



دانشگاه گوارن و سائنس كركت

نشریه پژوهش‌های حفاظت آب و خاک
جلد بیست و دوم، شماره اول، ۱۳۹۴
<http://jwsc.gau.ac.ir>

مطالعه عددی پایداری کانال‌های آبرفتی مرکب با استفاده از نتایج تجربی

غلامرضا عزیزیان^۱ و * رضا میر^۲

^۱ استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان،

^۲ دانش‌آموخته کارشناسی ارشد گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان

تاریخ دریافت: ۹۲/۷/۲۶؛ تاریخ پذیرش: ۹۳/۳/۱۱

چکیده

اولین قدم در طراحی و مدیریت بهینه روش‌های کنترل سیلاب، شناسایی مناسب رفتار رودخانه در هنگام وقوع سیل است. در هنگام سیلاب تداخل جریان بین مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی و انتقال مومنتوم در سطح تماس بین دو مقطع جزئی، باعث ایجاد افت انرژی شده و مقطع عرضی کانال بسیار پیچیده خواهد شد. تمایز اصلی مقاطع مرکب با مقاطع ساده ناشی از همین پدیده است. هدف از این پژوهش بررسی پارامترهای هندسی و روند پایداری دینامیکی کانال‌های پایدار ساده و مرکب می‌باشد. بدین منظور یک کانال آزمایشگاهی توسط نرم‌افزار GSTARS4.0 که یک مدل ریاضی بوده و براساس کمینه نمودن قدرت جریان عمل می‌کند، مدل‌سازی گردید. واسنجی مدل براساس رقوم سطح آب، پارامترهای هندسی کانال، معادله‌های حمل رسوب و ضریب زبری انجام شده و تعدادی از داده‌ها که در واسنجی مدل به کار نرفته بودند به منظور صحت‌سنجی مدل مورد استفاده قرار گرفتند. نتایج بیانگر آن است که کانال‌های مقطع پر هندسه هیدرولیکی اولیه خود را تغییر داده و به پایداری رسیدند. در ادامه کانال‌های پایدار در معرض جریان سیلابی قرار گرفته و وضعیت جدیدی از پایداری را تجربه می‌نمایند به طوری که با افزایش شیب طولی، عرض نسبی کاهش و عمق نسبی با زمان افزایش می‌یابد. نتایج همچنین در محدوده عمق‌های نسبی تجربه شده نشان می‌دهد که محاسبه دبی به صورت مقطع واحد برای کانال توسعه‌یافته مرکب، مناسب‌تر از روش تجزیه مقطع می‌باشد و نسبت تنش برشی ظاهری به تنش برشی متوسط کانال اصلی در اعماق نسبی کم ۴ برابر اعماق نسبی بزرگ‌تر به دست آمده است.

واژه‌های کلیدی: رژیم کانال، جریان سیلابی، تنش برشی، GSTARS4.0

* مسئول مکاتبه: mir_reza62@yahoo.com

مقدمه

به دلیل اهمیت زیادی که تغییرات مورفولوژی رودخانه در طرح‌های سامان‌دهی، کنترل سیلاب و طراحی سازه‌های هیدرولیکی دارد لازم است که رفتار رودخانه‌ها در حالت طبیعی و همچنین در عکس‌العمل به اصلاحات و اقدامات مهندسی مورد بررسی و مطالعه قرار گیرد. این مطالعات می‌تواند از طریق مدل‌های فیزیکی، ریاضی و یا هر دو انجام گیرد. در مطالعات مهندسی رودخانه، به دلیل وقت‌گیر و پرهزینه‌تر بودن مدل‌های فیزیکی، مدل‌های ریاضی عمومی‌تر بوده و کاربرد آن‌ها نیز در حال گسترش می‌باشد. با توجه به محدودیت کاربرد مدل‌های ریاضی دوبعدی و سه‌بعدی به دلیل نیاز به داده‌های متعدد، زمان اجرای طولانی توسط رایانه و پیچیدگی روش‌های حل، اخیراً استفاده از مدل‌های ریاضی شبه‌دوبعدی در کانال‌های آبرفتی و جریان‌های سیلابی کاربرد گسترده‌ای یافته است. این مدل‌ها به سادگی مدل‌های یک‌بعدی بوده و توانایی حل تغییرات کانال‌های آبرفتی که دوبعدی و حتی سه‌بعدی و متغیر با زمان می‌باشند را دارا هستند. استفاده از مدل‌های ریاضی، مستلزم آمار و اطلاعات زیاد از شرایط هندسی، هیدرولیکی و رسوبی رودخانه و کانال می‌باشد. از این رو برای جمع‌آوری و تولید اطلاعات، مؤسسه تحقیقات هیدرولیک والینگفورد (FCF) تأسیس گردید و برنامه پژوهشی این مؤسسه توسط نایت و سلین (۱۹۸۷) در چهار سری زیر ارائه گردید:

سری A: جریان یک‌بعدی در کانال مرکب مستقیم صلب و زبری‌های متفاوت

سری B: جریان در کانال‌های مرکب پیچانرود

سری C: مشابه سری A اما دارای شیب بستر متفاوت برای تعیین اثر اعداد فرود و رینولدز

سری D: مشابه سری‌های A و B با بستر فرسایش‌پذیر

تاکنون پژوهش بر روی سری‌های A، B و C کامل شده، اما پژوهش درباره سری D ادامه دارد (هیدرا، ۲۰۰۲) که این پژوهش نیز ادامه این سری می‌باشد. براساس نتایج آزمایشگاهی سری‌های A و B و تأثیر اندرکنش بین کانال اصلی و پهنه‌های سیلابی، مدل‌های یک‌بعدی برای محاسبه دبی کانال‌های مرکب مستقیم توسط ایکرز (۱۹۹۳) و لمبرت و میرز (۱۹۹۸) و برای کانال‌های مرکب پیچانرود توسط گرین‌هیل و سلین (۱۹۹۳) و رامشوران و ویلتز (۱۹۹۹) ارائه شد. همچنین مدل دوبعدی پیش‌بینی سرعت متوسط جریان و دبی در کانال‌های مرکب مستقیم توسط نایت و همکاران (۱۹۸۹) توسعه یافت.

با توجه به دینامیکی و پیچیده بودن کانال‌های سری D، ایکرز (۱۹۹۳) تأثیر اندرکنش بر ظرفیت انتقال رسوب را با استفاده از معادله انتقال رسوب ایکرز- وایت بررسی نمود و این معادله مدت‌ها تنها

معادله انتقال رسوب در کانال‌های مرکب بود تا این‌که بتیس (۱۹۹۷) برای آگاهی درباره مکانیزم انتقال رسوب در کانال‌های مرکب برنامه پژوهشی جامعی را ارائه داد. برای دستیابی به این اهداف به اطلاعات آزمایشگاهی درباره نرخ انتقال رسوب، تنش برشی و روند تغییرات عرض کانال اصلی در جریان سیلابی نیاز بود، بنابراین مطالعات آزمایشگاهی زیادی توسط شکیر (۱۹۹۲)، بابائیان‌کوپایی (۱۹۹۶)، ایوب‌زاده (۱۹۹۷)، براون (۱۹۹۷)، بنسون و همکاران (۱۹۹۷) و هیدرا (۲۰۰۲) انجام شده است.

