

حل توزیع عرضی سرعت جریان در رودخانه‌ها (مطالعه موردی: ایستگاه هیدرومتری ملاثانی - رودخانه کارون)

*عبدالرضا ظهیری^۱، سیدعلی ایوب‌زاده^۲ و بهروز دهان‌زاده^۳

^۱استادیار گروه مهندسی آب، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان، ^۲دانشیار گروه سازه‌های آبی، دانشگاه تربیت مدرس،

^۳استادیار گروه تاسیسات آبیاری، دانشگاه آزاد اسلامی واحد شوشتر

تاریخ دریافت: ۸۷/۱۰/۲۲؛ تاریخ پذیرش: ۸۹/۳/۲۶

چکیده

یکی از معمول‌ترین روش‌های تعیین دبی جریان رودخانه‌ها، اندازه‌گیری توزیع عرضی سرعت جریان در ایستگاه‌های هیدرومتری است. این کار در شرایط جریان طبیعی رودخانه و به‌ویژه در مواقع سیلابی، باید به‌طور منظم و به دفعات زیاد انجام شود. هزینه، زمان و خطرات انجام این کار در شرایط سیلاب قابل توجه می‌باشد. برای بهینه نمودن این فرآیند، استفاده از دستگاه‌های نوین اندازه‌گیری سرعت و نیز مدل‌های ریاضی دوبعدی و شبه‌دوبعدی مناسب، اجتناب‌ناپذیر است. در این مقاله، با ارایه یک مدل ریاضی شبه‌دوبعدی متناسب با تئوری هیدرولیک جریان در دشت‌های سیلابی سعی شده امکان محاسبه به‌نسبت دقیق توزیع عرضی سرعت در رودخانه‌ها در هر دو شرایط جریان عادی و سیلابی فراهم شود. این مدل در ایستگاه هیدرومتری ملاثانی از رودخانه کارون مورد آزمون قرار گرفته است. تحلیل نتایج محاسباتی نشان می‌دهد که متوسط خطا در برآورد دبی‌های عادی و سیلابی جریان در این ایستگاه حدود ۹ درصد است.

واژه‌های کلیدی: رودخانه کارون، توزیع عرضی سرعت، مدل ریاضی شبه‌دوبعدی، واسنجی، صحت‌سنجی

مقدمه

در چند سال اخیر پژوهش‌های زیادی در زمینه هیدرولیک جریان در دشت‌های سیلابی انجام شده است. دشت‌های سیلابی رودخانه‌ها، کانون فعالیت‌های کشاورزی و تفریحی بوده و باید در مقابل وقوع سیلاب محافظت شوند. به این منظور باید با شناخت دقیق هیدرولیک جریان‌های سیلابی، روش‌های مناسب و مؤثری را برای کنترل و مهار سیلاب انتخاب کرد. در بیشتر طرح‌های مهندسی رودخانه، مقادیر متوسط پارامترهای هیدرولیکی

مانند دبی جریان، سرعت و تنش برشی مقطع کفایت می‌کند. این نتایج با استفاده از مدل‌های ریاضی یک‌بعدی متداول نظیر HEC-RAS، MIKE-11، ISIS و HEMET قابل استخراج می‌باشد. مشکل و محدودیت اصلی این مدل‌ها این است که متغیرهای هیدرولیکی را فقط در جهت طولی محاسبه کرده و توزیع عرضی و عمقی متغیرها را در نظر نمی‌گیرند. همچنین از نظر دقت نیز دارای محدودیت می‌باشند. در برخی موارد نظیر مطالعات حمل رسوب، تعیین بازه‌های پایدار در رودخانه و طرح‌های کنترل فرسایش سواحل، توزیع عرضی یا عمقی پارامترهای

*مسئول مکاتبه: zahiri_reza@yahoo.com

سرعت جریان و تنش برشی اهمیت فراوانی دارند. به این منظور، استفاده از مدل‌های ریاضی دوبعدی و سه‌بعدی اجتناب‌ناپذیر است. مدل‌های ریاضی MIKE-21C، TELEMAC، FLUENT، SMS، SSIIM و DELFT3D از این گروه هستند. این مدل‌ها، اگرچه فیزیک و مکانیسم جریان را با دقت بیشتری شبیه‌سازی می‌کنند اما به دلیل نیاز به اطلاعات دقیق مرزهای جریان، ضرایب ثابت و اندازه‌گیری‌های فراوان میدان سرعت جریان در جهات طولی و عرضی و نیز حجم بالای حافظه کامپیوتر، فعلاً برای کاربردهای معمول مهندسی توصیه نشده‌اند (نایت، ۲۰۰۳). در عمل این‌گونه مدل‌های ریاضی فقط برای بازه‌های رودخانه‌ای بسیار کوتاه و نیز در مجاورت سازه‌های هیدرولیکی مهم (نظیر آبگیرها، ایستگاه‌های پمپاژ، سرریزها، آب‌شکن‌ها، پایه‌های پل و...) قابل استفاده می‌باشند. با این اوصاف، باید راهکار میان‌بری را اتخاذ کرد. بهترین راهکار در این زمینه، استفاده از مدل‌های ریاضی شبه‌دوبعدی است. این‌گونه مدل‌ها، مزایای مدل‌های یک‌بعدی و دوبعدی را به صورت توأم دارند.

