

روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب به روش پخشیدگی

عبدالرضا ظهیری¹، سید علی ایوبزاده²، حسین محمدولی سامانی^{3*}، صلاح کوچک زاده⁴

1- دانشجوی دکتری گروه سازه‌های آبی، دانشکده کشاورزی، دانشگاه تربیت مدرس

2- استادیار گروه سازه‌های آبی، دانشکده کشاورزی، دانشگاه تربیت مدرس تهران

3- استاد دانشکده فنی، دانشگاه شهیدچمران اهواز

4- استاد گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران

* تهرانصندوق پستی 14115 - 336

ayyoub@modares.ac.ir

چکیده - جریان غیرماندگار در مقاطع مرکب به دلیل تفاوت ویژگیهای هیدرولیکی جریان در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی، از پیچیدگی خاصی برخوردار است. در هنگام سیلاب، معمولاً جریان آب از مقطع اصلی فراتر رفته و به دشتهای سیلابی وارد می‌شود. در این حالت، سرعت جریان در مقطع اصلی بسیار بیشتر از سرعت در دشتهای سیلابی بوده و در نتیجه، مومنتوم جریان از مقطع اصلی به دشتهای سیلابی منتقل می‌شود. مطالعات نشان داده است که این انتقال مومنتوم تأثیر زیادی بر ویژگیهای هیدرولیکی جریان در مقاطع مرکب دارد. در این مقاله با استفاده از حل عددی مدل دوبعدی (Shiono and Knight (1991) و تلفیق آن با معادلات سن ونان (مدل پخشیدگی)، روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب مطالعه شده است. در این مدل تلفیقی، اثر خواص هیدرولیکی مقاطع مرکب و تبادل مومنتوم بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی در نظر گرفته شده است. برای ارزیابی دقت مدل، نتایج آن با نتایج مدل‌های DAMBRK مبتنی بر مدل موج کامل دینامیکی و مدل RFMFEM مبتنی بر مدل پخشیدگی مقایسه شده است. نتایج حاکی از آن است که علاوه بر مطابقت خوب مدل پیشنهاد شده با مدل‌های مذکور، مدت زمان اجرای مدل ما حدود 10 درصد زمان اجرای مدل DAMBRK است که به عنوان مدل پایه در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین نتایج مقایسه این مدل با داده‌های آزمایشگاهی (Treske (1988) در مقطع مرکب نشان می‌دهد که دبی پیک سیلاب انتهایی بازه حاصل از مدل پیشنهادی، فقط 3/5 درصد با مقدار اندازه‌گیری شده تفاوت دارد. به طور کلی نتایج این بررسیها نشان می‌دهد که این مدل، از دقت بالایی داشته و مزیت آن، زمان اجرای بسیار کم و کارایی مناسب در شرایط توأم مقاطع مرکب با بستر و جداره همگن و ناهمگن است.

کلید واژگان: جریان غیرماندگار، مدل پخشیدگی، مقاطع مرکب، روش تفاضل محدود، مدل دوبعدی شیونو و نایت.

شامل دو معادله دیفرانسیل جزئی هذلولوی است که حل تحلیلی ندارند. اولین بار استوکر (Stoker, 1957) این معادلات را با استفاده از روش تفاضلهای محدود به صورت عددی و به روش صریح حل کرد. از آن زمان به

1- مقدمه

اغلب مسائل هیدرولیکی، و هیدرولوژیکی به نوعی با محاسبات روندیابی سیلاب در رودخانه‌ها بر اساس معادلات مشهور سن ونان (1871) مرتبطند. این معادلات

Bousmar and Zech 1999; Ervine *et al*, 2000) در این مقاله با تلفیق مدل دوبعدی نایت و شیونو (Shiono and Knight, 1991) با معادلات سن ونان به شکل مدل پخشیدگی، اثر انتقال مومنتوم از مقطع اصلی به دشتهای سیلابی در محاسبات روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب همگن و غیرهمگن بررسی شده است. در شرایط مقاطع مرکب ناهمگن از روابط اصلاحی آبریل و نایت (Abril and Knight, 2004) استفاده شده است.

2- مدل ریاضی روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب

متداولترین معادلات روندیابی سیلاب در رودخانه‌ها، معادلات یک‌بعدی سن ونان است. این معادلات پیچیدگی معادلات دوبعدی را نداشته و مدل‌های ریاضی توسعه یافته بر اساس این معادلات، زمان اجرای بسیار کمتری دارند. محققان فرضیات مختلفی را برای حل معادلات سن ونان در شرایط وجود دشتهای سیلابی استفاده کرده اند. بعضی از محققان، دشتهای سیلابی را به صورت غیرفعال در نظر گرفته اند به گونه‌ای که فقط مقطع اصلی در انتقال موج سیلاب مؤثر است (Liggett and Cunge, 1975) یا کل رودخانه شامل مقطع اصلی و دشتهای سیلابی به صورت توأم در نظر گرفته شده است (Miller and Cunge, 1975). فرید (Fread, 1976) نشان داد که هر دو روش، فقط تخمینی از شرایط واقعی سیلاب را شبیه‌سازی می‌کنند. او با تجزیه مقطع رودخانه به مقطع اصلی و دشتهای سیلابی، معادلات سن ونان را اصلاح و آنها را در رودخانه‌های پیچان‌رودی با دشتهای سیلابی عریض به روش موج کامل حل کرد. آبرشت و برورن (Arbrecht and Brunner, 1991) با حل هیدرولوژیکی معادلات سن ونان به روش ماسکینگام-کانج، روندیابی سیلاب را برای مقطع اصلی و دشتهای سیلابی به صورت مجزا شبیه‌سازی کرده‌اند. در این

بعد، روشهای عددی متنوعی نظیر روش خطوط مشخصه (Abbott 1966)، روش تفاضلهای محدود (Cunge *et al.*, 1980) و روش اجزای محدود (Fread, 1985) ارائه شده است. حل کامل معادلات سن ونان به شکل موج کامل دینامیکی در بعضی شرایط خاص رودخانه‌ها پیچیده بوده و به همین دلیل روشهای زیادی برای حل تقریبی این معادلات ارائه شده است. از میان این روشها، روش مبتنی بر مدل پخشیدگی قابل ذکر است. در روش پخشیدگی، از آثار اینرسی موج سیلاب (تغییرات زمانی و مکانی سرعت موج سیل) صرف‌نظر می‌شود و همچنین اثر برگشت آب (ناشی از احداث پل، وجود شاخه‌های فرعی، وجود سازه‌های هیدرولیکی) در محاسبات روندیابی سیلاب قابل شبیه‌سازی نیست.