در زمینه کانال‌های فرسایش‌پذیر مدل‌سازی‌های زیادی انجام پذیرفته است. فیشر آنتزه و همکاران (۲۰۰۱) از مدل ریاضی سه‌بعدی SSIM برای شبیه‌سازی اثر پوشش گیاهی بر هیدرولیک جریان در دشت‌های سیلابی استفاده نمودند. در سال ۲۰۰۵ حل تحلیلی مدل شبه‌دو بعدی شیونو و نایت برای شبیه‌سازی هیدرولیک جریان و رسوب رودخانه میناب در ایستگاه هیدرومتری برنطین مورد استفاده قرار گرفت و نتایج مناسبی به دست آمد. برای انجام این کار، هندسه رودخانه با ساده‌سازی، به یک مقطع منظم تبدیل شد. آتابای و نایت (۲۰۰۶) روشی یک‌بعدی برای بررسی هیدرولیک جریان و رسوب کانال‌های آزمایشگاهی با مقطع مرکب ارائه نمودند. در این روش، ایده‌ای برای تجزیه مقطع مرکب به کانال اصلی و دشت‌های سیلابی ارائه شد که فقط دبی کل جریان را با دقت به نسبت مناسبی محاسبه می‌نماید. عمران و همکاران (۲۰۰۷) هیدرولیک جریان و رسوب مقاطع ساده مستطیلی را با یک مدل ریاضی شبه‌دو بعدی مورد بررسی قرار دادند. نتایج این بررسی، نشان‌دهنده کارایی این مدل بوده است (ظهیری و همکاران، ۲۰۰۹b). زراتی و اطاعت (۲۰۰۱)، با مقایسه قابلیت‌های این مدل با مدل ریاضی FLUVIAL12 نتیجه گرفتند که دقت نتایج مدل GSTARS2.0 در رودخانه‌های در حالت رژیم با بستر ریزدانه و درشت‌دانه، بسیار بهتر است (ظهیری و همکاران، ۲۰۰۹a). ظهیری و همکاران (۲۰۰۹a) با واسنجی مدل ریاضی GSTARS2.0 در رودخانه کارون در محل ایستگاه هیدرومتری اهواز بیان نمودند که تغییرات تراز بستر به دست آمده از روابط رسوبی آکرز- وایت و توفالتی تطابق به نسبت مناسبی را با تغییرات واقعی بستر این ایستگاه دارند. یانگ و سیموئز (۱۹۹۸) با استفاده از مدل ریاضی GSTARS، وضعیت توسعه کف‌کنی یک کانال آزمایشگاهی با بستر ماسه‌ای را شبیه‌سازی نمودند. نتایج محاسبات مطابقت خوبی با داده‌های آزمایشگاهی به‌ویژه در مراحل اولیه کف‌کنی را نشان می‌دهد.

در بیش‌تر این مطالعات مقطع عرضی کانال‌ها، ساده و یا رودخانه‌ای (ترکیب مقطع ساده و مرکب) بوده‌اند و تنها شرایط نهایی کانال (پایدار) مورد توجه بوده و تاکنون پژوهشی که به مدل‌سازی مقاطع

نشریه پژوهش‌های حفاظت آب و خاک جلد (۲۲)، شماره (۱) ۱۳۹۴

مرکب فرسایش‌پذیر و روند تغییرات کانال‌ها پردازد انجام نشده است. در این پژوهش کانال‌های مرکب فرسایش‌پذیری که در دانشگاه نیوکاسل توسط هیدرا (۲۰۰۲) انجام شده، توسط مدل ریاضی GSTARS4.0 مدل‌سازی و روند تغییرات کانال‌ها مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است.

مواد و روش‌ها

الف- مدل ریاضی GSTARS: مدل ریاضی GSTARS مدل یک‌بعدی می‌باشد که با کمک گرفتن از مفهوم لوله‌های جریان می‌تواند به صورت شبه‌دو بعدی تغییرات تراز بستر رودخانه را در دو جهت طولی و عرضی شبیه‌سازی نماید. این مدل قابلیت شبیه‌سازی جریان و رسوب را در رودخانه‌های آبرفتی دارد. این مدل توسط مولیناس و یانگ (۱۹۸۶) در مؤسسه USBR^۱ برای حل مسایل پیچیده مهندسی رودخانه تهیه گردید. این مدل توسط پژوهشگران مختلف برای شبیه‌سازی و پیش‌بینی تغییرات مورفولوژی رودخانه‌ها مورد استفاده قرار گرفت. با بررسی نتایج این مطالعات، نسخه اصلاح شده و کامل‌تر آن با نام GSTARS2.0 ارائه شد. نسخه‌های بعدی این مدل شامل GSTARS3.0، GSTARS-1D، GSTARS-W و GSTARS4.0 به ترتیب در سال‌های ۲۰۰۲، ۲۰۰۴، ۲۰۰۵ و ۲۰۱۰ ارائه شده‌اند (یانگ و آهن، ۲۰۱۰).

مدل ریاضی GSTARS4.0 دارای قابلیت‌های زیادی است که عبارتند از محاسبه مشخصات هیدرولیکی مقاطع روباز در شرایط بستر صلب و فرسایشی، محاسبه پروفیل سطح آب در شرایط جریان زیربحرانی، فوق‌بحرانی و ترکیبی، حل معادله‌های جریان در حالت جزیره‌ای شدن رودخانه، شبیه‌سازی تغییرات پارامترهای هیدرولیکی و رسوبی در دو جهت طولی و عرضی با استفاده از مفهوم لوله‌های جریان، قابلیت کاربرد در سواحل پایدار و فرسایشی، قابلیت استفاده از معادلات تجربی انتقال رسوب، قابلیت شبیه‌سازی رسوبات چسبنده، در نظر گرفتن دانه‌بندی غیریکنواخت رسوب و در نظر گرفتن رسوبات ریزدانه حوضه‌ای یا بار شسته همراه با سیلاب (یانگ و آهن، ۲۰۱۰).

ب- معادلات حاکم GSTARS

هیدرولیک جریان: مدل ریاضی GSTARS4.0 از روش گام استاندارد، معادله انرژی و معادله مومنتم برای حل پروفیل سطح آب استفاده می‌کند. محاسبات جریان در شرایط جریان زیربحرانی، فوق

1- United State Bureau of Reclamation

بحرانی و ترکیبی از معادله انرژی و روش گام استاندارد و در شرایط پرش هیدرولیکی با استفاده از معادله مومنتم قابل حل است. در این مرحله، با استفاده از لوله‌های جریان، ابتدا پروفیل آب برای یک سطح زمانی و دبی خاص در کل مقطع عرضی محاسبه شده و سپس مقطع عرضی به چند لوله جریان با ظرفیت انتقال یکسان (دبی‌های یکسان با مساحت و سرعت متفاوت) تقسیم می‌شود. مرزهای غیرمنظم کانال به همراه سطح آب و دیواره‌های عمودی فرضی بین لوله‌های جریان، محدوده یک لوله جریان را تشکیل می‌دهند.

محاسبات تغییرات تراز بستر: بعد از محاسبات پروفیل سطح آب، محاسبات رسوب به‌طور مجزا در هر لوله جریان انجام می‌شود. این محاسبات با فرض عدم تبادل جرم بین لوله‌های جریان و براساس رابطه پیوستگی رسوب است:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + \eta \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial A_s}{\partial t} - q_s = 0 \quad (1)$$

که در آن، η : حجم رسوب در حجم مصالح بستر رودخانه، A_d : حجم رسوب بستر در واحد طول رودخانه، A_s : حجم رسوب معلق در واحد طول رودخانه، Q_s : دبی حجمی رسوب، q_s : دبی رسوب ورودی جانبی، x : فاصله طولی و t : زمان است. در این مدل فرض می‌شود که میزان تغییر در رسوب معلق در یک مقطع عرضی نسبت به تغییر در بستر رودخانه قابل صرف‌نظر کردن است. همچنین از اثر دبی رسوب ورودی جانبی صرف‌نظر شده است. بنابراین جملات سوم و چهارم معادله بالا حذف می‌شوند. فرض مهم دیگر این است که در طی یک گام زمانی، پارامترهای رسوبی در یک مقطع عرضی به‌صورت ثابت فرض می‌شوند. بنابراین باید گام‌های زمانی در محاسبات، کوچک فرض شود. بدیهی است که در اغلب شرایط رودخانه‌ای، تغییرات پارامترهای هیدرولیک جریان بسیار سریع‌تر از پارامترهای رسوبی رودخانه است. به همین دلیل محاسبات هیدرولیک جریان و رسوب به‌طور مجزا انجام می‌شود. معادله دیفرانسیلی ساده شده بالا در هر لوله جریان و برای هر گروه از دانه‌بندی مصالح بستر به کمک روش تفاضل‌های محدود و الگوی صریح حل می‌گردد. با حل این معادله، تغییر تراز بستر رودخانه در هر مقطع عرضی محاسبه می‌گردد (ظهیری و همکاران، ۲۰۰۹a).

