

تحلیل جریان در عرض رودخانه به روش اجزاء محدود

عبدالرضا ظهیری*^۱

تاریخ دریافت: ۹۴/۰۷/۱۵

تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۸/۰۴

^۱ - استادیار گروه مهندسی آب، دانشکده مهندسی آب و خاک، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان

* مسئول مکاتبات، پست الکترونیکی: Zahiri.areza@gmail.com

چکیده

رودخانه‌های آبرفتی غالباً دارای دشت‌های سیلابی عریضی می‌باشند که در انتقال سیل، بهبود شرایط زیست‌گاه رودخانه، حاصل‌خیزی اراضی ساحلی و نیز رونق فعالیت‌های کشاورزی و تفریحی نقش مهمی دارند. برای محاسبه دبی جریان سیل در مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی و نیز شناسایی نقاط فرسایش‌پذیر رودخانه، تعیین توزیع عرضی سرعت جریان و تنش برشی مرزی دارای اهمیت زیادی است. این‌درحالی است که در شرایط سیل، اندازه‌گیری پروفیل عرضی سرعت جریان و به‌ویژه تنش برشی نیازمند تجهیزات پیشرفته و گران‌قیمت است. بنابراین، استفاده از مدل‌های ریاضی شبه‌دو بعدی مبتنی بر حل معادلات پیوستگی و اندازه حرکت جریان به‌عنوان راه‌کاری مناسب در طرح‌های مهندسی رودخانه جایگاه ارزشمندی پیدا نموده است. در این مقاله با حل عددی مدل ریاضی شبه‌دو بعدی شیونو و نایت به‌کمک روش اجزاء محدود، ابتدا توزیع عرضی سرعت در رودخانه میناب (ایستگاه برنطین) با استفاده از داده‌های صحرائی و اسنجی شد. بیشینه خطای مدل در برآورد دبی جریان سیلاب حدود ۱۳ درصد به‌دست آمد. سپس توزیع عرضی تنش برشی برای سیلاب سال ۱۳۷۴ شبیه‌سازی شده و به‌کمک آن تغییرات هندسه مقطع عرضی رودخانه تحلیل شد. نتایج این تحقیق نشان داد که وضعیت فرسایش و رسوب‌گذاری در عرض رودخانه بر اساس تنش‌های برشی به‌دست آمده از مدل ریاضی به واقعیت بسیار نزدیک می‌باشد.

واژه‌های کلیدی: توزیع عرضی تنش برشی مرزی، توزیع عرضی سرعت، رودخانه میناب، روش اجزاء محدود، مدل شبه-

دو بعدی

Analysis of Flow in River Cross Section Using Finite Elements Method

AR Zahiri^{1*}

Received: 07 October 2015 Accepted: 25 October 2016

1- Assist. Prof., Dept. of Water Eng., Faculty of Water and Soil Eng., Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources, Iran

* Corresponding Author, Email: zahiri.areza@gmail.com

Abstract

Alluvial rivers often have wide floodplains which play an important role in flood passage, enhancement of environmental habitat, soil fertility and extending recreational and agricultural activities. For calculation of flood discharges in main channel and floodplains and recognition of erodible sections of the river, simulation of lateral velocity and bed shear stress distribution are important. In the flooding situation, however, advanced and expensive pieces of equipment are required to measure lateral profile of velocity and specially bed shear stress. Therefore, application of quasi 2-D mathematical models based on solutions of continuity and momentum equations is important in river engineering projects. In this paper, at first, by application of Shiono and Knight model numerical solution and use of finite element method, lateral distribution of flow velocity in Minab river (at Berentin station) was calibrated based on field data. The maximum error was around 13 percent for flood discharge computation. Then, lateral distribution of bed shear stress for a flood event in the year 1374 (Iranian calendar) was simulated, based on which lateral variations of river cross section were analyzed. Results of this research showed that erosion and sedimentation situation in river width computed by mathematical model based on bed shear stress presented good agreement with the actual data.

Keywords: Finite element method, Lateral distribution of boundary shear stress, Lateral velocity distribution, Minab river, Quasi 2-D model

مقدمه

رودخانه فرم یک مقطع مرکب^۱ را به خود می‌گیرد. اصطلاح مقاطع مرکب به هندسه‌ای از کانال یا رودخانه اطلاق می‌شود که شامل یک مجرای میانی و یک یا دو کناره باشد. این هندسه در رودخانه‌های سیلابی، کانال-های آبیاری و زهکشی، مسیلهای انحراف سیل، مجاری فاضلاب و نیز سرریزهای تخلیه به‌وفور قابل مشاهده است. در این حالت، تغییرات سرعت و تنش برشی در عرض رودخانه معمولاً شدید بوده و روابط

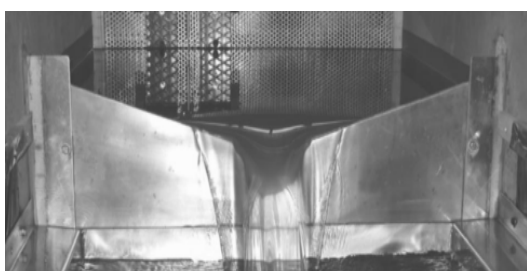
یکی از مهم‌ترین پارامترها در محاسبات هیدرولیک جریان و رسوب در رودخانه‌ها، سرعت متوسط جریان و تنش برشی بستر است. در شرایط جریان پایه، عمق جریان تقریباً کم بوده و تغییرات سرعت جریان و تنش برشی در عرض رودخانه ناچیز است. با وقوع سیل و افزایش تراز سطح آب، عرض وسیعی از رودخانه مرطوب شده و مجرای اصلی و کناره‌های رودخانه را آب فرا می‌گیرد. در این حالت،

¹ Compound channels

تغییر عمق آب و نیز ضریب زبری بستر در دو مجرای اصلی و سیلابی رودخانه، تغییرات سرعت جریان و نیز تنش برشی مرزی در عرض رودخانه تشدید شده به طوری که در نظر گرفتن یک مقدار متوسط برای این پارامترها، منطقی و قابل قبول نیست.

معمول هیدرولیکی جوابگوی محاسبه دقیق این پارامترها نیست. در شکل ۱، نمونه‌ای از کاربرد مقاطع مرکب ارائه شده است.

