‌سازی تحلیلی از معادلات حاکم بر انتقال جریان و رسوب در کانال، توزیع تنش برشی مرزی و پایداری کناره‌ها با در نظر گرفتن اثر پوشش گیاهی، استفاده می‌کند. برای رسیدن به یک جواب واحد برای هندسه پایدار مقطع لازم است از فرضیه‌های حدی استفاده شود. در این مقاله از دو فرضیه حداکثر ظرفیت انتقال رسوب و حداقل توان جریان استفاده شده است. با استفاده از الگوریتم رقابت استعماری علاوه بر کاهش حجم محاسبات پیچیده ریاضی، می‌توان به صورت همزمان تمامی پارامترهای مؤثر در هندسه هیدرولیکی را بهینه‌یابی کرد. صحت‌سنجی و کاربرد مدل نشان می‌دهد که مدل شبیه‌سازی- بهینه‌سازی توسعه داده شده با دقت مناسبی هندسه هیدرولیکی رودخانه‌های شنی را مدل‌سازی کرده و نتایج پیش‌بینی پاسخ کانال رودخانه با معادلات مفهومی (کیفی) و رژیم تجربی تطابق قابل قبولی دارد. نتایج بدست آمده حاکی از آنست که پایداری کناره‌ها بر هندسه هیدرولیکی کانال بیشترین تأثیر را دارد.

کلیدواژه‌گان: هندسه هیدرولیکی پایدار رودخانه، حداکثر ظرفیت انتقال رسوب، الگوریتم رقابت استعماری.

1- مقدمه

خود را تنظیم می‌کنند. هندسه هیدرولیکی در درک فرایند پاسخ رودخانه کاربرد مهمی دارد و در واقع لازمه طراحی، برنامه‌ریزی، مدل‌سازی تنظیمات متقابل سیستم- های رودخانه‌ای، پیش‌بینی پاسخ رودخانه به تغییرات آب و هوایی، بازسازی و ساماندهی رودخانه‌ها، برداشت شن و ماسه، تعیین هندسه هیدرولیکی (هندسه پایدار) و شیب کانال است. رودخانه‌ای که به پایداری می‌رسد اصطلاحاً گفته می‌شود در حالت رژیم قرار دارد. اگر چه رودخانه در حالت رژیم، پایدار فرض می‌شود، ولی لزوماً به این معنی

هندسه هیدرولیکی کانال اغلب از چشم‌انداز طراحی کانال‌های پایدار و یا ارزیابی پایداری کانال در پاسخ به جریان ورودی، مورد توجه قرار می‌گیرد، از این رو بیش از 100 سال موضوع تحقیقات بسیاری بوده و همچنان مورد توجه قرار دارد (Ackers et al., 1970; Charlton et al., 1978; Chang, 1980). رودخانه‌های آبرفتی، هندسه خود را در پلان و مقطع شکل می‌دهند و با هر تغییری که در شرایط جریان و محیط به وجود آید، مشخصات هندسی

نیست که بستر و کناره‌هایش در طول زمان غیرقابل فرسایش و ثابت هستند، بلکه به این معناست که با وجود فرسایش و رسوب‌گذاری در کف و کناره‌ها، متوسط ابعاد کانال در بازه زمانی ثابت می‌ماند (Millar, 2005). به بیان دیگر رودخانه رژیم در یک تعادل دینامیکی قرار دارد و الگوی کانال، مقطع عرضی، شیب و زبری خود را به گونه‌ای تنظیم می‌کند که توانایی حمل رسوب رودخانه با بار رسوبی ورودی در موازنه باشد (Chang, 1979).

روش‌های مختلفی برای پیش‌بینی و طراحی هندسه پایدار کانال به کار برده شده است که می‌توان آنها را به سه دسته کلی به شرح زیر طبقه‌بندی کرد. دسته اول شامل معادلات کیفی (مدل‌های مفهومی) می‌باشد که از طریق مشاهدات میدانی مهندسان رودخانه و ژئومورفولوژیست‌ها توسعه داده شده‌اند و قادر به توصیف پاسخ کمی رودخانه نمی‌باشند و تنها روند کلی تنظیمات رودخانه‌ای را نشان می‌دهند (Lane, 1955; Schumm, 1971; Lindley, 1919). گروه دوم شامل معادلات تجربی رژیم هستند که از آنالیز رگرسیون داده‌های مشاهداتی هندسه کانال حاصل شده‌اند (Leopold et al., 1953; Leopold et al., 1957; Bray, 1982; Andrews, 1984; Hey, 1986) معادلات تحلیلی (Chang, 1980; White et al., 1982; Millar et al., 1993). مدل‌های مفهومی و معادلات تجربی رژیم اگرچه راهنمای خوبی برای هندسه هیدرولیکی هستند، ولی قادر به پیش‌بینی و کنترل دقیق هندسه هیدرولیکی نیستند و برای نتیجه بهتر لازم است در شرایطی استفاده شوند که مشابه شرایط محل داده‌های مشاهداتی باشد. بر خلاف این معادلات، دسته سوم که شامل معادلات تحلیلی (که بر اساس حل معادلات اصطکاک جریان، پیوستگی، ظرفیت انتقال رسوب و در برخی موارد پایداری کناره‌ها بدست آمده‌اند) می‌باشند، چهارچوب منطقی قوی‌تری برای بررسی تغییرات ممکن شرایط حاکم، ارائه می‌کنند (Ferguson, 1986). همان طور که اشاره شد مسأله اساسی در رژیم رودخانه یا کانال‌های آبرفتی پایدار، پیش‌بینی نحوه تنظیم رودخانه برای انتقال جریان آب و بار رسوبی ورودی است بنابراین مسأله پایداری رودخانه یک مسأله دوگانه است و هم به اطلاعات جریان و هم به اطلاعات رسوب نیاز دارد

(Parker, 1978). در صورتی که از هندسه در پلان صرف- نظر شود، هشت پارامتر مؤثر در هندسه هیدرولیکی و رژیم رودخانه عبارتند از: دبی جریان ورودی (Q)، سرعت جریان (V)، دبی رسوب ورودی (G_b)، اندازه ذرات رسوب (D)، شیب کانال (S)، عرض (W)، عمق (Y) و شیب کناره (θ). که از این هشت پارامتر سه پارامتر معین هستند (Q ، G_b ، D). معادلات عمومی جریان شامل پیوستگی، اصطکاک جریان، انتقال رسوب و پایداری کناره‌ها، برای توصیف این پدیده ناکافی هستند (چهار معادله در مقابل پنج مجهول سرعت جریان، شیب، عرض، عمق و شیب کناره کانال). برای رفع این مشکل و ارائه راه حلی برای تعیین هندسه هیدرولیکی فرضیه‌های حدی متعددی پیشنهاد شده است، مانند حداکثر ظرفیت انتقال رسوب¹ (Pickup, 1976; Kirkby, 1977; Wang, 1986; Bettess et al., 1987; Bettess, 1995)، حداکثر فاکتور اصطکاک² (Davies, 1980)، حداکثر بازده جریان³ (Huang et al., 2000; Huang et al., 2002)، حداقل نرخ اتلاف انرژی⁴ (Yang et al., 1979; Yang et al., 1987; Yang et al., 1982)؛ حداقل توان واحد جریان⁵ (Yang, 1967; Song et al., 1980) و حداقل توان جریان⁶ (Chang, 1977; Chang et al., 1979 b; Millar et al., 1993).

اساس و پایه یک فرضیه حدی، که گاهی از آن به عنوان یک اصل تغییرات⁷ یاد می‌شود (White et al., 1982)، این فرض است که هندسه کانال به گونه‌ای توسعه می‌یابد که برخی از ویژگی‌ها بهینه (بیشینه و یا کمینه) شوند. معمولاً هیچ توجیه فیزیکی و اثبات تئوری برای این فرضیه‌های حدی وجود ندارد. با این وجود فرضیات حدی با معادلات جریان و انتقال رسوب ترکیب شدند تا بتوان پیش‌بینی-های معقول و مناسبی از هندسه کانال بدست آورد (White et al., 1982; Chang, 1979 a). به دلیل تعداد زیاد پارامترهای مؤثر در هندسه هیدرولیکی (رژیم) کانال، بدست آوردن مقدار بهینه از روش‌های معمول ریاضی و

1. Maximum Sediment Transporting Capacity (MSTC)
 2. Maximum Friction Factor (MFF)
 3. Maximum Flow Efficiency (MFE)
 4. Minimum Energy Dissipation Rate (MEDR)
 5. Minimum Unit Stream Power (MUSP)
 6. Minimum Stream Power (MSP)
 7. Variational Principle

سیاست جذب (همگون‌سازی) در راستای محورهای مختلف بهینه‌سازی، کسورهای مستعمره را به سمت خود می‌کشند. در طول این جابجایی‌ها قوی‌ترین استعمارگر تقویت شده و ضعیف‌ترین استعمارگر ضعیف‌تر می‌شود و به تدریج از بین می‌رود. رقابت امپریالیستی در کنار سیاست همگون‌سازی، هسته‌ی اصلی این الگوریتم را تشکیل می‌دهد و باعث می‌شود که کشورها به سمت بهینه مطلق تابع هدف حرکت کنند. این الگوریتم توسط آتش‌پز و کارو لوکس ارائه شد (Atashpaz-Gargari and Lucas, 2007).

به عنوان جایگزینی برای روش‌های مرسوم ریاضی، رفع مشکلات آنها و در نظر گرفتن کلیه پارامترهای مؤثر در پایداری رودخانه‌ها، در این تحقیق با استفاده از الگوریتم فراکاوشی رقابت استعماری یک مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی (هندسه پایدار) برای پیش‌بینی هندسه پایدار و پاسخ رودخانه‌های شنی توسعه داده شده که در آن هسته شبیه‌سازی یک مدل تحلیلی هیدرولیک رودخانه و پوسته بهینه‌سازی الگوریتم رقابت استعماری (ICA) بعنوان یک الگوریتم فراکاوشی که تا کنون در موضوعات مهندسی رودخانه کمتر مورد استفاده قرار گرفته است، می‌باشد. در روش‌های تئوری و تحلیلی از دو تئوری حداکثر انتقال رسوب یا حداقل شیب استفاده می‌شود و بهینه‌سازی برای تعیین ابعاد مقطع بهینه با درج یکی از دو قید فوق صورت می‌گیرد، ولیکن روش‌های مذکور فاقد اعمال دو قید فوق به صورت توأم می‌باشد. هدف اصلی از به‌کارگیری الگوریتم بهینه‌سازی رقابت استعماری در تحقیق حاضر آن بوده است که قیود فوق را به صورت توأم در بهینه‌سازی ابعاد مقطع عرضی به‌کار گرفته و ابعاد بهینه حاصل با شرایط طبیعی مقایسه شوند. در شکل 1 الگوی مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی آورده شده است.

به منظور بررسی قابلیت‌های الگوریتم ICA و مقایسه آن با دیگر الگوریتم‌های فراکاوشی متعارف، حل چند مسأله مرجع ریاضی با استفاده از این الگوریتم در تحقیق کریمی حسین آبادی (کریمی، 1394) مورد بررسی قرار گرفته و نتایج به تفصیل ارائه شده است.

