



دانشگاه گوارزی و منابع طبیعی گوارز

مجله پژوهش‌های حفاظت آب و خاک

جلد بیستم، شماره سوم، ۱۳۹۲

<http://jwsc.gau.ac.ir>

مدل‌سازی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مستقیم

حسین کردی^۱، رامین امینی^{۱*}، عبدالرضا ظهیری^۳ و مصطفی نکوئیان‌فر^۴

^۱ دانشجوی کارشناسی ارشد گروه عمران - سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه صنعتی شاهرود، آستادیار گروه مهندسی عمران،

دانشگاه صنعتی شاهرود، آستادیار گروه مهندسی آب، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان،

مُدیر هیدروگرافی سازمان آب و برق خوزستان

تاریخ دریافت: ۹۱/۵/۱۱؛ تاریخ پذیرش: ۹۱/۹/۷

چکیده

در هنگام سیلاب، آب وارد دشت‌های سیلابی شده و هیدرولیک جریان رودخانه را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهد. در این شرایط، محاسبه دبی سیلاب به کمک روش‌های معمول، با خطای زیادی (تا ۴۰ درصد) همراه است. مهم‌ترین روش برای اصلاح روش‌های معمول، مدل شبه‌دو بعدی شیونو و نایت است که کاربرد زیادی نیز در مقاطع مرکب آزمایشگاهی و صحرایی داشته است. در این مقاله براساس این مدل، رابطه‌ها بدون بعد مناسبی برای دخالت اثر جریان ثانویه در حل توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانه‌ای با مسیر مستقیم ارایه شده است. نتایج سرعت جریان در مقطع اصلی به دست آمده از این روش با روش‌های شیونو و نایت و نیز اروین و همکاران در چند مقطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانه‌ای مقایسه شده است. این مقایسه نشان داد که روش پیشنهادی و مدل اروین و همکاران به ترتیب با ضرایب تبیین ۰/۹۹ و ۰/۷۰ و خطای متوسط ۰/۸ و ۵/۸ درصد، دارای بیش‌ترین و کم‌ترین دقت می‌باشند. همچنین خطای مدل اروین و همکاران در مقاطع مرکب غیرمقارن زیاد بوده و کاربرد آن توصیه نمی‌شود.

واژه‌های کلیدی: رودخانه‌های سیلابی، مقاطع مرکب، توزیع عرضی سرعت، جریان ثانویه

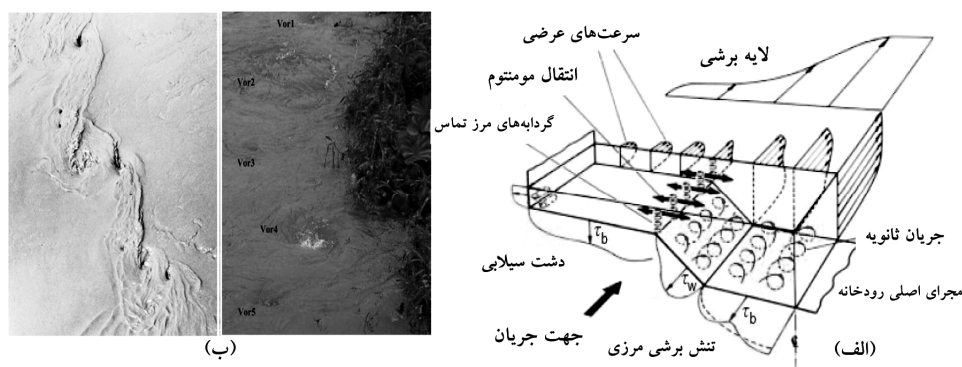
* مسئول مکاتبه: zahiri_reza@yahoo.com

مقدمه

رودخانه‌ها و دشت‌های سیلابی آن‌ها دارای اهمیت زیادی در زیبایی محدوده شهرها، حفظ محیط زیست و اکوسیستم و نیز رونق فعالیت‌های اقتصادی و تفریحی (ورزش‌های آبی، احداث پارک‌های ساحلی، ماهی‌گیری و... دارد. مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی رودخانه‌ها به صورت یک مجموعه پیوسته بوده و نباید در طراحی و اجرای پروژه‌های مهندسی رودخانه و کنترل سیلاب به صورت مجزا و مستقل ارزیابی شوند. هیدرولیک جریان در مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی رودخانه بر یکدیگر اثر گذاشته و پارامترهای جریان مانند سرعت، دبی و تنش برشی در هر دو ناحیه به میزان زیادی تغییر می‌کنند. معمولاً مقاطع مرکب از یک مجرای اصلی عمیق و دو دشت سیلابی عریض تشکیل شده است. کانال‌های بزرگ انتقال آب و زه‌کشی و رودخانه‌های سیلابی نمونه‌های مهم و اصلی مقاطع مرکب می‌باشند. اولین بار سلین (۱۹۶۴) و ژیلنیاکوف (۱۹۶۵) به صورت جداگانه، خصوصیات پیچیده هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب نسبت به مقاطع ساده را مشاهده نموده و مطالعات اولیه را انجام دادند. آن‌ها طی آزمایش‌ها مشاهده نمودند که در حدفاصل مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی، گردابه‌هایی در جهت قائم جریان تشکیل شده و در طول کانال توسعه می‌یابند. در حقیقت مجرای اصلی رودخانه به دلیل عمق زیاد و ضریب زبری کم، دارای سرعت زیادی بوده در حالی که جریان در دشت‌های سیلابی، با توجه به عمق کم و زبری زیاد ناشی از وجود پوشش گیاهی و سایر موانع طبیعی و مصنوعی، دارای سرعت بسیار کم‌تری است. گرادیان عرضی سرعت بین این دو ناحیه و به ویژه در ناحیه اتصال مقطع اصلی به دشت‌های سیلابی، باعث ایجاد تنش برشی و افت انرژی قابل ملاحظه‌ای شده و دبی کل جریان را کاهش می‌دهد. در این حالت فرض مجزا یا مستقل بودن مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی نادرست بوده و به نتایج غیرقابل قبولی منجر می‌شود. با توجه به این که در بسیاری از نرم‌افزارهای مهندسی رودخانه و هیدرولیک (HEC-RAS, MIKE11, SOBEC)، از همین فرض استفاده می‌شود، لزوم دقت و احتیاط در کاربرد این نرم‌افزارها دارای اهمیت است.

در مقاطع مرکب یا رودخانه‌های سیلابی، در شرایط جریان پایه که آب فقط در مجرای اصلی در جریان است، دو محدوده جریان چرخشی در کناره‌های رودخانه تشکیل خواهد شد. با افزایش عمق جریان و سرریز شدن به دشت‌های سیلابی، قدرت چرخشی این سلول‌ها تشدید می‌شود. مطابق شکل ۱- الف، به دلیل گرادیان سریع و پله‌ای سرعت جریان بین لایه سریع مقطع اصلی و لایه کند دشت‌های سیلابی، یک سری گردابه قوی در طول مرز اتصال مقطع اصلی به دشت‌های سیلابی تشکیل می‌شود.