از سال ۱۹۸۶ تاکنون تلاش‌های بسیاری صورت گرفته تا یک مدل ریاضی مناسب با حداقل پیچیدگی و داده‌های ورودی برای شبیه‌سازی هیدرولیک جریان در رودخانه‌های سیلابی ارائه شود. شیونو و نایت (۱۹۸۸) مدلی شبه‌دوبعدی با حل تحلیلی را برای شبیه‌سازی هیدرولیک جریان در دشت‌های سیلابی و محاسبه توزیع عرضی سرعت متوسط در عمق ارائه نمودند. این مدل ریاضی به فرم متوسط در عمق و از معادلات ناویر-استوکس استخراج شده است. اگرچه نتایج تحلیلی این مدل ریاضی در مقیاس آزمایشگاهی با موفقیت بسیار زیادی همراه بود اما در شرایط رودخانه‌ای و به‌ویژه برای رودخانه‌های نامنظم، کاربرد محدودی داشته است.

برای اولین بار نایت و همکاران (۱۹۸۹) حل تحلیلی این مدل را برای یک رودخانه طبیعی کوچک با مقطع عرضی منظم (رودخانه سورن^۱ در انگلستان) مورد استفاده قرار داده و نتایج قابل‌قبولی به‌دست آوردند.

وارک و همکاران (۱۹۹۰)، مدل ریاضی شبه‌دوبعدی موسوم به LDM^۲ را برای حل توزیع عرضی دبی جریان در کانال‌ها و مقاطع رودخانه‌ای ارائه دادند.

حل عددی مدل ریاضی شبه‌دوبعدی شیونو و نایت به روش اجزاء محدود توسط نایت و آبریل (۱۹۹۶) انجام شد. نتایج حل عددی این محققان در کانال آزمایشگاهی والینگفورد^۳ در مقایسه با مقادیر آزمایشگاهی توزیع عرضی سرعت و تنش برشی، مطابقت خوبی داشته است. مدلی شبه‌دوبعدی تحلیلی برای تحلیل هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب با مسیرهای مستقیم و پیچ و خم‌دار ارائه گردید (اروین و همکاران، ۲۰۰۰). در این مطالعه نشان داده شد که اثرات جریان ثانویه در مقاطع مرکب با مسیر پیچ و خم‌دار حدود ۱۰ برابر مقدار متناظر آن در مقاطع مرکب با مسیر مستقیم است.

فیشر آنتزه و همکاران از مدل ریاضی سه‌بعدی SSIIM برای شبیه‌سازی اثر پوشش گیاهی بر هیدرولیک جریان در دشت‌های سیلابی استفاده نمودند (فیشر آنتزه و همکاران، ۲۰۰۱).

در سال ۲۰۰۴ با استفاده از یک روش ترکیبی شامل حل عددی مدل ریاضی شبه‌دوبعدی شیونو و نایت و یک روش یک‌بعدی تجربی، ایده‌ای برای محاسبه روابط دبی-اشل مقاطع مرکب رودخانه‌ای منظم ارائه شد (آبریل و نایت، ۲۰۰۴).

در سال ۲۰۰۵ حل تحلیلی مدل شبه‌دوبعدی شیونو و نایت برای شبیه‌سازی هیدرولیک جریان و رسوب رودخانه میناب در ایستگاه هیدرومتری برنظین مورد استفاده قرار گرفت و نتایج مناسبی به‌دست آمد (ابوب‌زاده و ظهیری، ۲۰۰۵). برای انجام این کار، هندسه رودخانه با ساده‌سازی، به یک مقطع منظم تبدیل شد.

آتابای و نایت روشی یک‌بعدی برای بررسی هیدرولیک جریان و رسوب مقاطع مرکب در کانال‌های آزمایشگاهی با مقطع مرکب ارائه نمودند. در این روش،

2- Lateral Division Method
3- Wallingford

1- Severn River

ایده‌ای برای تجزیه مقطع مرکب به مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی ارائه شده است فقط دبی کل جریان را به صورت به نسبت دقیقی محاسبه می‌نماید (آتابای و نایت، ۲۰۰۶).

عمران و همکاران هیدرولیک جریان و رسوب مقاطع ساده مستطیلی را با یک مدل ریاضی شبه‌دوبعدی مورد بررسی قرار دادند. نتایج این بررسی، نشان‌دهنده کارایی این مدل بوده است (عمران و همکاران، ۲۰۰۷).