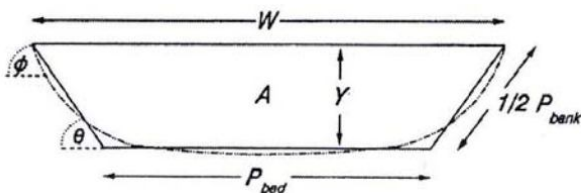
محاسباتی (مشتق‌گیری از تابع هدف) کاری دشوار است. از طرفی گاهی بدست آوردن یک رابطه مشخص بر اساس پارامترهای مؤثر به عنوان تابع هدف امکان‌پذیر نیست. از این رو برای حل مسائل هندسه هیدرولیکی کانال با استفاده از فرضیات حدی، محققین اغلب با وارد کردن پارامترهای نسبی (نسبت عرض به عمق) و ثابت فرض کردن برخی پارامترها (چون شیب و زاویه کناره‌ها) و برخی فرضیات ساده کننده (مقطع عرضی مستطیلی)، از تعداد پارامترها کاسته‌اند تا بتوانند با استفاده از روش‌های ریاضی مقدار بهینه تابع هدف را مشخص کنند (Huang et al., 2000; Huang et al., 2002).

از سوی دیگر از سال 1980 میلادی الگوریتم‌های بهینه‌سازی فراکاوشی موفق متعددی برای حل مسائل بهینه‌سازی ابداع شده و توسعه پیدا کردند که می‌توان به الگوریتم‌های معروفی چون الگوریتم ژنتیک¹، بازپخت شبیه‌سازی شده²، بهینه‌سازی گروه ذرات³، بهینه‌سازی کلونی مورچگان⁴، جستجوی هارمونی⁵ و الگوریتم رقابت استعماری⁶ اشاره کرد. هدف تمامی این الگوریتم‌ها یافتن جواب بهینه به صورت تصادفی و اجتناب از بهینه‌های محلی است. این الگوریتم‌ها به محاسبات و مدل‌های پیچیده و دقیق ریاضی نیازی ندارند. کاربرد موفقیت‌آمیز الگوریتم‌های فراکاوشی در مسائل بسیار پیچیده مهندسی و مسائل غیرخطی و ترکیبی دلگرم‌کننده بود. با توجه به این مزایا، این الگوریتم‌ها در رشته‌های مختلف مانند علم مدیریت، مهندسی، کامپیوتر و ... بکار گرفته شده‌اند (Tahershamsi et al., 2011).

یکی از این روش‌های فراکاوشی الگوریتم رقابت استعماری (ICA) است که از مدل‌سازی ریاضی رقابت‌های امپریالیستی الهام گرفته شده است. به طور خلاصه این الگوریتم از چندین کشور در حالت اولیه شروع می‌شود. کشورها در حقیقت جواب‌های ممکن مسأله هستند. همه‌ی کشورها به دو دسته امپریالیست (استعمارگر) و مستعمره تقسیم می‌شوند. کشورهای استعمارگر با اعمال

1. Genetic Algorithm (GA)
2. Simulated Annealing (SA)
3. Particle Swarm Optimization Algorithm (PSO)
4. Ant Colony Optimization (ACO)
5. Harmony Search (HS)
6. Imperial Competitive Algorithm (ICA)

τ_{bank} و زاویه کناره θ . معادلات عمومی جریان شامل پیوستگی جریان، اصطکاک جریان، سرعت، تنش برشی متوسط بستر، تنش برشی متوسط کناره‌ها، انتقال رسوب و پایداری کناره‌ها برای توصیف این پدیده ناکافی هستند (هفت معادله در مقابل هشت مجهول). برای رفع این مشکل در مدل‌های تحلیلی و ارائه راه‌حلی برای تعیین هندسه هیدرولیکی، فرضیه‌های حدی متعددی پیشنهاد شده است (Davies et al., 1980; Yang et al., 1981; Chang, 1979 a; Chang, 1980 a).



شکل 2 توصیف مقطع عرضی فرضی کانال

2-1-1-1- مقاومت جریان

از معادلات مقاومت جریان مختلفی می‌توان استفاده کرد. در اینجا از معادله لگاریتمی Keulegan به شکل رابطه (1) استفاده شده است (Keulegan, 1938).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \log \left(\frac{12.2 R}{k_s} \right) \quad (1)$$

در معادله فوق، f فاکتور اصطکاک (بی‌بعد)، R شعاع هیدرولیکی و k_s زبری مؤثر است.

2-1-1-2 پیوستگی

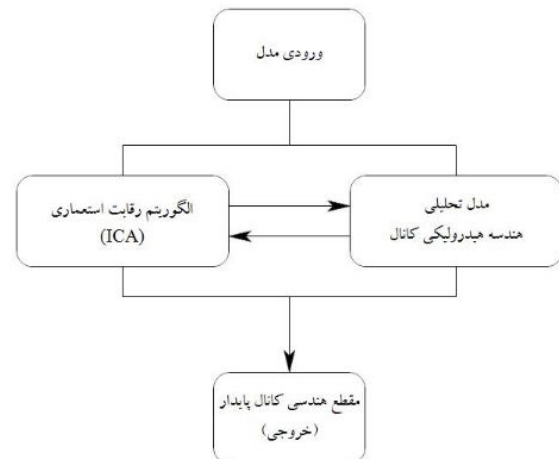
با در نظر گرفتن مقطع دوزنقه‌ای شکل 2، رابطه‌ی پیوستگی به شکل (2) است.

$$Q = V \cdot R (P_{bed} + P_{bank}) \quad (2)$$

در روابط فوق Q دبی جریان، V سرعت متوسط جریان، R شعاع هیدرولیکی، P_{bed} و P_{bank} به ترتیب برابر محیط خیس بستر و کناره‌ها است.

2-1-1-3 سرعت جریان

سرعت متوسط V از معادله Darcey-Weisbach برای جریان روباز محاسبه می‌شود (Chow, 1959):



شکل 1 مدل شبیه‌سازی- بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی

نتایج بدست آمده حاکی از قابلیت‌های الگوریتم ICA در حل مسائل بهینه‌سازی می‌باشد. بر این اساس، استفاده از الگوریتم مذکور در مسأله هیدرولیکی مطرح شده مد نظر قرار گرفته و با توجه به قابلیت‌های الگوریتم در حل مسائل ریاضی مرجع، نتایج حل مسأله هیدرولیکی با دیگر الگوریتم‌های بهینه‌سازی نظیر GA یا PSO مقایسه نشده است. نتایج بدست آمده حکایت از عملکرد قابل قبول الگوریتم مورد استفاده دارند (کریمی، 1394).

2- مبانی علمی تحقیق

2-1-2 هسته شبیه‌ساز هندسه هیدرولیکی

مدل‌های تحلیلی (که بر اساس حل معادلات اصطکاک جریان، پیوستگی، ظرفیت انتقال رسوب و در برخی موارد پایداری کناره‌ها به‌دست‌آمده‌اند) چهارچوب منطقی قویتری برای بررسی تغییرات ممکن شرایط حاکم، ارائه می‌کنند (Ferguson, 1986).

مقطع عرضی رودخانه مقطعی دوزنقه‌ای با زاویه کناره‌های θ نسبت به افق فرض می‌شود (شکل 2).

P_{bed} محیط خیس بستر، P_{bank} محیط خیس کناره‌ها و \emptyset زاویه ایستایی رسوبات کناره است.

در صورتی که از پارامترهای هندسه در پلان صرف‌نظر شود، هشت پارامتر وابسته مؤثر در هندسه هیدرولیکی و رژیم رودخانه عبارت‌اند از: عرض کف B ، عمق Y ، شیب کانال k ، فاکتور اصطکاک f ، سرعت متوسط جریان V ، تنش برشی متوسط بستر τ_{bed} ، تنش برشی متوسط کناره‌ها

$$\frac{\bar{\tau}_{bank}}{\gamma Y S} = 0.01 \%SF_{bank} \left[\frac{(W + P_{bed}) \sin \theta}{4Y} \right] \quad (8)$$

$$\frac{\bar{\tau}_{bed}}{\gamma Y S} = (1 - 0.01 \%SF_{bank}) \left[\frac{W}{2P_{bed}} + 0.5 \right] \quad (9)$$

در این روابط W عرض سطح آب، Y عمق بیشینه کانال، S شیب کانال، θ زاویه شیب کناره و γ وزن مخصوص آب می‌باشد. با توجه به اینکه اطلاعات صحرائی مورد استفاده برای رودخانه‌های شنی می‌باشند، معادلات تنش برشی به کار گرفته شده برای این نوع از رودخانه‌ها مناسب است. هدف از این کار طراحی یک مقطع پایدار برای رودخانه در شرایط لایروبی و ... می‌باشد، که این مقطع در قالب مقطع دوزنقه‌ای تعریف شده است. معادلات تنش برشی به کار گرفته شده توسط Flinthatm و Carling عیناً برای مقاطع دوزنقه‌ای است.

2-1-5- پایداری کناره‌ها

کناره‌های پایدار یکی از شروط پایداری کانال‌ها است. برای آنالیز پایداری کناره‌ها از روش USBR برای کناره‌های شنی غیرچسبنده استفاده شده است. نحوه توسعه روش USBR در (Lane, 1955b) خلاصه شده است. معادله USBR در حالت بدون بعد به صورت رابطه (10) است:

$$\frac{\tau_{bank}}{\gamma (G_s - 1) D_{50bank}} = \tau_c^* \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \quad (10)$$

که G_s جرم مخصوص ذرات، τ_{bank} متوسط تنش برشی کناره، D_{50bank} قطر متوسط ذرات کناره، τ_c^* تنش برشی بدون بعد بحرانی برای ذره‌ای معادل D_{50bank} روی بستر کانال است. مواد چسبنده و متراکم مقدار τ_c^* بالاتری دارند، از این رو τ_c^* باید کالیبره شود. (Henderson 1966) با توجه به نتایج White (1940) نشان داد که تنش برشی بدون بعد بحرانی به ϕ وابسته است (Henderson, 1966):

$$\tau_c^* = c \tan \phi \quad (11)$$

c یک ضریب تجربی و ϕ زاویه ایستایی رسوبات می‌باشد. با قرار دادن مقدار τ_c^* و زاویه ایستایی ϕ مقدار c را می‌توان تعیین کرد. معادله برای رسوبات تحکیم نیافته و غیرچسبنده توسعه یافته است (حداکثر مقدار $\phi = 40^\circ$) و لازم است برای در نظر گرفتن بهتر خصوصیات کناره‌ها اصلاح شود. بنابراین زاویه ایستایی اصلاح شده ذرات کناره

$$V^2 = \frac{8 g R S}{f} \quad (3)$$

در این رابطه g شتاب گرانش، S شیب کانال و f فاکتور اصطکاک (بی‌بعد) است.