نتیجه این گردابه‌ها، انتقال بخشی از انرژی و مومنتوم مجرای اصلی به دشت‌های سیلابی، ایجاد تنش برشی، افت انرژی و در نهایت کاهش سرعت و دبی جریان رودخانه است (ورم‌لیتون و مرت، ۱۹۹۰؛ شیونو و نایت، ۱۹۹۱؛ عمران، ۲۰۰۸). در شکل ۱-ب، گردابه‌های ایجاد شده در شرایط وقوع سیلاب در یک رودخانه طبیعی نشان داده شده است. در این شکل، مشخص می‌شود که انتقال مومنتوم بین مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی به صورت گردابه و جریان‌های چرخشی ظاهر می‌شود.



شکل ۱- هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب شامل جریان‌های ثانویه و گردابه‌های قائم در مرز تماس مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی الف- کانال آزمایشگاهی (شیونو و نایت، ۱۹۹۱)، ب- رودخانه طبیعی (لای و همکاران، ۲۰۰۸).

بنابراین پیش‌بینی و بررسی هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب به دلیل ماهیت پیچیده شرایط جریان بسیار مشکل است. روش معمول محاسبه دبی جریان در مقاطع مرکب که مبنای محاسبات هیدرولیکی مدل‌های ریاضی متداول HEC-RAS و MIKE11 نیز می‌باشد، شامل تجزیه مقطع رودخانه به مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی است. مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که این روش، دارای خطای زیادی است که در شرایط خاص از ۴۰ درصد نیز تجاوز می‌کند (مارتین و مایرز، ۱۹۹۱). به همین دلیل، پژوهش‌گران مختلف ایده‌های زیادی مانند روش‌های یک‌بعدی، شبه‌دو بعدی و دو بعدی برای اصلاح روش معمول و کاهش خطای آن مطرح نموده‌اند.

روش‌های یک‌بعدی اصلاحی، اگرچه دبی کل مقطع را به خوبی محاسبه می‌نمایند، اما قادر به تخمین مناسب دبی جریان در مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی نیستند. از طرف دیگر، مدل‌های دو بعدی و سه بعدی، اگرچه فیزیک جریان در مقاطع مرکب را به خوبی بیان می‌نمایند، اما برای کاربرد،

دارای محدودیت‌های زیادی از جمله نیاز به داده‌های متعدد برای واسنجی مدل، زمان اجرای طولانی و پیچیدگی روش‌های حل هستند. بنابراین راه‌حل مناسب، استفاده از مدل‌های ریاضی شبه‌دوبعدی است. بیش‌تر این مدل‌ها، از انتگرال‌گیری در عمق معادله‌های حرکت ناویه- استوکس استخراج می‌شوند. به کمک این مدل‌ها، توزیع عرضی سرعت در رودخانه‌های سیلابی محاسبه می‌شود. با حل توزیع عرضی سرعت، امکان محاسبه دقیق دبی جریان در مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی، برآورد رسوب معلق در عرض رودخانه، محاسبه تنش برشی بستر و کناره‌ها و تعیین الگوی تقریبی رسوب‌گذاری و فرسایش در عرض رودخانه در شرایط سیلاب فراهم خواهد شد.

اولین مدل شبه‌دوبعدی برای حل توزیع عرضی سرعت در کانال‌های مرکب توسط شیونو و نایت (۱۹۸۸) ارائه شد. در این روش، از اثر جریان‌های ثانویه صرف‌نظر شده و معادله‌ها به‌صورت تحلیلی حل شده‌اند. وارک و همکاران (۱۹۹۰) با ارائه یک مدل ریاضی شبه‌دوبعدی، توزیع عرضی دبی در کانال و رودخانه را حل نمودند. شیونو و نایت (۱۹۹۱) براساس داده‌های آزمایشگاهی مقاطع مرکب، رابطه ساده‌ای برای تأثیر جریان‌های ثانویه در نظر گرفته و مدل ریاضی قبلی خود را اصلاح نمودند. لامبرت و سلین (۱۹۹۶) با استفاده از ایده طول اختلاط پراختل، معادله دیفرانسیلی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب را حل نمودند. اروین و همکاران (۲۰۰۰)، توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مستقیم و پیچان‌رود را به‌صورت تحلیلی حل نمودند. این مطالعه نشان داد که شدت جریان‌های ثانویه در رودخانه‌های سیلابی با مسیر مستقیم (حدود ۲/۵ درصد سرعت طولی) نسبت به مسیر مناندر (حدود ۳۰-۲۰ درصد سرعت طولی)، تقریباً ناچیز می‌باشد. اسپونر و شیونو (۲۰۰۳)، یک مدل ریاضی دوبعدی تحلیلی برای پیش‌بینی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب پیچان‌رود ارائه دادند. رامش‌واران و شیونو (۲۰۰۴) این مدل را به‌صورت عددی حل نمودند. هو و همکاران (۲۰۱۰) مدل ریاضی شبه‌دوبعدی توزیع عرضی سرعت جریان و غلظت رسوب معلق در کانال‌های با مقطع مرکب را ارائه نموده و معادله‌های دیفرانسیل حاکم را به‌صورت تحلیلی حل نمودند. یانگ و همکاران (۲۰۱۲) با ارائه یک مدل ریاضی شبه‌دوبعدی، توزیع عرضی سرعت و تنش برشی در یک مقطع مرکب مستطیلی را مورد بررسی قرار دادند.

تاکنون مدل شیونو و نایت، بیش‌ترین کاربرد را در تحلیل جریان در مقاطع مرکب داشته است. این مدل در تعیین توزیع عرضی سرعت و دبی در رودخانه‌های سیلابی (نایت و همکاران، ۱۹۸۹؛ آبریل و نایت، ۲۰۰۴؛ وبر و مندز، ۲۰۰۴؛ مک‌گاهی و همکاران، ۲۰۰۶)، روندیابی سیل در کانال‌های مرکب

(آوریل، ۲۰۰۲؛ ایوبزاده و ظهیری، ۲۰۰۴؛ ظهیری و همکاران، ۲۰۰۵)، شبیه‌سازی کیفیت آب در رودخانه‌ها (ایوبزاده و همکاران، ۲۰۰۴)، تعیین رابطه‌های سنجه آب و رسوب معلق در رودخانه‌های سیلابی (ایوبزاده و ظهیری، ۲۰۰۵)، تحلیل جریان در مقاطع مرکب غیرمنشوری و پیچان‌رود (عمران، ۲۰۰۵)، بررسی هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب نامتقارن (رضایی و نایت، ۲۰۰۹)، تعیین دبی در مقاطع مرکب با بستر ثابت و متحرک (سکین و همکاران، ۲۰۰۹؛ اونال و همکاران، ۲۰۱۰)، شبیه‌سازی هیدرولیک جریان در دشت‌های سیلابی با پوشش گیاهی (نایت و همکاران، ۲۰۱۰) و تعیین مشخصات رودخانه‌های شهری (شیونو و همکاران، ۲۰۱۱) کاربرد داشته است. در مدل شبه‌دوبعدی شیونو و نایت (۱۹۹۱) با وجود کاربرد وسیع در تحلیل هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب، برای تخمین ضرایب جریان ثانویه در مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی در شرایط مختلف هندسی و هیدرولیکی رودخانه‌ها، رابطه‌های ریاضی مشخصی ارائه نشده است. در این مقاله، به منظور تعمیم این مدل ریاضی به همه مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانه‌ای با مسیر مستقیم، رابطه‌ها بدون بعد مناسبی برای محاسبه اثر جریان‌های ثانویه در مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی ارائه شده است. این رابطه‌ها در چند مقطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانه‌ای مورد بررسی قرار گرفته و دقت نتایج محاسباتی ارزیابی شده است.