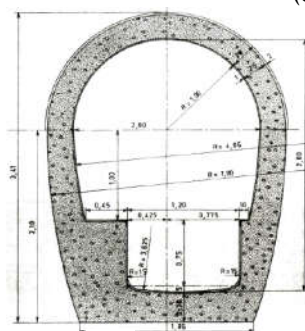
طبق تعریف محققان هیدرولوژی، سیل پدیده‌ای است که در طی آن آب، مقطع اصلی رودخانه را فرا گرفته و وارد دشت‌های سیلابی می‌شود. با توجه به



(ب)



(الف)



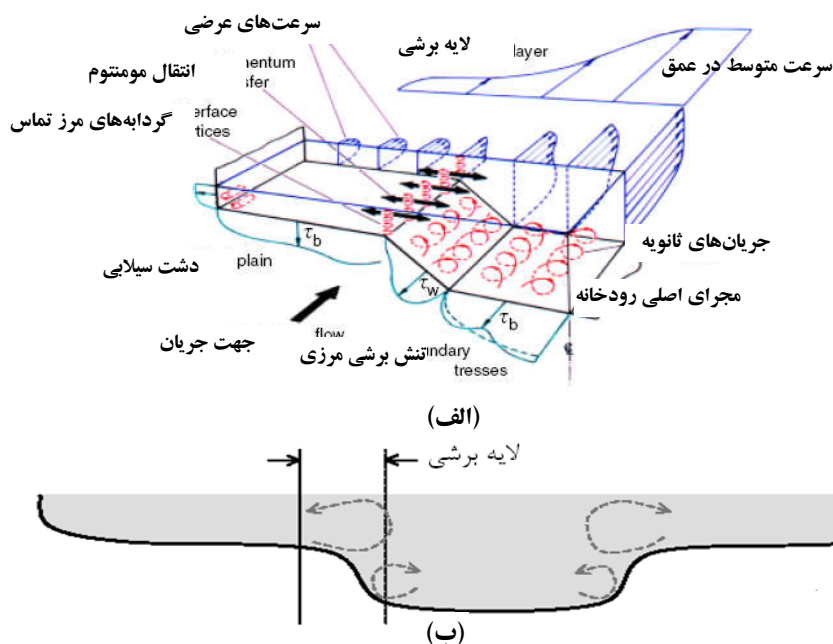
(ج)

شکل ۱- کاربرد مقاطع مرکب در الف- انتقال سیل، ب- سرریز تخلیه، ج- مجرای فاضلاب.

این پدیده از انرژی جریان پرسرعت مجرای اصلی کاسته شده و به انرژی جریان کم‌سرعت دشت سیلاب افزوده می‌شود. این مسئله بسیاری از محاسبات هیدرولیک جریان و رسوب در رودخانه‌های سیلابی از قبیل استخراج رابطه دبی- اشل، محاسبه ظرفیت انتقال رسوب معلق و بستر رودخانه، تعیین تنش برشی در نقاط مختلف بستر و کناره‌ها، حفاظت سواحل و نیز محاسبات انتقال و پخش مواد آلاینده را تحت‌تاثیر قرار می‌دهد (شیونو و نایت ۱۹۸۸، اکرز ۱۹۹۳، کارامیشوا و همکاران ۲۰۰۵، هو و همکاران ۲۰۱۰). در شکل ۲-الف و ۲-ب مکانیزم هیدرولیک جریان در یک مقطع مرکب منظم و در شکل ۲-ب اندازه و جهت سلول‌های چرخشی جریان ثانویه به‌صورت شماتیک نمایش داده شده است.

در این حالت، یک لایه برشی^۲ در مرز اتصال مجرای اصلی به دشت سیلابی در هر یک از سواحل رودخانه ایجاد می‌شود. این لایه برشی ناشی از تنش برشی بین لایه‌هایی از سیال است که با سرعت‌های کاملاً متفاوتی در حال حرکت هستند. با توجه به اینکه در مرز تماس مجرای اصلی رودخانه با دشت‌های سیلابی، بیشینه‌گرادیان سرعت وجود دارد به همین دلیل در این مرز، بیشترین و قوی‌ترین گردابه‌های چرخشی نیز ایجاد می‌شوند. در اثر این گردابه‌ها، انرژی جریان از مجرای اصلی به سمت دشت‌های سیلابی منتقل می‌شود که به این پدیده تبادل مومنوم نیز گفته می‌شود. در اثر

² Shear layer



شکل ۲- نمایش شماتیک هیدرولیک جریان در رودخانه‌های سیلابی.

۲۰۰۲، شریفی ۲۰۰۹، ظهیری و همکاران ۱۳۸۸، جیسون و همکاران ۲۰۱۳، کردی و همکاران ۲۰۱۵). در این مطالعات از مدل شیونو و نایت غالباً برای حل توزیع عرضی سرعت در کانال‌ها و رودخانه‌های سیلابی استفاده شده و مطالعات بسیار محدودی در زمینه تعیین توزیع عرضی تنش برشی در رودخانه‌ها انجام شده است. برخی از محققان بر محاسبه تنش برشی ظاهری^۳ که در مرز تماس مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی ایجاد می‌شود تأکید نموده و روابط تجربی متعددی را نیز ارائه نموده‌اند (اروین و بیرد ۱۹۸۲، ورم‌لیتون و همکاران ۱۹۸۲، بیرد و اروین ۱۹۸۴، نایت و حامد ۱۹۸۴، پرینوس و تاونسند ۱۹۸۴، ورم‌لیتون و مرت ۱۹۹۰، سمارت ۱۹۹۲، کریستودولو ۱۹۹۲، بوسمار و زک ۱۹۹۹، کاتوا و پترا ۲۰۰۷، مارتین-واید و مورتا ۲۰۰۸). کیونگ-ساپ (۲۰۱۰) با مدل‌سازی فیزیکی بازه‌ای از رودخانه پیچان رود ریوگرانده، توزیع تنش برشی در عرض این رودخانه را مورد بررسی قرار داد. نتایج نشان داد که اندازه‌گیری مستقیم تنش