از طرف دیگر، اغلب مطالعات انجام شده در زمینه روندیابی سیلاب مربوط به رودخانه‌هایی است که شامل فقط یک مقطع فعال باشد و مطالعات کمی در شرایط ورود سیلاب در دشتهای سیلابی انجام شده است (Moussa and Bocquillon, 2000). مقطع عرضی بعضی از رودخانه‌ها از چند بخش با خصوصیات هندسی و هیدرولیکی کاملاً متفاوت از نظر ضریب زبری و عمق جریان تشکیل شده است. به طور مثال، رودخانه‌های آبرفتی به دلیل وقوع سیلابهای فصلی، معمولاً یک مقطع اصلی و دو دشت سیلابی دارند. خواص هیدرولیکی جریان در رودخانه‌های سیلابی به دلیل اختلاف مشخصات هندسی و هیدرولیکی مقطع اصلی رودخانه با دشتهای سیلابی، پیچیده است. در این حالت، سرعت جریان در مقطع اصلی بسیار بیشتر از سرعت در دشتهای سیلابی بوده و در نتیجه، مومنتوم جریان، از مقطع اصلی به دشتهای سیلابی منتقل می‌شود. اغلب مطالعات در زمینه خواص هیدرولیکی جریان در مقاطع مرکب، با فرض جریان ماندگار و یکنواخت انجام شده و توجه کمی به جریانات غیرماندگار معطوف شده است (Shiono and Knight 1988 & 1991; Ackers 1992;

یافته‌های هیدرولیکی مربوط به مقاطع مرکب بوده و با برخورداری از زمان اجرای کم، قابلیت کاربرد در مقاطع مرکب همگن و ناهمگن را نیز داشته باشد. در این مطالعه سعی شده تا مدلی با این خصوصیات ارائه شود. اساس این مدل ریاضی، تلفیق معادلات سن ونان در شکل پخشیدگی با مدل دوبعدی (Shiono and Knight, 1991) است. مدل حاضر، اولین مدلی است که با توجه به اصلاح اثر جریانات ثانویه، قابلیت استفاده در مقاطع مرکب ناهمگن را دارد و همچنین بر خلاف مدل‌های متداول موجود، اثر متقابل مقطع اصلی و دشتهای سیلابی را در نظر گرفته و زمان اجرای بسیار کمی دارد. نکته مهم و قابل ذکر در این مطالعه، استفاده از روابط مربوط به خواص هیدرولیکی مقاطع مرکب در شرایط جریان یکنواخت و ماندگار در محاسبات روندیابی سیلاب است که در نتایج نهایی مدل، خطا ایجاد خواهد کرد اما با دانش فعلی هیدرولیک مقاطع مرکب - که در مراحل اولیه تحقیق قرار دارد - نمی‌تواند فرضی غیرمنطقی باشد.

با صرفنظر کردن از جمله‌های مربوط به اینرسی، معادله زیر موسوم به معادله انتقال-پخشیدگی به دست می‌آید:

$$\frac{1}{c} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{D}{c} \frac{\partial Q}{\partial x} \right) = 0 \quad (1)$$

Q دبی جریان، x مسافت در جهت جریان، t زمان، c تندوی موج سیلاب (ضریب انتقال)¹ و D ضریب پخشیدگی² است. ضرایب هیدرودینامیکی c و D تابع دبی جریان بوده و از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$c = \frac{1}{T} \frac{dQ}{dh}$$

$$D = \frac{Q}{2TS_0} \quad (2)$$

مطالعه از اثر متقابل جریان بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی صرفنظر شده است. مایزانو و چودری با بررسی آزمایشگاهی روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب، نشان دادند که نتایج محاسبات روندیابی سیلاب - با فرض غیرفعال بودن دشتهای سیلابی - مطابقت نسبتاً خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دارد.

(Mizanur and Chaudhry, 1995).

تانگ و همکاران (Tang et al, 1999) با حل معادلات سن ونان به روش ماسکینگام-کانج، اثر متقابل بین مقاطع جزئی را با استفاده از روش آکرز (Ackers, 1992) به محاسبات وارد کرده‌اند. تیوتوک و هیکس (Tuitok and Hicks, 2001) مدلی را بر اساس حل موج کامل دینامیکی در مقطع اصلی و روش پخشیدگی در دشتهای سیلابی ارائه کرده‌اند. آپریل برای شبیه‌سازی روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب همگن، از روش پخشیدگی استفاده کرده و آن را به کمک روش اجزای محدود حل کرده است (Abril, 2002).

ایوب زاده و ظهیری (Ayyoubzadeh and Zahiri, 2004a) برای روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب از تلفیق مدل موج کامل دینامیکی و مدل دوبعدی شیونو و نایت (Shiono and Knight, 1991) استفاده کرده‌اند. در این مطالعه، شرایط مقاطع مرکب همگن و ناهمگن تقریباً یکسان فرض شده در حالی که جریانات ثانویه، نقش مهمی در ویژگیهای هیدرولیکی جریان در مقاطع مرکب ناهمگن دارند که باید در نظر گرفته شود (Abril and Knight, 2004). همچنین در مطالعه دیگری، نتایج کاربرد مدل پخشیدگی در مقاطع مرکب همگن با استفاده از روش تفاضلهای محدود، با نتایج حاصل از روش اجزای محدود مقایسه شده است (Ayyoubzadeh and Zahiri, 2004b).

با در نظر داشتن این مطالعات، ضرورت تدوین و ارائه مدل ریاضی مناسبی برای روندیابی سیلاب در دشتهای سیلابی احساس می‌شود. این مدل باید شامل آخرین

1. Convection Coefficient
2. Diffusion Coefficient

است. حل عددی این مدل نتایج خوبی را در زمینه استخراج روابط دبی-اشل رودخانه‌ها، روندیابی سیلاب و محاسبات حمل رسوب در پی داشته است (Abril and Knight 2002 & 2004; Abril 2002). در روش دوبعدی (Shiono and Knight 1991) از معادله زیر برای حل توزیع عرضی سرعت جریان استفاده می‌شود:

$$\rho g H S_0 - \rho \frac{f}{8} u_d^2 \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \rho \lambda H^2 \left(\frac{f}{8} \right)^{1/2} u_d \frac{\partial u_d}{\partial y} \right\} = \frac{\partial H(\rho \bar{U} \bar{V})_d}{\partial y} \quad (3)$$

که u_d سرعت متوسط در عمق، H عمق جریان، s شیب جانبی، f ضریب اصطکاک دارسی-ویسباخ، λ ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم و g شتاب ثقل است. y موقعیتی از عرض مقطع است که سرعت در آن نقطه باید به دست آید $\frac{\partial H(\rho \bar{U} \bar{V})_d}{\partial y}$. جمله تنش مربوط به جریان ثانویه است. \bar{U} و \bar{V} بترتیب سرعت‌های متوسط زمانی درجهت‌های طولی و عرضی و شاخص d به مفهوم متوسط گیری پارامتر در عمق است. برای حل عددی معادله (3)، عبارت جریان ثانویه (Γ) به صورت مقادیر واسنجی شده در نظر گرفته می‌شود (Knight and Abril 1996; Abril 2002):

$$\frac{\partial H(\rho \bar{U} \bar{V})_d}{\partial y} = \Gamma = \beta_s \rho g S_0 H \quad (4)$$