محاسبات ظرفیت انتقال رسوب: ظرفیت انتقال رسوب هر مقطع از رودخانه در یک گام زمانی از رابطه ۲ محاسبه می‌شود:

نشریه پژوهش‌های حفاظت آب و خاک جلد (۲۲)، شماره (۱) ۱۳۹۴

$$C_t = \sum_{k=1}^N p_k C_k \quad (2)$$

که در آن، C_t : ظرفیت کل انتقال رسوب، p_k : درصد مصالح موجود از گروه دانه‌بندی k در مصالح بستر، C_k : ظرفیت انتقال رسوب از هر گروه دانه‌بندی و N : تعداد گروه‌های دانه‌بندی است. C_k براساس یکی از ۱۵ رابطه تجربی انتقال رسوب موجود در مدل ریاضی GSTARS4.0 محاسبه می‌شود (ظهیری و همکاران، ۲۰۰۹a).

حداقل‌سازی توان کل رودخانه: در مدل ریاضی GSTARS4.0 علاوه بر تغییرات تراز بستر رودخانه، تغییرات عرض رودخانه نیز قابل شبیه‌سازی است. مبنای تعیین تغییرات عمق و عرض رودخانه، تئوری‌های کم‌ترین نرخ انرژی مصرفی و کم‌ترین توان رودخانه است. طبق این تئوری، وقتی یک سیستم پویا به حالت تعادلی برسد آن‌گاه نرخ مصرف انرژی در کم‌ترین مقدار است. با توجه به تغییرات مداوم دبی جریان و رسوب، احتمال این‌که یک رودخانه طبیعی به حالت تعادلی برسد بسیار کم است اما رودخانه‌ها، پارامترهای خود مانند هندسه مقطع، شیب طولی، زبری و ... را به‌گونه‌ای تنظیم می‌نمایند که نرخ انرژی مصرفی براساس دبی جریان و رسوب بالادست به کم‌ترین مقدار خود برسد. در محاسبه ابعاد کانال سه معادله مستقلی که باید برقرار باشند عبارتند از پیوستگی جریان، معادله مقاومت و معادله انتقال رسوب. برای آن‌که عرض کانال، یک متغیر مستقل فرض شود باید رابطه چهارمی نیز به‌کار رود. در GSTARS، تئوری کمینه شدن قدرت جریان به‌عنوان معادله مستقل چهارم به‌کار رفته است. براساس تئوری حداقل شدن قدرت جریان، اگر تغییرات عرض کانال نسبت به بالا یا پایین شدن بستر کانال تأثیر کمی بر روی قدرت کل جریان داشته باشد، آن‌گاه پیشروی تغییرات کانال در جهت (عمود) دیگر شروع می‌شود. از نظر کمی، مقدار تغییرات عرض در هر گام زمانی توسط معادله پیوستگی رسوب برای هر لوله جریان تعیین می‌شود. عریض یا باریک کردن کانال تنها برای لوله‌های جریان مجاور ساحل‌ها امکان‌پذیر است و لوله‌های میانی، تغییرات بستر را تنها در جهت عمودی انجام می‌دهد. به‌طور خلاصه، تغییرات هندسی کانال در جهت‌های عمودی و جانبی یا در ترکیب هر دو اتفاق می‌افتد که با هدف کاهش قدرت کل جریان این روند ادامه می‌یابد تا عرض و عمق مناسب تعیین شود (یانگ و آهن، ۲۰۱۰).

پ- **محاسبه تنش برشی ظاهری:** شدت تأثیر اندرکنش میان کانال اصلی و پهنه سیلابی را می‌توان با استفاده از محاسبه نیروی برشی ظاهری بر روی وجه دلخواه (عمودی، افقی یا مایل) میان کانال اصلی

و په‌په‌ها به‌دست آورد. برای جریان یکنواخت دائمی، نیروی برشی ظاهری را می‌توان از تعادل نیروی وارد شده به یک حجم کنترل در جهت جریان به‌دست آورد، که $\sum F_x = 0$ خواهد شد. برای کانال اصلی این معادله را می‌توان اینگونه نوشت:

$$\rho g A_{mc} S_c - \tau_{mc} P_{mc} - \tau_a P_a = 0 \quad (3)$$

که در آن، τ_{mc} : تنش برشی مرزی، P_{mc} و A_{mc} : محیط مرطوب و مساحت کانال اصلی، τ_a : تنش برشی ظاهری و P_a : محیط مرطوب سطح تماس است. مشابه این معادله را می‌توان برای په‌په‌های سیلابی نوشت. در اینجا از رابطه تجربی τ که توسط وارملیتون و مرت (۱۹۹۰) برای محاسبه تنش برشی ارایه شده استفاده شده است.

$$\tau_{a-v} = 3/325 \Delta U^{1/45} (H-h)^{-1/35} B_{fp}^{0.19} \quad (4)$$

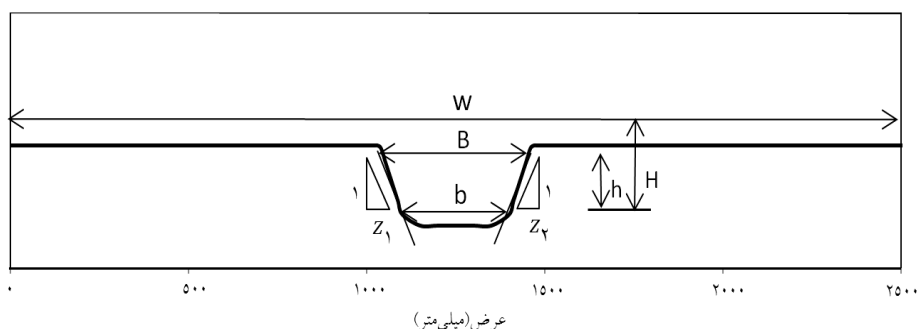
که در آن، τ_{a-v} : تنش برشی ظاهری مؤثر بر سطح عمودی بر حسب نیوتن بر مترمربع، ΔU : اختلاف میان سرعت‌های متوسط کانال اصلی و په‌په سیلابی، $(H-h)$: عمق آب په‌په سیلابی و B_{fp} : عرض په‌په سیلابی است.

