

مطالعه برخی از پارامترهای هیدرولیکی جریان در مجاری روباز انحناءدار

مجتبی صفرپور - ابراهیم امیری تکلدانی* - منصور ابوالقاسمی - عبدالحسین هورفر^۱

تاریخ دریافت: ۸۶/۹/۴

تاریخ پذیرش: ۸۷/۲/۲۳

چکیده

مجاری طبیعی بندرت دارای مسیر مستقیم بوده و معمولاً به صورت پیچانرود می‌باشند. بواسطه وجود جریان‌های ثانویه قوی در پیچانرودها، مطالعه ویژگی‌های جریان در این گونه مجاری دارای پیچیدگی فراوان بوده که این امر به نوبه خود باعث ایجاد علاقه‌مندی برای محققان و مهندسان بخش مهندسی رودخانه برای تعیین روابط حاکم بر جریان در پیچانرودها شده است. در این خصوص تاکنون مطالعات فراوانی به عمل آمده و روابط متعددی برای تعیین پارامترهای هیدرولیکی جریان در پیچانرودها منتشر شده‌اند. در این تحقیق با استفاده از یک کانال آزمایشگاهی با شعاع انحناء خط مرکزی ۵ متر و مقطع عرضی ذوزنقه‌ای با زاویه مرکزی ۹۴ درجه که دارای یک پیچانرود کامل بوده، پارامترهای هیدرولیکی جریان برای دبی‌های ۱۲۰، ۱۸۰ و ۲۳۰ لیتر بر ثانیه بر روی یک بستر ماسه‌ای متحرک اندازه‌گیری و نتایج حاصله با نتایج برخی از روابط ارائه شده، مقایسه شده و مناسب‌ترین مدل برای تعیین پارامترهای جریان در یک قوس با مشخصات ذکر شده، ارائه شده است.

واژه‌های کلیدی: پیچانرود، بستر متحرک، مهندسی رودخانه، جریان‌های ثانویه، بستر ماسه‌ای، مدل‌های عددی

مقدمه

ساز و کار جریان در آن‌ها در شرایط مختلف می‌باشد. از نقطه نظر ویژگی‌های مرفولوژیکی، در شرایط طبیعی، رودخانه‌ها به ندرت دارای مسیر مستقیم بوده و معمولاً دارای پیچ و خم‌های متعدد می‌باشند که این امر به نوبه خود باعث ایجاد پیچیدگی‌های فراوان در بررسی خصوصیات هیدرولیکی جریان در آن‌ها می‌شود. مجموعه عوامل فوق موجب شده است که مطالعه جریان در مجاری انحناءدار به عنوان یکی از زمینه‌های مورد علاقه محققان و مهندسان رودخانه به شمار رفته به گونه‌ای که در طی ۴۵ سال گذشته مطالعه‌های فراوانی در خصوص تعیین ویژگی‌ها و پارامترهای مهم جریان در رودخانه‌ها ارائه شده است.

اگرچه رودخانه‌ها از دیرباز به عنوان مهمترین منبع تأمین نیازهای آبی جوامع بشری به شمار می‌روند، با این وجود وقوع سیلاب‌های مخرب در این مجاری همواره عامل تهدیدی برای ساکنین اراضی و تاسیسات احداث شده در مجاورت سواحل آنها می‌باشند. استفاده بهینه همراه با پیش‌گیری و یا کنترل اثرات زیانبار رودخانه‌ها، مستلزم شناخت

۱- به ترتیب دانشجوی سابق کارشناسی ارشد، استادیار گروه مهندسی آبیاری و آبادانی دانشکده مهندسی آب و خاک دانشگاه تهران، استادیار مرکز تحقیقات آب و وزارت نیرو و دانشیار گروه مهندسی آبیاری و آبادانی دانشکده مهندسی آب و خاک دانشگاه تهران

متحرک، و در نظر گرفتن بار رسوبی معلق می‌باشد. هم‌چنین در حال حاضر مدل‌های زیادی برای جریان در پیچ غیریکنواخت نظیر اودگارد (۱۶، ۱۷)، ایکیدا و نیشیمورا (۱۰)، نلسون و اسمیت (۱۴)، و یوهانسون و پارکر (۱۱-الف و ۱۲-ب) وجود دارد. این مدل‌ها و مدل‌های قبلی، اثر چیدمان مصالح بار بستر بر انتقال رسوب و توپوگرافی بستر را در نظر نمی‌گیرند. مدل‌های ارائه شده توسط اودگارد (۱۵)، بریدج (۲، ۳، ۴، ۵)، پارکر و اندریوز (۱۸) و برخی دیگر، اثر چیدمان مصالح را در نظر می‌گیرند. از آنجا که همه این مدل‌ها به منظور سهولت در تعیین معادلات مربوط به بقا جرم و اندازه حرکت، مجبور به در نظر گرفتن فرضیه‌های شده‌اند، لذا وجود مقادیری خطا بین مقادیر اندازه‌گیری شده میدانی و مقادیر محاسبه شده قابل انتظار می‌باشد. در نتیجه کاربرد یک مدل مشخص در یک بازه مطالعاتی می‌باید با توجه به فرضیات فوق و محدودیت‌های مربوطه انجام گیرد.