2-1-4- توزیع تنش برشی بستر و کناره‌ها

تنش برشی مرزی به طور یکنواخت در امتداد محیط خیس توزیع نشده است. به منظور تعیین هندسه هیدرولیکی کانال، نحوه توزیع صحیح تنش برشی مرزی باید تعیین شود. (Knight et al. 1984) توزیع نیروی برشی (SF) را به صورت رابطه (4) محاسبه نمودند (Knight et al., 1984):

$$SF = SF_{bed} + SF_{bank} \quad (4)$$

که برابر است با (Knight et al., 1984):

$$\bar{\tau}P = \bar{\tau}_{bed}P_{bed} + \bar{\tau}_{bank}P_{bank} \quad (5)$$

در این روابط SF نیروی برشی کل، SF_{bed} نیروی برشی بستر، SF_{bank} نیروی برشی کناره، $\bar{\tau}$ تنش برشی متوسط کل، $\bar{\tau}_{bed}$ تنش برشی متوسط بستر، $\bar{\tau}_{bank}$ تنش برشی متوسط کناره، P محیط خیس کانال، P_{bed} و P_{bank} به ترتیب محیط خیس بستر و محیط خیس کناره می‌باشند. روش (Knight 1984) محدود به کانال‌های مستطیلی مستقیم با زبری مرزی یکنواخت می‌باشد. بنابراین (Carling and Flinthatm 1988) این روش را برای کانال‌های دوزنقه‌ای با زبری یکنواخت توسعه دادند. درصد نیروی برشی که توسط کناره‌های کانالی با زبری یکنواخت بستر و کناره‌ها تحمل می‌شود ($\%SF_{bank}$) به صورت زیر محاسبه می‌شود (Flinthatm and Carling, 1988):

$$\text{Log}(\%SF_{bank}) = -1.4026 \log\left(\frac{P_{bed}}{P_{bank}} + 1.5\right) + 2.247 \quad (6)$$

در معادله (6) سهم نیروی برشی وارد بر کناره‌ها از طریق نسبت محیط خیس بستر به محیط خیس کناره $\left(\frac{P_{bed}}{P_{bank}}\right)$ به شکل کانال نسبت داده شده است. می‌توان گفت (Flinthatm and Carling, 1988):

$$\bar{\tau}_{bank} = \bar{\tau} \cdot P \left(\frac{\%SF_{bank}}{P_{bank}} \right) \quad (7)$$

معادلات (8) و (9) برای تنش برشی متوسط بستر و کناره‌ها ارائه شده‌اند (Flinthatm and Carling, 1988):

$$g_b^* = \frac{g_b}{F_1 \rho_s \sqrt{(G_s - 1) g d_{50}^3}} \quad (14)$$

در این روابط g_b برابر نرخ انتقال بار بستر خشک در واحد جرم در واحد عرض، ρ_s برابر چگالی رسوبات منتقل شده، d_{50} قطر متوسط ذرات رسوب منتقل شده که برابر قطر متوسط ذرات لایه زیر فرض می‌شود (حرف بزرگ D به قطر ذرات لایه رو¹ و حرف کوچک d به قطر ذرات لایه زیر² یا بار رسوبی بستر اشاره دارد). تنش برشی بدون بعد قطر متوسط ذرات بار بستر، $\tau_{d_{50}}^*$ با استفاده از رابطه (15) محاسبه می‌شود (Brown, 1950):

$$\tau_{d_{50}}^* = \frac{\tau_{bed}}{\gamma (G_s - 1) d_{50}} \quad (15)$$

که τ_{bed} با استفاده از رابطه (9) محاسبه می‌شود. F_1 به صورت رابطه (16) تعریف می‌شود (Brown, 1950):

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g d_{50}^3 (G_s - 1)}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g d_{50}^3 (G_s - 1)}} \quad (16)$$

در رابطه فوق، v لزجت سینماتیکی آب و برابر $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ می‌باشد. برای رسوبات شنی مقدار F_1 تقریباً برابر 0/82 است. از این معادلات برای مدل کردن ظرفیت انتقال رسوب کانال در حالت مقطع پر استفاده می‌شود. بار رسوبی تنها به بستر محدود می‌شود و فرض شده است کناره‌ها در آستانه حرکت رسوب توسعه می‌یابند. بنابراین هر ذره رسوبی که در کناره به حرکت درآید (تنش برشی کناره از آستانه حرکت رسوب بیشتر شود) از کناره به بستر منتقل می‌شود برعکس رسوب‌گذاری بر روی کناره‌ها نیز هنگامی که تنش برشی کناره‌ها از مقدار آستانه کمتر شود، امکان‌پذیر است.

7-1-2- فرضیه‌های حدی

از آنجا که تعداد مجهول‌ها از تعداد معادله‌ها بیش‌تر است، لذا به منظور بدست آوردن یک جواب واحد برای معادلات حاکم شامل پیوستگی، مقاومت جریان، انتقال رسوب و پایداری کناره‌ها لازم است از یک فرضیه حدی استفاده شود. اساس و پایه یک فرضیه حدی، که گاهی از آن به عنوان یک اصل تغییرات³ یاد می‌شود، با این فرض است که هندسه کانال به گونه‌ای توسعه می‌یابد که برخی از

θ' (که می‌تواند تا 90 درجه تغییر کند) جایگزین θ در معادله (10) شده و به شکل رابطه (12) بازنویسی می‌شود (Brown, 1950).

$$\frac{\tau_{bank}}{\gamma (G_s - 1) D_{50bank}} = c \tan \theta' \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \theta'}} \quad (12)$$

برای تنش برشی بدون بعد بحرانی، τ_c^* ، مقادیر متفاوتی پیشنهاد شده است. (Shields, 1936) برای ذرات یکنواخت $\tau_c^* = 0.056$ را ارائه داد. (White, 1940) با فرض اینکه یک ذره حالت تعادل خود را زمانی از دست خواهد داد که چرخش آن از زاویه θ بیشتر باشد، مقدار $\tau_c^* = 0.18 \tan \theta$ را ارائه نمود. (Neill, 1968) عنوان کرد برای رسوبات شنی در بستر $\tau_c^* = 0.03$ است. (Millar, 2005) مقدار $c = 0.048$ را معرفی می‌کند. بر اساس داده‌های USBR زاویه ایستایی برای شن‌های درشت‌دانه حداکثر به مقدار تقریباً 40 درجه میل می‌کند بنابراین با در نظر گرفتن $\tau_c^* = 0.056$ ، مقدار c برابر 0/067 حاصل می‌شود.

6-1-2- انتقال رسوب

آستانه حرکت رسوبات در رودخانه‌های شنی با رودخانه‌های ماسه‌ای اختلاف دارد. از این رو معادلات انتقال رسوب این رودخانه‌ها با یکدیگر اختلاف اساسی و عمده دارند. معادلات انتقال Einstein-Brown (Brown, 1950) برای رودخانه‌های شنی به صورت زیر است. علت اصلی استفاده از معادلات Einstein-Brown آن است که در آنها دانه‌بندی ذرات به مواد زیر سطحی بستگی دارد. این امر در رودخانه‌های شنی بسیار ممکن است، زیرا مواد سطحی در سیلاب‌های مختلف شسته شده و بستر رودخانه مسلح می‌گردد (Hey & Thorne, 1986). از سایر معادلات انتقال رسوب مناسب دیگر نیز می‌توان استفاده کرد (Brown, 1950).

$$g_b^* = \begin{cases} 2.15 e^{\frac{-0.391}{\tau_{d_{50}}^*}} & \tau_{d_{50}}^* < 0.093 \\ 40 (\tau_{d_{50}}^*)^3 & \tau_{d_{50}}^* \geq 0.093 \end{cases} \quad (13)$$

که g_b^* برابر نرخ انتقال بار بستر بدون بعد در واحد عرض (پارامتر بدون بعد بار بستر انیشتین) می‌باشد (Brown, 1950).

1. Pavement Layer
2. Subpavement Layer
3. Variational Principle

بنابراین در این رقابت به تدریج بر قدرت امپراتوری‌های بزرگ‌تر افزوده شده و امپراتوری‌های ضعیف‌تر حذف خواهند شد. در نهایت تنها یک امپراتوری باقی خواهد ماند (Atashpaz-Gargari & Lucas, 2007). اجزای اصلی الگوریتم رقابت استعماری در زیر مورد بررسی قرار گرفته است.

گام 1: شکل‌دهی امپراتوری‌های اولیه

در بهینه‌سازی هدف یافتن یک جواب بهینه بر حسب متغیرهای مسأله است. هر کشور آرایه‌ای از متغیرهایی است که باید بهینه شوند. در یک مسأله‌ی بهینه‌سازی N_{var} بعدی، یک کشور، یک آرایه‌ی $1 \times N_{var}$ است که به صورت رابطه (17) تعریف می‌شود:

$$Country = [P_1, P_2, P_3, \dots, P_{N_{var}}] \quad (17)$$

موقعیت اولیه کشورها به صورت تصادفی در بازه $[x_{min}, x_{max}]$ تعیین می‌شود که x_{min} و x_{max} به ترتیب کمینه و بیشینه مقدار مجاز برای متغیرها هستند. هزینه‌ی یک کشور با ارزیابی تابع f در متغیرهای $(P_1, P_2, P_3, \dots, P_{N_{var}})$ یافته می‌شود. بنابراین:

$$Cost_i = f(Country_i) = f(P_1, P_2, P_3, \dots, P_{N_{var}}) \quad (18)$$

تعداد کل کشورهای اولیه برابر $N_{Country}$ می‌باشد که از قدرتمندترین این کشورها برای تشکیل امپراتوری‌ها انتخاب می‌شود. N_{Col} باقیمانده کشورهای اولیه است که تعداد مستعمره‌هایی است که هر کدام به یک امپراتوری تعلق دارند. در نهایت دو گروه کشور وجود خواهد داشت: مستعمره‌ها و استعمارگرها. در این مطالعه 10 درصد کشورهای اولیه استعمارگر و مابقی مستعمره هستند. برای تشکیل امپراتوری‌های اولیه، مستعمره‌ها بین استعمارگرها بر اساس قدرت آنها تقسیم می‌شوند. برای انجام این کار، هزینه نرمالیزه هر استعمارگر به صورت رابطه (19) تعیین می‌شود:

$$C_n = \max\{c_i\} - c_n \quad (19)$$

که در آن c_n ، هزینه امپریالیست n ام، $\max\{c_i\}$ بیش‌ترین هزینه میان امپریالیست‌ها و c_n ، هزینه نرمالیزه شده این امپریالیست می‌باشد. با داشتن هزینه نرمالیزه شده همه استعمارگرها، قدرت نرمالیزه شده هر استعمارگر به صورت رابطه (20) تعیین می‌شود.

ویژگی‌ها بیشینه و یا کمینه شوند. معمولاً هیچ توجیه فیزیکی و اثبات تئوری برای این فرضیه‌های حدی وجود ندارد. با این وجود فرضیات حدی با معادلات جریان و انتقال رسوب ترکیب شدند تا بتوان پیش‌بینی‌های معقول و مناسبی از هندسه کانال بدست آورد (Brown et al., 1982; Chang, 1979 a).

از دو فرضیه حدی حداقل توان جریان (MSP) و حداکثر ظرفیت انتقال رسوب (MTC یا MTC)) استفاده شده است. بر اساس فرضیه حداقل توان جریان (MSP) برای یک کانال آبرفتی شرط لازم و کافی تعادل کانال هنگامی برقرار است که توان جریان در واحد طول کانال، γQS ، با توجه به شرایط و قیود موجود کمینه باشد (Chang, 1980; Chang, 1979 a). از این رو یک کانال آبرفتی با دبی جریان Q و دبی رسوب G_b به عنوان دو متغیر مستقل تمایل دارد عرض (W) ، عمق (Y) و شیب (S) خود را به گونه‌ای تنظیم کند که γQS کمینه باشد. از آنجایی که Q یک متغیر معلوم است بنابراین کمینه γQS به معنای کمینه شدن شیب کانال است. اساس فرضیه حداکثر ظرفیت انتقال رسوب (Brown et al., 1982) (MTC) بر این فرض استوار است که به ازای دبی جریان و شیب مشخص، کانال عرض خود را به گونه‌ای تنظیم می‌کند که ظرفیت انتقال رسوب کانال بیشینه شود.