ت- کانال مورد مطالعه: کار آزمایشگاهی انجام شده توسط هیدرا (۲۰۰۲) که در این پژوهش توسط GSTARS4.0 مدل شده است، بدین شرح می‌باشد: کانالی به طول ۱۸ متر دارای بدنه و کف فرسایش‌پذیر تا عمق ۰/۶ متر از جنس ماسه با $D_{50} \approx 1/10$ میلی‌متر، عرض ۲/۵ متر و سرریزهای قابل تنظیم برای کنترل سطح آب درون کانال می‌باشد. آزمایش‌های انجام شده بر روی کانال نام‌برده شامل دو سری A و B می‌باشند که با مقاطع عرضی اولیه و دبی‌های جریان مختلف صورت پذیرفته‌اند. در شکل ۱ نمایی از مقطع عرضی نشان داده شده است. مقاطع اولیه جریان مقطع پر، دوزنقه‌ای با شیب جانبی ۱:۱ بوده‌اند. مقاطع عرضی اولیه براساس دبی جریان، شیب کانال و دانه‌بندی مصالح توسط روش وایت، بتیس و پریس^۱ پیش‌بینی گردیده و سپس با استفاده از تجربیات دیگر پژوهشگران به شرایط پایدار نهایی نزدیک شده تا در زمان کم‌تری به پایداری برسند. شیب بستر سری A، ۰/۰۰۱۷ و شامل ۱۲ آزمایش با دبی ۲/۵ تا ۶ لیتر بر ثانیه بوده و شیب بستر سری B، ۰/۰۰۲۱۴ و شامل ۱۲ آزمایش با دبی ۲ تا ۶ لیتر بر ثانیه بوده است. کانال‌ها پس از عبور جریان مقطع پر به پایداری رسیده و

1- White, Bettess and Paris (WBP)

نشریه پژوهش‌های حفاظت آب و خاک جلد (۲۲)، شماره (۱) ۱۳۹۴

اطلاعات مورد نیاز برداشت شده‌اند و سپس جریان سیلابی وارد کانال‌ها شده است (مقاطع به دست آمده از پایداری جریان مقطع پر، مقاطع اولیه جریان سیلابی بوده است). تعدادی از کانال‌های هر سری با دو دبی سیلابی مورد بررسی قرار گرفته است: الف) ۲۵ لیتر بر ثانیه (دبی زیاد) و ب) ۱۵ لیتر بر ثانیه (دبی کم). این دبی‌ها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که دانه‌های ماسه روی پهنه‌های سیلابی قبل از آستانه لغزش قرار داشته باشند. در دبی ۲۵ لیتر بر ثانیه، عمق جریان آب بر روی پهنه سیلابی زیاد است ولی در دبی ۱۵ لیتر بر ثانیه، جریان کم‌تر و عمق آب بر روی پهنه سیلابی پایین‌تر است که باعث تشدید جریان‌های ثانویه در محل اتصال پهنه سیلابی و کانال اصلی گردیده است. در این مطالعه آزمایشگاهی کاهش تغییرات عرض کانال به کم‌تر از ۲ درصد در هر ساعت، معیار پایداری کانال‌ها بوده است. عرض نسبی کانال برابر عرض کل کانال (مقطع) تقسیم بر عرض کانال اصلی مقطع $(\frac{W}{B})$ و عمق نسبی H^* ، عمق آب پهنه سیلابی تقسیم بر عمق کل است $(\frac{H-h}{H})$ می‌باشد.



شکل ۱- نمایی از یک مقطع و پارامترهای هیدرولیکی آن.

ث- داده‌های ورودی به مدل ریاضی: داده‌های ورودی مورد نیاز مدل عبارتند از داده‌های هندسی، داده‌های هیدرولیکی و داده‌های رسوبی. در بخش هندسی، پلان کانال همراه با مقاطع عرضی آن به مدل معرفی گردید. مقاطع کانال‌ها از بالادست به پایین دست مدل‌سازی و در حالت متعادل فرض شده‌اند، یعنی رسوب ورودی به مقطع برابر با ظرفیت انتقال رسوب مقطع می‌باشد. برای وارد کردن مشخصات جریان به مدل از داده‌های دبی و ارتفاع آب استفاده شده است. بدین ترتیب که جریان، یکنواخت و هم‌تراز با سطح آب در آزمایشگاه می‌باشد. در جریان مقطع پر، سطح

آب همتراز با سطح فوقانی مقطع دوزنقه کانال اصلی و در جریان سیلابی از ارتفاع نسبی استفاده شده است. ارتفاع آب روی پهنه سیلابی با استفاده از H^* به دست آمده است. با معلوم بودن مقدار H^* از گزارش آزمایشگاه و h از مقطع به دست آمده از جریان مقطع پر در مرحله قبل، مقدار H محاسبه و برای اطلاعات هیدرولیکی مورد نیاز مدل استفاده گردیده است. با توجه به اهمیت دانه بندی مصالح بستر از اطلاعات منحنی‌های دانه بندی که دارای دانه بندی یکنواخت (تقریباً یک میلی‌متر) می‌باشد، در مدل ریاضی استفاده گردید. در این پژوهش، ۲۰ مورد از آزمایش‌های یادشده برای واسنجی مدل و ۶ مورد دیگر برای صحت‌سنجی مدل به کار رفته است (دو کانال از مجموع ۲۴ کانال پس از عبور جریان سیلابی و رسیدن به پایداری، به مدت ۷ ساعت دیگر نیز ادامه یافته است).

نتایج و بحث

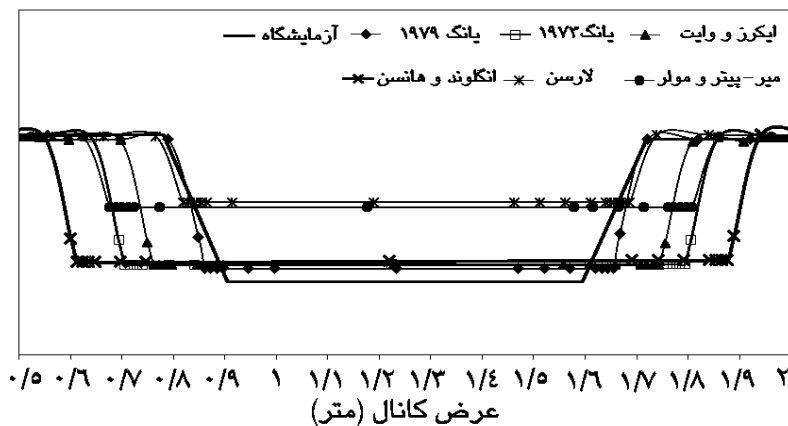
الف- واسنجی مدل ریاضی

واسنجی هیدرولیک جریان: با توجه به این‌که پارامترهای به دست آمده از هیدرولیک جریان مبنای محاسبات رسوبی قرار می‌گیرند، ضروری است که ابتدا از واسنجی مدل ریاضی در بخش هیدرولیک جریان اطمینان حاصل گردد. به این منظور، مدل ریاضی به‌ازای دبی‌ها و ضرایب زبری مانینگ مختلف اجرا شده و نتایج پروفیل سطح آب محاسباتی با مقادیر واقعی رقوم سطح آب بر روی پهنه سیلابی مقایسه گردید. بدین ترتیب با داشتن تراز سطح آب به‌ازای دبی‌های مختلف، مقدار ضریب مانینگ پهنه سیلابی و کانال اصلی در مدل به‌نحوی انتخاب شده تا به‌ازای دبی معلوم ورودی و تراز سطح آب، ابعاد محاسبه شده توسط مدل با مقدار واقعی همخوانی داشته باشد. نتایج این مقایسه بیانگر مطابقت رقوم سطح آب محاسباتی با رقوم سطح آب مشاهداتی به‌ازای ضریب زبری مانینگ کانال اصلی $n_{mc}=0/014$ و برای پهنه سیلابی $n_{fp}=0/01045$ است.