که در آن β_s ضریب جریان ثانویه است. نتایج مطالعات نشان داده است که این ضریب در مقاطع جزئی، مقادیر ثابتی دارد. برای مقاطع مرکب همگن، این ضریب برای مقطع اصلی در حالت جریان عادی و سیلابی بترتیب برابر 0/05 و 0/15 و برای دشتهای سیلابی برابر 0/25- (Shiono and Knight 1991; Abril 2002) به دست آمده است. اگرچه حل تحلیلی معادله فوق در رودخانه‌های

T عرض فوقانی سطح آب، h عمق جریان و S_0 شیب طولی کانال است. معادله (1) یک معادله دیفرانسیلی جزئی غیرخطی بوده و به روش تفاضلهای محدود حل می‌شود. در این مقاله، حل ضمنی این معادله به کمک الگوریتم توماس مورد استفاده قرار گرفته است.

3- خواص هیدرولیکی جریان در مقاطع مرکب (استخراج رابطه دبی-اشل)

برای حل معادله (1) لازم است تندی موج سیلاب و نیز ضریب پخشیدگی بر اساس روابط (2) محاسبه شود. که برای این منظور تعیین رابطه دبی-اشل مقطع مرکب مورد نظر ضروری است. ویژگیهای هیدرولیکی جریان در مقاطع مرکب با مقاطع ساده متفاوت بوده و پیچیدگی بیشتری دارد. در روشهای معمول تحلیل هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب، ابتدا به ازای یک عمق مشخص جریان مقطع، به مقاطع جزئی (مقطع اصلی و دشتهای سیلابی) تجزیه شده و دبی هر یک از این مقاطع جزئی با استفاده از رابطه مانینگ و به طور جداگانه محاسبه می‌شود. دبی کل جریان از مجموع این دبیهای جزئی به دست می‌آید (Chow 1959). تحقیقات اخیر نشان داده که این روش بویژه در شرایط عمق کم جریان در دشتهای سیلابی و نیز دشتهای زیر و عریض خطای زیادی دارد. خطای این روش در مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانه‌ای به ترتیب تا 40 و 25 درصد نیز گزارش شده است. (Wormleaton and Merret 1990; Martin and Myers 1991; Ackers 1993) روشهای مختلفی برای تحلیل هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب ارائه شده است. یکی از روشهای مناسب در این زمینه - که موارد استفاده فراوانی در مسائل مختلف هیدرولیک مقاطع مرکب داشته - مدل دوبعدی (Shiono and Knight, 1991) است. این مدل ریاضی برای شرایط جریان ماندگار و یکنواخت ارائه شده و با انتگرالگیری در عمق از معادلات حرکتی ناویر-استوکس به دست آمده

رقوم لبریز مقطع) بر اساس مقدار ضریب زبری مانینگ مقطع اصلی محاسبه می‌شود:

$$f_c = \frac{8gn_c^2}{R_c^{1/3}} \quad (9)$$

n ضریب زبری مانینگ و R شعاع هیدرولیکی است. در شرایط جریان سیلابی، ضریب f_c از معادله (9) در شرایط عمق لبریز جریان محاسبه می‌شود (Abril 2002). در بیشتر مطالعات هیدرولیک مقاطع مرکب، ابتدا ضریب زبری مانینگ مقطع اصلی در عمق لبریز، محاسبه (واسنجی) شده و همین مقدار برای شرایط سیلابی نیز منظور می‌شود. لذا در این مطالعه مقادیر ضریب اصطکاک مقطع اصلی در شرایط سیلابی، ثابت و برابر با مقدار واسنجی شده در شرایط عمق لبریز فرض شده است. ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم در مقطع اصلی نیز ثابت و برابر 0/07 در نظر گرفته می‌شود (Abril 2002). لازم است ذکر شود که روابط (6) تا (8) از تحلیل داده‌های آزمایشگاهی در مقاطع مرکب با بستر صاف و صلب به دست آمده است. در رودخانه‌های طبیعی به دلیل شرایط ویژه‌ای مانند فرسایش و رسوبگذاری، دانه‌بندی مصالح بستر، وجود پوشش گیاهی و هندسه نامنظم، لازم است روابط خاص آنها مورد استفاده قرار گیرند. بنابراین باید با استفاده از داده‌های توزیع عرضی سرعت در چند عمق جریان عادی و سیلابی، ضرایب موردنظر واسنجی شوند.

اغلب رودخانه‌های طبیعی ناهمگن هستند به طوری که دشتهای سیلابی به دلیل رشد گیاهان و وجود موانع مختلف، زبری بسیار بیشتری نسبت به مقطع اصلی رودخانه دارند. این مسأله، به پیچیدگی بیشتر هیدرولیک جریان در دشتهای سیلابی منجر شده و تداخل جریان بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی را تشدید می‌کند. مطالعات آزمایشگاهی محققان مختلف نشان داده که در این شرایط ممکن است دبی جریان در رقوم کمی بالاتر از عمق لبریز، از دبی لبریز مقطع نیز کمتر شود (Knight

نامنظم نیز نتایج مناسبی داشته (ایوب‌زاده و ظهیری 1382) اما در مقاله حاضر برای سهولت محاسبات، از حل عددی استفاده شده است (ایوب‌زاده و ظهیری 1381). معادله (3) یک معادله دیفرانسیلی غیرخطی بوده و بهترین روش حل عددی آن، استفاده از تبدیل $u \frac{\partial u}{\partial y} = \frac{1}{2} \frac{\partial u^2}{\partial y}$ است. با فرض $X = u_d^2$ معادله خطی زیر حاصل خواهد شد:

$$\rho g H S_0 - \rho \frac{f}{8} X \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} + \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \rho \lambda H^2 \left(\frac{f}{8} \right)^{1/2} \frac{\partial X}{\partial y} \right\} = \beta_s \rho g H S_0 \quad (5)$$

این معادله با استفاده از الگوریتم توماس و به صورت ضمنی حل می‌شود. همانطور که دیده می‌شود برای حل معادله فوق، ضرایب اصطکاک داریسی-ویسباخ، ضرایب بدون بعد لزجت جریان متلاطم و نیز ضرایب جریان ثانویه در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی باید معلوم باشند. با استفاده از داده‌های به دست آمده از آزمایشهای FCF، روابط کالیبره شده زیر برای مقاطع مرکب همگن ارائه شده است (Abril 2002):

$$f_f = f_c f_r \quad \& \quad \lambda_f = \lambda_c \lambda_r \quad (7)$$

$$f_r = 0.669 + 0.331 D_r^{-0.719} \quad (8)$$

$$\lambda_r = -0.20 + 1.2 D_r^{-1.44}$$

که شاخص r بیانگر نسبت ضرایب (اصطکاک داریسی ویسباخ و ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم) دشت سیلابی به مقطع اصلی و D_r عمق نسبی (نسبت عمق جریان در دشتهای سیلابی به عمق کل جریان) است. شاخصهای c و f نیز بترتیب بیانگر مقطع اصلی و دشتهای سیلابی است. ضریب اصطکاک داریسی-ویسباخ در مقطع اصلی در شرایط جریان عادی (رقوم کمتر از

در رودخانه‌های ناهمگن معمولاً از همان مقادیر ضرایب بدون بعد لزجت جریان متلاطم در حالت مقطع همگن استفاده می‌شود، زیرا که حساسیت مدل ریاضی دوبعدی نسبت به این پارامتر بسیار کم است (Knight *et al*, 1989).