تاکنون محققان زیادی در زمینه مقاطع مرکب اقدام به مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی نموده و مدل‌های ریاضی متنوعی نیز برای مدل‌سازی پدیده تبادل مومنوم بین مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی ارائه شده است. در این میان، مدل‌های ریاضی شبه دوبعدی با دارا بودن مزایای مدل‌های یک‌بعدی و دو-بعدی به‌صورت توأم، توجه محققان بسیاری را جلب نموده است. شیونو و نایت (۱۹۸۸) با توسعه یک مدل ریاضی شبه‌دوبعدی بر اساس معادلات ناویه-استوکس، اولین گام را برای مدل‌سازی کاربردی هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب پایه‌ریزی نمودند. این مدل برای حل توزیع عرضی سرعت و تنش برشی بدون دخالت جریان‌های ثانویه ارائه شد. سپس این محققان در سال ۱۹۹۱ تأثیر جریان ثانویه را نیز لحاظ نموده و نشان دادند که جریان‌های ثانویه در محاسبه توزیع تنش برشی به‌ویژه در حالت دشت‌های سیلابی زبر نقش مهمی دارند. این مدل ریاضی تاکنون در بسیاری از تحقیقات مورد استفاده قرار گرفته است (نایت و همکاران ۱۹۸۹، نایت و آبریل ۱۹۹۶، آبریل

³ Apparent shear stress

است، اما حل توزیع عرضی تنش برشی بستر در نقاط مختلف کانال بسیار مشکل بوده و برای به دست آوردن مقادیری مطابق با داده‌های آزمایشگاهی، باید فرآیند خاصی طی شود. این فرآیند شامل واسنجی دقیق مدل ریاضی به کمک تصحیح ضریب اصطکاک داریسی-ویسباخ، ضریب بدون بعد لزجت جریان تلاطمی (لزجت گردابه‌ای) و از همه مهمتر ضریب بدون بعد جریان ثانویه قابل انجام است. اگرچه در کانال‌های مرکب آزمایشگاهی این فرآیند تا حدودی توسط محققان مختلف معرفی و ارائه شده است (شیونو و نایت ۱۹۹۱)، اما برای رودخانه‌های سیلابی عریض با هندسه نامنظم در مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی به سادگی قابل انجام نیست.

اولین گام برای حل توزیع عرضی تنش برشی در رودخانه‌ها، محاسبه توزیع عرضی سرعت جریان است. مهم‌ترین مدل ریاضی شبه‌دوبعدی برای شبیه‌سازی توزیع عرضی سرعت، مدل ریاضی شیونو و نایت (۱۹۹۱) است:

$$\begin{aligned} & \rho g H S_0 - \rho \frac{f}{8} U_d^2 \sqrt{\left(1 + \frac{1}{s^2}\right)} \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho \lambda H^2 \sqrt{\frac{f}{8}} U_d \frac{\partial U_d}{\partial y} \right) \quad [1] \\ & = \frac{\partial}{\partial y} \left[H (\rho \overline{UV})_d \right] \end{aligned}$$

که در رابطه فوق، U_d سرعت متوسط در عمق، H عمق کل جریان در رودخانه، s شیب جانبی کف یا ساحل رودخانه، f ضریب اصطکاک داریسی-ویسباخ، λ ضریب بدون بعد لزجت جریان تلاطمی، ρ جرم حجمی آب، S_0 شیب طولی رودخانه، g شتاب ثقل، γ فاصله در جهت عرضی و \overline{U} و \overline{V} متوسط زمانی سرعت‌های جریان به ترتیب در جهت‌های طولی و عرضی می‌باشند. جمله سمت راست معادله ۱ اثر جریان‌های ثانویه^۴ را نشان می‌دهد. بنا به تحقیقات شیونو و نایت (۱۹۹۱) و

برشی به سهولت ممکن نیست. هوشمندی و همکاران (۱۳۹۳) با مقایسه نتایج روش‌های مختلف محاسبه توزیع تنش برشی در مقاطع مرکب به این نتیجه رسیدند که روش مبتنی بر مدل شیونو و نایت به دلیل در نظر گرفتن اثر جریان‌های ثانویه، دقت بهتری نسبت به روش‌های عمودهای به هم پیوسته و عمق قائم دارد. هاپکینسون و وین-تامپسون (۲۰۱۶) با انجام مطالعات آزمایشگاهی، دقت نتایج تخمین تنش برشی کناره رودخانه‌های با پوشش گیاهی را بررسی نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که محاسبه تنش برشی کناره‌ها بر اساس مقادیر سرعت جریان به دلیل اثر جریان ثانویه دارای خطا است. نتایج مطالعات فوق اهمیت اثر جریان‌های ثانویه در محاسبه تنش برشی را نشان می‌دهد. از طرف دیگر، با بررسی مطالعات پیشین مشخص می‌شود که تاکنون توزیع عرضی تنش برشی در رودخانه‌های سیلابی به منظور شناسایی نقاط فرسایشی و رسوب‌گذار در عرض رودخانه مورد بررسی قرار نگرفته است. به همین دلیل در این مقاله به کمک مدل ریاضی شیونو و نایت، توزیع عرضی تنش برشی بستر و کناره‌ها در چند واقعه سیلابی در رودخانه میناب محاسبه شده و به کمک آن، تغییرات مورفولوژی شامل پتانسیل فرسایش‌پذیری در عرض رودخانه مورد بررسی قرار گرفته است.

مواد و روش‌ها معادلات حاکم

تعیین توزیع عرضی تنش برشی مرزی در کانال‌های مرکب روباز به دلیل نامنظمی در هندسه کانال، وجود جریان‌های ثانویه و نیز تغییرات ضریب زبری در عرض کانال دارای پیچیدگی می‌باشد (عمران و نایت ۲۰۰۶). این پیچیدگی در حالت حل مدل‌های ریاضی دوبعدی و شبه‌دوبعدی آشکارتر می‌شود. بدین صورت-که در این مدل‌ها با وجود اینکه توزیع عرضی سرعت متوسط در عمق جریان با دقت مناسبی قابل شبیه‌سازی