2-2- الگوریتم رقابت استعماری

الگوریتم رقابت استعماری (ICA) یک الگوریتم جدید در حال پیشرفت است. همانند دیگر الگوریتم‌های تکاملی، این الگوریتم با تعدادی جمعیت اولیه تصادفی که هر کدام از آن‌ها یک کشور نامیده می‌شوند، شروع می‌شود. تعدادی از بهترین عناصر جمعیت به عنوان استعمارگر انتخاب و باقیمانده جمعیت به عنوان مستعمره این استعمارگرها در نظر گرفته می‌شوند. بعد از تقسیم تمامی مستعمره‌ها در بین استعمارگرها، این مستعمره‌ها به سمت استعمارگر خود حرکت می‌کنند. قدرت کل هر امپراتوری، به هردو بخش تشکیل‌دهنده آن یعنی کشور استعمارگر (به عنوان هسته مرکزی) و مستعمره‌های آن بستگی دارد. با شکل‌گیری امپراتوری‌های اولیه رقابت شروع می‌شود، در این رقابت استعمارگرها تمایل به جذب مستعمره‌های بیشتر دارند.

شود، به صورت تصادفی جایگاه خود را تغییر می‌دهد. انقلاب زمان جستجوی الگوریتم را افزایش می‌دهد و از همگرایی سریع کشورها به مقدار بهینه محلی جلوگیری می‌کند. در مرحله انقلاب دو پارامتر مهم احتمال انقلاب و نرخ انقلاب هستند. احتمال انقلاب، احتمال وقوع انقلاب در هر تکرار (دهه) را تعیین می‌کند. نرخ انقلاب نیز مشخص می‌کند در صورت وقوع انقلاب چه تعداد از پارامترهای هر کشور دچار تغییرات تصادفی می‌شوند.

گام 4: جابجایی جایگاه استعمارگر با یک مستعمره

در حین حرکت مستعمرات به سمت کشور استعمارگر، ممکن است مستعمره‌ای به موقعیتی بهتر از استعمارگر برسد (یا در نظر گرفتن تابع هزینه). در این حالت، کشور استعمارگر و کشور مستعمره، جای خود را با همدیگر عوض کرده و الگوریتم با کشور استعمارگر در موقعیت جدید ادامه یافته و مستعمره‌ها به سمت این جایگاه جدید حرکت می‌کنند.

گام 5: قدرت کل یک امپراتوری

قدرت کل¹ یک امپراتوری عمدتاً تحت تأثیر قدرت کشور استعمارگر است. البته قدرت مستعمره‌های امپراتوری نیز، اگرچه به مقدار ناچیز، تأثیرگذار است. بدین ترتیب هزینه کل یک امپراتوری به صورت رابطه (24) تعیین می‌شود:

$$T.C_n = Cost(Imperialist_n) + \xi \cdot \text{mean}\{Cost(\text{colonies of empire}_n)\} \quad (24)$$

که در آن $T.C_n$ هزینه کل امپراتوری n ام و ξ عددی مثبت است که معمولاً بین صفر و یک در نظر گرفته می‌شود. کوچک در نظر گرفتن ξ باعث می‌شود که هزینه کل یک امپراتوری، تقریباً برابر با هزینه کشور استعمارگر شود و افزایش ξ نیز باعث افزایش تأثیر میزان هزینه مستعمرات یک امپراتوری در تعیین هزینه کل آن می‌شود.

گام 6: رقابت استعماری

تمامی امپراتوری‌ها تلاش می‌کنند مستعمره‌های دیگر امپراتوری‌ها را تصاحب کرده و کنترل آن را در دست گیرند. رقابت استعماری به این صورت مدل می‌شود که تعدادی (معمولاً یکی) از ضعیف‌ترین مستعمره‌های

$$p_n = \left| \frac{C_n}{\sum_{i=1}^{N_{Imp}} C_i} \right| \quad (20)$$

از یک دید دیگر، قدرت نرمالیزه شده یک امپریالیست، نسبت مستعمراتی است که توسط آن امپریالیست اداره می‌شود. بنابراین تعداد اولیه مستعمرات یک امپریالیست برابر خواهد بود با:

$$N.C_n = \text{round}\{p_n \cdot (N_{Col})\} \quad (21)$$

که در آن $N.C_n$ ، تعداد اولیه مستعمرات امپراتوری n ام و N_{Col} نیز تعداد کل کشورهای مستعمره موجود در جمعیت کشورهای اولیه است.

گام 2: حرکت مستعمره‌های یک امپراتوری به سمت استعمارگر:

در الگوریتم رقابت استعماری، سیاست جذب که توسط استعمارگران اعمال می‌شود، به صورت حرکت مستعمره‌های یک امپراتوری به سمت استعمارگر خود مدل شده است. بر این اساس مستعمره به اندازه x واحد به سمت استعمارگر در جهت بردار واصل مستعمره به استعمارگر حرکت می‌کند. x نیز عددی تصادفی با توزیع یکنواخت (و یا هر توزیع مناسب دیگر) می‌باشد. یعنی برای x می‌توان رابطه (22) را نوشت:

$$x \sim U(0, \beta \times d) \quad (22)$$

که در آن β عددی بزرگ‌تر از 1 و d فاصله بین مستعمره و استعمارگر می‌باشد. وجود ضریب $\beta > 1$ باعث می‌شود تا کشور مستعمره در حین حرکت به سمت استعمارگر، از هر دو جهت به آن نزدیک شود. به منظور محاسبه نقطه بعدی مستعمره، با محاسبه فاصله d تا استعمارگر و در نظرگیری یک زاویه انحراف θ ، یک مقدار تصادفی با توزیع یکنواخت (یا هر توزیع دلخواه دیگر) تولید شده و به مقدار فعلی مستعمره افزوده می‌شود.

پس می‌توان رابطه (23) را نوشت:

$$\theta \sim U(-\gamma, \gamma) \quad (23)$$

در این رابطه γ پارامتری است که انحراف از جهت اصلی را تنظیم می‌کند.

گام 3: انقلاب

در مبحث الگوریتم رقابت استعماری، انقلاب باعث می‌شود جایگاه یک کشور به سرعت تغییر کند. در این صورت به جای اینکه مستعمره توسط یک استعمارگر همانندسازی

1. Total Cost

گرفتن مقطع عرضی معرفی شده در شکل 2، می‌توان گفت به منظور تعیین هندسه هیدرولیکی کانال لازم است عرض کف B (برابر P_{bed})، عمق جریان Y ، زاویه کناره θ و شیب کف کانال k تعیین شود. بنابراین متغیرهای تصمیم در مدل بهینه‌سازی عبارتند از B ، Y ، θ و S .

تابع هدف در این حالت یکی از فرضیه‌های حدی خواهد بود. در اینجا از دو فرضیه حدی حداکثر ظرفیت انتقال رسوب در حالت شیب کف معین و حداقل توان جریان در حالت شیب کف نامعین استفاده شده است. برای رسیدن به جواب شدنی و ممکن باید شرط پیوستگی و پایداری کناره‌ها برقرار باشد. در حالت شیب متغیر شرط پایداری بار رسوب نیز اضافه می‌شود. منظور از شیب متغیر حالتی است که رودخانه می‌تواند خود را تحت شیب‌های متفاوت به حالت پایدار برساند. ولیکن فقط تحت یک شیب خاص می‌تواند حداکثر رسوب را از مقطع خود عبور دهد. در این شرایط هدف بهینه‌سازی دو پارامتر شیب و انتقال رسوب به صورت توأم می‌باشد که برای شیب کمینه‌سازی و برای انتقال رسوب بیشینه‌سازی باید صورت گیرد. این امر در روش‌های سنتی به صورت همزمان قابل انجام نبوده است. در شکل 3 روند مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی نشان داده شده است. همان‌طور که بیان شد این مدل ترکیبی از یک مدل شبیه‌سازی تحلیلی و الگوریتم بهینه‌سازی رقابت استعماری است.

4- طراحی بهینه مقطع پایدار کانال با استفاده از مدل توسعه یافته

به منظور بررسی کارایی و کالیبراسیون مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی از داده‌های تجربی رودخانه‌های بستر شنی (Hey & Thorne, 1986) استفاده شده است. در این پژوهش نشان داده شده است که پوشش گیاهی کناره‌ها بر عرض کانال و به مراتب بر عمق و شیب کانال نیز تأثیرگذار است. (Hey & Thorne, 1986) پوشش گیاهی کناره‌ها را در چهار گروه نوع I: پوشش علفی بدون هرگونه درخت و درختچه، نوع II: تا 5 درصد پوشش درخت و درختچه، نوع III: 5 تا 50 درصد پوشش درخت و درختچه و نوع IV: بیش از 50 درصد پوشش درخت و درختچه طبقه‌بندی کرد.

ضعیف‌ترین امپراتوری را جدا کرده و بین تمامی امپراتوری‌ها رقابتی برای تصاحب این مستعمره‌ها (مستعمره) ایجاد می‌گردد. در این رقابت بر اساس قدرت کل آن‌ها، هر کدام از امپراتوری‌ها شانس تصاحب مستعمره‌های ذکر شده را دارند. برای شروع رقابت، ابتدا احتمال تصاحب هر امپراتوری متناسب با قدرت کل آن امپراتوری تعیین می‌شود. هزینه کل نرمالیزه شده آن به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$N.T.C_n = \max_i \{T.C_i\} - T.C_n \quad (25)$$

در این رابطه $T.C_n$ ، هزینه کل امپراتوری n ام و $N.T.C_n$ نیز، هزینه کل نرمالیزه شده آن امپراتوری است. با داشتن هزینه کل نرمالیزه شده، احتمال (قدرت) تصاحب مستعمره توسط هر امپراتوری، به صورت رابطه (26) محاسبه می‌شود.

$$P_{pn} = \left| \frac{N.T.C_n}{\sum_{i=1}^{N_{Imp}} N.T.C_i} \right| \quad (26)$$

گام 7: سقوط امپراتوری ضعیف

امپراتوری‌های ناتوان و ضعیف در رقابت استعماری سقوط کرده و تمامی مستعمره‌های آنها بین دیگر امپراتوری‌ها تقسیم می‌شود. زمانی که یک امپراتوری تمامی مستعمره‌های خود را از دست بدهد، سقوط کرده فرض می‌شود.