در رابطه (12)، فقط اثر نسبت ضریب زبری دشت سیلاب به مقطع اصلی در نظر گرفته شده و از اثر عمق نسبی جریان (نسبت عمق جریان در دشتهای سیلابی به عمق کل جریان) صرف نظر شده است. بررسی نگارندگان این مقاله نشان می‌دهد که در بعضی مقاطع خاص و در عمقهای نسبی بسیار کم، ضریب هیدرودینامیکی تندی موج سیلاب، مقداری منفی شده و ناپایداری محاسبات روندیابی سیلاب بویژه در شاخه نزولی هیدروگرافهای عمق و دبی را به دنبال خواهد داشت.

3-1- کاربرد مدل دوبعدی در تعیین رابطه دبی -

اشل رودخانه‌ها

مدل دوبعدی (Shiono and Knight, 1991) در مقاطع زیادی استفاده شده است. در اینجا مدل مذکور در رودخانه Severn در ایستگاه هیدرومتری Montford انگلستان مورد استفاده قرار می‌گیرد. این رودخانه دارای مقطع اصلی به شکل دوزنقه با عرض 17 متر و شیبهای جانبی (s=1/4) است. عمق مقطع اصلی 6 متر است. دشتهای سیلابی این رودخانه شیبدار و شیب جانبی (افقی به عمودی) آنها در سمت چپ و راست به ترتیب برابر 63 و 23 است. شیب طولی رودخانه در حدود 0/0002 و ضریب زبری مانینگ مقطع اصلی برابر 0/029 است (Abril and Knight, 2004).

بررسیهای انجام شده در زمینه توزیع عرضی سرعت این رودخانه در عمقهای سیلابی نشان می‌دهد که مقاومت جریان در دشت سیلابی سمت چپ کمتر از دشت سیلابی سمت راست است. بنابراین روابط زیر برای تعیین ضریب اصطکاک داری-ویسباخ در دشتهای

(and Demetriou 1983; Shiono and Lin 1992) با توجه به سهم ناچیز دشتهای سیلابی در کل دبی جریان در عمقهای سیلابی کم، اصولاً باید دبی مقطع اصلی کاهش یافته باشد. ضریب اصطکاک داری-ویسباخ در مقطع اصلی، فقط تابع شرایط هندسی و هیدرولیکی مقطع اصلی است و تغییر زبری دشتهای سیلابی نباید موجب تغییر این ضریب شود. از طرف دیگر، بنا بر مطالعات مختلف، تغییرات ضریب لزجت جریان متلاطم اثر چندانی در تغییر دبی مقطع مرکب ندارد. بنابراین تنها ضریب تأثیرگذار در این شرایط، ضریب جریان ثانویه در مقطع اصلی است که تحت تأثیر افزایش ضریب زبری دشتهای سیلابی قرار گرفته و دبی جریان در مقطع اصلی را تغییر می‌دهد. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی نیز افزایش اثر جریانات ثانویه در مقطع اصلی در شرایط دشتهای سیلابی زبرتر از مقطع اصلی را تأیید می‌کند (Tominaga and Nezo, 1991).

برای کاربرد مدل ریاضی دوبعدی Shiono and Knight (1991) در روندیابی سیلاب در رودخانه‌های ناهمگن، از روابط اصلاح شده زیر که در شرایط جریان یکنواخت ارائه شده استفاده می‌شود (Abril and Knight, 2004):

$$f_r = n_r^2 (0.669 + 0.331 D_r^{-0.719}) \quad (10)$$

$$\Gamma_{c-Het} = \Gamma_{c-Hom} (1 + I_c) \quad (11)$$

n_r نسبت ضریب زبری مانینگ دشتهای سیلابی به مقطع اصلی، شاخصهای *Het* و *Hom* بترتیب بیانگر مقاطع همگن و ناهمگن و ضریب I_c مقداری از اثر جریانات ثانویه مربوط به مقطع اصلی است که باید در حالت مقطع ناهمگن به مقدار این عبارت در شرایط مقطع همگن اضافه شود. این ضریب به صورت زیر محاسبه شده است (Abril and Knight, 2004):

$$I_c = 0.0347 n_r^3 - 0.485 n_r^2 + 3.03 n_r - 2.57 \quad (12)$$

سرعت جریان هر یک از این نوارها در سطح مقطع نوار ضرب شود، دبی جریان هر یک از این نوارها محاسبه می شود. با انتگرالگیری عرضی از دبی نوارها در کل عرض، دبی کل جریان به ازای عمق جریان مورد نظر محاسبه و منحنی دبی-اشل رودخانه استخراج می شود. در شکل 1 نتایج توزیع عرضی سرعت برای دو عمق جریان سیلابی 6/92 و 7/81 متر نشان داده شده است. در شکل 2 منحنی محاسباتی دبی-اشل رودخانه نشان داده شده است. مقادیر اندازه گیری شده توزیع عرضی سرعت و منحنی دبی-اشل این رودخانه نیز در این شکلها دیده می شود. انطباق خوبی بین نتایج محاسباتی و مشاهداتی مشاهده می شود وجود دارد.