⁴ Secondary flow

$$U_d \frac{\partial U_d}{\partial y} = \frac{1}{2} \frac{\partial U_d^2}{\partial y} \quad [۲]$$

$$U(y) = U_d^2(y) - \rho \frac{f}{8} U(y) \sqrt{1 + \left(\frac{\partial Z_b}{\partial y}\right)^2} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\rho}{2} \lambda H^2 \sqrt{\frac{f}{8}} \frac{\partial U(y)}{\partial y} \right) \quad [۳]$$

$$= \frac{\partial}{\partial y} [H(\rho \overline{UV})_d] - \rho g H S_0$$

معادله خطی ۳ به کمک دو شرط مرزی سرعت-

های صفر در دو لبه کناری آب (محل تماس آب با دیواره رودخانه) قابل حل است. دو عبارت سمت راست معادله فوق مستقل از مجهول اصلی (سرعت طولی) بوده و به صورت مقادیر ثابت یا متغیر در عرض رودخانه قابل تعریف می‌باشند. عبارت اول بیان‌کننده اثر جریان‌های ثانویه بوده که با توجه به شکل ۲، برای مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی مقادیری متفاوت با علامت مخالف یکدیگر دارد (شیونو و نایت ۱۹۹۱، اروین و همکاران ۲۰۰۰، کردی و همکاران ۲۰۱۵). برای حل این معادله، ابتدا عرض رودخانه به بازه‌های کوچک‌تر تقسیم می‌شود. با توجه به این‌که در مقاطع رودخانه‌ای، مقادیر H ، f و S برای هر بازه متفاوت می‌باشند، مقادیر متوسط این پارامترها برای هر بازه e به صورت زیر محاسبه می‌شوند (بدیعی ۱۳۷۸):

$$\bar{f}^{(e)} = \frac{f_i + f_{i+1}}{2}, \quad \bar{H}^{(e)} = \frac{H_i + H_{i+1}}{2}$$

$$\frac{1}{S^{(e)}} = \left| \frac{y_{i+1} - y_i}{H_{i+1} - H_i} \right| \quad [۴]$$

که i بیان‌کننده موقعیت هر گره می‌باشد. با توجه به معادله ۴، معادله دیفرانسیل ۳ به صورت معادله زیر بازنویسی می‌شود:

اروین و همکاران (۲۰۰۰)، جریان ثانویه در قوس رودخانه‌ها و کانال‌های کم‌عرض دارای اهمیت بوده و به‌ویژه برای شبیه‌سازی توزیع عرضی تنش برشی باید در نظر گرفته شود. داسیلوا (۲۰۰۶) معتقد است که در رودخانه‌های طبیعی که عرض رودخانه زیاد است، جریان‌های ثانویه نسبت به جریان طولی دارای اهمیت کمتری هستند.

روش اجزاء محدود

معادله دیفرانسیل ۱ از نوع معادلات دیفرانسیل معمولی غیرخطی مرتبه دوم با شرایط مرزی است. این معادله به دو روش تحلیلی و عددی قابل حل است اما با توجه به نامنظمی هندسه رودخانه‌ها، حل عددی این معادله ساده‌تر است. روش‌های عددی حل این معادله شامل روش پرتاب^۵، تفاضل‌های محدود^۶، حجم محدود^۷ و اجزاء محدود^۸ می‌باشند که در اینجا از روش اجزاء محدود استفاده شده است. این روش کاربردهای وسیعی در مدل‌سازی پدیده‌ها و مسائل مکانیک جامدات، هوا و فضا، خاک و پی، سازه‌های بتنی و ... داشته است و در سال‌های اخیر نیز در مسائل مکانیک سیالات به کار گرفته شده است (آبریل ۲۰۰۲، ظهیری و همکاران ۱۳۹۱). در این معادله، تغییر سرعت طولی جریان در عرض رودخانه و به صورت متوسط در عمق بیان شده است، بنابراین کلیه ضرایب این معادله فقط به فاصله عرضی y وابسته می‌باشند. اگرچه این معادله دیفرانسیل غیرخطی قابل حل است، اما برای سادگی بیشتر، بهتر است از تغییر متغیر زیر استفاده نموده و آن را خطی نمود. در این صورت حل آن بسیار سریع‌تر خواهد بود:

⁵ Shooting method

⁶ Finite difference method (FDM)

⁷ Finite volume method (FVM)

⁸ Finite element method (FEM)

صورت شبه‌دو بعدی شبیه‌سازی شده است، تابع شکل به صورت یک بعدی در نظر گرفته شد. اثر هر جزء در سیستم معادلات کلی جمع می‌شود. در نهایت، شرایط مرزی اعمال شده و سیستم معادلات کامل خواهد شد (ظهیری و همکاران ۱۳۹۱).

ضریب جریان ثانویه با توجه به تحقیقات شیونو و نایت (۱۹۹۱) با رابطه ساده زیر قابل شبیه‌سازی است:

$$\frac{\partial H(\rho \overline{UV})_d}{\partial y} = \beta_s \rho g S_0 H \quad [۹]$$

که ضریب β_s در مقطع اصلی در شرایط جریان عادی و سیلابی به ترتیب ۰/۰۵ و ۰/۱۵ و برای دشت‌های سیلابی برابر ۰/۲۵ - به دست آمده است. این مقادیر با اندازه سلول‌های چرخشی نمایش داده شده در شکل ۲-ب همخوانی دارد.

منطقه مورد مطالعه

رودخانه میناب در جنوب کشور ایران و در استان هرمزگان واقع شده است. وسعت حوضه آبریز این رودخانه تا سد استقلال میناب در پایین دست رودخانه حدود ۹۸۰۰ کیلومتر مربع می‌باشد. مهمترین ایستگاه هیدرومتری این رودخانه، ایستگاه برنطین می‌باشد که در حدود ۴۰ کیلومتری بالادست سد استقلال قرار گرفته است. در شکل ۳، موقعیت این رودخانه و ایستگاه هیدرومتری برنطین نشان داده شده است. این ایستگاه در پایین دست محل اتصال دو رودخانه رودان و جغین قرار گرفته است. تغییرات دبی جریان در این ایستگاه زیاد می‌باشد به طوری که دبی بیشینه جریان (حدود ۲۰۰۰ مترمکعب بر ثانیه) حدود ۲۰۰ برابر دبی پایه است. شیب طولی رودخانه در محدوده ایستگاه حدود ۰/۰۰۲ می‌باشد (احمری ۱۳۷۵).

$$\begin{aligned} & -\rho \frac{\bar{f}^{(e)}}{8} U(y) \sqrt{1 + \left(\frac{1}{s^{(e)}}\right)^2} \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\rho}{2} \lambda (\bar{H}^{(e)})^2 \sqrt{\frac{\bar{f}^{(e)}}{8}} \frac{\partial U(y)}{\partial y} \right) \quad [۵] \\ & = \frac{\partial}{\partial y} \left[\bar{H}^{(e)} (\rho \overline{UV})_d \right] - \rho g \bar{H}^{(e)} S_0 \end{aligned}$$