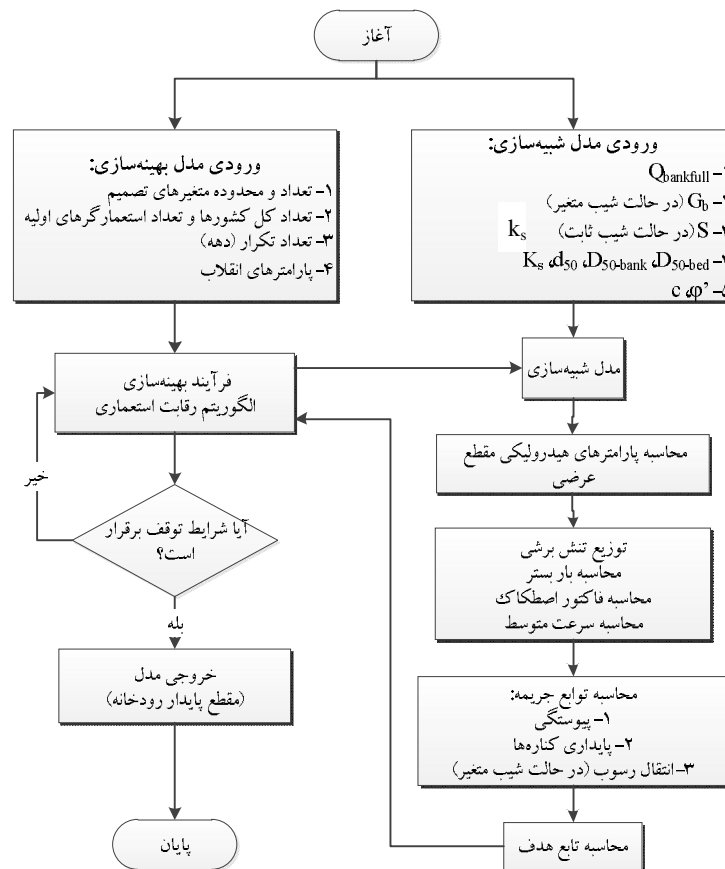
گام 8: همگرایی

الگوریتم موردنظر تا برآورده شدن یک شرط همگرایی، و یا تا اتمام تعداد کل تکرارها، ادامه می‌یابد. پس از مدتی، همه امپراتوری‌ها، سقوط کرده و تنها یک امپراتوری خواهیم داشت و بقیه کشورها تحت کنترل این امپراتوری واحد، قرار می‌گیرند. در این دنیای ایده آل جدید، همه‌ی مستعمره‌ها، توسط یک امپراتوری واحد اداره می‌شوند و موقعیت‌ها و هزینه‌های مستعمره‌ها، برابر با موقعیت و هزینه کشور استعمارگر است. در چنین موقعیتی رقابت امپریالیستی به پایان رسیده و به‌عنوان یکی از شروط توقف، الگوریتم متوقف می‌شود.

3- تلفیق ICA و هسته هیدرولیکی و توسعه

مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی

بر اساس فرضیات حدی برای پیش‌بینی هندسه هیدرولیکی نیاز به یک مدل بهینه‌سازی است. با در نظر



شکل 3 روندنمای مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی طراحی هندسه هیدرولیکی پایدار

4-1- تخمین زاویه ایستایی اصلاح شده رسوبات کناره (θ')

در داده‌های Hey and Thorne (1986) مقادیر زاویه ایستایی اصلاح‌شده رسوبات کناره ارائه نشده است. در آنالیز حساسیت نشان داده شده است که این پارامتر تأثیر زیادی بر هندسه هیدرولیکی دارد. از این رو لازم است این پارامتر برای رودخانه‌های مختلف تعیین شود. همان‌طور که اشاره شد زاویه ایستایی برای شن‌های درشت‌دانه حداکثر به مقدار تقریباً 40 درجه میل می‌کند. رسوبات شنی کناره‌ها ممکن است تحکیم یافته، با رسوبات چسبنده چون لای و رس به هم چسبیده باشند و یا توسط ریشه‌هایی که در کناره‌ها نفوذ می‌کنند پایدار شده باشند از این رو در این شرایط زاویه ایستایی تا 90 درجه نیز می‌تواند تغییر کند.

به منظور تخمین زاویه ایستایی اصلاح‌شده کناره‌ها مدل هندسه هیدرولیکی - بهینه‌سازی به ازای 4 مجهول عرض

کف، عمق، زاویه کناره کانال و زاویه ایستایی کناره برای هر رودخانه اجرا شد. با این شرط که ضمن بیشینه کردن ظرفیت انتقال رسوب (تابع هدف) علاوه بر قیود اصلی مسأله (برقراری شرط پیوستگی و پایداری کناره‌ها)، عرض سطح و بار رسوبی خروجی مدل با عرض سطح و بار رسوبی مشاهداتی برابر باشد. پس از تعیین θ' برای رودخانه‌های مختلف، برای چهار نوع پوشش گیاهی، مقدار متوسط θ' در جدول 1 آورده شده است. با تعیین θ' متوسط برای انواع مختلف پوشش گیاهی (4 نوع براساس مطالعات Hey and Thorne (1986) از این مقادیر متوسط برای کاربرد مدل استفاده می‌شود.

همان‌طور که در جدول 1 مشاهده می‌شود با افزایش تراکم پوشش گیاهی مقدار زاویه ایستایی ذرات کناره نیز افزایش می‌یابد. لذا می‌توان پیشنهاد نمود که اثر پوشش گیاهی روی هندسه کانال‌های آبرفتی با افزایش زاویه ایستایی ذرات کناره اصلاح می‌شود.

جدول 1 نتایج تخمین زاویه ایستایی اصلاح شده رسوبات کناره (θ') بر حسب درجه

پوشش گیاهی	تعداد	کمینه	متوسط	بیشینه
I	14	33/72	48/45	56/99
II	15	43/18	53/39	63/82
III	13	39/7	54/16	72/48
IV	20	47/7	60/84	73/16

4-2-2- مقایسه نتایج مدل با داده‌های موجود

پس از تعیین زاویه ایستایی اصلاح شده کناره‌ها، مدل به ازای داده‌های موجود برای دو حالت شیب معین و شیب متغیر اجرا شده است.

4-2-1- شیب معین

بر اساس فرضیه حداکثر ظرفیت انتقال رسوب (MSTC)، به ازای دبی جریان و شیب مشخص، کانال عرض خود را به گونه‌ای تنظیم می‌کند که ظرفیت انتقال رسوب کانال بیشینه شود. در حالت شیب ثابت داده‌های ورودی مدل عبارتند از: دبی مقطع‌پر مشاهداتی ($Q_{bankfull}$)، شیب کانال مشاهداتی (S)، متوسط زاویه ایستایی اصلاح شده ذرات کناره با توجه به نوع پوشش گیاهی (θ')، اندازه ذرات رسوب مشاهداتی (D_{50bank} & d_{50}) و زبری مؤثر ذرات (K_s). پارامترهای خروجی نیز عبارتند از: عرض سطح، عمق جریان و زاویه کناره کانال (θ). مدل برای 62 رودخانه در حالت شیب معین اجرا شد و نتایج آن با داده‌های مشاهداتی مقایسه گردید که در شکل‌های 4 و 5 نشان داده شده است.

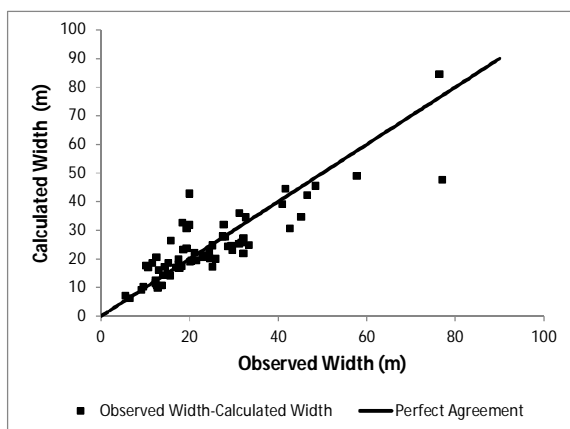
4-2-2- شیب متغیر

در این قسمت شیب رودخانه به عنوان یک پارامتر وابسته فرض شده است. بر اساس فرضیه حداقل توان جریان یک کانال آبرفتی با دبی جریان Q و دبی رسوب G_b به عنوان دو متغیر مستقل تمایل دارد عرض (W)، عمق (Y) و شیب (S) خود را به گونه‌ای تنظیم کند که توان جریان کمینه باشد. در این صورت لازم است تا بار رسوبی G_b نیز به عنوان پارامتر ورودی اضافه شود. بنابراین در حالت شیب

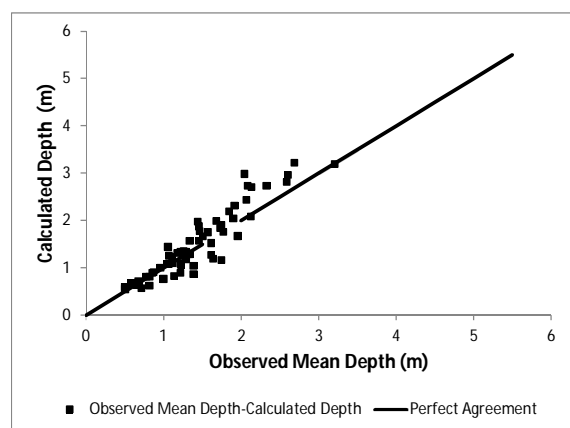
متغیر داده‌های ورودی مدل عبارتند از: دبی مقطع‌پر مشاهداتی ($Q_{bankfull}$)، بار رسوبی (G_b)، متوسط زاویه ایستایی اصلاح شده ذرات کناره با توجه به نوع پوشش گیاهی (θ')، اندازه ذرات رسوب مشاهداتی (D_{50bank} & d_{50}) و زبری مؤثر ذرات (K_s). پارامترهای خروجی نیز عبارتند از: عرض سطح، عمق جریان، زاویه کناره کانال (θ) و شیب بستر کانال (S). در شکل‌های 6 و 7 نتایج اجرای مدل برای 62 رودخانه در حالت شیب متغیر با داده‌های مشاهداتی مقایسه شده است.

4-2-3- تعیین درصد خطا

درصد خطای نسبی با استفاده از رابطه (27) محاسبه می‌شود.



شکل 4 مقایسه عرض سطح آب مقطع‌پر محاسباتی و مشاهداتی در حالت شیب معین



شکل 5 مقایسه عمق مقطع‌پر محاسباتی و عمق متوسط مشاهداتی در حالت شیب معین

نسبت به خطای تخمین شیب و سطح مقطع زیادتر باشد.

جدول 2 درصد خطای نسبی نتایج مدل شبیه‌سازی -
بهینه‌سازی هندسه هیدرولیک (شیب معین)

پارامتر	عرض سطح	عمق	محیط خیس شده	سطح مقطع
میانگین درصد خطای نسبی	19/30 %	13/52 %	16/95 %	8/35 %
مینیمم درصد خطای نسبی	0/47 %	0/00 %	0/71 %	0/55 %
ماکزیمم درصد خطای نسبی	76/90 %	45/37 %	68/53 %	23/70 %

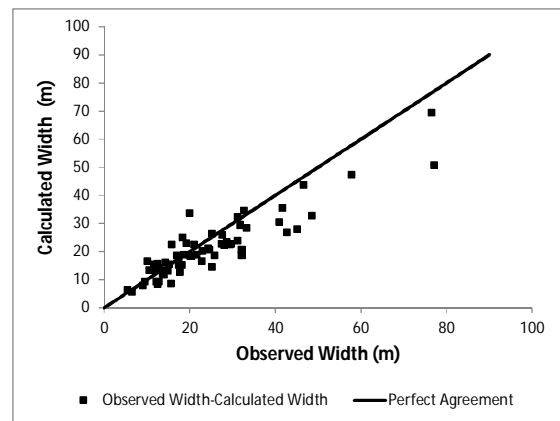
جدول 3 درصد خطای نسبی نتایج مدل شبیه‌سازی -
بهینه‌سازی هندسه هیدرولیک (شیب متغیر)

پارامتر	عرض سطح	عمق	محیط خیس شده	شیب مقطع
میانگین درصد خطای نسبی	20/43 %	20/15 %	17/73 %	9/11 %
مینیمم درصد خطای نسبی	0/69 %	0/82 %	0/12 %	0/21 %
ماکزیمم درصد خطای نسبی	68/60 %	70/15 %	56/88 %	22/12 %

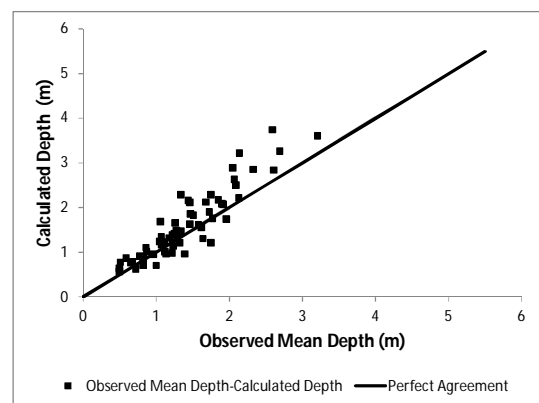
بنابراین نتایج مدل در صورت در دسترس بودن اطلاعات مربوط به کناره‌ها بهبود خواهد یافت. البته نتایج تخمین عرض و عمق قابل قبول هستند (میانگین 20 درصد خطا برای تخمین عرض و عمق). مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی ارائه شده در این پژوهش برای رودخانه و مطالعه موردی خاصی توسعه پیدا نکرده است بنابراین کاربرد معقول‌تری در طیف وسیعی از شرایط رودخانه و کانال‌ها دارد.