تهیه مدل‌های عددی مختلف در زمینه مهندسی رودخانه، مستلزم آگاهی از ویژگی‌های جریان بالاخص در مسیرهای غیرمستقیم می‌باشد. در این راستا و به منظور حل معادلات جریان، می‌بایست از فرضیه‌ای به منظور ساده‌سازی معادلات حاکم استفاده شود. دقت و صحت این فرضیات و تقریب‌های در نظر گرفته شده در شرایط مختلف، تنها به وسیله انجام مطالعات گسترده آزمایشگاهی و میدانی معلوم می‌شود. در تحقیق حاضر برخی از پارامترهای مربوط به جریان از قبیل سرعت‌های طولی و عرضی، شیب عرضی بستر، ارتفاع خیزآب، و تغییرات عمق جریان در مقطع عرضی، در یک مدل فیزیکی از یک پیچانرود که دارای دیوارهای صلب و بستر فرسایشی می‌باشد، با استفاده از برخی روابط ارائه شده محاسبه شده و پس از مقایسه نتایج حاصله، مناسب‌ترین آن‌ها تعیین شده است. نتایج حاصل از

مشاهده‌های به عمل آمده از پیچانرودها موید این نکته است که در سواحل خارجی آن‌ها فرسایش و در سواحل داخلی آن‌ها پدیده رسوبگذاری به وقوع می‌پیوندد (انگلاند ۷). از نقطه نظر مدیریت رودخانه، وجود اطلاعات کمی در خصوص پدیده فوق و نیز پارامترهای هیدرولیکی وابسته از قبیل سرعت جریان، عمق آب و ... بسیار ضروری می‌باشد. از طرف دیگر، در رودخانه‌های طبیعی تولید خم‌های متوالی و پی در پی یک مؤلفه اجتناب ناپذیر از فرآیندی است که رودخانه طی آن دگردیسی می‌یابد. اگر این خم‌ها بسیار تند باشند افت انرژی و رقوم سطح آب به خصوص در مواقع سیلابی، در پایین دست خم افزایش می‌یابند. علاوه بر مساله افت انرژی، ایجاد ناآرامی و تلاطم در پیچ، ممکن است تا فاصله‌ای طولانی در پایین‌دست نیز تأثیرات نامطلوبی را (نظیر تغییرات سطح آب و تأثیر آن بر مقدار آبگیری، افزایش تنش‌های وارده بر ذرات) به جا بگذارد. به همین منظور در مهندسی رودخانه لازم است تا ضمن شناخت الگوهای رفتاری جریان در خم (پیچ) که حاکم بر پدیده‌های معینی است که در این مقاطع دیده می‌شود، نسبت به اصلاح و یا مقابله با موارد نامطلوب (نظیر آنچه بالا ذکر شد) در طراحی سازه‌ها اقدام شود.

برای پیش بینی واکنش رودخانه معمولاً از مدل‌های عددی و فیزیکی استفاده می‌شود. انگلاند، بریدج، کیکاوا و همکاران، زیمرمن و کندی، اودگارد، فالکون و کندی، و ایکیدا و نیشیمورا (نقل از بریدج، ۵) در میان بسیاری از محققین، مدل‌هایی برای جریان دائمی یکنواخت در یک پیچ یکنواخت ارائه نمودند که واکنش متقابل توپوگرافی بستر با جریان و انتقال رسوب را تشریح می‌نمایند. تفاوت مدل‌های فوق در استفاده از معادلات مربوط به سرعت متوسط عمقی، توزیع عمودی سرعت طولی جریان، جریان ثانویه، تعادل نیروهای وارده بر مصالح تشکیل دهنده بستر

مقادیر اندازه‌گیری شده آزمایشگاهی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. ذیلاً به تشریح معادلات انتخابی برای تعیین پارامترهای فوق پرداخته می‌شود.

این تحقیق می‌تواند مقدمه‌ای برای بررسی جریان در شرایط واقعی که بستر و دیواره‌ها از مصالح فرسایش پذیر تشکیل شده‌اند، باشد.

سرعت طولی

در (جدول ۱) برخی از روابط معرفی شده توسط محققین مختلف برای محاسبه سرعت طولی در یک خم ارائه شده است.