برای حل معادله فوق، باید یک حل تقریبی برای مجهول اصلی معادله (سرعت طولی متوسط در عمق جریان) در نظر گرفته شود. در این تحقیق، حل تقریبی به صورت معادله زیر در نظر گرفته شد:

$$U^{(e)}(y) = \sum_{j=0}^n h_j N_j^{(e)} \quad [۶]$$

در معادله فوق، $N_j^{(e)}$ تابع شکل و h پارامتر مجهول واقع در هر گره شبکه می‌باشند. با استفاده از روش باقی‌مانده وزن دار گالرکین، به منظور کمینه کردن خطای حل تقریبی، حل معادله ۶ منجر به تشکیل سیستم معادلاتی به فرم $[K]\{a\} = \{F\}$ می‌شود که:

$$K_{i,j}^{(e)} = \int_{(e)} \frac{\partial N_i^{(e)}}{\partial y} \alpha \frac{\partial N_j^{(e)}}{\partial y} dy \quad [۷-الف]$$

$$- \int_{(e)} N_i^{(e)} \beta N_j^{(e)} dy$$

$$F_i^{(e)} = - \int_{(e)} N_i^{(e)} q dy \quad [۷-ب]$$

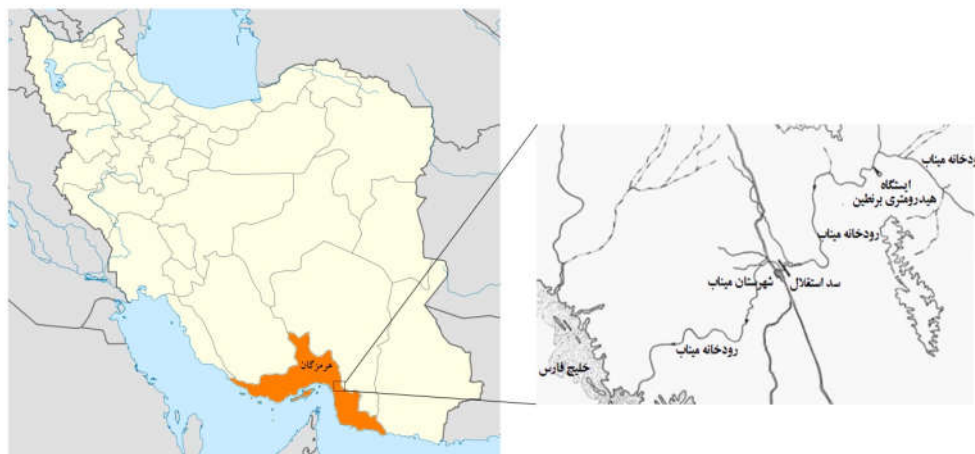
در این معادلات مقادیر β, α و q به ترتیب برابر با معادلات ۸-الف تا ۸-ج می‌باشند:

$$\alpha = \frac{\rho}{2} \lambda (\bar{H}^{(e)})^2 \sqrt{\frac{\bar{f}^{(e)}}{8}} \quad [۸-الف]$$

$$\beta = -\rho \frac{\bar{f}^{(e)}}{8} \sqrt{1 + \left(\frac{1}{s^{(e)}}\right)^2} \quad [۸-ب]$$

$$q = \frac{\partial}{\partial y} \left[\bar{H}^{(e)} (\rho \overline{UV})_d \right] - \rho g \bar{H}^{(e)} S_0 \quad [۸-ج]$$

تابع شکل با توجه به نوع بازه‌ها انتخاب می‌شود. در این مقاله با توجه به این که تغییرات سرعت به-



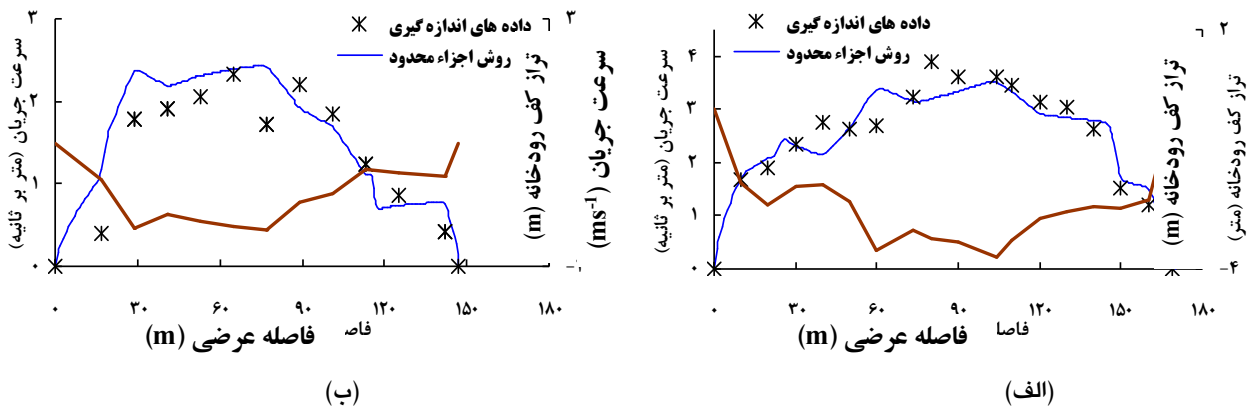
شکل ۳- موقعیت ایستگاه هیدرومتری برنطین در رودخانه میناب.

نتایج و بحث

الف- حل توزیع عرضی سرعت

در این تحقیق، الگوریتم حل عددی مدل ریاضی شیونو و نایت (۱۹۹۱) به کمک روش اجزاء محدود در محیط نرم افزار MATLAB 7.9 برنامه نویسی شده است. ابتدا این مدل به کمک داده های هندسه مقطع عرضی، شیب کف، توزیع عرضی سرعت و عمق جریان رودخانه میناب در محل ایستگاه برنطین و برای سیلاب اسفندماه ۱۳۷۴ و اسنجدی شد. در این سیل، دبی اوج ۱۲۰۰ مترمکعب بر ثانیه و بیشینه تراز سطح آب ۳/۸۲ متر ثبت شده است. نتایج این و اسنجدی در شکل ۴- الف ارائه شده است. مشاهده می شود که نتایج حل عددی با مقادیر مشاهداتی توزیع عرضی سرعت مطابقت خوبی دارد. در این محاسبات، برای هر یک از بخش های مجرای اصلی و دشت های سیلابی سمت راست و چپ، یک ضریب زبری مانینگ در نظر گرفته شد. با و اسنجدی مدل ریاضی، این ضرایب زبری به ترتیب ۰/۰۳، ۰/۰۳۸ و ۰/۰۵ به دست آمد. برای ارزیابی دقت مدل و صحت-