واسنجی هیدرولیک رسوب: پس از اطمینان از واسنجی مدل برای شبیه‌سازی هیدرولیکی، باید مدل ریاضی برای شبیه‌سازی رسوب نیز واسنجی گردد. به این منظور، ابتدا تعداد لوله‌های جریان با آزمون و خطا ($NT=2$) انتخاب شد و زاویه پایداری مصالح بستر برابر مقدار آزمایشگاهی ($\varphi=33^\circ$) قرار گرفت. در ادامه واسنجی، تغییرات مقطع عرضی کانال آزمایشگاهی به‌ازای روابط تجربی مختلف موجود در مدل ریاضی GSTARS شبیه‌سازی شده و با مقطع عرضی آزمایشگاهی مقایسه گردید. شکل ۲ نشان می‌دهد که معادله انتقال رسوب ماسه یانگ^۱ مطابقت بهتری با مشاهدات آزمایشگاهی دارد.

1- Yang's Sand 1973 and Gravel 1984 Transport Formulas

نشریه پژوهش‌های حفاظت آب و خاک جلد (۲۲)، شماره (۱) ۱۳۹۴



شکل ۲- واسنجی روابط رسوبی مختلف برای مقطع عرضی نهایی.

در آخر، مناسب‌ترین زاویه پایداری با تغییر آن در بازه‌های مختلف برابر مقدار آزمایشگاهی $(\varphi=33^\circ)$ تعیین گردید.

ب- **صحت‌سنجی مدل ریاضی:** در مرحله صحت‌سنجی، ۶ مورد آزمایش که در واسنجی مدل به کار نرفته بود استفاده شد. پارامترهای آماری مربوط به مرحله صحت‌سنجی در جدول ۱ آمده است. در این مرحله برای مقایسه بهتر نتایج، پارامترهای آماری ضریب همبستگی، میانگین قدرمطلق خطاهای نسبی و ضریب تغییرات جذر میانگین مربعات خطاها به کار رفته است.

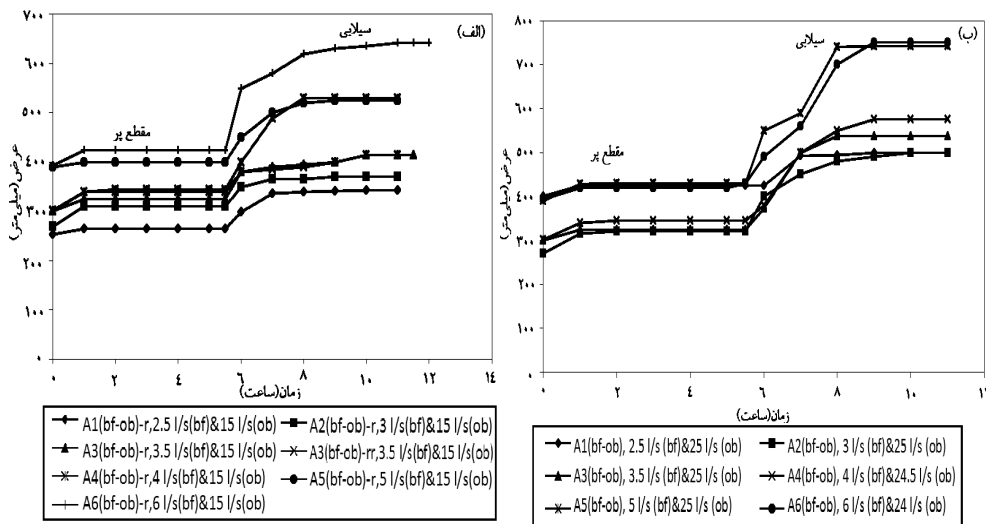
جدول ۱- پارامترهای آماری در مرحله صحت‌سنجی مدل.

ابعاد هندسی مقطع	ضریب همبستگی	میانگین قدرمطلق خطاهای نسبی $MARE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \left \frac{P_i - O_i}{O_i} \right $	ضریب تغییرات جذر میانگین مربعات خطاها $cv(RMSE) = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (P_i - O_i)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \times \frac{100}{O}$
B	۰/۹۸۲	۱۱/۷۰۳	۱۱/۷۵۳
b	۰/۹۶۴	۱۳/۵۲۱	۱۸/۴۴۰
h	۰/۸۷۳	۲۴/۲۸۳	۲۲/۴۲۵
z	۰/۴۱۵	۵۸/۰۹۲	۷۲/۲۵۷
S	۰/۹۳۴	۳/۸۳۰	۴/۸۲۴

P_i : مقدار پیش بینی توسط مدل، O_i : مقادیر آزمایشگاهی و N : تعداد مقادیر به کار برده شده.

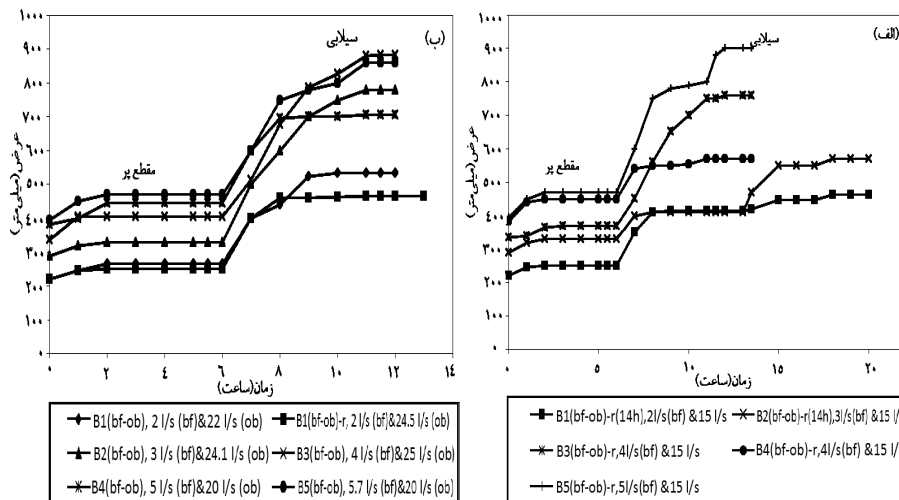
اطلاعات جدول ۱ نشان می‌دهد که ابعاد هندسی و شیب کانال‌ها پس از پایداری به خوبی توسط مدل پیش‌بینی شده است.

ب- پایداری، بستر و شکل کانال: وقتی کانال در معرض سیلاب قرار می‌گیرد عریض شدن کانال اصلی مقطع در ۲ تا ۳ ساعت اول عبور جریان سرعت بیش‌تری دارد. جریان کم‌عمق‌تر و شیب جانبی افزایش خواهد یافت اما مستقیم باقی خواهد ماند. نرخ عریض شدن در طول ۲ تا ۳ ساعت اولیه عبور جریان بیش‌تر است و هرچه شیب کانال بیش‌تر باشد (سری B)، سرعت عریض شدن بالاتر خواهد بود. نرخ عریض شدن کانال در مدل‌ها ۱۸ تا ۶۰ درصد در هر ساعت می‌باشد. اما در کانال‌های آزمایشگاهی تلماسه‌های دوبعدی مشاهده و نرخ عریض شدن بین ۲۰ تا ۵۵ درصد در هر ساعت می‌باشد. در مواردی از کانال‌های آزمایشگاهی نرخ عریض شدن حدود ۸۰ درصد در هر ساعت بوده است که البته در نتایج به‌دست آمده از مدل نیز سرعت عریض شدن در این دو کانال زیاد می‌باشد ولی نرخ عریض شدن حدود ۵۰ درصد در ساعت می‌باشد (شکل‌های ۳ و ۴). حروف bf معرف جریان‌های مقطع پر و ob معرف جریان سیلابی می‌باشد و دبی جریان بر حسب لیتر بر ثانیه می‌باشد.



شکل ۳- تغییرات عرض مدل ریاضی سری A: الف) مقطع پر و دبی سیلابی زیاد و ب) مقطع پر و دبی سیلابی کم.