در همه بررسی‌های بالا، مدل ریاضی شبه‌دوبعدی برای کانال‌های آزمایشگاهی و یا رودخانه‌های طبیعی با هندسه منظم مورد استفاده قرار گرفته است در حالی که رودخانه‌های واقعی حتی در محل ایستگاه‌های هیدرومتری، دارای مقاطع عرضی بسیار نامنظمی است. در این شرایط، حل تحلیلی مدل ریاضی جواب‌گو نبوده و باید از حل عددی استفاده شود. در این پژوهش، با حل عددی مدل ریاضی شبه‌دوبعدی شیونو و نایت، امکان محاسبه تغییرات سرعت در عرض رودخانه فراهم شده است. محاسبه مقادیر سرعت در عرض رودخانه، امکان محاسبه دقیق‌تر دبی جریان و نیز میزان رسوب انتقالی از مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی را امکان‌پذیر می‌نماید. این نتایج، برتری عمده‌ای نسبت به نتایج مدل‌های ریاضی یک‌بعدی دارند. در ضمن با واسنجی این مدل در مقاطع رودخانه‌ای دارای ایستگاه هیدرومتری، می‌توان توزیع عرضی سرعت و تنش برشی را برای هر عمق دلخواه جریان محاسبه نمود. این مسأله، مزایای بسیار زیادی دارد (به‌ویژه در هنگام وقوع سیلاب که اندازه‌گیری سرعت‌ها، کاری خطرناک و وقت‌گیر است). همچنین شناخت بهتری از الگوی فرسایش یا رسوب‌گذاری در عرض رودخانه ارائه خواهد داد. مدل ریاضی ارائه شده در این پژوهش در شرایط جریان ماندگار بوده و برای رودخانه‌های با مسیر مستقیم قابل کاربرد است.

مواد و روش‌ها

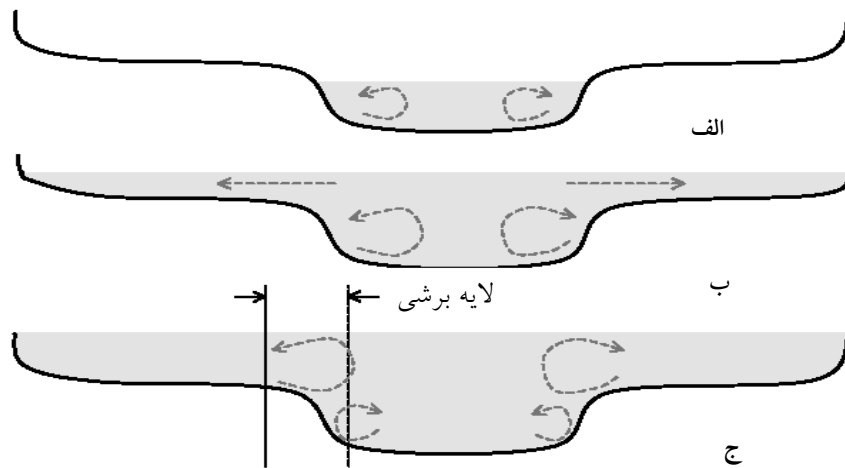
الف- تئوری و مبانی مدل ریاضی شبه‌دوبعدی:
هیدرولیک جریان در رودخانه‌های سیلابی دارای مکانیسم

پیچیده‌ای است. در شرایط عادی رودخانه که جریان آب فقط در مجرای اصلی حرکت می‌کند دو محدوده جریان چرخشی (سلول) در کناره‌های رودخانه تشکیل خواهد شد. این نواحی چرخشی جریان در شکل ۱-الف نشان داده شده است. با افزایش عمق جریان و سرریز شدن به دشت‌های سیلابی، قدرت چرخشی این سلول‌ها تشدید خواهد شد (شکل ۱-ب). با افزایش بیشتر عمق جریان، جریان چرخشی به سمت دشت‌های سیلابی توسعه پیدا می‌کند (شکل ۱-ج). سلول‌های چرخشی جریان در دشت‌های سیلابی، دارای جهتی خلاف جهت مربوط به مقطع اصلی هستند. در ناحیه اتصال مقطع اصلی به دشت‌های سیلابی، یک گرادیان سریع و پله‌ای سرعت جریان بین لایه سریع مقطع و لایه کند دشت‌های سیلابی ایجاد می‌شود. این گرادیان باعث ایجاد تنش برشی عرضی و در نتیجه اتلاف انرژی در این محل شده و لایه برشی^۱ را تشکیل می‌دهد.

معادله ناویر استوکس در شرایط جریان ماندگار و در جهت جریان به صورت معادله دیفرانسیلی متوسط در عمق زیر برای حل توزیع عرضی سرعت ظاهر می‌شود (شیونو و نایت، ۱۹۹۱):

$$\rho g H S - \rho \frac{f}{\lambda} u_d^2 \sqrt{1 + \frac{1}{S^2}} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \rho \lambda H^2 \left(\frac{f}{\lambda} \right)^{1/2} z u_d \frac{\partial u_d}{\partial y} \right\} = \frac{\partial H(\rho \bar{U} \bar{V})_d}{\partial y} \quad (1)$$

که در آن: ρ جرم حجمی آب (کیلوگرم بر مترمکعب)، g شتاب ثقل (متر بر مجذور ثانیه)، H عمق جریان (متر)، S شیب طولی بستر، f ضریب اصطکاک داریسی - ویسباخ، u_d سرعت متوسط در عمق (متر بر ثانیه)، λ شیب جانبی کانال یا رودخانه، ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم و λ موقعیتی از عرض مقطع می‌باشد که سرعت در آن نقطه باید به دست آید. عبارت سمت راست معادله (۱) مربوط به اثر جریان‌های ثانویه است که در آن \bar{U} و \bar{V} به ترتیب سرعت‌های متوسط در طول زمان در جهت‌های طولی و عرضی می‌باشند.



شکل ۱- محدوده‌های جریان چرخشی در رودخانه‌های سیلابی با مسیر مستقیم در شرایط جریان عادی (الف) و سیلابی (ب و ج).