3-4- آنالیز حساسیت

مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی قادر است هندسه هیدرولیکی رودخانه و کانال‌های آبرفتی را در ازای تعدادی متغیر ورودی مستقل، با دقت خوبی پیش‌بینی کند. در این بخش به منظور بررسی حساسیت



شکل 6 مقایسه عرض سطح آب مقطع پر و مشاهداتی در حالت شیب متغیر

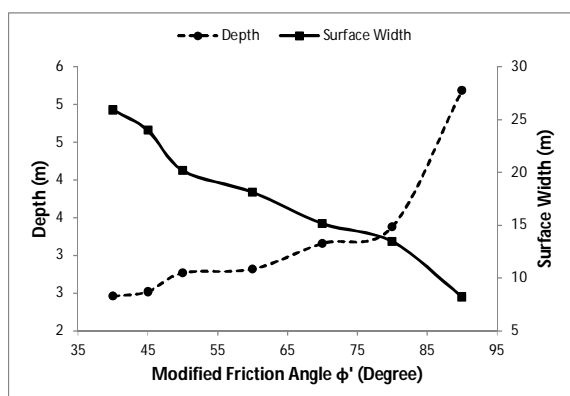


شکل 7 مقایسه عمق مقطع پر محاسباتی و عمق متوسط مشاهداتی در حالت شیب متغیر

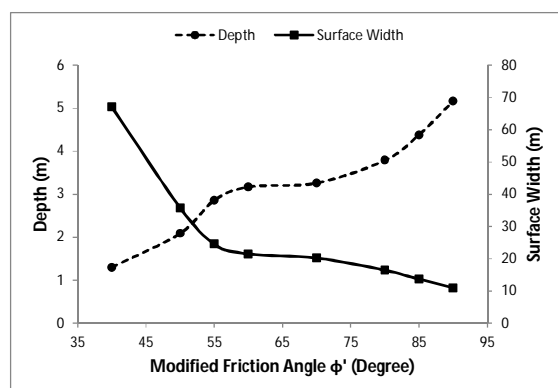
$$\epsilon_x = \left| \frac{X_c - X_o}{X_o} \right| \times 100 \quad (27)$$

که در این رابطه ϵ_x خطای نسبی به عنوان درصدی از مقدار مشاهداتی پارامترهای، X_c و X_o (به ترتیب مقادیر محاسبه شده و مشاهداتی پارامتر مورد بررسی) را نشان می‌دهند. خطای نسبی نتایج حاصل از اجرای مدل برای عرض سطح، عمق، شعاع هیدرولیکی، محیط خیس شده، سطح مقطع و شیب محاسبه شده و در جدول‌های 2 و 3 آورده شده است.

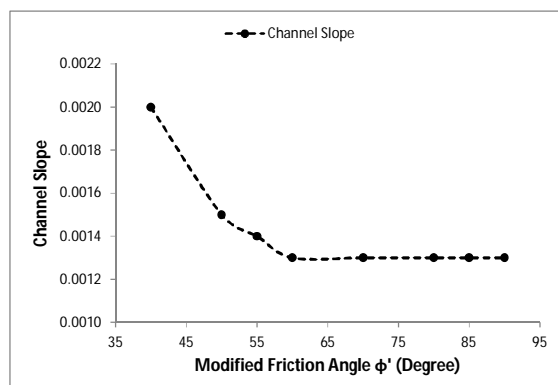
با توجه شکل‌ها و مقادیر خطای نسبی فوق، نتایج نشان می‌دهد که مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی توانایی پیش‌بینی سطح مقطع و شیب کانال را با دقت بالایی دارد. از آنجایی که داده‌های مورد نیاز تحلیل پایداری کناره‌ها (زاویه ایستایی) در دسترس نبود، بنابراین انتظار می‌رود خطای تخمین عرض و عمق کانال



شکل 8 تأثیر زاویه ایستایی اصلاح شده رسوبات کناره بر عمق و عرض سطح آب در حالت شیب معین، $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ ، $D_{50bed} = 0.075 \text{ m}$ ، $D_{50bank} = 0.075 \text{ m}$ ، $d_{50} = 0.025 \text{ m}$ ، $S = 0.003$ ، $K_s = 0.75 \text{ m}$



شکل 9 تأثیر زاویه ایستایی اصلاح شده رسوبات کناره بر عمق و عرض سطح آب در حالت شیب نامعین، $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ ، $D_{50bank} = 0.075 \text{ m}$ ، $d_{50} = 0.025 \text{ m}$ ، $G_b = 10 \text{ kg/s}$ ، $K_s = 0.75 \text{ m}$ ، $D_{50bed} = 0.075 \text{ m}$



شکل 10 تأثیر زاویه ایستایی اصلاح شده رسوبات کناره بر شیب کانال، $G_b = 10 \text{ kg/s}$ ، $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ ، $D_{50bank} = 0.075 \text{ m}$ ، $d_{50} = 0.025 \text{ m}$ ، $K_s = 0.75 \text{ m}$ ، $D_{50bed} = 0.075 \text{ m}$

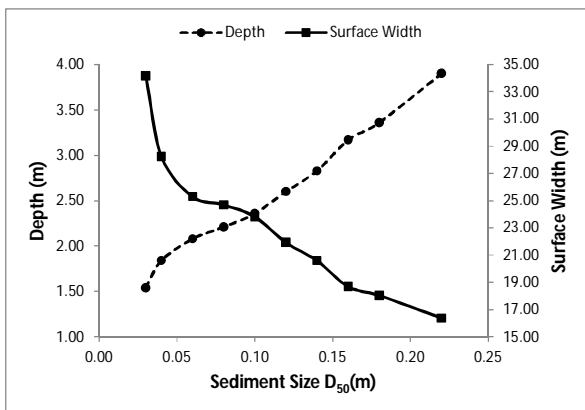
خروجی مدل نسبت به تغییر پارامترهای مستقل ورودی، مدل برای پیش‌بینی هندسه کانالی فرضی در شرایط مختلف اجرا شد. در هر مورد تنها یکی از متغیرهای مستقل تغییر می‌کند و بقیه متغیرهای وابسته ثابت فرض می‌شوند.

4-3-1 حساسیت مدل نسبت به زاویه ایستایی اصلاح شده رسوبات کناره (ϕ')

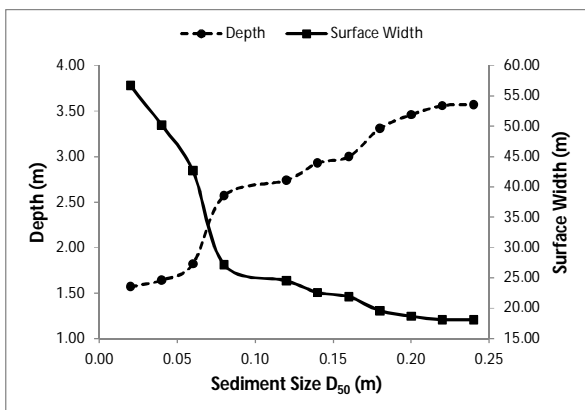
شکل‌های 8 تا 10 تأثیر تغییرات زاویه ایستایی اصلاح شده بر هندسه کانال در دو حالت شیب معین و نامعین را نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد در هر دو حالت شیب ثابت و متغیر پاسخ کانال به افزایش زاویه ایستایی اصلاح شده رسوبات کناره ϕ' ، کاهش عرض سطح کانال W و در مقابل افزایش عمق Y کانال است. در حالت شیب متغیر افزایش زاویه ایستایی اصلاح شده ϕ' با کاهش شیب بستر S همراه است. افزایش زاویه ایستایی اصلاح شده ϕ' ، به این معناست که کناره‌های کانال می‌توانند به ازای یک تنش برشی کناره یکسان، با شیب تندتری (θ بزرگ‌تر) توسعه یابند، منتهی کاهش شیب بستر پس از رسیدن به یک حد تعادلی متوقف می‌شود.

در شکل 8، زاویه ایستایی اصلاح شده در واقع زاویه ایستایی است که ϕ' بین 40 درجه تا 90 درجه تغییر می‌کند. 40 درجه برای حالتی است که کناره‌های رودخانه فاقد پوشش گیاهی و مقاومت در مقابل فرسایش می‌باشند، در حالی که 90 درجه انعکاس حالتی است که رودخانه دارای پوشش گیاهی انبوه با ریشه‌های نزدیک بوده، یا به عبارت دیگر کناره از حداکثر مقاومت برخوردار است.

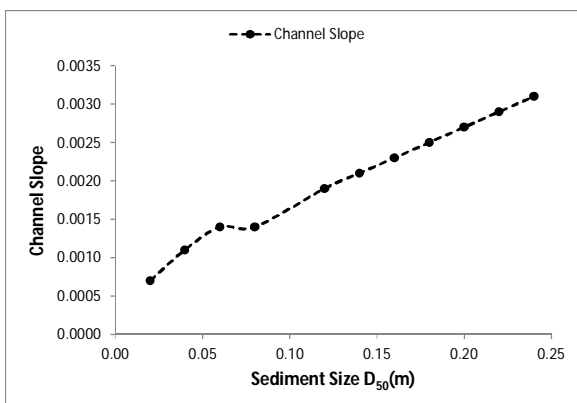
در حالت اول ($\phi'=40$) کناره فاقد مقاومت بوده و عرض رودخانه باید بزرگ باشد که متعاقباً عمق کم خواهد بود و بالعکس، در حالت $\phi'=90$ عرض کوچک خواهد بود ولیکن فرسایش در کف صورت گرفته و عمق زیاد می‌شود. حد فاصل $85 < \phi' < 90$ تغییرات ناگهانی عمق به واسطه تغییرات ناگهانی مقاومت کناره در دامنه $85 < \phi' < 90$ است. به علت افزایش قدرت ریشه‌های گیاهان خاصیت پایداری خاک به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته که خود منجر به کاهش عرض و افزایش عمق می‌گردد. این توضیحات در مورد شکل 9 نیز صادق است.