نشریه پژوهش‌های حفاظت آب و خاک جلد (۲۲)، شماره (۱) ۱۳۹۴

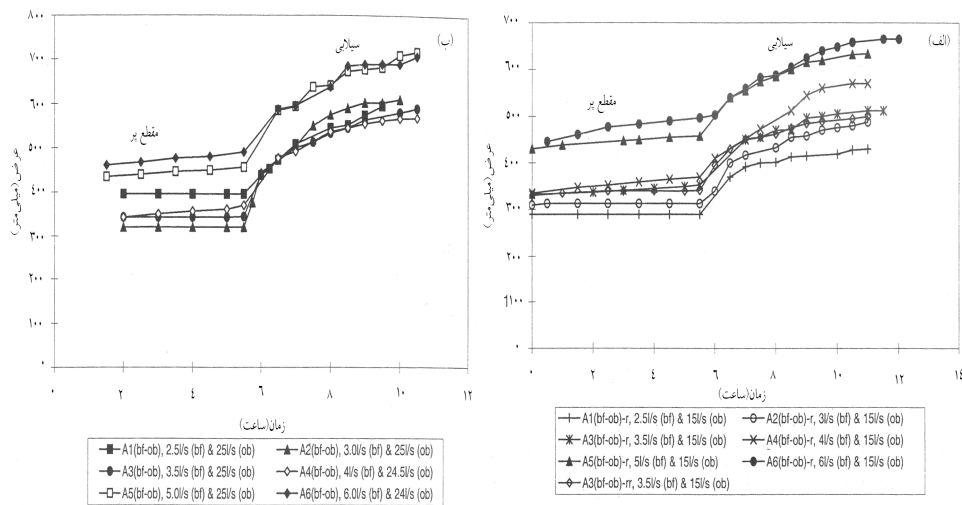


شکل ۴- تغییرات عرض مدل ریاضی سری B: الف) مقطع پر و دبی سیلابی زیاد و ب) مقطع پر و دبی سیلابی کم.

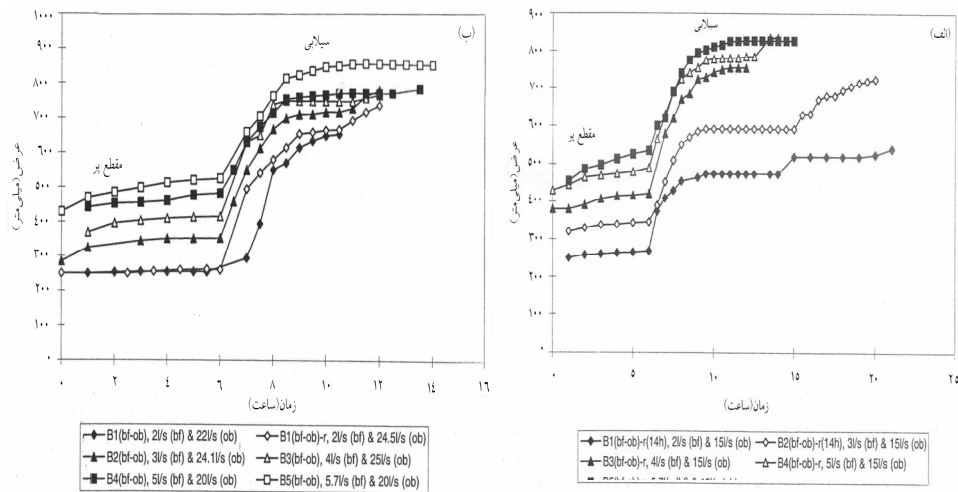
در ۲ تا ۳ ساعت اولیه عبور جریان در مدل، نرخ عریض شدن سری A نسبت به سری B کم‌تر است که برای سری A این عریض شدن ۱۰ تا ۳۴ درصد در هر ساعت است. پس از این تغییرات سریع عرض، با گذشت زمان ۴ تا ۵ ساعت شدت این تغییرات به کم‌ترین مقدار کاهش یافته (۲ تا ۳ درصد در هر ساعت) در این شرایط کانال به حالت پایدار رسیده است (شکل‌های ۳ و ۴). در آزمایشگاه نیز نتایج مشابهی حاصل شده است و نرخ عریض شدن در طول ۲ تا ۳ ساعت اول سری A نسبت به سری B کم‌تر است که برای سری A این عریض شدن ۱۱ تا ۲۹ درصد در هر ساعت می‌باشد. پس از این تغییرات سریع عرض، با گذشت زمان ۵/۵ تا ۶ ساعت از عبور آب در کانال، شدت این تغییرات به کم‌ترین مقدار کاهش یافته (۲ تا ۳ درصد در هر ساعت) در این شرایط کانال به حالت پایدار رسیده است (شکل‌های ۵ و ۶).

براساس نتایج آزمایشگاه، کانال‌هایی که نرخ عریض شدن آن‌ها حدود ۸۰ درصد در ساعت می‌باشد به نسبت پایداری کم‌تری نسبت به سایر کانال‌ها داشته و عمق کم‌تری نسبت به بقیه داشته است و با این همه کانال شکل مستقیم خود را حفظ و تلماسه‌های دویعدی در کانال اصلی در قسمت میانی طول کانال شروع به گسترش کرده است. بنابراین، این کانال‌ها را می‌توان مستقیم و دارای نامنظمی کم در نظر گرفت و می‌توان گفت در آستانه ناپایداری قرار دارد. اما نتایج این مدل کم‌تر بودن

عمق این دو کانال را تأیید نمی‌نماید و ناهمواری به صورت تلماسه‌های دوبعدی را ایجاد نمی‌نماید و بنابراین زبری به دست آمده از فرم بستر در محاسبات اعمال نمی‌شود که می‌تواند دلیل این اختلاف میان گزارش آزمایشگاه و نتایج به دست آمده از مدل باشد.

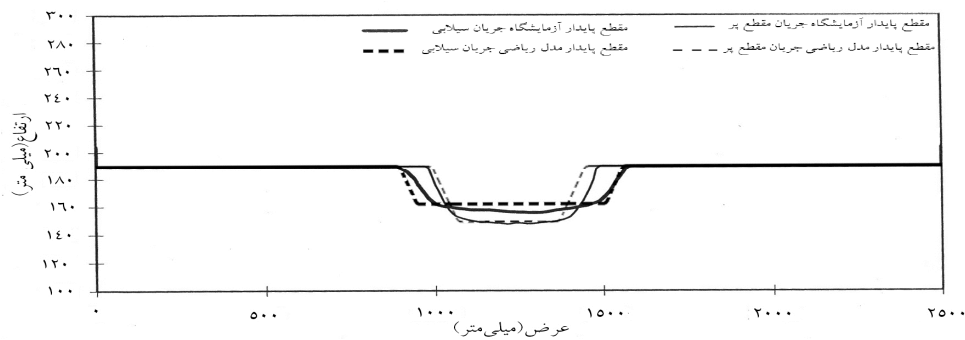


شکل ۵- تغییرات عرض کانال آزمایشگاه سری A: الف) مقطع پر و دبی سیلابی زیاد و ب) مقطع پر و دبی سیلابی کم.