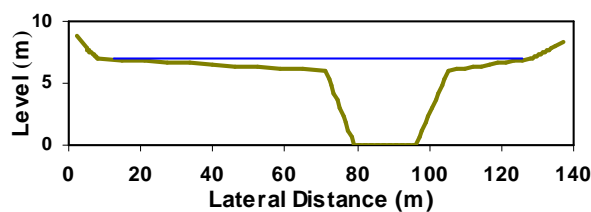
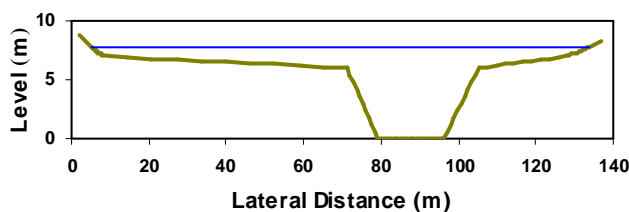
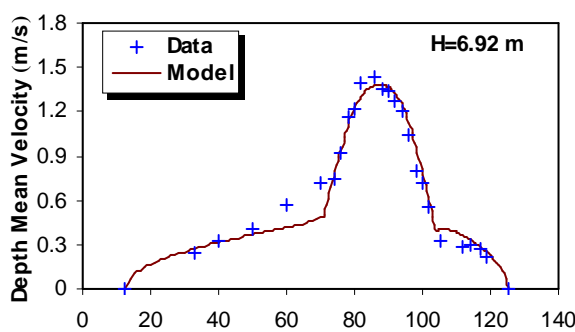
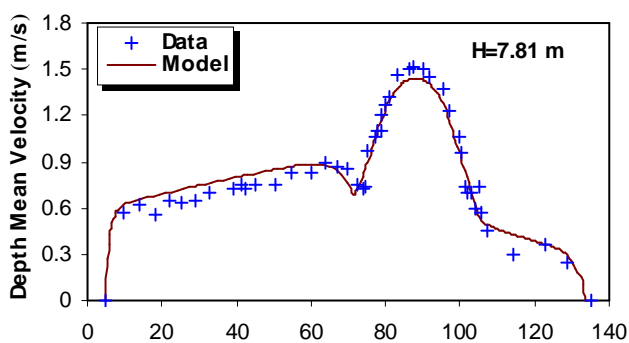
سیلابی مورد استفاده قرار گرفته است (Knight et al, 1989):

$$f_{fL} = 0.0183 D_r^{-0.50} \quad (13)$$

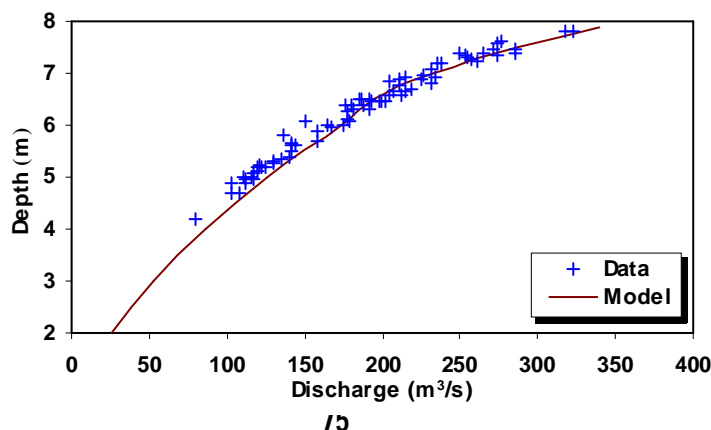
$$(14)$$

$$f_{fR} = 0.0721 D_r^{-0.50}$$

و f_{fR} بترتیب ضرایب اصطکاک دارسی-ویسباخ در دشتهای سیلابی سواحل چپ و راست است. برای محاسبه سرعتهای جریان در عرض این رودخانه به ازای هر عمق دلخواه جریان، ابتدا مقطع عرضی رودخانه به نوارهای کوچکی تقسیم می شود. سپس با استفاده از روابط (6)، (8)، (13) و (14) و نیز معادله دیفرانسیل (5)، سرعت جریان در هر نوار به دست خواهد آمد. اگر



شکل 1 نتایج توزیع عرضی سرعت متوسط در عمق در رودخانه Severn برای دو عمق جریان سیلابی 6/92 و 7/81 متر



شکل 2 رابطه دبی-اشل رودخانه Severn بدست آمده از مدل دوبعدی و مقایسه آن با داده‌های واقعی

4- استفاده از مدل دوبعدی در روندیابی

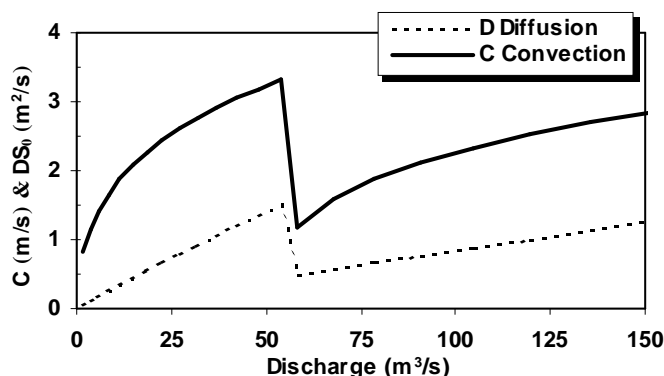
سیلاب در مقاطع مرکب

برای انجام محاسبات روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب، ابتدا لازم است با استفاده از معادله (5)، توزیع عرضی سرعت به ازای عمقهای مختلف جریان محاسبه و رابطه دبی-اشل مقطع استخراج شود. سپس تغییرات ضرایب هیدرودینامیکی سیلاب نسبت به دبی جریان به کمک معادلات (2) محاسبه می‌شود. با استفاده از این تغییرات و نیز شرایط مرزی بالادست (هیدروگراف ورودی دبی یا عمق جریان)، معادله پخشیدگی (1) حل و هیدروگراف خروجی سیلاب در انتهای پایین‌دست بازه مورد مطالعه به دست می‌آید. در اینجا به چند نمونه از کاربرد مدل فوق اشاره می‌شود.

4-1- کاربرد مدل در مقاطع مرکب همگن

برای کاربرد مدل ریاضی فوق، رودخانه متقارن فرضی پیشنهاد شده توسط Ackers (1993) در نظر گرفته شده است. مقطع اصلی و دشتهای سیلابی این رودخانه به صورت ذوزنقه‌ای بوده و عرض آنها بترتیب برابر 15 و 20 متر است. شیب جدارهای این بخشها برابر 1:1 (افقی: قائم) و عمق لبریز این رودخانه برابر 1/5 متر است. شیب طولی برابر 0/003 و کل مقطع به صورت همگن

با ضریب زبری مانینگ 0/03 است. بازه‌ای از این رودخانه به طول 20 کیلومتر انتخاب شده است. با توجه به توضیحات ارائه شده در بخش حل عددی مدل ریاضی، ضریب اصطکاک دارسی-ویسباخ مقطع اصلی در عمق لبریز با استفاده از ضریب زبری مانینگ برابر 0/065 محاسبه شده است. ضریب لزجت بدون بعد مقطع اصلی نیز برابر 0/07 انتخاب شده است. این مقادیر برای عمقهای بالاتر در مقطع اصلی نیز ثابت است. با توجه به این مقادیر و معادلات (7) و (8)، مقدار این ضرایب در دشتهای سیلابی محاسبه می‌شود. جمله جریان ثانویه (Γ) در مقطع اصلی و در دشتهای سیلابی از رابطه (4) به دست می‌آید. با استفاده از این ضرایب، توزیع عرضی سرعت به ازای هر عمق جریان در این رودخانه قابل محاسبه است. به این ترتیب، منحنی دبی-اشل رودخانه به دست می‌آید. تغییرات ضرایب تندی موج سیلاب و پخشیدگی نسبت به دبی جریان از معادلات (2) محاسبه و در شکل 3 نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، یک کاهش ناگهانی در این منحنیها در دبی لبریز مقطع (53/4 مترمکعب بر ثانیه) وجود دارد که دلیل آن تغییر ناگهانی هندسه رودخانه و افزایش سریع عرض فوقانی سطح آب در هنگام ورود جریان به دشتهای سیلابی است.