تراب و وبر (۲۰۰۴) رابطه زیر را به منظور برآورد ضریب λ در رودخانه‌های طبیعی پیشنهاد داده‌اند:

$$\lambda = 0.015 \left(\frac{B}{H} \right)^{1.06} D_r^{-2/2} \quad (2)$$

که در آن: B نصف عرض رودخانه (m) و D_r عمق نسبی (نسبت عمق جریان در دشت‌های سیلابی به کل عمق) است. در این پژوهش، ضریب لزجت جریان متلاطم براساس مطالعات آبریل (۲۰۰۲)، مقدار ثابت 0.07 در نظر گرفته شده است.

ب- حل عددی مدل ریاضی شبه‌دو بعدی: با توجه به محدودیت‌های حل تحلیلی در کاربردهای عملی، معمولاً از حل عددی معادله دیفرانسیلی متوسط در عمق شیونو و نایت (معادله ۱) استفاده می‌شود.

با استفاده از تبدیل $u_d \frac{\partial u_d}{\partial y} = \frac{1}{2} \frac{\partial u_d^2}{\partial y}$ و فرض $V = u_d^2$ و نیز چشم‌پوشی کردن از اثر جریان‌های ثانویه، معادله (۱) به صورت زیر ظاهر خواهد شد:

$$\rho g H S_f - \rho \frac{f}{\lambda} V \sqrt{1 + \frac{1}{S^2}} + \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \rho \lambda H^2 \left(\frac{f}{\lambda} \right)^{1/2} \frac{\partial V}{\partial y} \right\} = 0 \quad (3)$$

به‌طور کلی، اگر مؤلفه‌های سرعت V و W مهم باشند جریان ثانویه، اهمیت پیدا کرده و هیدرولیک مقاطع مرکب را به‌طور قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر قرار می‌دهد. از میان این شرایط، می‌توان مقاطع مرکب با مسیر پیچان رودی و مقاطع مرکب غیرهمگن را ذکر نمود. در مقاطع مرکب منظم آزمایشگاهی با مسیر مستقیم، اهمیت عامل جریان‌های ثانویه تنها ۱۰-۷ درصد مقدار متناظر آن در مقاطع مرکب پیچان رود می‌باشد (اروین و همکاران، ۲۰۰۰). از سوی دیگر، نتایج اخیر محققان نشان می‌دهد که جریان‌های ثانویه در رودخانه‌های عریض و با مسیر مستقیم نقش قابل توجهی ندارد چرا که قدرت و توان آنها در عرض زیاد رودخانه مستهلک شده و اثر خود را تقریباً از دست می‌دهند (یالین و داسیلوا، ۲۰۰۶).

مقادیر ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم (λ) در محدوده 0.07 تا 0.50 می‌باشد. مقدار این ضریب در رودخانه‌ها به‌طور متوسط 0.11 گزارش شده است (اولسن، ۱۹۹۹). از سوی دیگر، مطالعات مختلف نشان داده است که مدل‌های ریاضی، به این ضریب حساس نبوده و در نظر گرفتن یک ضریب ثابت در کل مقطع، نتایج رضایت‌بخشی را برای توزیع عرضی سرعت جریان ارائه می‌دهد (نایت و آبریل، ۱۹۹۶). این ضریب در رودخانه سورن، در محدوده $0.07-3$ گزارش شده است (نایت و همکاران، ۱۹۸۹).

جمله سوم معادله (۳)، تغییرات عرضی ۴ پارامتر ضریب لزجت، عمق جریان، ضریب اصطکاک و سرعت جریان را بیان می‌کند:

$$\rho g H S - \rho \frac{f}{\lambda} V_i \sqrt{1 + \frac{1}{S^2}} + \rho \lambda H^2 \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f}{\lambda}} \left(\frac{\partial V}{\partial y^2} \right) + \rho \lambda H^2 \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial y} \sqrt{\frac{f}{\lambda}} \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right) + \rho \lambda \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f}{\lambda}} \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right) \frac{\partial H^2}{\partial y} \quad (4)$$

$$+ \rho H^2 \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f}{\lambda}} \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right) \frac{\partial \lambda}{\partial y} = 0$$

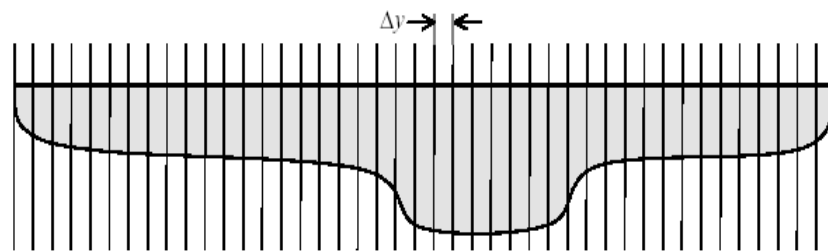
معادله (۴)، یک معادله دیفرانسیلی معمولی خطی مرتبه دوم (بر حسب مجهول V) از نوع مقادیر مرزی است. روش‌های حل عددی معادلات دیفرانسیلی از نوع مقادیر مرزی شامل روش پرتاب^۱ و روش تفاضل‌های محدود است که برای معادلات دیفرانسیلی خطی، روش تفاضل‌های محدود کاربرد بیشتری دارد. به این منظور مراحل زیر انجام می‌شوند:

- شبکه‌بندی فضای حل و شرایط مرزی: به این منظور ابتدا مطابق شکل ۲، مقطع عرضی رودخانه با هر هندسه دلخواه به المان‌های کوچک تقسیم می‌گردد. سپس مطابق شکل ۳، گره‌های محاسباتی در عرض مقطع و در مرز

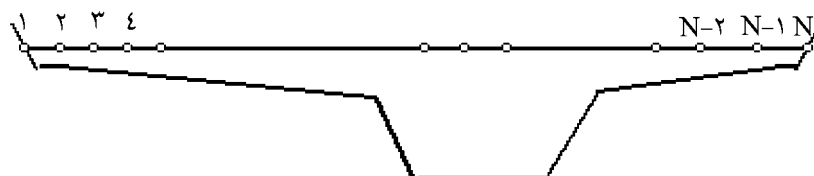
المان‌ها مشخص شده و معادله (۴) برای گره‌های ۲ تا $N-1$ به صورت منفصل نوشته می‌شود. در این شکل به عنوان نمونه، چند گره از گره‌های ابتدایی، میانی و انتهایی مقطع عرضی نشان داده شده است. بدیهی است با افزایش تعداد گره‌های محاسباتی، دقت نتایج مدل ریاضی افزایش می‌یابد. اولین و آخرین گره از مقطع عرضی به عنوان شرایط مرزی معلوم وارد محاسبات خواهند شد چرا که در این دو گره به دلیل شرط عدم لغزش^۲، سرعت جریان برابر صفر است.

- منفصل نمودن معادله به روش تفاضل‌های محدود و الگوی مرکزی:

$$\rho g H_i S - \rho \left(\frac{f}{\lambda} \right)_i V_i \sqrt{1 + \frac{1}{S^2}} + \rho \lambda H_i^2 \frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{f}{\lambda}} \right)_i \left(\frac{V_{i+1} - 2V_i + V_{i-1}}{\Delta y^2} \right) + \rho \lambda H_i^2 \frac{1}{2} \left[\frac{\left(\sqrt{\frac{f}{\lambda}} \right)_{i+1} - \left(\sqrt{\frac{f}{\lambda}} \right)_{i-1}}{2\Delta y} \right] \left(\frac{V_{i+1} - V_{i-1}}{2\Delta y} \right) + \rho \lambda \frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{f}{\lambda}} \right)_i \left[\frac{(H^2)_{i+1} - (H^2)_{i-1}}{2\Delta y} \right] \left(\frac{V_{i+1} - V_{i-1}}{2\Delta y} \right) = 0 \quad (5)$$



شکل ۲- تقسیم مقطع عرضی رودخانه به المان‌های کوچک برای حل عددی مدل ریاضی شبه‌دو بعدی.



شکل ۳- گره‌های محاسباتی برای حل عددی مدل ریاضی شبه‌دو بعدی.



شکل ۴- نمایی از رودخانه کارون و ایستگاه هیدرومتری ملاتانی.

عرضی سرعت جریان است که به کمک مولینه در رودخانه‌ها اندازه‌گیری می‌شود. به دلیل این که برتری مهم مدل ریاضی پیشنهادی در این پژوهش نسبت به کلیه مدل‌های یک‌بعدی هیدرولیک و رسوب جریان، حل توزیع عرضی سرعت در شرایط سیلاب است، برای واسنجی این مدل باید از داده‌های سرعت جریان در شرایط سیلاب استفاده نمود. در جدول ۱، داده‌های مورد نیاز برای اجرا و واسنجی مدل ریاضی شبه‌دو بعدی فهرست شده است.

د- داده‌های مورد نیاز برای اجرای مدل ریاضی شبه‌دو بعدی: برای اجرای مدل ریاضی شبه‌دو بعدی در مقاطع آزمایشگاهی و رودخانه‌های طبیعی، داده‌های مختلفی مورد نیاز است. بخش اعظم این داده‌ها، داده‌هایی است که اغلب مدل‌های ریاضی یک‌بعدی متداول در طرح‌های مهندسی رودخانه به آنها نیاز دارند. به همین دلیل این داده‌ها در بیشتر رودخانه‌ها و به ویژه در محل ایستگاه‌های هیدرومتری موجودند. داده‌هایی که خاص این مدل ریاضی می‌باشند مقادیر اندازه‌گیری شده توزیع

جدول ۱- آمار و اطلاعات مورد نیاز برای اجرای مدل ریاضی در رودخانه‌ها.

مرحله مورد استفاده		اطلاعات مورد نیاز
واسنجی	اجرای مدل	
✓	✓	مقاطع عرضی رودخانه
✓	✓	شیب طولی رودخانه یا شیب سطح آب
-	✓	ضرایب زبری مانینگ
✓	-	منحنی دبی - اشل رودخانه در محدوده دبی‌های عادی و سیلابی
✓	-	توزیع عرضی سرعت اندازه‌گیری شده در عمق‌های مختلف جریان