مواد و روش‌ها

مبانی مدل ریاضی شبه‌دوبعدی: شیونو و نایت (۱۹۹۱) برای حل توزیع عرضی سرعت جریان در مقاطع مرکب، رابطه زیر را ارائه نمودند:

$$\rho g H S - \rho \frac{f}{\lambda} u_d^2 d \sqrt{\left(1 + \frac{1}{s^2}\right)} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho \lambda H^2 \sqrt{\frac{f}{\lambda}} u_d \frac{\partial u_d}{\partial y} \right) = \frac{\partial}{\partial y} [H(UV)_d] \quad (1)$$

که در آن، u_d : سرعت متوسط در عمق، H : عمق جریان در هر نقطه از رودخانه، s : شیب جانبی کف یا ساحل رودخانه، f : ضریب اصطکاک دارسی- ویسباخ، λ : ضریب بدون بعد لزجت جریان آشفته، ρ : جرم حجمی آب، S : شیب طولی رودخانه، g : شتاب ثقل، y : فاصله در جهت عرضی و \bar{U} و \bar{V} : متوسط زمانی سرعت‌های جریان به ترتیب در جهت‌های طولی و عرضی می‌باشند. جمله سمت راست رابطه ۱ اثر جریان‌های ثانویه^۱ را نشان می‌دهد. در رابطه بالا ۳ پارامتر ضریب اصطکاک (f),

ضریب لزجت جریان آشفته (λ) و ضریب جریان ثانویه مجهول بوده و جزو پارامترهای واسنجی می‌باشند. طبق مطالعات پژوهش‌گران مشخص شده است که ضریب λ دارای اثر بسیار ناچیزی در توزیع عرضی سرعت رودخانه‌ها و کانال‌های آزمایشگاهی داشته و می‌توان آن را به صورت یک مقدار ثابت در کل عرض مقطع در نظر گرفت (نایت و همکاران، ۱۹۸۹؛ آپریل، ۲۰۰۲). در این مقاله از مقدار ثابت ۰/۰۷ برای این ضریب استفاده شده است.

به دلیل مشکل بودن اندازه‌گیری جریان‌های ثانویه (سرعت ۷)، پژوهش‌گران مختلف سعی کرده‌اند فرضیه‌هایی ارائه نمایند که اثر این سرعت را به کمک متغیرهای هیدرولیکی جریان مانند سرعت طولی، عمق جریان و نیز درجه پیچان رودی مقطع مرکب برآورد کنند. با این وجود، تاکنون رابطه کلی و مناسبی به این منظور برای شرایط مختلف هیدرولیکی و هندسی رودخانه‌ها ارائه نشده است. شیونو و نایت (۱۹۹۱)، با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی در مقاطع مرکب همگن با مسیر مستقیم و ابعاد بزرگ (FCF)، جمله اثر جریان‌های ثانویه را به صورت تابعی از تنش برشی بستر پیشنهاد داده‌اند:

$$\frac{\partial H(\rho \bar{U}\bar{V})_d}{\partial y} = \beta \rho g S_d H \quad (2)$$

که در آن، ضریب β طبق داده‌های آزمایشگاهی کانال‌های مرکب همگن، 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 (شیونو و نایت، ۱۹۹۱؛ آپریل، ۲۰۰۲).

اروین و همکاران (۲۰۰۰) فرض نمودند که هر دو سرعت \bar{U} و \bar{V} تابع سرعت متوسط در عمق u_d است:

$$\bar{U} = k_1 u_d, \bar{V} = k_2 u_d \rightarrow \frac{\partial H(\rho \bar{U}\bar{V})_d}{\partial y} = \frac{\partial k}{\partial y} \frac{\partial u_d}{\partial y} \quad (3)$$

که در آن، k_1 ، k_2 و k ضرایب تناسب می‌باشند. ضریب k تابع عمق جریان، زبری دشت سیلاب و درجه پیچان رودی رودخانه است. با واسنجی مدل ریاضی شبه‌دوبعدی ارائه شده توسط این پژوهش‌گران، ضریب تناسب در مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی برای کانال‌های مرکب آزمایشگاهی مستقیم به ترتیب ۰/۲۵ و ۰ درصد و در کانال‌های پیچان رود به ترتیب در محدوده ۱-۵/۵ و ۲-۰ درصد به دست آمده است. مقدار این ضریب در مقاطع مرکب رودخانه‌ای عریض و همگن با مسیر مستقیم، ناچیز گزارش شده است.

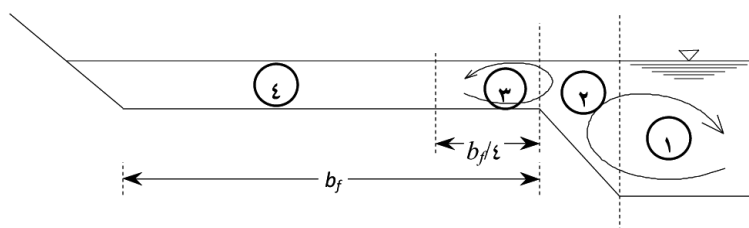
هر دو روش بالا، با محدودیت‌هایی مواجه بوده و برای همه مقاطع مرکب قابل استفاده نیستند. برای اصلاح این روش‌ها، در این مقاله روش جدیدی ارائه شده است که برای تمام مقاطع مرکب همگن و غیرهمگن و نیز آزمایشگاهی و رودخانه‌ای قابل کاربرد است.

روش پیشنهادی برای دخالت اثر جریان ثانویه: جریان‌های ثانویه (یا ضریب Γ) بیانگر انتقال مومنتوم ناشی از مؤلفه‌های قائم و عرضی سرعت جریان (به ترتیب v و w) است که شیونو و نایت (۱۹۹۱) آن را برای کانال‌های مستقیم، به صورت ضریبی از تنش برشی بستر کانال فرض نموده‌اند. از طرف دیگر اروین و همکاران (۲۰۰۰) اثر جریان‌های ثانویه را به صورت ترم انتقال در نظر گرفته‌اند که برای کانال‌های با درجه انحناء زیاد جواب‌های مناسبی می‌دهد. با توجه به این که کانال‌های با مقطع مرکب در شرایط طبیعی دارای رفتار هیدرولیکی یکسانی نیستند، در روش پیشنهادی این پژوهش، برای افزایش دقت نتایج از هر دو ترم انتقال و تنش برشی بستر برای بیان اثر جریان‌های ثانویه در مقاطع مرکب مستقیم و نزدیک به مستقیم استفاده شده است. به این منظور، رابطه زیر ارائه شده است:

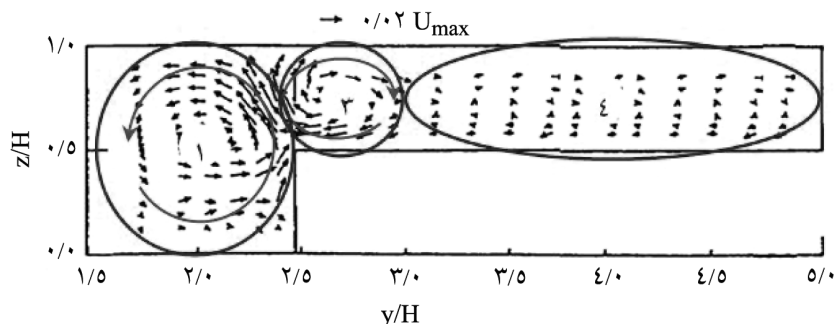
$$\Gamma = \left[\frac{\partial}{\partial y} (H\rho\bar{U}\bar{V})_d \right] = [\Gamma_1 + \Gamma_2] = [\beta\rho g S_d H] + \left[\rho \frac{\partial}{\partial y} (Hku_d^2) \right] \quad (4)$$