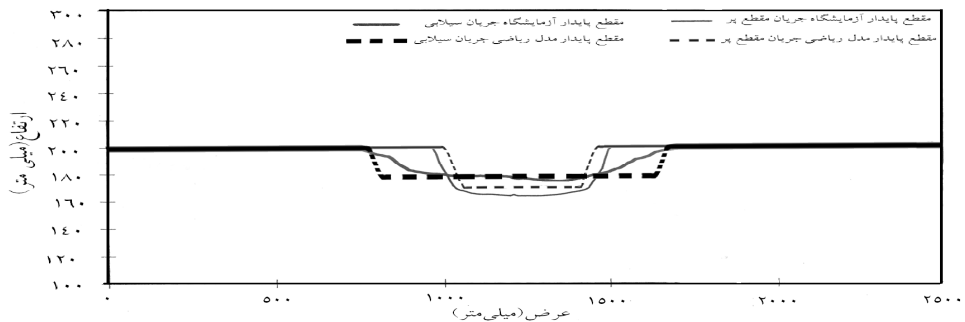


شکل ۶- تغییرات عرض کانال آزمایشگاه سری B: الف) مقطع پر و دبی سیلابی زیاد و ب) مقطع پر و دبی سیلابی کم.

نشریه پژوهش‌های حفاظت آب و خاک جلد (۲۲)، شماره (۱) ۱۳۹۴



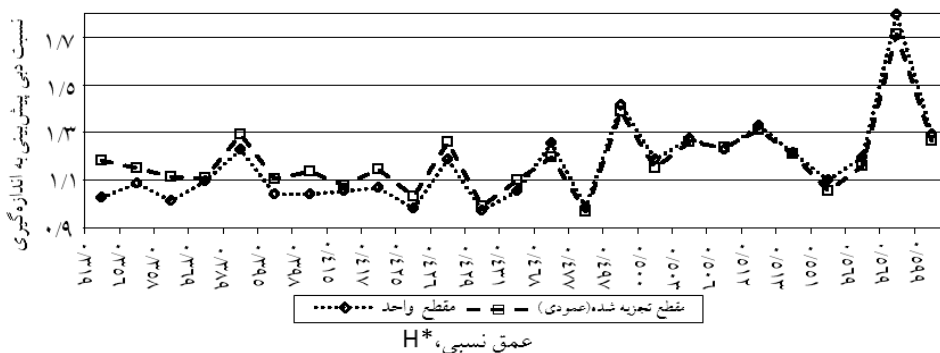
شکل ۷- مقاطع نهایی کانال سری A با دبی مقطع پر ۶ لیتر بر ثانیه و سیلابی ۱۵ لیتر بر ثانیه.



شکل ۸- مقاطع نهایی کانال سری B با دبی مقطع پر ۵/۷ لیتر بر ثانیه و سیلابی ۱۵ لیتر بر ثانیه.

شکل‌های ۷ و ۸ تأثیر شیب را بر ابعاد کانال نشان می‌دهد. با وجود تقریباً یکسان بودن دبی مقطع پر و سیلابی هر دو کانال، کانال با شیب تندتر نسبت به کانال با شیب کم‌تر، عریض‌تر و کم‌عمق‌تر خواهد بود. براساس نتایج کانال مرکب آبرفتی، افزایش شیب کانال باعث افزایش عرض و کاهش عمق کانال خواهد شد. این تغییرات افزایش عمق نسبی و کاهش عرض نسبی برای تمام مدل‌ها و کانال‌های آزمایشگاه در شرایط جریان سیلابی را باعث می‌شود. از بررسی شکل ۸ علت ضریب همبستگی پایین شیب کناره‌ها را می‌توان دریافت که جریان‌های ثانویه باعث فرسایش کناره‌ها و افزایش Z می‌گردد. روش‌های متداول محاسبه دبی در کانال‌های مرکب مقطع واحد (SC) و روش تقسیم کانال (DCM) در محاسبه تأثیر اندرکنش میان جریان سریع در کانال اصلی و جریان کند پهنه‌های سیلابی که در نتیجه آن انتقال مومنتم از کانال اصلی به پهنه‌ها به‌وجود می‌آید، موفق نبوده است اما به‌دلیل

سادگی و راحتی هنوز از آن استفاده می‌شود. دبی کل، هم به روش مقطع تجزیه شده و هم مقطع واحد محاسبه شده و از آنجایی که عمق نسبی عاملی مهم در جریان سیلابی می‌باشد اختلاف میان دبی واقعی و پیش‌بینی شده براساس عمق نسبی جریان در شکل ۹ رسم شده است.



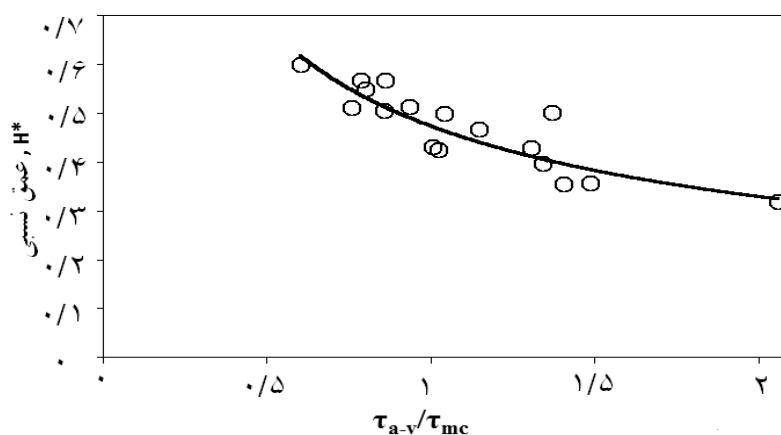
شکل ۹- مقایسه میان دبی کل پیش‌بینی شده توسط روش‌های مقطع واحد و تجزیه شده (عمودی).

روش تجزیه مقطع با زیر مقاطع عمودی (DC-V) دبی کل را برای عمق‌های نسبی مختلف، بیش‌تر تخمین می‌زند. براساس پژوهش‌ها این خطا در اعماق نسبی کم‌تر، بیش‌تر بوده و با افزایش سطح آب، نتایج بهبود می‌یابد که البته در این پژوهش اعماق نسبی از ۰/۳۱۹ تا ۰/۶۰ می‌باشد و جریان‌ها خیلی کم‌عمق نیستند. از این‌رو در اعماق نسبی بالاتر از ۰/۵۱۲ مقدار تخمین زده شده نسبت به اعماق ۰/۳۱۹ تا ۰/۵۰۶ بیش‌تر از مقدار واقعی می‌باشد. روش مقطع واحد نیز دبی کانال را بیش‌تر تخمین می‌زند اما اختلاف آن با مقادیر واقعی کم‌تر از مقادیر به‌دست آمده از روش تجزیه مقطع می‌باشد (شکل ۹).

با استفاده از رابطه وارمیتون و مرت (۱۹۹۰) تغییرات تنش برشی ظاهری در کانال، برای دو گام زمانی بررسی شده است. برای این کار دو کانال سیلابی ابتدا برای ۷ ساعت و سپس برای ۷ ساعت دیگر (۱۴ ساعت جریان سیلابی) ادامه پیدا کرده است. درآزمایشگاه بعد از ۱۴ ساعت عبور جریان سیلابی، سرعت در کانال اصلی نسبت به ۷ ساعت قبل کاهش و سرعت در پهنه‌های سیلابی افزایش می‌یابد. این نشان می‌دهد که انتقال مومتم از کانال اصلی به پهنه‌های سیلابی انتقال می‌یابد. براساس نتایج به‌دست آمده از مدل نیز تنش برشی ظاهری در سطح عمودی پس از ۱۴ ساعت عبور جریان

نشریه پژوهش‌های حفاظت آب و خاک جلد (۲۲)، شماره (۱) ۱۳۹۴

نسبت به ۷ ساعت قبل کاهش می‌یابد. شکل ۱۰ تغییرات تنش برشی ظاهری در مقابل عمق نسبی را نشان می‌دهد که در اعماق نسبی کم، تنش برشی ظاهری ۲ برابر تنش برشی متوسط کانال اصلی می‌باشد، اما در اعماق نسبی بالاتر تنها ۵۰ درصد آن است.