نتایج و بحث

الف- واسنجی مدل ریاضی: مهم‌ترین پارامتر برای واسنجی مدل‌های ریاضی هیدرولیک جریان در رودخانه‌ها، ضریب زبری مانینگ است. به این منظور، چند نمونه از توزیع عرضی سرعت اندازه‌گیری شده در دبی‌های مختلف جریان در ایستگاه ملاثانی تهیه گردید. داده‌های معلوم شامل هندسه مقطع عرضی، رقوم سطح آب و شیب کف رودخانه (یا شیب سطح آب) به‌عنوان ورودی‌های مدل ریاضی در نظر گرفته شد و با انتخاب یک ضریب زبری فرضی، توزیع عرضی سرعت جریان محاسبه گردید. توزیع سرعت به‌دست آمده باید با توزیع عرضی سرعت اندازه‌گیری شده در رودخانه مطابقت داشته باشد. برای این منظور از بهینه‌سازی ضریب زبری مانینگ به کمک معیار حداقل‌سازی مجموع مربعات خطا استفاده شد. قابل ذکر است که در مدل ریاضی پیشنهادی، باید مقادیر ضرایب اصطکاک در عرض رودخانه به‌عنوان ورودی مدل معرفی شوند. این مقادیر به کمک ضریب زبری مانینگ و شرایط هیدرولیکی جریان تعیین می‌شوند:

$$f = \frac{8gn^2}{R^{1/3}} \quad (7)$$

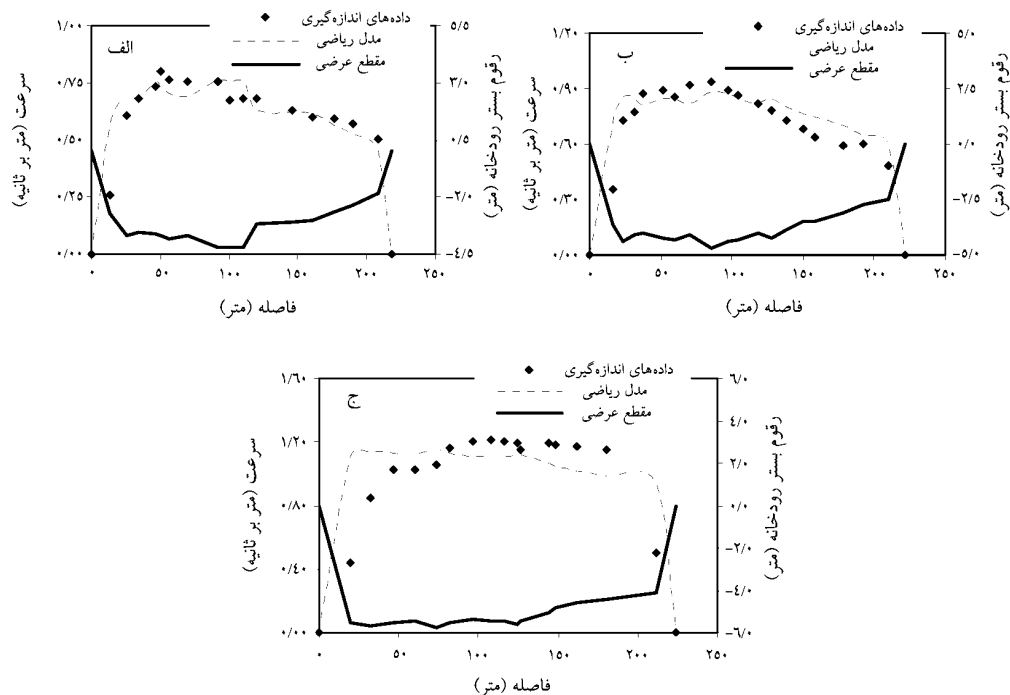
که در آن: n ضریب زبری مانینگ و R شعاع هیدرولیکی (m) است.

در شکل ۶، نتایج نهایی مرحله واسنجی مدل ریاضی برای ۳ دبی جریان ۴۳۴ مترمکعب بر ثانیه با عمق جریان ۴/۲ متر (شکل ۶- الف)، دبی ۵۸۳ مترمکعب بر ثانیه با عمق جریان ۴/۷ متر (شکل ۶- ب) و دبی جریان ۱۱۲۳ مترمکعب بر ثانیه با عمق جریان ۵/۷ متر (شکل ۶- ج) ارائه شده و ضریب زبری مانینگ بهینه برای این دبی‌ها به‌ترتیب ۰/۰۳، ۰/۰۲۷ و ۰/۰۲ به‌دست آمده است. با انجام تحلیل آماری نتایج محاسباتی توزیع عرضی سرعت، مشخص شد که متوسط خطای مدل ریاضی در برآورد سرعت در عرض رودخانه برای ۳ دبی جریان بالا، به‌ترتیب ۵/۵، ۷/۳ و ۱۲ درصد است. همچنین حداکثر

خطا برای این ۳ دبی، به‌ترتیب ۸/۲، ۱۱ و ۱۵ درصد می‌باشد. بر این اساس، درصد خطا به‌ازای دبی سیلابی ۱۱۲۳ مترمکعب بر ثانیه، بیشتر از دو دبی دیگر است. یکی از دلایل مهم این مسأله، تغییر ضریب زبری مانینگ در این رودخانه می‌باشد در حالی‌که در این پژوهش، ضریب زبری در عرض رودخانه، ثابت فرض شده است. اعمال این فرض، باعث ایجاد خطا به‌ویژه در دبی سیلابی شده و ذکر این نکته لازم است که اندازه‌گیری سرعت در رودخانه به‌خصوص در موقع سیلاب که شرایط بسیار سخت‌تری دارد، قطعاً همراه با خطای بیشتری می‌باشد. این مسأله، به‌وضوح در یکی از ایستگاه‌های مهم رودخانه کارون (ایستگاه اهواز)، برای نویسندگان این مقاله آشکار شده است. همچنین در موقع سیلاب در رودخانه‌های عریض، عملیات اندازه‌گیری سرعت در عرض رودخانه بسیار وقت‌گیر بوده و ممکن است بیش از ۲ ساعت به طول انجامد. در این شرایط، عمق و دبی جریان تغییر کرده و ثابت نخواهد بود.