که در آن، Γ : جمله جریان ثانویه در رابطه ۴، Γ_1 : ترم تنش برشی بستر و Γ_2 : ترم انتقال می‌باشند. در روش پیشنهادی، عرض کانال مرکب براساس مکانیسم هیدرولیک جریان به چند ناحیه جداگانه تقسیم می‌شود. این تقسیم‌بندی برای یک نیمه از یک کانال مرکب متقارن در شکل ۲ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود نصف عرض کانال مرکب به ۴ ناحیه تقسیم شده است. در مقطع اصلی و در بخش‌های عمق ثابت (ناحیه ۱) و عمق متغیر (ناحیه ۲)، مکانیسم هیدرولیک جریان و الگوی جریان‌های ثانویه متفاوت است. همچنین در محدوده مرز تماس مقطع اصلی و دشت سیلابی، هیدرولیک جریان تحت تأثیر اثر متقابل قرار می‌گیرد و به همین دلیل لازم است ناحیه جداگانه‌ای برای آن تعریف شود (ناحیه ۳). مطالعات پژوهش‌گران نشان داده است که عرض این ناحیه بین ۲۵-۵۰ درصد عرض دشت سیلاب است. بقیه عرض دشت سیلاب تقریباً دارای الگوی جریان مشابهی بوده و به عنوان ناحیه ۴ در نظر گرفته شده است. با توجه به این که سلول‌های چرخشی جریان در دشت‌های سیلابی، دارای جهتی خلاف جریان چرخشی مقطع اصلی هستند، این تقسیم‌بندی قابل توجیه است. در شکل ۳، الگوی جریان براساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی تومیناگا و نزو (۱۹۹۱) در یک کانال

مستطیلی مرکب نشان داده شده است. در این شکل جهت جریان‌های چرخشی و عرض لایه متأثر از انتقال مومنتوم بین مقطع اصلی و دشت سیلاب تا حدود زیادی با مبانی تقسیم‌بندی ارایه شده در روش پیشنهادی این پژوهش مطابقت دارد. با توجه به این که در کانال‌های مستطیلی، شیب جانبی صفر است بنابراین ناحیه ۲ وجود ندارد.



شکل ۲- محدوده جریان‌های چرخشی در مقاطع مرکب.



شکل ۳- تقسیم‌بندی عرض مقطع مرکب براساس جریان‌های ثانویه در یک کانال آزمایشگاهی مستطیلی (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱).

داده‌های مورد استفاده: در این مقاله، برای واسنجی مدل پیشنهادی، از داده‌های توزیع عرضی سرعت در کانال‌های آزمایشگاهی FCF (سری‌های ۰۲ و ۰۶) و کانال UCL استفاده شده است. مشخصات این کانال‌ها در جدول ۱ ارایه شده است. همچنین برای ارزیابی دقت مدل پیشنهادی، چند مقطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانه‌ای انتخاب شده است. این مقاطع شامل کانال‌های آزمایشگاهی FCF (سری‌های ۰۳ و ۰۷)، کانال آزمایشگاهی BUF و رودخانه‌های سورن^۱ و میناب می‌باشند. مشخصات

1- River Severn

این مقاطع در جدول ۲ ارائه شده است. در مقطع FCF-۰۷ که یک مقطع غیرهمگن است، ضریب زبری دشت‌های سیلابی به دلیل وجود شبکه چوبی با عمق جریان تغییر می‌کند (آتابای، ۲۰۰۱):

$$n_f = 0/4574H^{\neg} - 4/3339H^{\neg} + 1/2842H - 0/1051 \quad (5)$$

که در آن، n_f : ضریب زبری مانینگ دشت سیلاب است.

جدول ۱- داده‌ها و مشخصات کانال‌های آزمایشگاهی در مرحله واسنجی مدل پیشنهادی.

مقطع	محدوده عمق H (متر)	شیب کف S.	محدوده دبی Q (مترمکعب بر ثانیه)	عمق لبریز H (متر)	ضریب زبری	
					n_{mc}	n_f
FCF-۰۷	۰/۱۵۶-۰/۲۸۸	۰/۰۰۱۰۲۷	۰/۲۱۲۳-۱/۱۱۴۲	۰/۱۵	۰/۰۱۰۵	۰/۰۱۰۵
FCF-۰۶	۰/۱۷۶-۰/۳۰۲	۰/۰۰۱۰۲۷	۰/۲۶۴۸-۰/۹۲۹۲	۰/۱۵	۰/۰۱۰۵	۰/۰۱۰۵
UCL	۰/۰۵۴۴-۰/۰۷۸۹	۰/۰۰۰۹	۰/۰۰۷۸-۰/۰۱۵۹	۰/۰۵	۰/۰۱۰۷	۰/۰۱۰۷

جدول ۲- داده‌ها و مشخصات کانال‌های آزمایشگاهی در مرحله صحت‌سنجی مدل پیشنهادی.

مقطع	محدوده عمق H (متر)	شیب کف S.	محدوده دبی Q (مترمکعب بر ثانیه)	عمق لبریز H (متر)	ضریب زبری	
					n_{mc}	n_f
FCF-۰۳	۰/۱۶۶-۰/۳	۰/۰۰۱۰۲۷	۰/۰۹۸-۰/۵۰	۰/۱۵	۰/۰۱۰۵	۰/۰۱۰۵
FCF-۰۷	۰/۱۵۵۳-۰/۳۰	۰/۰۰۱۰۲۷	۰/۲۱۶۷-۰/۵۴۴۸	۰/۱۵	۰/۰۱۰۵	متغیر با عمق جریان
BUF (F _۱)	۰/۰۷۶۱	۰/۰۰۲۰۲۴	۰/۳۴۲۹	۰/۰۵	۰/۰۰۹۵	۰/۰۰۹۵
BUF (F _۲)	۰/۰۹۰۸	۰/۰۰۲۰۲۴	۰/۴۴۹	۰/۰۵	۰/۰۰۹۵	۰/۰۰۹۵
رودخانه سورن	۶/۴۵-۶/۸۱	۰/۰۰۰۱۸۵	۱۷۲-۳۲۲	۶	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹-۰/۰۵۶
رودخانه میناب	۲/۳۴-۴/۲۵	۰/۰۰۲	۱۶۰-۱۴۰۰	۱/۶	۰/۰۳	۰/۰۴

نتایج و بحث

نتایج مرحله واسنجی: برای تعیین ضرایب جریان‌ها ثانویه در هر یک از ۴ ناحیه مشخص شده در مقاطع مرکب متقارن، ابتدا باید مدل ریاضی شیونو و نایت براساس روش پیشنهادی واسنجی شود. با اجرای این مدل در مقاطع مرکب انتخاب شده برای مرحله واسنجی و با مقایسه توزیع عرضی سرعت به‌دست آمده از مدل ریاضی با توزیع عرضی سرعت اندازه‌گیری شده، ضرایب جریان‌های ثانویه در

هر ناحیه به دست آمده‌اند. مقادیر و رابطه‌های به دست آمده برای این ضرایب در نواحی مختلف به صورت زیر می‌باشد:

ناحیه ۱ (ناحیه عمق ثابت در مقطع اصلی): مقدار k در این ناحیه از صفر در محور مرکزی مقطع اصلی (ابتدای ناحیه) شروع و در انتهای ناحیه به صورت خطی به حداکثر مقدار خود می‌رسد. مقدار حداکثر این ضریب، تابعی نمایی از عمق نسبی است. براساس داده‌های آزمایشگاهی توزیع عرضی سرعت مقاطع مرکب FCF و کانال UCL، تغییرات این ضریب در شکل ۳ نشان داده شده است. رابطه زیر برای این داده‌ها قابل استخراج است:

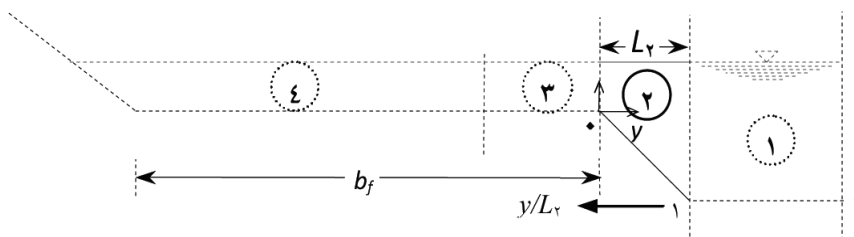
$$k_{\max} = 0.000049 D_r^{-1/416} \quad (6)$$

که در آن، D_r : عمق نسبی جریان است (نسبت عمق جریان در دشت سیلاب به عمق کل جریان). ضریب β در این ناحیه برابر مقدار ثابت ۰/۲۵ فرض شده است (شیونو و نایت، ۱۹۹۱).

ناحیه ۲ (ناحیه شیب جانبی مقطع اصلی): در این ناحیه با توجه به شیب جانبی مقطع اصلی، عمق جریان متغیر می‌باشد. در صورت مستطیل بودن مقطع اصلی، عرض این ناحیه صفر است. ضریب k در این ناحیه از مقدار k_{\max} در ابتدای ناحیه شروع شده و به صورت خطی تا صفر (در انتهای ناحیه) تغییر می‌کند. مقدار β در این ناحیه، تابع عمق نسبی و فاصله بوده و براساس داده‌های آزمایشگاهی FCF و UCL، از رابطه بدون بعد زیر قابل محاسبه است:

$$\beta = 0.2845 D_r^{-0.753} - 0.4585 D_r^{-0.717} \left(\frac{y}{L_r} \right) \quad (7)$$

که در آن، L_r : عرض ناحیه ۲ است. جزئیات این ناحیه در شکل ۴ نشان داده شده است.



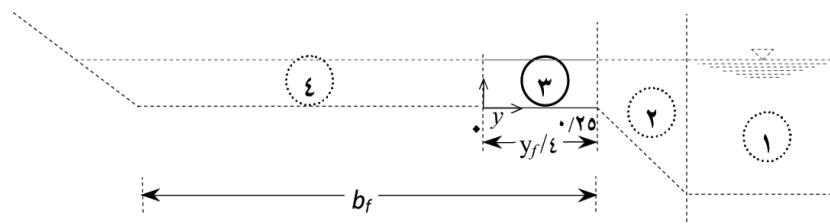
شکل ۴- جزئیات مشخصات ناحیه ۲.

ناحیه ۳ (عرض لایه برشی بین مقطع اصلی و دشت سیلاب): تحلیل میدان سرعت‌های عرضی در مقاطع مرکب آزمایشگاهی نشان می‌دهد که عرض این ناحیه، حدود ۰/۲۵ عرض دشت سیلابی است (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱). جزئیات این ناحیه در شکل ۵ نشان داده شده است. در این ناحیه، مقدار k برابر صفر (اروین و همکاران، ۲۰۰۰) و مقدار β نسبت به عمق جریان و عرض مقطع، متغیر است. مقدار این ضریب در هر نقطه (y) از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\beta = a \frac{y}{b_f} - 0.2 \quad (8)$$

که در آن، a : ضریب ثابت تابع عمق نسبی و b_f : عرض دشت سیلابی است. براساس داده‌های آزمایشگاهی FCF (سری‌های ۰۲ و ۰۶) و نیز کانال آزمایشگاهی UCL، تغییرات ضریب a نسبت به عمق نسبی از رابطه ۹ محاسبه می‌شود:

$$k_{\max} = 0.647 D_r^{-0.962} \quad (9)$$

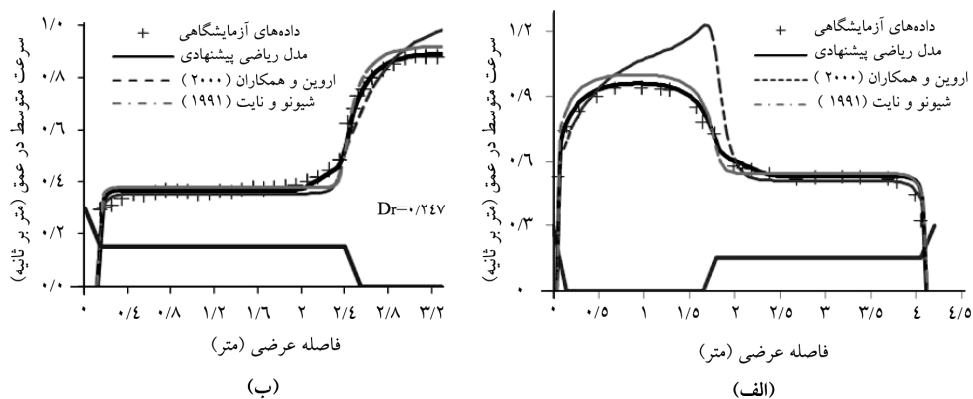


شکل ۵- جزئیات مشخصات ناحیه ۳.

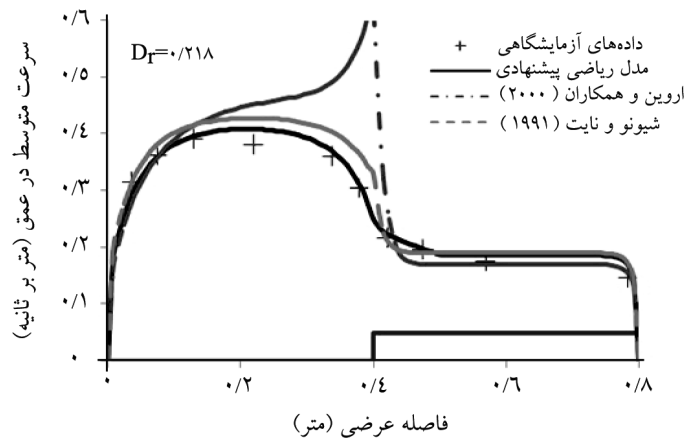
ناحیه ۴ (دشت سیلاب): ضرایب جریان‌های ثانویه در این ناحیه، نسبت به عرض و عمق، ثابت فرض شده‌اند (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱؛ بوسمار، ۲۰۰۲). ضریب k در این ناحیه برابر صفر (اروین و همکاران، ۲۰۰۰) و مقدار β برابر ۰/۲- (براساس واسنجی مدل ریاضی) می‌باشد.