شکل 3 تغییرات ضرایب انتقال و پخشیدگی نسبت به دبی جریان در رودخانه فرضی

اجزای محدود حل شده است. این مدل صرفاً قابلیت کاربرد در مقاطع مرکب همگن را داشته و اثر ناهمگنی یا افزایش ضریب زبری دشتهای سیلابی در آن منظور نشده است.

همانطور که از شکل 4 مشاهده می‌شود مطابقت بسیار خوبی بین نتایج هیدروگرافهای روندیابی شده در دو روش حل، در هر دو حالت دبیهای عادی و سیلابی وجود دارد. دبیهای پیک سیلاب در انتهای پایین دست رودخانه و نیز زمان رسیدن به آن در هر دو روش حل، بسیار نزدیک به یکدیگر است. کاهش در دبی پیک سیلاب در پایین دست دیده نمی‌شود که این نشان از غالب بودن جمله انتقالی و کم اهمیتی جمله پخشیدگی در این مثال است.

2-4- کاربرد مدل در مقطع مرکب ناهمگن با دشتهای سیلابی عریض

اغلب رودخانه‌های آبرفتی دارای دشتهای سیلابی عریضی بوده و ضریب زبری بیشتری نسبت به مقطع اصلی دارند. برای ارزیابی کارایی مدل ریاضی حاضر، رودخانه‌ای با مقطع مرکب مستطیلی متقارن در نظر گرفته شده است. عمق و عرض مقطع اصلی بترتیب برابر 3 و 100 متر است.

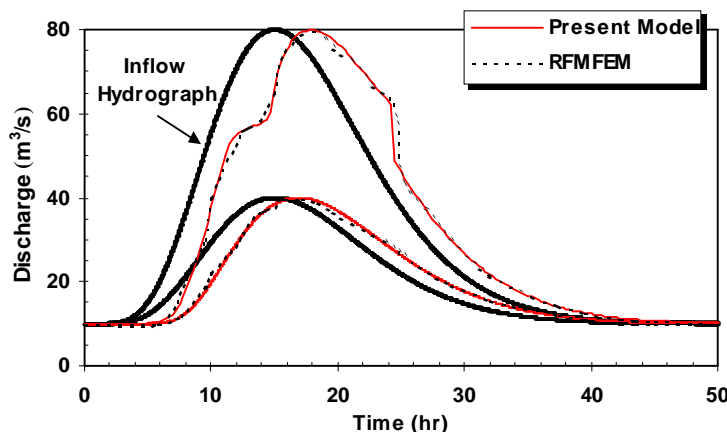
هیدروگراف سیلاب ورودی در ابتدای این رودخانه از معادله‌ای به شکل زیر تبعیت می‌کند (Abril 2002):

(15)

$$Q(t) = Q_{base} + (Q_{peak} - Q_{base}) \left[\frac{t}{t_p} \exp\left(1 - \frac{t}{t_p}\right) \right]^\beta$$

Q_{base} دبی پایه رودخانه قبل از وقوع سیلاب، Q_{peak} دبی اوج سیل، t_p زمان رسیدن به دبی اوج و β ضریب انحنا هیدروگراف است. در این مثال از $t_p=15hr$ ، $Q_{peak}=40,80m^3/s$ ، $Q_{base}=10m^3/s$ و $\beta = 6$ استفاده شده است.

نتایج روندیابی سیلاب در این رودخانه - به روش حل عددی تفاضلهای محدود- در شکل 4 نشان داده شده است. در این شکل هیدروگرافهای سیلاب ورودی با دبیهای پیک 40 (کمتر از دبی لبریز) و 80 مترمکعب بر ثانیه (بیشتر از دبی لبریز) و نیز هیدروگرافهای دبی روندیابی شده در انتهای پایین دست رودخانه نشان داده شده است. اجرای مدل در این شرایط حدود 10 ثانیه طول می‌کشد. نتایج حل عددی مدل RFMFEM (River Flood Modeling by Finite Element Method) به عنوان مقایسه برای همین مقطع نیز ارائه شده است (Abril 2002). در مدل RFMFEM تلفیق معادلات سن ونان به فرم پخشیدگی با معادله (5) با استفاده از روش



شکل 4 هیدروگرافهای روندیابی شده دبی جریان در انتهای بازه (رودخانه همگن فرضی)

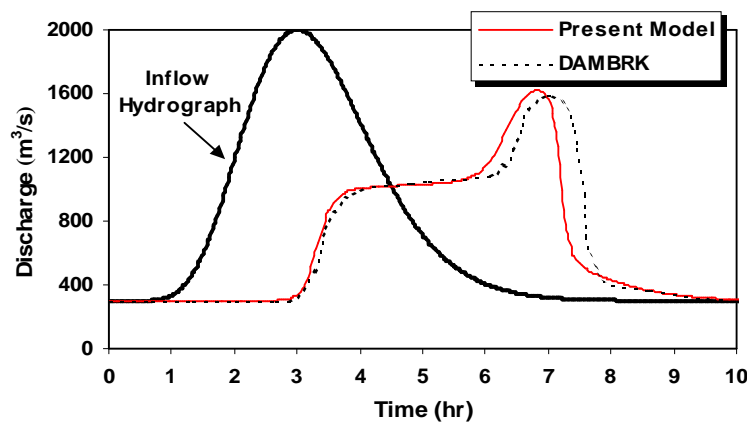
توجهی همراه بوده است. دشتهای عریض سیلابی در این مقطع به عنوان نوعی مخزن عمل کرده و موجب شده که دبی سیلاب (و نیز عمق جریان) در طول زمان زیادی در حد تقریباً مشخصی (معادل دبی لبریز مقطع 1000 متر مکعب بر ثانیه) ثابت بماند. با پر شدن دشتهای سیلابی و افزایش قابل توجه حجم جریان ذخیره شده، دبی سیلاب افزایش یافته و تا رسیدن به دبی اوج ادامه می‌یابد. دبی اوج سیلاب در انتهای پایین دست بازه حاصل از دو مدل حاضر و DAMBRK بترتیب 1614 و 1588 مترمکعب بر ثانیه و زمان رسیدن به این دبی بترتیب برابر 6/9 و 7/1 ساعت محاسبه شده است. اختلاف نتایج این دو مدل می‌تواند ناشی از در نظر گرفتن تبادل مومنتوم بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی زبر در مدل DAMBRK. متفاوت بودن روش حل معادلات سن ونان در دو مدل و نیز تفاوت روش حل عددی مورد استفاده در دو مدل مذکور باشد. در مدل DAMBRK از روش اجزای محدود و در مدل حاضر از روش تفاضلهای محدود استفاده شده است. مزیت قابل توجه مدل حاضر، زمان اجرای بسیار کم است. مدت زمان اجرای مدل حاضر در این مثال کمتر از 8 ثانیه است در حالی که اجرای همین مثال در مدل DAMBRK، بیش از یک دقیقه طول می‌کشد.