شکل 12 تأثیر اندازه رسوبات بر عمق و عرض سطح آب در حالت شیب معین $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, $S = 0.003$, $\phi' = 60^\circ$, $d_{50} = D_{50}/3$, $K_s = 10 \times D_{50}$



شکل 13 تأثیر اندازه رسوبات بر عمق و عرض سطح آب در حالت شیب متغیر $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, $G_b = 10 \text{ kg/s}$, $\phi' = 60^\circ$, $d_{50} = D_{50}/3$, $K_s = 10 \times D_{50}$



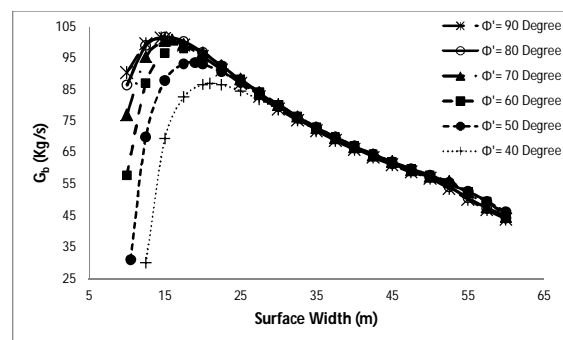
شکل 14 تأثیر اندازه رسوبات بر شیب کانال $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, $G_b = 10 \text{ kg/s}$, $K_s = 10 \times D_{50}$, $\phi' = 60^\circ$, $d_{50} = D_{50}/3$

در شکل های 12 و 13، با افزایش دانه بندی عمق افزایش

در شکل 11 تأثیر عرض سطح کانال بر بار رسوبی G_b پیش بینی شده با استفاده از معادله انتقال رسوب Einstein-Brown به ازای مقادیر مختلف زاویه ایستایی اصلاح شده ϕ' آورده شده است. این شکل نشان می دهد به ازاء دبی، شیب و اندازه ذرات رسوبی ثابت، با افزایش زاویه ایستایی اصلاح شده رسوبات کناره و به عبارتی افزایش پوشش گیاهی و مقاومت کناره های کانال، عرض بهینه (عرض متناسب با حداکثر رسوب) پیش بینی شده کانال کاهش و پیک حجم رسوبات انتقالی افزایش می یابد. با کاهش ϕ' و به عبارتی کاهش پوشش گیاهی در کناره ها، احتمال فرسایش در کناره ها افزایش یافته و در نتیجه عرض بهینه کانال نیز افزایش می یابد.

4-3-2- حساسیت مدل نسبت به تغییر اندازه مصالح

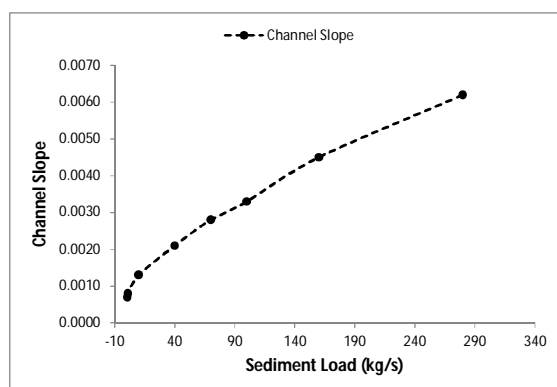
تأثیر اندازه رسوبات (D_{50}) بر هندسه پایدار کانال در شکل های 12 تا 14 آورده شده است. همان طور که نشان داده شده است با افزایش قطر ذرات رسوبی بستر و کناره، در هر دو حالت شیب ثابت و متغیر عرض کانال کاهش و در مقابل عمق افزایش می یابد. با افزایش قطر ذرات کناره، مقاومت کناره در برابر تنش برشی وارده افزایش می یابد بنابراین عرض کانال کاهش می یابد. افزایش قطر ذرات با افزایش شیب همراه است. تأثیر زیاد این پارامتر بر هندسه هیدرولیکی، لزوم وجود داده های مناسب مربوط به دانه بندی رسوبات کناره و کف را در بکارگیری مدل شبیه سازی - بهینه سازی هندسه کانال روشن می کند.



شکل 11 تأثیر عرض سطح کانال بر بار رسوبی پیش بینی شده با استفاده از معادله انتقال رسوب Einstein-Brown به ازای مقادیر مختلف زاویه ایستایی اصلاح شده.

$$D_{50 \text{ bank}} = 0.075 \text{ m}, d_{50} = 0.025 \text{ m}, Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 0.0039, K_s = 0.19 \text{ m}, d_{50 \text{ bed}} = 0.075 \text{ m}$$

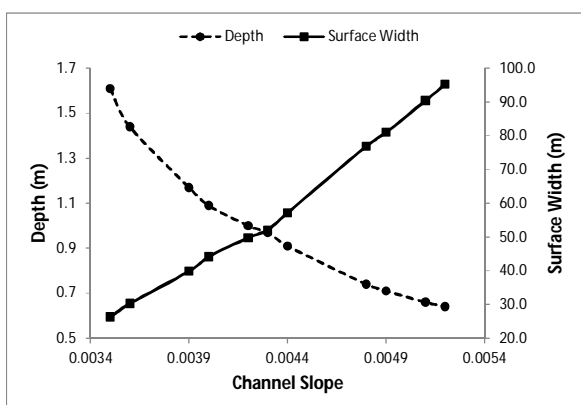


شکل 16 تأثیر بار رسوبی بر شیب کانال در حالت شیب متغیر
 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ ، $d_{50} = 0.025 \text{ m}$ ، $D_{50\text{bank}} = 0.075 \text{ m}$
 $\phi' = 60^\circ$ ، $K_s = 0.75 \text{ m}$ ، $D_{50\text{bed}} = 0.075 \text{ m}$

4-3-4- حساسیت مدل نسبت به تغییر شیب بستر

در شکل‌های 17 و 18 تأثیر تغییرات شیب در هندسه کانال نشان داده شده است.

این شکل‌ها نشان می‌دهد که افزایش شیب کانال باعث افزایش فاکتور شکل $\frac{W}{Y}$ و عرض کانال و کاهش عمق می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد با افزایش شیب کانال از 0/0035 تا 0/0052 عرض کانال از 26/3 تا 95/3 متر افزایش و عمق نیز از 1/6 تا 0/6 متر کاهش می‌یابد. در واقع 41% افزایش شیب با 34% افزایش عرض سطح و 63% کاهش عمق همراه است. این شرایط در رودخانه‌های در آستانه ورود به دشت شکل می‌گیرد که در بازه‌های شریانی آنها نسبت عرض به عمق افزایش می‌یابد.



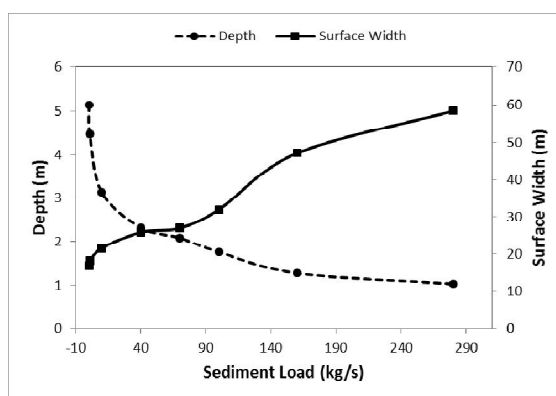
شکل 17 تأثیر شیب کانال بر عمق و عرض سطح آب
 $d_{50} = 0.019 \text{ m}$ ، $G_b = 101.5 \text{ kg/s}$ ، $Q = 104 \text{ m}^3/\text{s}$
 $K_s = 0.16 \text{ m}$ ، $D_{50\text{bed}} = 0.057 \text{ m}$ ، $D_{50\text{bank}} = 0.057 \text{ m}$
 $\phi' = 54.16^\circ$

یافته‌است که بسیار منطقی است، زیرا در رودخانه‌های واقع در سرشاخه‌ها مواد بستر افزایش یافته و مقاطع V شکل می‌شوند که عمق آنها نیز بیشتر از مجاری U شکل سیلابدستی است. افزایش عمق در سرشاخه با کاهش عرض همراه می‌باشد که این موضوع در طبیعت نیز قابل رویت است. در شکل 14 با توجه به اینکه مدل مورد استفاده برای مجاری شنی توسعه یافته است از حدود دانه‌بندی کوچکتر از 7 mm مدل قدری ناپایدار خواهد شد که دلیل آن عدم کارایی مدل برای رودخانه‌های ماسه‌ای است.

4-3-3- حساسیت مدل نسبت به تغییر بار رسوبی

تأثیر تغییرات بار رسوبی G_b بر هندسه پایدار کانال در شکل‌های 15 و 16 نشان داده شده است. برای محاسبه بار رسوبی از معادلات انتقال رسوب Einstein-Brown استفاده شده است. افزایش بار رسوبی باعث افزایش عرض و شیب کانال و کاهش عمق می‌شود.

در شکل 15 حساسیت‌سنجی نسبت به تغییر بار رسوبی نشان داده شده است. در این حالت با افزایش بار رسوبی عرض نیز افزایش یافته که منطقی می‌باشد، زیرا این پدیده در رودخانه‌های شریانی مشهود است. با افزایش عرض، بار رسوبی رودخانه‌های شریانی افزایش می‌یابد که خود منجر به کاهش عمق می‌گردد.



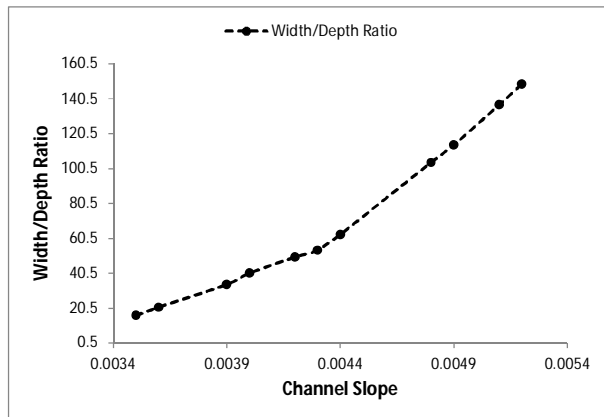
شکل 15 تأثیر بار رسوبی بر عمق و عرض سطح آب در حالت شیب متغیر ،
 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ ، $d_{50} = 0.025 \text{ m}$ ، $K_s = 0.75 \text{ m}$ ، $D_{50\text{bed}} = 0.075 \text{ m}$ ، $D_{50\text{bank}} = 0.075 \text{ m}$
 $\phi' = 60^\circ$

از مزایای استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی، امکان بکارگیری کلیه پارامترهای هندسه هیدرولیکی در محاسبات مقطع پایدار است. بنابراین می‌توان گفت رودخانه‌ها و کانال‌های آبرفتی به منظور رسیدن به حالت پایدار و متعادل در حالت شیب معین، هندسه خود را به گونه‌ای تنظیم می‌کنند که ظرفیت انتقال رسوب حداکثر شود. در حالت شیب متغیر از فرضیه حداقل توان جریان (حداقل شیب) استفاده شد. نتایج مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی در این حالت با تقریب خوبی هندسه هیدرولیکی کانال را پیش‌بینی می‌کند.