شکل ۱۰- ارتباط عمق نسبی و نسبت تنش برشی ظاهری به تنش برشی کف کانال.

بدست آوردن مقدار τ_{a-v} / τ_{mc} در انتهای سیلاب ارزش خاصی ندارد، ولی مقدار بالای آن در ابتدای سیلاب و کاهش آن به معنی تلاش کانال برای تغییر خود در جهت کاهش اندرکنش میان جریان اصلی و پهنه سیلابی می‌باشد.

نتیجه‌گیری

۱- واسنجی هیدرولیک جریان سیلابی مدل ریاضی GSTARS4.0 نشان می‌دهد به‌ازای ضریب زبری مانینگ کانال اصلی $n_{mc}=0/014$ و برای پهنه سیلابی $n_{fp}=0/01045$ بهترین تطابق بین پروفیل سطح آب محاسباتی توسط مدل با مقادیر واقعی رقوم سطح آب کانال را نشان می‌دهد.
 ۲- نتایج واسنجی مدل کانال مرکب آزمایشگاهی با بستر ماسه‌ای و D_{50} تقریباً یک میلی‌متر نشان می‌دهد که مقاطع عرضی به‌دست آمده از معادله انتقال رسوب ماسه‌ی‌انگ تطابق به‌نسبت مناسبی با مقطع آزمایشگاهی کانال مرکب را دارند.

- ۳- برای صحت‌سنجی مدل ریاضی، ابعاد مقطع عرضی کانال آزمایشگاهی استفاده شده است. نتایج صحت‌سنجی، قابلیت و کارایی مناسب مدل ریاضی GSTARS4 در پیش‌بینی تغییرات طولی و عرضی تراز بستر کانال مرکب را نشان می‌دهد.
- ۴- براساس نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی کانال‌های مرکب آبرفتی، افزایش شیب طولی کانال باعث افزایش عرض و کاهش عمق کانال خواهد شد. این تغییرات افزایش عمق نسبی و کاهش عرض نسبی برای تمام مدل‌ها و کانال‌های آزمایشگاه در شرایط جریان سیلابی را باعث می‌شود که در نتیجه افزایش عمق نسبی، تنش برشی کاهش می‌یابد.
- ۵- هنگامی که یک کانال پایدار سیلابی می‌شود، تغییرات ابعاد آن به‌گونه‌ای انجام می‌گیرد که رفتاری مشابه مقطع واحد داشته باشد، بنابراین محاسبه دبی به‌صورت مقطع واحد برای کانال توسعه‌یافته مرکب، مناسب‌تر از روش تجزیه مقطع می‌باشد.

منابع

1. Ackers, P. 1993. Flow formulae for straight two-stage channels. J. Hydr. Res. 31: 4. 509-531.
2. Ayyoubzadeh, S.A. 1997. Hydraulic aspects of straight compound channel flow and bed sediment transport. Ph.D. Thesis in Civil Engineering, University of Birmingham Upon Tyne, UK, 220p.
3. Babaeyan-Koopaei, K. 1996. A study fo straight stable channels and their interactions with bridge structures, Ph.D. Thesis in Civil Engineering, University of Newcastle Upon Tyne, UK, 224p.
4. Benson, I., Valentine, E.M., Nalluri, C., and Bathurst, J.C. 1997. Flood channel facility: Experiment in two stage channels mobile boundary channels, The 27th Congress of the International Association for Hydraulic Research, San Francisco, California-USA.
5. Bettes, R. 1997. Research on the motion of uniform and non-uniform sediment in two- stage channels, The 27th Congress of the International Association for Hydraulic Research. San Francisco, California, USA. 2: 1227-1232.
6. Brown, F.A. 1997. Sediment transport in river channels at high stage. Ph.D. Thesis in Civil Engineering, University of Birmangham, England, UK.
7. Greenhill, R.K., and Sellin, R.H.J. 1993. Development of a simple method to predict discharge in compound meandering channels. Proceedings of the ICE - Water Maritime and Energy. 10: 37-44.
8. Haidera, M.A.T. 2002. The stability of alluvial channels with overbank flow. Ph.D. Thesis in civil engineering. Newcastle University, 230p.

9. Knight, D.W., and Sellin, H.J. 1987. The SERC flood channel facility. *Water Environ. J.* 1: 2. 198-204.
10. Lambert, M.F., and Myers, W.R. 1998. Estimating the Discharge capacity in straight compound channels. *Proceedings of the ICE - Water Maritime and Energy.* 130: 84-94.
11. Rameshwaran, P., and Willetts, B.B. 1999. Conveyance prediction for meandering two-stage channel flows. *Proceedings of the ICE - Water Maritime and Energy.* 136: 153-166.
12. Shakir, A.S. 1992. An experimental investigation of channel plan forms. Ph.D. Thesis in civil engineering, Newcastle University, UK, 224p.
13. Wormleaton, P.R., and Merrett, D.J. 1990. An Improved Method of Calculation for Steady Uniform Flow in Prismatic Main Channel/ Floodplain Section. *J. Hydr. Res.* 28: 2. 157-174.
14. Yang, C.T., and Ahn, J. 2010. GSTARS4 User's Manual. Hydroscience and Training Center Colorado State University.
15. Yang, C.T., and Simões, J.M. 1998. Simulation and prediction of river morphologic changes using GSTARS2.0. 3rd Int. Conf. on Hydro-Science and Engineering. Cottbus, Berlin, Germany.
16. Zahiri, A.R., Shahinejad, B., and Rostami, S. 2009a. Simulation of Karun river sedimentation using GSTARS2.0 (A reach between Ahwaz and Farsiat hydrometric stations), *Gorgan J. Water Soil Cons.* 16: 4. 25-42.
17. Zahiri, A.R., Ayyoubzadeh, S.A., and Dahanzadeh, B. 2009b. Numerical solution of velocity lateral distribution in rivers (Case study: Karoun river at Molasani station). *Gorgan J. Agri. Sci. Natur. Resour.* 16: 2. 273-283.



Gorgan University of Agricultural
Sciences and Natural Resources

J. of Water and Soil Conservation, Vol. 22(1), 2015
<http://jwsc.gau.ac.ir>

Numerical Study of stability of alluvial compound channels using empirical results

Gh.R. Azizyan¹ and *R. Mir²

¹Assistant Prof., Dept. of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan,

²M.Sc. Graduate, Dept. of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan

Received: 10/18/2013; Accepted: 06/01/2014

Abstract

The first step in designing and optimal management of flood control projects is appropriately identifying behavior of the river during the flood. When channel is subjected to overbank flow, interaction between the main channel and flood plains and momentum transfer at the interface between the two partial cross sections results in energy loss and cause the cross-channel to become more complex. Also the main distinction between compound and ordinary sections is due to this phenomenon. The purpose of present paper is to study geometric parameters and dynamic stability approaches of simple and compound alluvial channels. To this end a laboratory channel has been modeled with GSTARS4. This mathematical model performs based on theory of total stream power minimization. The calibration of this model was based on water surface elevation, cross section geometry, sediment transport equations and friction factor. Some of the data not used in the calibration were used to verify the model. The results show that bankfull channels changed initial hydraulic geometry and reached a stable state. Then stable channels subjected to overbank flow, adjusted their conditions to achieve a new stability so that increase in the longitudinal slope resulted in increase in relative depth and decrease in relative width with time. Also in experienced range of relative depths, show that discharge calculations as a single channel is more appropriate than rate of decomposition for developed compound channel. Proportion of apparent to average shear stress ratio in low relative depths was 4 times higher than greater relative depths.

Keywords: Regime channel, Overbank flow, Shear stress, GSTARS4.0

* Corresponding Author; Email: mir_reza62@yahoo.com