عرض دشتهای سیلابی نیز برابر 200 متر است. ضریب زبری مانینگ مقطع اصلی و دشتهای سیلابی بترتیب برابر 0/04 و 0/06 بوده و شیب طولی رودخانه برابر 0/0045 در نظر گرفته شده است. طول بازه برابر 29 کیلومتر بوده و هیدروگراف ورودی سیلاب از معادله زیر تبعیت می‌کند (Garbrecht and Brunner 1991):

$$Q(t) = Q_{base} + (Q_{peak} - Q_{base}) \left(\frac{t}{t_p} \right)^M \exp \left(\frac{t_p - t}{t_c - t_p} \right) \quad (16)$$

که t_c زمان شروع رواناب سطحی تا مرکز ثقل هیدروگراف است. M ضریبی است که در اینجا برابر 9/1 در نظر گرفته شده. دبی پایه و اوج این هیدروگراف بترتیب برابر 300 و 2000 مترمکعب بر ثانیه و زمان دبی اوج برابر 3 ساعت فرض شده است.

با توجه به روابط ارائه شده در بخشهای 2 و 3، منحنی دبی-اشل این رودخانه محاسبه و سپس روندیابی سیلاب، شبیه‌سازی می‌شود. در شکل 5 نتایج روندیابی سیلاب در این رودخانه و در انتهای پایین دست بازه نشان داده شده است. برای مقایسه، نتایج حل موج کامل دینامیکی با استفاده از مدل DAMBRK در این مقطع نیز ارائه شده است (Fread 1984). همانطور که مشاهده می‌شود انطباق نسبتاً مناسبی بین نتایج دو مدل وجود دارد و این در شرایطی است که سیلاب با کاهش کاهیدگی قابل



شکل 5 مقایسه نتایج مدل حاضر و مدل DAMBRK برای هیدروگرافهای روندیابی شده دبی جریان در مقطع مرکب ناهمگن

اختلاف دارد. زمان رسیدن به دبی اوج نیز در هر دو مورد یکسان و برابر $1/8$ ساعت است.

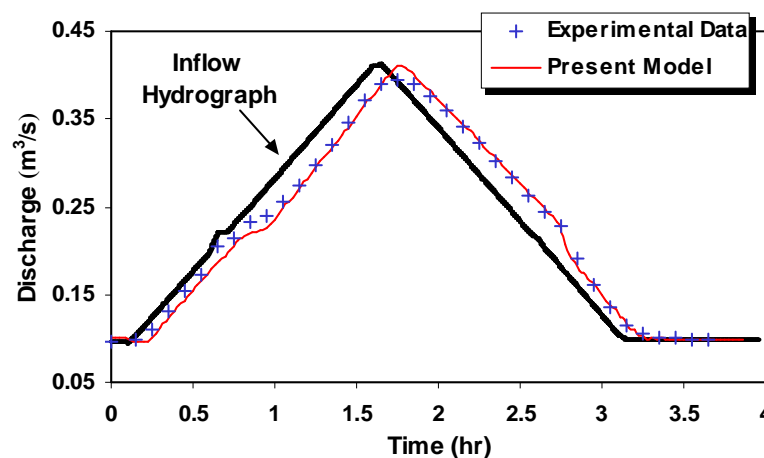
5- نتیجه گیری

در این مقاله با استفاده از حل عددی مدل دوبعدی متوسط در عمق (Shiono and Knight (1991) و تلفیق آن با مدل پخشیدگی، روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب همگن و ناهمگن انجام شده است. در این مقاله برای اولین بار روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب ناهمگن با در نظر گرفتن اثر جریانهای ثانویه مورد مطالعه قرار می‌گیرد. از روش تفاضلهای محدود برای حل عددی این معادلات استفاده شده که به دلیل سادگی و فراگیر بودن آن در حل معادلات هیدرولیک رودخانه‌ها نسبت به روش اجزای محدود، مناسبتر تشخیص داده شده است. نتایج مدل حاضر با نتایج مدل‌های RFMFEM (حل معادلات به روش اجزای محدود و عدم دخالت اثر جریانهای ثانویه در مقاطع مرکب ناهمگن) و DAMBRK (به عنوان مدل پایه، استفاده از حل معادلات سن ونان به روش موج کامل دینامیکی و اجزای محدود و دخالت ندادن تبادل مومنتوم بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی) و نیز داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شده است.

3-4- مقایسه نتایج مدل حاضر با داده‌های آزمایشگاهی

داده‌های آزمایشگاهی محدودی در زمینه روندیابی سیلاب در مقاطع مرکب توسط محققان ارائه شده است. از داده‌های آزمایشگاهی (Treske (1988) برای ارزیابی دقت مدل مقاله حاضر استفاده شده است (Tuitoek and Hicks 2001). این داده‌ها در یک کانال آزمایشگاهی - صحرائی مستقیم به طول 210 متر با شکل مقطع مرکب مستطیلی نامتقارن به دست آمده است. عمق و عرض مقطع اصلی بترتیب برابر $0/39$ و $1/25$ متر و عرض دشتهای سیلابی چپ و راست بترتیب برابر 3 و $1/5$ متر است. ضریب زبری مقطع اصلی و دشتهای سیلابی برابر $0/012$ گزارش شده است. شیب طولی این کانال بسیار کم و در حدود $0/00019$ است. هیدروگراف ورودی سیلاب در این مقطع مرکب در شکل 6 نشان داده شده است.