نتایج اجرای مدل شیونو و نایت با اعمال رابطه‌های جریان ثانویه پیشنهادی در مقاطع واسنجی در شکل‌های ۶ و ۷ نشان داده شده است. برای این کار معادله دیفرانسیلی ۱ به کمک روش تفاضل‌های محدود و با کدنویسی در محیط C^{++} حل شده است. در این شکل‌ها، به‌عنوان مقایسه نتایج روش‌های شیونو و نایت (۱۹۹۱) و اروین و همکاران (۲۰۰۰) نیز ارائه شده است. مشاهده می‌شود که روش

پیشنهادی این پژوهش در همه مقاطع، توزیع عرضی سرعت را با دقت مناسبی پیش‌بینی نموده است. به دلیل این‌که مقاطع FCF مبنای واسنجی روش شیونو و نایت (۱۹۹۱) می‌باشند، دقت این روش در مقاطع یاد شده قابل قبول است، اما در مقطع UCL این‌گونه نبوده و نتایج آن هم‌زمان با خطا است. میزان خطا در روش اروین و همکاران و به‌ویژه در مجرای اصلی مقاطع غیرمتقارن، قابل ملاحظه است.



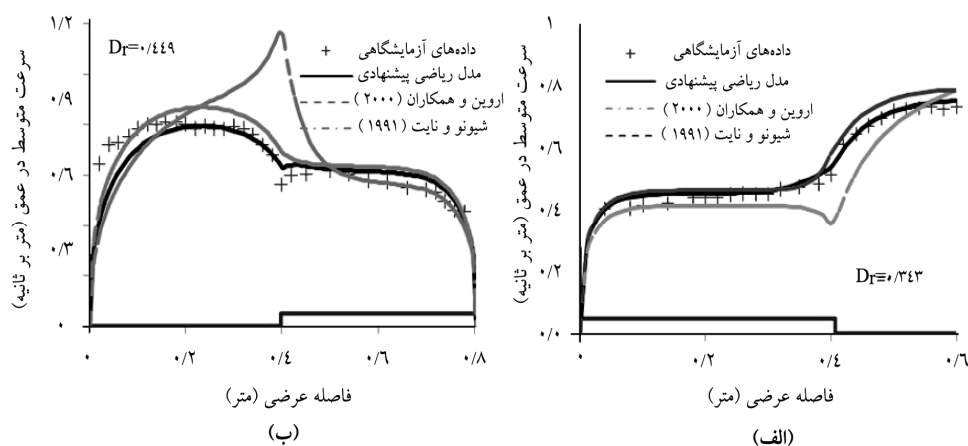
شکل ۶- توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب واسنجی، الف- کانال نامتقارن FCF-۰۶ (عمق جریان = ۰/۱۸۷ متر)، ب- کانال متقارن FCF-۰۲ (عمق جریان = ۰/۱۹۸ متر).



شکل ۷- توزیع عرضی سرعت در کانال نامتقارن UCL (عمق جریان = ۰/۶۳۹ متر).

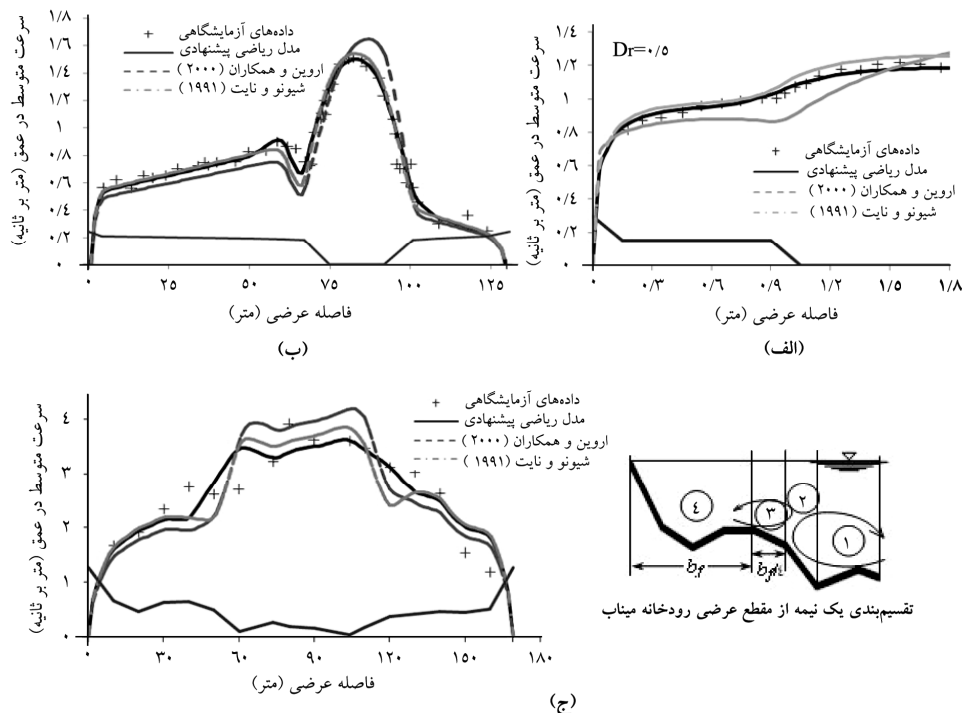
نتایج مرحله صحت‌سنجی: در این مرحله، مدل ریاضی شیونو و نایت با اعمال رابطه‌های پیشنهادی و ضرایب به‌دست آمده از مرحله واسنجی، در چند کانال مرکب آزمایشگاهی و رودخانه‌ای اجرا شده است. نتایج توزیع عرضی سرعت به‌دست آمده از اجرای این مدل، در شکل‌های ۸ و ۹ نشان داده شده است. در این مرحله، سعی شده است شرایط هندسی و هیدرولیکی متنوعی مورد توجه قرار گیرد. مشاهده می‌شود با وجود این‌که در مرحله صحت‌سنجی، مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانه‌ای جدیدی مورد استفاده قرار گرفته است اما مطابقت نتایج روش پیشنهادی با داده‌های آزمایشگاهی و صحرایی توزیع عرضی سرعت قابل قبول است. این در حالی است که نتایج مدل‌های شیونو و نایت (۱۹۹۱) و به‌ویژه اروین و همکاران (۲۰۰۰)، همراه با خطای بسیار بیش‌تری نسبت به حالت واسنجی است.

قابل ذکر است که نحوه تقسیم‌بندی ناحیه‌ها در رودخانه‌های طبیعی به این صورت است که ابتدا با توجه به شکل و هندسه رودخانه، مقطع لبریز مشخص شده و سپس ناحیه‌ها تفکیک می‌شوند. نمونه‌ای از تقسیم‌بندی مقطع عرضی یک رودخانه طبیعی (رودخانه میناب) برای یک نیمه از مقطع در شکل ۹ نشان داده شده است.



شکل ۸- مقایسه توزیع عرضی سرعت در کانال مرکب آزمایشگاهی BUF.