ب- صحت‌سنجی مدل ریاضی: یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های هر مدل ریاضی، قابلیت آن در پیش‌بینی مناسب شرایط جریان بعد از مرحله واسنجی است. به این مرحله، صحت‌سنجی گفته می‌شود. به این منظور، با استفاده از ضرایب زبری به‌دست آمده از واسنجی، منحنی رگرسیونی تغییرات این ضریب نسبت به عمق جریان رسم شد. البته، ضریب زبری مانینگ فقط تابع عمق جریان نبوده و پارامترهای زیادی از جمله پوشش گیاهی، دانه‌بندی رسوبات بستر و فرم بستر در این میان مؤثر هستند اما برای یک محل خاص که این پارامترها تقریباً ثابت هستند، احتمالاً عمق جریان، مهم‌ترین عامل است. منحنی رگرسیونی خطی به‌صورت زیر با ضریب تعیین ۰/۹۹۹ به‌دست آمد:

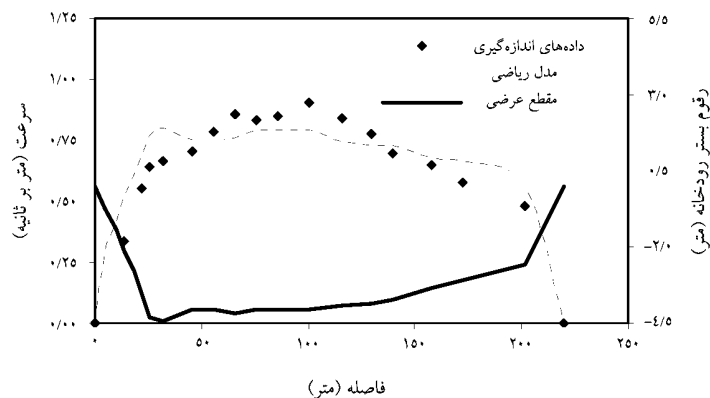
$$n = -0.0073H + 0.616 \quad (8)$$



شکل ۶- واسنجی مدل ریاضی شبه‌دو بعدی در ایستگاه ملاثانی در رودخانه کارون برای ۳ دبی جریان مختلف الف- دبی ۴۳۴ مترمکعب بر ثانیه، ب- دبی ۵۸۳ مترمکعب بر ثانیه و ج- دبی ۱۱۲۳ متر مکعب بر ثانیه.

جریان بسیار خوب است اما توزیع عرضی سرعت محاسباتی به‌ویژه در محدوده میانی جریان در رودخانه، اختلاف به‌نسبت زیادی با مقادیر اندازه‌گیری شده دارد. در این محدوده که عمق جریان تقریباً ثابت است، سرعت‌های اندازه‌گیری شده دارای مقادیر متفاوتی هستند که نشان می‌دهد تحت تأثیر ضریب زبری متفاوت در عرض رودخانه می‌باشد در حالی که در این تحقیق فرض شده که ضریب زبری در عرض رودخانه ثابت است.

در شکل ۷، نتایج توزیع عرضی سرعت محاسبه شده برای ایستگاه ملاثانی به‌ازای عمق جریان ۴/۵ متر نشان داده شده است. این نتایج براساس ضریب زبری مانینگ محاسبه شده از منحنی رگرسیونی خطی (۸)، به‌دست آمده است (حدود ۰/۰۲۹). با انتگرال‌گیری از توزیع عرضی سرعت، دبی جریان حدود ۵۲۹ مترمکعب بر ثانیه محاسبه شد که با توجه به دبی اندازه‌گیری شده جریان (حدود ۵۱۹ مترمکعب بر ثانیه)، خطای مدل ریاضی حدود ۲ درصد می‌باشد. اگرچه دقت مدل ریاضی در برآورد دبی کل



شکل ۷- مقایسه توزیع عرضی سرعت محاسباتی و مشاهداتی در مرحله صحت‌سنجی مدل ریاضی (عمق جریان ۴/۵ متر).

نتیجه گیری

عمق جریان ۴/۵ متر، برآورد و توزیع عرضی سرعت در این حالت محاسبه شد. درصد خطای مدل ریاضی در پیش‌بینی دبی کل جریان در این حالت، حدود ۲ درصد می‌باشد.

۴- با انجام تحلیل حساسیت، اثر تعداد گره‌های محاسباتی در عرض رودخانه (مش‌بندی) بررسی شد. بر این اساس، با افزایش تعداد گره‌های محاسباتی، دقت نتایج مدل ریاضی به سرعت افزایش می‌یابد اما بعد از یک حد مشخصی از تعداد گره‌ها، دقت مدل تقریباً ثابت می‌ماند. تعداد گره‌های بهینه برای رودخانه کارون در ایستگاه ملاتانی حدود ۵۰-۴۰ به دست آمده است.