نتایج محاسبات روندیابی سیلاب در انتهای پایین دست این کانال در شکل 6 همراه با داده‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که انطباق بسیار خوبی بین این نتایج وجود دارد. دبی پیک سیلاب محاسبه شده برابر $0/408$ مترمکعب بر ثانیه است که نسبت به مقدار اندازه‌گیری شده $0/394$ مترمکعب بر ثانیه، فقط $3/5$ درصد



شکل 6 مقایسه نتایج مدل حاضر و داده‌های آزمایشگاهی (Treske (1988) برای هیدروگرافهای روندیابی شده دبی جریان

- [3] Abbott, M. B. (1966). An introduction to the method of characteristics. Elsevier, New York.
- [4] Abril, J. B. (2002). Overbank flood routing analysis applying jointly variable parameter diffusion and depth-averaged flow finite element models, Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, 4-6 September, Belgium, pp: 161-167.
- [5] Abril, J. B. and Knight, D. W. (2002). Sediment transport simulation of the Paute river using a depth-averaged flow model, Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, 4-6 September, Belgium, pp: 895-900.
- [6] Abril, J. B. and Knight, D. W. (2004). Stage-discharge prediction for rivers in flood applying a depth-averaged model. Journal of Hydraulic Research, IAHR .
- [7] Ackers, P. (1992). Hydraulic design of two-stage channels. Engrs Wat ., Marit. and Energy, 96: pp: 247-257.
- [8] Ackers, P. (1993). Stage-Discharge functions for two-stage channels. Water and Environmental Management, Vol. 7, pp: 52-61.
- [9] Ayyoubzadeh, S. A. and Zahiri, A. (2004a). Numerical study of flood routing in compound channels. Int. Conference on Hydraulics of Dams and River Structures, F. Yazdandoost and J. Attary (Ed.), 26-28 April, Tehran, Iran. pp:353-359.
- [10] Ayyoubzadeh, S. A. and Zahiri, A. (2004b). Comparison of finite difference and finite element solutions of unsteady flow in compound open channels. Proceedings of the 2nd Asia Pacific Association of Hydrology and Water Resources Conference, Singapore, Vol. I, pp: 118-127.

انطباق بسیار خوب نتایج این مدل و مدل‌های مورد مقایسه بویژه در شرایط دشتهای سیلابی عریض و نیز داده‌های آزمایشگاهی، حاکی از قابلیت مناسب مدل برای تحلیل هیدرولیک سیلاب در دشتهای سیلابی است. استفاده از روش ساده تفاضلهای محدود، دخالت تبادل مومتوم بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی در محاسبات روندیابی، کاربرد مدل در مقاطع مرکب همگن و ناهمگن و نیز زمان اجرای بسیار کم (حدود یک دهم مدت زمان اجرای مدل DAMBRK) برخی از مزایای مهم مدل پیشنهادی است. مقایسه نتایج این مدل با داده‌های آزمایشگاهی Treske (1988) نشان می‌دهد که دبی پیک سیلاب در انتهای پایین‌دست حاصل از مدل پیشنهادی فقط 3/5 درصد با مقدار آزمایشگاهی تفاوت دارد. زمان دبی پیک، کاملاً با زمان اندازه‌گیری شده مطابقت دارد.

6- تقدیر و تشکر

نویسندگان مقاله از حمایت‌های همه‌جانبه مدیریت محترم تحقیقات و استانداردهای مهندسی آب سازمان آب و برق خوزستان صمیمانه قدردانی می‌کنند. همچنین از معاونت پژوهشی دانشگاه تربیت مدرس تشکر می‌شود.

7- منابع

- [1] ایوبزاده، س.ع و ظهیری، ع. (1381). حل عددی مدل ریاضی توزیع عرضی سرعت و تنش برشی مرزی در مقاطع ساده و مرکب، ششمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی رودخانه، بهمن ماه، دانشگاه شهید چمران اهواز، 293-285.
- [2] ایوبزاده، س.ع و ظهیری، ع. (1382). روش جدید مقاطع پوش در بررسی هیدرولیک جریان در مقاطع متغیر مرکب رودخانه‌ای با استفاده از مدل دوبعدی. مجله بین‌المللی علوم مهندسی، جلد 14، شماره 2، 116-103.

- Maritime & Energy, Vol. 118, pp: 151-159.
- [20] Knight, D. W. and Demetriou, J. D. (1983). Flood plain and main channel flow interaction. *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, Vol. 109, No. 8, pp: 1073-1092.
- [21] Knight, D. W., Shiono, K. and Pirt, J. (1989). Prediction of depth mean velocity and discharge in natural rivers with overbank flow. *International Conference Hydraulic and Environmental Modeling of Coastal, Estuarine and River Waters*. Bradford, England.
- [22] Liggett, J. A. and Cunge, J. A. (1975). Numerical methods of solution of the unsteady flow equations. In: K. Mahmood and Y. Yevjevich (Ed.), *Unsteady flow in open channels*, Vol. I, Water Resources Publications, Fort Collins.
- [23] Miller, W. A. and Cunge, J. A. (1975). Simplified equations of unsteady flow equations. In: K. Mahmood and Y. Yevjevich (Ed.), *Unsteady flow in open channels*, Vol. I, Water Resources Publications, Fort Collins.
- [24] Mizanur, R. and Chaudhry, M. H. (1995). Flood routing in channels with flood plains. *Journal of Hydrology*, Vol. 171, pp: 75-91.
- [25] Moussa, R. and Bocquillon, C. (2000). Approximation zones of the Saint-Venant equations for flood routing with overbank flow. *Journal of Hydrology and Earth Sciences*, Vol. 4, No. 2, pp: 251-261.
- [26] 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*, 26-28 July, Japan, pp: 1-8.
- [11] Bousmar, D. and Zech, Y. (1999). Momentum transfer for practical flow computation in compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 7, pp: 696-706.
- [12] Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw Hill, New York.
- [13] Cunge, J., Holly, F. M. and Verwey, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. Pitman Advanced Publishing Program, London.
- [14] Ervine, D. A., Babaeyan-Koopaei, K. and Sellin, R. H. J. (2000). Two-Dimensional Solution for Straight and Meandering Overbank Flows, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 126, No.9, pp: 653-669.
- [15] Fread, D. L. (1976). Flood routing in meandering rivers with floodplains. *Proceedings, Rivers '76, Third Annual Symposium of Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 1, pp: 16-35.
- [16] Fread, D. L. (1984). DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model, Office of hydrology, National Weather Service, U. S. Department of Commerce, Silver Spring, Md.
- [17] Fread, D. L. (1985). Channel routing. In: *Hydrological forecasting*. M.G. Anderson and T.P. Burt (Ed.), Wiley, New York.
- [18] Garbrecht, J. and Brunner, G. (1991). Hydrologic channel-flow routing for compound sections. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 5, pp: 629-642.
- [19] 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*,

- routing in a compound channel. *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, Vol. 37, No.5, pp: 591-614.
- [31] Tuitoek, D. K. and Hicks, F. E. (2001). Modelling of unsteady flow in compound channels. *African Journal of Civil Engineering, JKUAT*, Vol. 6, pp: 45-54.
- [32] Wormleaton, P.R. and Merrett, D.J. (1990). An improved method of calculation for steady uniform flow in prismatic main channel/flood plain sections. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 28, pp: 157-174.
- [27] Shiono, K. and Knight, D.W. (1991). Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel. *Journal of Fluid Mechanics*. Vol. 222, pp: 617-646.
- [28] Shiono, K. and Lin, B. (1992). Tree dimensional numerical model for two stage open channel flows, *Hydrocomp '92*, 25-29 May, Budapest, Hungary, pp: 123-130.
- [29] Stoker, J. J. (1957). *Water waves*. Interscience Press, New York.
- [30] Tang, X., Knight, D. W. and Samuels, P. G. (1999). Variable parameter Muskingum-Cunge method for flood