سنجدی آن، توزیع عرضی سرعت برای سیل آذرماه ۱۳۷۴ با دبی اوج ۳۹۷ مترمکعب بر ثانیه به ازاء مقادیر ضرایب زبری فوق، محاسبه شده است. این نتایج در شکل ۴- ب ارائه شده است. مقایسه نتایج محاسباتی و مشاهداتی توزیع عرضی سرعت در هر دو مرحله و اسنجدی و صحت سنجی مدل ریاضی نشان می دهد که دقت این مدل رضایت بخش است. در کلیه این محاسبات، ضریب بدون بعد لزجت جریان گردابه ای ۰/۰۷ فرض شده است. همچنین گام محاسباتی Δy (یا طول هر بازه e) با توجه به انجام تحلیل حساسیت مدل ریاضی، ۵ متر انتخاب شد. تحلیل آماری نتایج محاسباتی مدل ریاضی در مراحل و اسنجدی و صحت سنجی نشان می دهد که ضریب تعیین و مجذور میانگین مربعات خطا در مرحله و اسنجدی به ترتیب ۰/۹۷ و ۰/۱۳ و در مرحله صحت سنجی به ترتیب ۰/۹۶ و ۰/۲۳ می باشد که بیانگر دقت مناسب نتایج محاسباتی است.

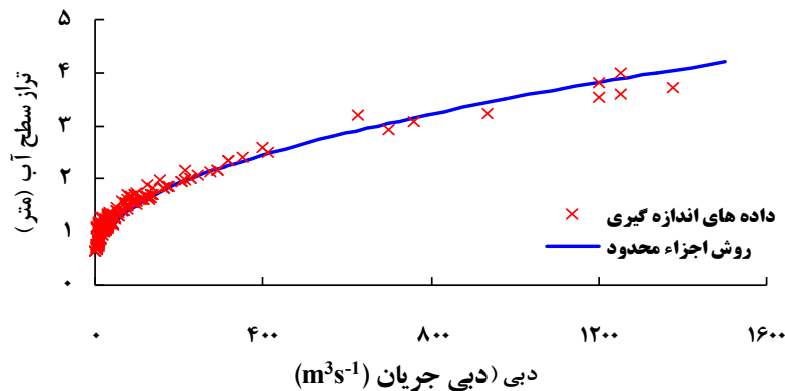


شکل ۴- نتایج مدل ریاضی در مراحل الف) واسنجی (سیلاب اسفند ۱۳۷۳ با دبی جریان ۱۲۰۰ مترمکعب بر ثانیه) و ب) صحت-سنجی (سیلاب آذر ۱۳۷۴ با دبی جریان ۳۹۷ مترمکعب بر ثانیه).

ب- استخراج منحنی دبی-اشل

با توجه به دقت مناسب مدل ریاضی در مراحل واسنجی و صحت‌سنجی، منحنی دبی-اشل رودخانه میناب در ایستگاه برنطین استخراج شده است. برای این کار، ابتدا به‌ازاء عمق‌های مختلف جریان (از جریان پایه تا سیلابی) مدل ریاضی اجرا شده و با حل توزیع عرضی سرعت و سپس انتگرال‌گیری عرضی از این پروفیل، دبی جریان محاسبه شد. منحنی دبی-اشل به-

دست آمده در مقایسه با منحنی واقعی رودخانه در شکل ۵ نشان داده شده است. بیشینه خطای مدل ریاضی پیشنهادی در تراز سطح آب ۳/۷۲ متر (با دبی محاسباتی ۱۱۹۷ و دبی اندازه‌گیری ۱۳۹۷ مترمکعب بر ثانیه) حدود ۱۳ درصد به‌دست آمده است. اگرچه این مقدار خطا تا حدودی زیاد است اما فقط برای یک مورد اتفاق افتاده است و بقیه دبی‌های محاسباتی خطای بسیار کمتری داشته‌اند.



شکل ۵- منحنی دبی-اشل مشاهداتی و محاسباتی در ایستگاه برنطین.

ج- حل توزیع عرضی تنش برشی مرزی

تنش برشی مرزی در بستر مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی رودخانه در شرایط سیلاب دارای نقش مهمی برای تعیین الگوی فرسایش و رسوب‌گذاری

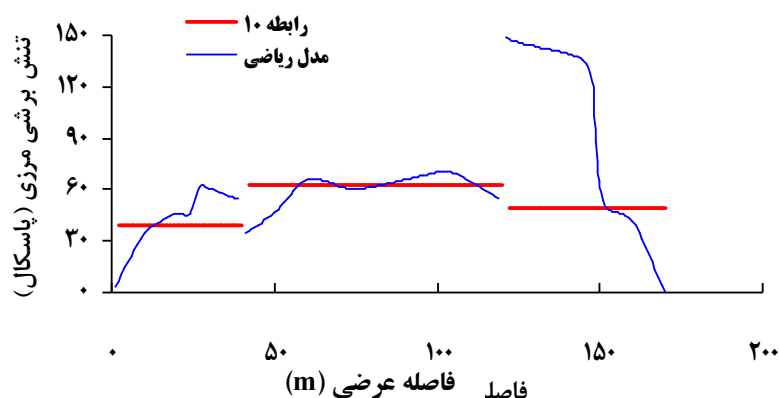
در عرض رودخانه، انتقال رسوب معلق و پخش مواد آلاینده است. تنش برشی مرزی در کانال‌ها و رودخانه‌های با مقطع ساده از رابطه معمول هیدرولیک رودخانه‌ها به‌فرم زیر قابل محاسبه است:

به کمک رابطه ساده فوق، توزیع عرضی تنش برشی در شرایط مختلف جریان در رودخانه قابل محاسبه است. به عنوان مثال توزیع عرضی تنش برشی مرزی در رودخانه میناب در سیلاب اسفندماه ۱۳۷۴ در شکل ۶ نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود مقادیر تنش برشی به دست آمده از مدل ریاضی شبه دویبعدی در مقایسه با مقادیر متوسط تنش برشی حاصل از رابطه ۱۰ به ویژه در دشت های سیلابی بسیار بزرگ تر است. به دلیل انتقال انرژی جریان از مقطع اصلی به دشت های سیلابی در مقاطع مرکب، از تنش برشی مقطع اصلی کاسته شده و به تنش برشی دشت سیلاب افزوده می شود. این مطلب در رودخانه میناب نیز صادق است به طوری که تنش برشی در مقطع اصلی نسبت به مقدار معمول تقریباً کاهش یافته است در حالی که تنش برشی دشت سیلابی سمت راست حدود دو برابر مقدار متوسط به دست آمده است.