۱- در این پژوهش، یک مدل ریاضی شبه‌دو بعدی مبتنی بر سرعت متوسط در عمق برای محاسبه توزیع عرضی سرعت در رودخانه‌های طبیعی با مقطع هندسی نامنظم ارایه شد.

۲- با واسنجی مدل ریاضی شبه‌دو بعدی در ایستگاه ملاتانی در رودخانه کارون، ضرایب زبری بهینه برای ۳ دبی جریان مختلف محاسبه شد. انطباق توزیع عرضی سرعت محاسباتی و اندازه‌گیری شده در هر سه دبی جریان، قابل قبول است. بررسی تغییرات ضریب زبری مانینگ با عمق جریان، بیانگر روند خطی این تغییرات است.

۳- به کمک منحنی خطی تغییرات ضریب زبری مانینگ با عمق جریان در ایستگاه ملاتانی، ضریب زبری به‌ازای

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. International 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. Hydraulic Res. IAHR, 122: 6. 616-629.
3. Atabay, S., and Knight, D.W. 2006. 1-D Modeling of conveyance, boundary shear and sediment transport in overbank flow. J. Hydraulic Res. IAHR, 44: 6. 739-754.
4. Ayyoubzadeh, S.A., and Zahiri, A. 2005. Development of sediment rating curves in compound river channels using enveloped section method, J. Engin. and Technol. 21: 71-83.
5. Ervine, D.A., Babaeyan-Koopaei, K., and Sellin, R.H.J. 2000. Two-dimensional solution for straight and meandering overbank flows. J. Hydraulic Engin. ASCE, 126: 9. 653-669.
6. Fisher-Antze, T., Stoesser, T., Bates, P., and Olsen, N.R.B. 2001. 3D Numerical modeling of open-channel flow with submerged vegetations, J. Hydraulic Res. IAHR, 39: 303-310.
7. Knight, D.W., Shiono, K., and Pirt, J. 1989. Prediction of depth mean velocity and discharge in natural rivers with overbank flow, International Conference on Hydraulics and Environmental Modeling of Coastal, Estuarine and River Waters. England, Pp: 419-428.
8. Knight, D.W., and Abril, J.B. 1996. Refined calibration of a depth-averaged model for turbulent flow in a compound channel, Proc. Instn Civ. Engrs Water, Maritime and Energy, 118: 151-159.
9. Knight, D.W. 2003. Reducing uncertainty in river flood conveyance. Interim Report2: Review of Methods for Estimating Conveyance, Environment Agency, UK, 73p.
10. Olsen, N.R.B. 1999. Computational fluid dynamics in hydraulic and sedimentation engineering, Class notes, Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, 65p.
11. Omran, M., Atabay, S., and Knight, D.W. 2007. Modelling sediment transport in simple rectangular channels using a depth-averaged approach, P 402-406. 32nd Congress of IAHR on Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics, Venice.
12. Shiono, K., and Knight, D.W. 1988. Two dimensional analytical solution for a compound channel, 3rd International Symposium on Refined Flow Modeling and Turbulence Measurements, Pp: 1-8.
13. Shiono, K., and Knight, D.W. 1990. Mathematical models of flow in two or multi stage straight channels, P 229-238. International Conference on River Flood Hydraulics.

14. Shiono, K., and Knight, D.W. 1991. Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel. *Journal of Fluid Mechanics*, 222: 617-646.
15. Tarrab, L., and Weber, J.F. 2004. Predicción del coeficiente de mezcla transversal en cauces naturales. *Mecánica Computacional, XXIII*, Asociación Argentina de Mecánica Computacional, San Carlos de Bariloche, Pp: 1343-1355.
16. Wark, J.B., Samuels, P.G., and Ervine, D.A. 1990. A practical method of estimating velocity and discharge in compound channels. *International Conference on River Flood Hydraulics*, London, Pp: 163-172.

Archive of SID

Numerical solution of velocity lateral distribution in rivers (Case study: Karoun river at Molasani station)

***A.R. Zahiri¹, S.A. Ayyoubzadeh² and B. Dahanzadeh³**

¹Assistant Prof., Dept. of Water Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources, ²Associate Prof., Dept. of Water Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran,

³Assistant Prof., Dept. of Irrigation Structures, Islamic Azad University, Branch of Shoushtar

Abstract

The most applicable method for determination of flow discharge in rivers is measurement of lateral distribution of velocity in hydrometric stations. This task should be done regularly and many times in natural flow conditions and specially during floods. Costs, time and dangers of this task during high floods are very considerable. For optimizing this process, application of recent digital devices and also two dimensional and quasi-two dimensional mathematical models are unavoidable. In this paper, a quasi-two dimensional numerical model suitable for flood hydraulic theory of floodplains is presented to make possible the prediction of velocity lateral distribution in both inbank and overbank flow conditions. This numerical model has been tested in Karoun rivet at Molasani hydrometric station. The model result's analysis show that the mean error in prediction of inbank and flood discharges in this station is nearly 9 percent.

Keywords: Karoun River; Velocity lateral distribution; Quasi-Two dimensional model; Calibration; Verification

* Corresponding Author; Email: zahiri_reza@yahoo.com