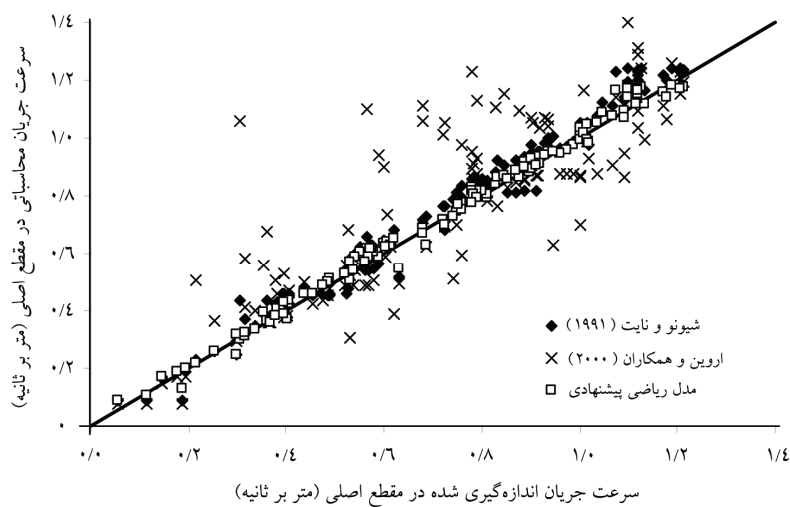
الف- کانال متقارن F_1 ، ب- کانال نامتقارن F_2 .



شکل ۹- مقایسه توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مرحله صحت‌سنجی، الف- کانال متقارن $FCF=0.3$ (عمق جریان = 0.3 متر)، ب- رودخانه سورن (عمق جریان = $7/81$ متر)، ج- رودخانه میناب (عمق جریان = $3/82$ متر).

برای ارزیابی دقت نتایج روش‌های مورد استفاده در این پژوهش، مقادیر سرعت نقطه‌ای جریان در مجرای اصلی همه مقاطع مرکب مورد استفاده در مراحل واسنجی و صحت‌سنجی در نمودار شکل ۱۰ با همدیگر مقایسه شده است. با توجه به این‌که سرعت جریان در مجرای اصلی رودخانه‌ها عامل اصلی انتقال رسوبات معلق و بستر در شرایط سیلاب و نیز پخش مواد آلاینده است، بنابراین مدلی که قابلیت محاسبه دقیق‌تر سرعت جریان در مجرای اصلی رودخانه را داشته باشد، از نظر کاربرد دارای اولویت زیادی است. مطابق شکل ۱۰، اعمال رابطه‌های پیشنهادی جریان‌های ثانویه در مدل شیونو و نایت، باعث افزایش دقت نتایج محاسبه سرعت جریان در مجرای اصلی است به طوری که نتایج این روش دارای پراکندگی کمی نسبت به خط نیم‌ساز 45 درجه است. روش اروین و همکاران (۲۰۰۰) دارای پراکندگی بسیار بیش‌تری نسبت به خط 45 درجه بوده و از دقت کم‌تری برخوردار است. برای ارزیابی دقیق‌تر این نتایج، پارامترهای آماری ضریب تبیین (R^2)، مجذور میانگین مجموع مربعات خطا

(RMSE)، خطای متوسط نسبی (AE) و حداکثر خطای نسبی (ME) برای کل داده‌ها در هر ۳ مدل ریاضی این پژوهش محاسبه شده و در جدول ۳ ارایه شده است. بر این اساس، مدل پیشنهادی این پژوهش با $R^2=0/99$ ، $RMSE=0/135$ و خطای متوسط $0/77$ درصد، بیشترین دقت و مدل ریاضی اروین و همکاران (۲۰۰۰) با $R^2=0/71$ ، $RMSE=0/249$ و خطای متوسط $5/81$ درصد دارای کمترین دقت است. مدل ریاضی شیونو و نایت (۱۹۹۱) دارای اولویت دوم است.



شکل ۱۰- مقایسه سرعت‌های اندازه‌گیری شده با سرعت‌های محاسباتی در مجرای اصلی.

جدول ۳- محاسبه‌های آماری نتایج مدل‌های ریاضی مورد استفاده در این پژوهش.

پارامترهای آماری				روش محاسبه دبی
%ME	%AE	RMSE	R^2	
57/8	1/8	0/197	0/98	مدل شیونو و نایت (۱۹۹۱)
248	5/81	0/249	0/71	مدل اروین و همکاران (۲۰۰۰)
54/4	0/77	0/135	0/99	مدل شیونو و نایت با رابطه‌های پیشنهادی

نتیجه‌گیری

در این مقاله، براساس نتایج آزمایشگاهی هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب، رابطه‌های ساده و بدون بعدی برای دخالت اثر جریان‌های ثانویه در حل توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب

آزمایشگاهی و صحرایی ارائه شده و در مدل ریاضی شبه‌دو بعدی شیونو و نایت (۱۹۹۱) اعمال شده است. با واسنجی و صحت‌سنجی این مدل ریاضی در چند کانال و رودخانه به شکل مقطع مرکب، نتایج زیر به دست آمده است:

۱- نتایج رابطه‌های پیشنهادی در همه مقاطع مرکب مراحل واسنجی و صحت‌سنجی بیانگر دقت و کارایی مناسب این روش در حل توزیع عرضی سرعت می‌باشد. دقت این روش نسبت به مدل قبلی شیونو و نایت (۱۹۹۱) و به‌ویژه مدل ریاضی اروین و همکاران (۲۰۰۰) بهتر است. خطای روش اروین و همکاران (۲۰۰۰) برای مقاطع مرکب نامتقارن به‌ویژه در مجرای اصلی دارای بسیار قابل توجه است. با توجه به اهمیت سرعت جریان در مجرای اصلی برای محاسبه‌های انتقال رسوب و پخش مواد آلاینده در رودخانه‌های سیلابی، کاربرد این روش در رودخانه‌های طبیعی توصیه نمی‌شود.

۲- با مقایسه آماری نتایج سرعت در مجرای اصلی به دست آمده از ۳ روش (رابطه‌های پیشنهادی، روش شیونو و نایت (۱۹۹۱) و اروین و همکاران (۲۰۰۰)) مشخص شد که براساس همه پارامترهای آماری، روش پیشنهادی دارای بیش‌ترین دقت و مدل ریاضی اروین و همکاران (۲۰۰۰) دارای کم‌ترین دقت است. مدل ریاضی شیونو و نایت (۱۹۹۱) در اولویت دوم است.

۳- روش شیونو و نایت (۱۹۹۱) با وجود سادگی محاسبه‌ها و دارا بودن ضریب تبیین بسیار بالا، در تخمین سرعت‌های جریان در مقطع اصلی و به‌ویژه در حدفاصل مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی دارای خطای به نسبت زیادی است.

منابع

1. Abril, J.B. 2002. Overbank flood routing analysis applying jointly variable parameter diffusion and depth-averaged flow finite element models. P 161-167, In: Int. Conference on Fluvial Hydraulics, Belgium.
2. Abril, J.B., and Knight, D.W. 2004. Stage-discharge prediction for rivers in flood applying a depth-averaged model. J. Hydr. Res. 122: 6. 616-629.
3. Atabay, S. 2001. Stage-discharge, resistance and sediment transport relationships for flow in straight compound channels. Ph.D. Thesis, the University of Birmingham, UK, 220p.
4. Ayyoubzadeh, S.A., and Zahiri, A. 2004. Numerical study of flood routing in compound channels. P 353-359, In: Int. Conference on Hydraulics of Dams and River Structures, Tehran.
5. Ayyoubzadeh, S.A., Faramarz, M., and Mohammadi, K. 2004. One dimensional mathematical modelling of pollutant transport in compound open channels. P 1-8, In: 2nd Asia Pacific Association of Hydrology and Water Resources Conference, Singapore.