$$\tau_b = \gamma R S_0 \quad [10]$$

که τ_b تنش برشی بستر، γ وزن مخصوص آب و R شعاع هیدرولیکی مقطع رودخانه است. در مقاطع مرکب و به ویژه در محل اتصال مقطع اصلی و دشت های سیلابی به دلیل ایجاد لایه برشی، تنش برشی واقعی چند برابر مقدار به دست آمده از رابطه معمول می باشد. با توجه به پیچیدگی اندازه گیری تنش برشی مرزی در رودخانه ها، روابط زیادی توسط محققان مختلف برای تخمین تنش برشی در محل اتصال مقطع اصلی به دشت سیلاب ارائه شده است، اما در این مقاله از روش ساده تر و مناسب تری برای محاسبه تنش برشی در شرایط سیلاب استفاده شده است. به این منظور و بعد از محاسبه توزیع عرضی سرعت جریان، تنش برشی در هر نقطه از عرض رودخانه از رابطه زیر به دست می آید:

$$\tau_b = \frac{\rho f u_d^2}{8} \quad [11]$$



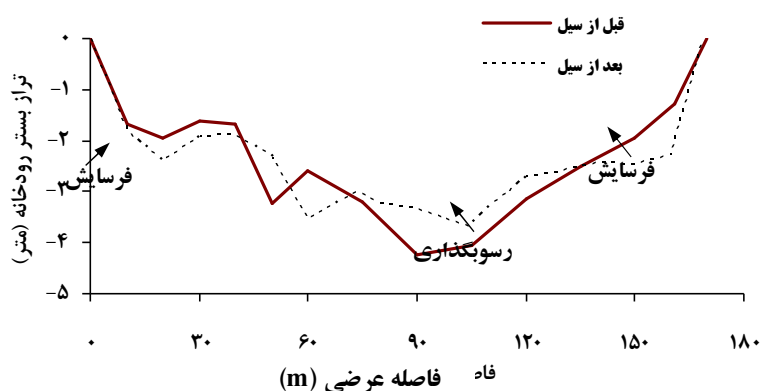
شکل ۶- توزیع عرضی تنش برشی مرزی در سیلاب اسفند ۱۳۷۴ در رودخانه میناب (ایستگاه برنظین).

رابطه ۱۰ مبنای تحلیل قرار گیرد (۶۳ پاسکال در مقطع اصلی، ۳۹ و ۴۹ پاسکال در دشت های سیلابی سمت چپ و راست)، آنگاه کل محدوده عرضی بستر رودخانه غیرفرسایشی بوده و در صورتی که جریان سیل، بار رسوب زیادی را حمل نماید ممکن است حتی رسوب گذاری در محدوده ای از عرض رودخانه اتفاق افتد. این

برای بررسی وضعیت فرسایش یا رسوب گذاری رودخانه میناب در محل ایستگاه برنظین لازم است تنش برشی بحرانی محاسبه شود. با توجه به قطر متوسط مصالح بستر رودخانه در این محل (حدود ۰/۲ میلیمتر) و بر اساس دیاگرام شیلدن، تنش برشی بحرانی حدود ۱۲۳ پاسکال به دست می آید. اگر تنش برشی متوسط از

مطابق این شکل، هر دو دشت سیلابی رودخانه میناب در محل ایستگاه برنطین با فرسایش مواجه شده و فقط مقطع اصلی رسوبگذار بوده است. بنابراین وضعیت هندسه مقطع عرضی این رودخانه تا حدود زیادی با نتایج تحلیل تنش‌های برشی به دست آمده از مدل ریاضی شیونو و نایت مطابقت دارد.

در حالی است که اگر تنش برشی به دست آمده از حل مدل ریاضی شبه دوبعدی شیونو و نایت مدنظر قرار گیرد، مطابق شکل ۶ تقریباً مقطع اصلی فرسایش پذیر نبوده و فقط بخش‌هایی از دشت‌های سیلابی در معرض فرسایش قرار خواهند گرفت. برای بررسی صحت این دو حالت از محاسبات، مقاطع عرضی رودخانه در قبل و بعد از سیلاب اسفند ۱۳۷۴ در شکل ۷ ترسیم شده‌اند.



شکل ۷- تغییرات هندسه مقطع عرضی رودخانه میناب در ایستگاه برنطین بعد از سیلاب ۱۳۷۴.

نتیجه‌گیری کلی

مرزی در تغییر هندسه رودخانه‌های آبرفتی به‌ویژه در شرایط قوع و سیلاب، تغییرات تنش برشی بستر در عرض مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی رودخانه میناب نیز به کمک مدل ریاضی شبیه‌سازی شد. مقادیر تنش برشی به دست آمده از مدل ریاضی در مقایسه با مقادیر حاصل از رابطه هیدرولیکی معمول (رابطه ۱۰) تفاوت قابل ملاحظه‌ای را نشان داد به طوری که مقادیر محاسباتی مدل ریاضی در مقطع اصلی، کوچک‌تر و در دشت‌های سیلابی بزرگ‌تر بود. بررسی هندسه مقاطع عرضی برداشت شده رودخانه میناب در قبل و بعد از سیلاب اسفند ۱۳۷۴ نشان داد که دشت‌های سیلابی هر دو سمت رودخانه در معرض فرسایش قرار گرفته و مقطع اصلی رسوبگذار بوده است. این وضعیت با تحلیل مقادیر تنش برشی به دست آمده از مدل ریاضی شیونو و نایت مطابقت بهتری دارد.