نتایج نشان می‌دهد دو تئوری حداکثر ظرفیت انتقال رسوب و حداقل توان جریان نتایج مشابهی برای هندسه هیدرولیکی کانال نتیجه می‌دهند. صحت‌سنجی مدل با استفاده از داده‌های مشاهداتی روش ارائه شده در این پژوهش را تایید می‌کند. مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی با وجود نبود داده‌های مربوط به رسوبات کناره‌ها، توانایی پیش‌بینی عرض و عمق رودخانه‌های پایدار شنی مورد مطالعه را با تقریب خوبی نسبت به معادلات رژیم تجربی دارد. این مدل سطح مقطع و شیب کف کانال را با دقت بالایی پیش‌بینی می‌کند. نتایج آنالیز حساسیت مدل نسبت به زاویه ایستایی کناره‌ها نشان می‌دهد، این پارامتر تأثیر زیادی بر هندسه هیدرولیکی کانال دارد. وجود داده‌های مناسب و کافی از ذرات کناره و پوشش گیاهی در بهبود عملکرد مدل کمک می‌کند. در این پژوهش یکی از جدیدترین الگوریتم‌های فراکاوشی بهینه‌سازی به نام الگوریتم رقابت استعماری بکار گرفته شد. استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی در پیش‌بینی هندسه هیدرولیکی از حجم محاسبات و پیچیدگی آن می‌کاهد و نتایج مناسبی به همراه دارد. از مدل توسعه یافته شبیه‌سازی - بهینه‌سازی هندسه هیدرولیکی می‌توان در پیش‌بینی پاسخ رودخانه و طراحی کانال‌های پایدار استفاده کرد.

6- فهرست علائم

c	ضریب تجربی
D	اندازه ذرات رسوب



شکل 18 تأثیر شیب کانال بر نسبت عرض به عمق کانال
 $d_{50} = 0.019 \text{ m}$, $G_b = 101.5 \text{ kg/s}$, $Q = 104 \text{ m}^3/\text{s}$
 $K_s = 0.16 \text{ m}$, $D_{50bed} = 0.057 \text{ m}$, $D_{50bank} = 0.057 \text{ m}$
 $\phi' = 54.16^\circ$

با توجه به اینکه در این بازه‌ها بواسطه تشکیل نهشته‌های رسوبی عمق کاهش و عرض افزایش یافته است، شیب نیز افزایش می‌یابد زیرا توان حمل رسوبات افزایش خواهد یافت. این مطلب در شکل 18 نیز در قالب افزایش نسبت $\frac{W}{Y}$ قابل مشاهده است که خود مبین تغییرات ریخت‌شناسی در بازه‌های شریانی است.

5- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با تلفیق یک مدل فیزیکی شبیه‌سازی و الگوریتم فراکاوشی رقابت استعماری، مدلی برای پیش‌بینی توسعه کانال و پاسخ رودخانه ارائه شد. این مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی قادر است هندسه پایدار و تعادلی رودخانه‌های شنی تک شاخه را به ازای متغیرهای مستقل پیش‌بینی کند.

در حالت شیب معین با بکارگیری معادلات پیوستگی، انتقال رسوب، اصطکاک جریان، سرعت، توزیع تنش برشی مرزی، پایداری کناره‌ها و تئوری حداکثر ظرفیت انتقال رسوب (MSTC) مدل شبیه‌سازی هندسه هیدرولیکی توسعه داده شد که با حل این مدل با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی رقابت استعماری، هندسه هیدرولیکی کانال پیش‌بینی می‌شود. نتایج مدل در حالت شیب ثابت نشان می‌دهد مدل شبیه‌سازی - بهینه‌سازی با تقریب خوبی هندسه پایدار رودخانه‌های مورد مطالعه را تخمین می‌زند.

Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vols. Supplement XII, Paper 73285.

Atashpaz-Gargari E. and Lucas C. (2007). "Imperialist competitive algorithm: an algorithm for optimization inspired by imperialistic competition," Proceeding of IEE: Congress on evolutionary computation, pp. 4661-67, Singapore.

Bray D. I. (1982 b). "Regime equations for gravel-bed rivers," In Gravel-Bed Rivers, Hey, R. D., Bathurst, J. C., and Thorne, C. R., (Eds.). John Wiley and Sons., pp. 517-552.

Brown C. B. (1950). "Sediment transportation," Engineering Hydraulics, H. Rouse, ed. John Wiley and Sons, New York, N.Y., pp. 769-857.

Chang H. H. (1979 a). "Minimum stream power and river channel patterns.," Journal of Hydrology, Vol. 41, pp. 303-327.

Chang H. H. (1979 b). "Geometry of rivers in regime," Journal of Hydraulic Division, ASCE., Vol. 105, HY 6, pp. 691-706.

Chang H. H. (1980 a). "Stable alluvial canal design," Journal of Hydraulic Division, ASCE, Vol. 106, HY 5, pp. 873-891.

Chang H. H. (1980 b). "Geometry of gravel streams.," Journal of Hydraulic Division, ASCE, Vol. 106, HY 9, pp. 1443-1456.

Chang H. H. and Hill J. C. (1977). "Minimum stream power for rivers and deltas," Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 103, HY12, pp. 1375-1389.

Charlton F. G., Brown P. M. and Benson R. W. (1978). "The hydraulic geometry of some gravel rivers in Britain," Report IT 180, Hydraulics Research Station, Wallingford, United Kingdom.

Chow, V. T. (1959) Open Channel Hydraulics. New York: McGraw-Hill Co.

Davies T. R. H. and Sutherland (1980, A. J. "Resistance to flow past deformable boundaries," Earth Surface Processes, Vol. 5, pp. 175-179.

Farias H. D. (1995). "Physical and mathematical modelling of alluvial channels in regime," Proceedings of XXVIth Congress of the IAHR, Thomas Telford: London, Vol. 1, pp. 348-353.

Ferguson R. I.). "Hydraulics and hydraulic geometry (1986," Prog. Phys. Geogr., Vol. 10, pp. 1-31.

Flintham, T. P., and P. A. Carling. (1988). "The prediction of mean bed and wall boundary shear in uniform and compositely roughened channels." In

D_{50bank}	قطر متوسط ذرات کناره
f	فاکتور اصطکاک
G_b	دبی رسوب ورودی
G_s	جرم مخصوص ذرات
g_b	نرخ انتقال بار بستر خشک در واحد جرم در واحد عرض
g_b^*	نرخ انتقال بار بستر بدون بعد در واحد عرض
k_s	زبری مؤثر
P_{bed}	محیط خیس بستر
P_{bank}	محیط خیس کناره‌ها
Q	دبی جریان ورودی
R	شعاع هیدرولیکی
S	شیب کانال
SF	نیروی برشی
V	سرعت جریان
W	عرض کانال
Y	عمق کانال
θ	شیب کناره
τ_{bed}	تنش برشی متوسط بستر
τ_{bank}	تنش برشی متوسط کناره‌ها
τ_{d50}^*	تنش برشی بدون بعد قطر متوسط ذرات بار بستر
\emptyset	زاویه ایستایی رسوبات
\emptyset'	زاویه ایستایی اصلاح شده ذرات کناره
ρ_s	چگالی رسوبات
ν	لزجت سینماتیکی آب

7- منابع

کریمی حسین آبادی، م. (1394) "طراحی مقطع پایدار چند پارامتری جریان در رودخانه با استفاده از الگوریتم فراکاوشی رقابت استعماری"، پایان نامه کارشناسی ارشد، پردیس شهید عباسپور، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران.

Ackers P. (1980). "Use of sediment transport concepts in stable channel design," International Workshop on Alluvial River Problems, Roorkee, India, Mar.

Ackers, P. and Charlton, F. G. (1970). "The geometry of small meandering channels,"

- Parker G. (1978). "Self-formed rivers with equilibrium banks and mobile bed, II, The gravel river," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 89, pp. 127-146.
- Pickup G. (1976). "Adjustment of stream-channel shape to hydrologic regime," *Journal of Hydrology*, Vol. 30, pp. 365-373.
- Schumm S. A. (1971). "Fluvial geomorphology. channel adjustment and river metamorphosis," In: Shen, H. W. (Ed.), *River Mechanics (I)*. H.W. Shen, Fort Collins. 22 pp.
- Song C. C. S. and Yang C. T. (1980). "Minimum stream power: theory," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 106, HY9, pp. 1477-1487.
- Song C. C. S. and Yang C. T. (1982). "Minimum energy and energy dissipation rate," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 108, HY5, pp. 690-706.
- Tahershamsi A. and Sheikholeslami R. (2011). "Optimization to identify muskingum model parameters using imperialist competitive algorithm," *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 3, pp. 473-482.
- Wang S. Q., White W. R. and Bettess R. (1986). "A rational approach to river regime". *Proceedings of the Third International Conference on River Sedimentation.*, The University of Mississippi: Jackson, Miss., pp. 167-176.
- White W. R., Bettess R. and Paris E. (1982). "An analytical approach to river regime.," *Journal of Hydraulic Division. ASCE*, Vol. 108, HY 10, pp. 1179-1193.
- Yang C. T. (1976). "Minimum unit stream power and fluvial hydraulics.," *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, Vol. 102, HY 7, pp. 919-934.
- Yang C. T. (1987). "Energy dissipation rate approach in river mechanics," In *Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers*; Thorne, C. R., Bathurst, J. C., Hey, R. D. (eds). Wiley: Chichester, pp. 735-758.
- Yang C. T. and Song C. S. (1979). "Theory of minimum rate of energy dissipation.," *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, Vol. 105, HY 7, pp. 796-784.
- Yang C. T., Song C. S. and Woldenberg M. J. (1981). "Hydraulic geometry and minimum rate of energy dissipation," *Water Resour. Res.*, Vol. 17 (4), pp. 1014-1018.
- International Conference on River Regime (W. P. White (Ed.). John Wiley and Sons), pp. 267-287.
- Henderson, F. M., (1966). *Open Channel Flow*, 414-522. New York: Macmillan Pub. Co.
- Hey R. D. and Thorne C. R. (1986). "Stable channels with mobile gravel beds," *Journal of the Hydraulics Division- ASCE*, Vol. 112, no. HY 8, pp. 671-689.
- Huang H. Q. and Nanson G. C. (2000). "Hydraulic geometry and maximum flow efficiency as products of the principle of least action," *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 25, pp. 1-16.
- Huang H. Q. and Nanson G. C. (2002). "A stability criterion inherent in laws governing alluvial channel flow," *Earth Surface Process and Landforms*, Vol. 27, pp. 929-944.
- Keulegan, G. H. (1938). "Laws of turbulent flow in open channels." *Journal of Research of the National Bureau of Standards* 21, pp. 707-741.
- Kirkby M. J. (1977). "Maximum sediment efficiency as a criterion for alluvial channels.," In *River Channel Changes*, Gregory KJ. (ed.). Wiley: Chichester, pp. 429-442.
- Knight, D. W., J. D. Demetriou, and M. E. Hamed. (1984). "Boundary shear in smooth rectangular channels." *Journal of Hydraulic Division, ASCE* 110, HY 4. pp.405-422.
- Lane E. W. (1955). "The design of stable channels", *Trans. ASCE*, Vol. 120, Paper No. 2776, pp. 1234-1279.
- Leopold L. B. and Maddock T. (1953). "The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications.," *USGS Prof. Paper*, Vol. 252. U.S. Geological Society.
- Leopold L. B. and Wolman M. G. (1957). "River channel patterns; braided meandering and straight.," *USGS Prof. Paper*, Vol. 282-B. US. Geological Society.
- Lindley (1919). "Regime Canals," *Proceedings, Punjab Engineering Congress. The Civil and Military Gazette Press, Lahore*, Vol. 7, pp. 63-74.
- Millar R. G. (2005). "Theoretical regime equations for mobile gravel-bed rivers with stable banks," *Geomorphology*, Vol. 64, No. 3-4, pp. 207-220.
- Millar R. G. and Quick M. C (1993). "Effect of bank stability on geometry of gravel rivers," *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, Vol. 119, No. 12, pp. 1343-1363.