6. Ayyoubzadeh, S.A., and Zahiri, A. 2005. Development of sediment rating curves in compound river channels using enveloped section method. *J. Engine. Technol. Modares*. Pp: 71-83. (In Persian)
7. Bousmar, D. 2002. Flow modelling in compound channels Momentum transfer between main channel and prismatic or non-prismatic floodplains. Ph.D. Thesis, The University of Catholica Lovaniens, Belgium, 235p.
8. Ervine, D.A., Babaeyan-Koopaei, K., and Sellin, R.H.J. 2000. Two-dimensional solution for straight and meandering overbank flows. *J. Hydr. Engine.* 126: 9. 653-669.
9. Hu, C., Ju, Z., and Guo, Q. 2010. Flow movement and sediment transport in compound channels. *J. Hydr. Res.* 48: 1. 23-32.
10. Knight, D.W., Shiono, K., and Pirt, J. 1989. Predictions of depth mean velocity and discharge in natural rivers with overbank flow. P 419-428, In: *Int. Conf. on Hydraulics and Environmental Modeling of Coastal, Estuarine and River Waters*, England.
11. Knight, D.W., Tang, X., Sterling, M., Shiono, K., and McGahey, M. 2010. Solving open channel flow problems with a simple lateral distribution model. P 41-48, In: *Int. Conference on Fluvial Hydraulics, (River Flow)*, Germany.
12. Lai, S.H., Bessaih, N.B., Ling, P.L., Ab Ghani, A., Zakaria, N.A., and Seng, M.Y. 2008. A study of hydraulic characteristics for flow in equatorial rivers. *J. River Basin Manage.* 6: 3. 213-223.
13. Lambert, M.F., and Sellin, R.H.J. 1996. Discharge prediction in straight compound channels using the mixing length concept. *J. Hydr. Res.* 34: 381-394.
14. Lambert, M.F., and Myers, R.C. 1998. Estimating the discharge capacity in straight compound channels. *Water, Maritime and Energy*, 130: 84-94.
15. Martin, L.A., and Myers, R.C. 1991. Measurement of overbank flow in a compound river channel. *J. Inst. Water Environ. Manage.* 91: 2. 645-657.
16. McGahey, C., Samuels, P., and Knight, D.W. 2006. A practical approach to estimating the flow capacity of rivers application and analysis. P 303-312, In: *Proceedings of the Int. Conf. on Fluvial Hydraulics (River Flow)*, Portugal.
17. Omran, M. 2005. Modelling stage-discharge curves, velocity and boundary shear stress distributions in natural and artificial channels using a depth-averaged approach. Ph.D. Thesis, The University of Birmingham, UK, 240p.
18. Omran, M. 2008. New developments in predicting stage-discharge curves, velocity and boundary shear stress distributions in open channel flow. *Water Environ. J.* 22: 2. 131-136.
19. Rameshwaran, P., and Shiono, K. 2004. Depth-averaged modelling of overbank flow in meandering channels. P 329-335, In: *2nd Int. Conf. on Fluvial Hydraulics (River Flow)*, Italy.
20. Rezaei, B., and Knight, D.W. 2009. Application of the Shiono and Knight Method in compound channels with non-prismatic floodplains. *J. Hydr. Res.* 47: 6. 716-726.

21. Seckin, G., Mamak, M., Atabay, S., and Omran, M. 2009. Discharge estimation in compound channels with fixed and mobile bed. *Sadhana, Indian Academy of Sciences*, 34: 6. 923-945.
22. Sellin, R.H.J. 1964. A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river that is over its floodplain. *La Houille Blanche*, 110: 689-789.
23. Shiono, K., and Knight, D.W. 1988. Two-dimensional analytical solution for a compound channel. P 503-510, In: 3rd Int. Symposium on Refined Flow Modeling and Turbulence Measurements, Japan.
24. Shiono, K., and Knight, D.W. 1991. Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel. *J. Fluid Mechanics*. 222: 617-646.
25. Shiono, K., Takeda, M., and Ishigaki, T. 2011. Modeling of vegetated urban rivers. P 1-8, In: 12th Int. Conf. on Urban Drainage, Brazil.
26. Spooner, J., and Shiono, K. 2003. Compound meandering channels with overbank flow. *Water and Maritime Engineering*, 156: 3. 225-233.
27. Tominaga, A., and Nezu, I. 1991. Turbulent structure in compound open channel flows. *J. Hydr. Engine*. 117: 1. 21-41.
28. Unal, B., Mamak, M., Seckin, G., and Cobaner, M. 2010. Comparison of an ANN approach with 1-D and 2-D methods for estimating discharge capacity of straight compound channels. *Advances in Engineering Software*, 41: 120-129.
29. Wark, J.B., Samuels, P.G., and Ervine, D.A. 1990. A practical method of estimating velocity and discharge in compound channels. P 163-172, In: Int. Conference on River Flood Hydraulics, England.
30. Weber, J.F., and Menendez, A.N. 2004. Performance of lateral velocity distribution models for compound channels sections. P 449-457, In: 2nd Int. Conf. on Fluvial Hydraulics (River Flow), Italy.
31. Wormleaton, P.R., and Merrett, D.J. 1990. An improved method of calculation for steady uniform flow in prismatic main channel/floodplain sections. *J. Hydr. Res.* 28: 157-174.
32. Yang, K., Nie, R., Liu, X., and Cao, S. 2012. Modeling of depth-averaged velocity and boundary shear stress in rectangular compound channels with secondary flows. *J. Hydr. Engine*. (In Press)
33. Zahiri, A., Ayoubzadeh, S.A., Samani, H.M.V., and Kouchakzadeh, S. 2005. Flood routing in compound channels using diffusion model. *J. Hydr.* 1: 1. 69-82. (In Persian)
34. Zheleznyakov, G.V. 1965. Interaction of channel and floodplain streams. P 144-148, In: 14th Congress of IAHR, France.



Gorgan University of Agricultural
Sciences and Natural Resources

J. of Water and Soil Conservation, Vol. 20(3), 2013
<http://jwsc.gau.ac.ir>

Modeling of lateral velocity distribution in straight compound channels

H. Kordi¹, R. Amini², *A.R. Zahiri³ and M. Nekoeianfar⁴

¹M.Sc. Student, Dept. of Hydraulic Structures, Shahrood University of Technology,

²Assistant Prof., Dept. of Civil Engineering, Shahrood University of Technology,

³Assistant Prof., Dept. of Water Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources, ⁴Manager of Hydrography, Khozestan Water and Power Authority

Received: 08/01/2012; Accepted: 11/27/2012

Abstract

During flooding, flow enters floodplains and extremely affects the hydraulics of river flow. In this case, estimation of flood discharge with traditional or commonly used methods leads to high errors (up to 40 percent). The most significant method for modifying traditional methods is Shiono and Knight quasi 2-D model which has numerous applications in laboratory and field compound cross sections. In this paper, based on this 2-D model, suitable dimensionless equations for secondary flow effects have been presented for solving the velocity lateral distribution in straight flume and river compound channels. Results of main channel flow velocity of this method have been compared with Shiono and Knight and Ervine et al., models, for some flume and river compound channels. This comparison showed that the proposed equations and Ervine et al. model had the highest and lowest accuracy, with determination coefficients of 0.99 and 0.71 percent, respectively. Also Ervine et al. method may lead to high error in case of asymmetrical compound cross sections and hence, it is not recommended.

Keywords: Flooded Rivers, Compound cross sections, Velocity lateral distribution, Secondary flow

* Corresponding Author; Email: zahiri_reza@yahoo.com