در این پژوهش وضعیت هیدرولیک جریان و تغییرات مورفولوژی رودخانه میناب در محل ایستگاه هیدرومتری برنطین به کمک حل عددی توزیع عرضی سرعت جریان و تنش برشی مرزی مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به محدودیت مدل‌های ریاضی یک‌بعدی از نظر دقت نتایج محاسبات و نیز عدم ارائه پارامترهای هیدرولیکی در عرض رودخانه، از مدل ریاضی شبه-دوبعدی شیونو و نایت (۱۹۹۱) استفاده شد. نتایج واسنجی و صحت‌سنجی توزیع عرضی سرعت جریان در چند واقعه سیلابی سال ۱۳۷۴ در این رودخانه نشان داد که این مدل دارای دقت مناسبی است. همچنین منحنی دبی-اشل محاسباتی این رودخانه با داده‌های واقعی مطابقت خوبی را نشان داد. بیشینه خطای مدل ریاضی در محاسبه دبی بیشینه، حدود ۱۳ درصد محاسبه شد. با توجه به اهمیت قابل ملاحظه تنش برشی

منابع مورد استفاده

- احمری ح، ۱۳۷۵. بررسی اثر برداشت مصالح بر شکل بستر و رژیم رودخانه. پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف.
- بدیعی م، ۱۳۷۸. تحلیل تئوری و مسائل روش اجزاء محدود. انتشارات انگیزه.
- ظهیری ع، ایوب‌زاده سع و دهانزاده ب، ۱۳۸۸. حل توزیع عرضی سرعت جریان در رودخانه‌ها (مطالعه موردی: ایستگاه هیدرومتری ملاثانی-رودخانه کارون). مجله علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان، جلد ۱۶، ویژه‌نامه ۲، صفحه‌های ۲۷۳ تا ۲۸۳.
- ظهیری ع، عبدالمجیدی ح، قربانی کوهی‌خیلی س و دهقانی ا، ۱۳۹۱. شبیه‌سازی پروفیل عرضی سرعت جریان در رودخانه‌ها به روش اجزاء محدود. مجله پژوهش‌های حفاظت آب و خاک، جلد ۱۹، شماره ۲، صفحه‌های ۶۳ تا ۷۹.
- هوشمندی ف، ظهیری ع، دهقانی ا و مفتاح م، ۱۳۹۳. مقایسه روش‌های برآورد توزیع تنش برشی در عرض مجاری روباز. مجله پژوهش‌های حفاظت آب و خاک، جلد ۲۱، شماره ۵، صفحه‌های ۲۸۵ تا ۲۹۵.
- Abril JB, 2002. Overbank flood routing analysis applying jointly variable parameter diffusion and depth-averaged flow finite element models. Pp. 161-167, Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, Belgium.
- Ackers P, 1993. Stage-Discharge functions for two-stage channels. *Water and Environmental Management* 7: 52-61.
- Baird JI and Ervine DL, 1984. Resistance to flow in channels with overbank floodplain flow. Pp 137-150, Proceeding of the 1st Int. Conference on Channels and Channel Control Structures, Southampton, U.K.
- Bousmar D and Zech Y, 1999. Momentum transfer for practical flow computation in compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 125(7): 696-706.
- Cristodoulou RM, 1992. Apparent shear stress in smooth compound channels. *Water Resources Management* 6: 235-247.
- Da Silva AM, 2006. On why and how do rivers meander? *Journal of Hydraulic Research* 44(5): 579-590.
- Ervine DA, Babaeyan-Koopaei K and Sellin RHJ, 2000. Two-dimensional solution for straight and meandering overbank flows. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 126(9): 653-669.
- Ervine DL and Baird JI, 1982. Rating Curves for rivers with Overbank Flow. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 73(2): 465-472.
- Hopkinson LC and Wynn-Thompson TM, 2016. Comparison of direct and indirect boundary shear stress measurements along vegetated streambanks. *River Research and Applications* 32(8):1755-1764.
- Hu C, Ji Z and Guo Q, 2010. Flow movement and sediment transport in compound channels. *Journal of Hydraulic Research* 48(1): 23-32.
- Jesson M, Sterling M and Bridgeman J, 2013. Modeling flow in an open channel with heterogeneous bed roughness. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 139(2): 195-204.
- Karamisheva R, Lyness J, Myers WRC and Cassells JBC, 2005. Improving sediment discharge prediction for overbank flows. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 158(1): 17-24.
- Katua KK and Patra K, 2007. Boundary shear stress distribution in meandering compound channel flow. *Proceedings of the 5th Australian Stream Management Conference*. Australian rivers: making a difference. Charles Sturt University, Thurgoona, New South Wales.

- Knight DW and Abril JB, 1996. Refined calibration of a depth-averaged model for turbulent flow in a compound channel. *Journal of Institution of Water and Environment Management* 118: 151-159.
- Knight DW, Shiono K and Pirt J, 1989. Prediction of depth mean velocity and discharge in natural rivers with overbank flow. *International Conference on Hydraulic and Environmental Modeling of Coastal, Estuarine and River Waters*. Bradford, England, 419-428.
- Knight DW and Hamed ME, 1984. Boundary shear in symmetrical compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 110(10): 1412-1430.
- Kordi H, Amini R, Zahiri A and Kordi E, 2015. Improved shiono and knight method for overflow modeling. *Journal of Hydrologic Engineering ASCE* 20(12).
- Kyong-Soap S, 2010. Methodology for calculating shear stress in a meandering channel. MSc thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Colorado State University.
- Martin-Vide JP and Moreta PJM, 2008. Formulae for apparent shear stress in straight compound channels with smooth floodplains. *International Conference on Fluvial Hydraulics (River Flow)*, Turkey.
- Omran M and Knight DW, 2006. Modelling the distribution of boundary shear stress in open channel flows. In: R. Ferreira, J. Leal, A. Cardoso, E. Alves eds., *River Flow*, Lisbon, Portugal, Vol. 1, Taylor & Francis, London, UK, 397-404.
- Prinos P and Townsend RD, 1984. Comparison of methods for predicting discharge in compound open channels. *Advances in Water Resources* 7: 180-187.
- Sharifi S 2009. Application of evolutionary computation to open channel flow modelling. PhD Thesis, University of Birmingham, UK.
- Shiono K and Knight DW, 1988. Two dimensional analytical solution for a compound channel. 3rd International Symposium on Refined Flow Modeling and Turbulence Measurements, Japan.
- Shiono K and Knight DW, 1991. Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel. *Journal of Fluid Mechanics* 222: 617-646.
- Smart GM, 1992. Stage-discharge discontinuity in composite flood channels. *Journal of Hydraulic Research* 30(6): 817-833.
- Wormleaton PR and Merrett DJ, 1990. An improved method of the calculation for steady uniform flow in prismatic main channel/flood plain sections. *Journal of Hydraulic Research* 28(2): 157-174.
- Wormleaton PR, Allen J and Hadjipanous P, 1982. Discharge assessment in compound channel flow. *Journal of Hydraulic Division* 108(9): 975-994.