مواد و روش‌ها

همان‌طور که اشاره شد در این تحقیق برخی از معادلات ارائه شده (که در دسترس می‌باشند) برای تعیین مقادیر سرعت‌های طولی و عرضی، ارتفاع خیزآب، عمق آب، و شیب عرضی بستر در پیچان‌رودها، انتخاب و با توجه به

(جدول ۱) - برخی از روابط ارائه شده برای تعیین سرعت طولی در یک خم

ملاحظات	رابطه	مؤلف
	$\frac{U_s}{U_a} = 1 + \frac{g^{0.5}}{\kappa C} (1 + \ln \eta)$	روزوسکی (۱۹۶۱)
$a = \frac{f}{d} \frac{2\pi}{Mr_{om}} (1 + 3.5 \tan \phi) / Y$	$\bar{U}_s = \bar{U}_{so} (1 + u)$	انگلاند (۱۹۷۴)
$b = \left[\left(\frac{f}{d} \right)^2 \frac{7 \tan \phi}{2 r_{om}} - \frac{1}{r_{om}} \left(\frac{2\pi}{M} \right)^2 \right] / Y$	$u = n \left(a \sin \frac{2\pi s}{M} + b \cos \frac{2\pi s}{M} \right)$	
$Y = (f/d)^2 + (2\pi/M)^2$		
	$\frac{U_s}{U_*} = \frac{\bar{U}_s}{U_a} \left(\frac{U_a}{U_*} + \frac{1}{\kappa} (1 + \ln \eta) \right)$	کیکاو و همکاران (۱۹۷۶)
$a = C_f \left(\frac{2\pi d}{M} \right) (A_I + F_r^2 + 2) / YY$	$\bar{U}_s = U_a + u$	ایکدا و نیشیمورا (۱۹۸۶)
$b = \left[2(A_I + F_r^2) C_f^2 - \left(\frac{2\pi d}{M} \right)^2 \right] / YY$	$\frac{U_s}{U_*} = C_f \frac{\bar{U}_s}{U_a} \left[\frac{U_a}{U_*} + \frac{1}{\kappa} (\ln \eta + 1) \right]$	
$YY = 4C_f^2 + \left(\frac{2\pi d}{M} \right)^2$	$\frac{u}{U_a} = \frac{n}{r_{om}} \left(a \sin \frac{2\pi s}{M} + b \cos \frac{2\pi s}{M} \right)$	
$A_I = \left(\frac{3}{4} \frac{\mu C_D}{1 + \mu C_L / C_D} \right)^{0.5} \frac{\bar{U}_*}{\sqrt{R_s g D}} \frac{\lambda_0}{\kappa} \left(\frac{4.167}{\sqrt{C_f}} - 6.60 \right)$		
$\chi = \frac{0.077}{\sqrt{C_f}} - \frac{1}{3}$	$U_s = \frac{\sqrt{C_f}}{0.077} \bar{U}_s \left[\chi + \frac{z}{d} - 0.5 \left(\frac{z}{d} \right)^2 \right]$	یوهانسون و پارکر (۱۹۸۹-الف)
	$\frac{U_s}{U_*} = 1 + \frac{U_{*o}}{U_{*o}} \left[\frac{1}{\kappa} (1 + \ln \eta) \right]$	بریدج (۱۹۹۲)

$C_f = \overline{U}_* / \overline{U}_a$ ضریب اصطکاک است که برابر $C_f = (\overline{U}_* / \overline{U}_a)^2$ می‌باشد.

جریان ثانویه و سرعت عرضی

جریان ثانویه اولین بار توسط جوزف بوزینسک در سال ۱۸۶۸ بیان گردید و چند سال بعد توسط جیمز تامپسون اشاعه پیدا کرد. جریان ثانویه یکی از ویژگی‌های مهم جریان در پیچ‌ها بوده و علت پیدایش آن به شرح زیر است: وقتی جریان داخل خم حرکت می‌کند یک نیروی گریز از مرکز بر آب وارد می‌گردد که باعث می‌شود تا یک شیب عرضی در سطح آب از قوس خارجی به سمت قوس داخلی تشکیل شده و این امر باعث به هم خوردن تعادل دینامیکی در پیچ می‌شود. برای جبران این عدم تعادل، و به دلیل افزایش رقوم سطح آب در قوس خارجی، یک گرادیان عرضی بر سطح آب اعمال می‌گردد که این امر باعث بوجود آوردن نیرویی در خلاف جهت نیروی گریز از مرکز می‌شود. این نیروی مقابله‌کننده که بر تمام ذرات آب وارد می‌شود، برای ذرات موجود در یک امتداد قائم مقداری یکسان دارد و مقدار آن متناسب با میانگین توان دوم سرعت المان‌های آن امتداد قائم می‌باشد. از طرفی به علت توزیع نامتقارن سرعت در جهت مماس بر خطوط جریان در داخل خم (بواسطه وجود مقاومت در بستر کانال) ذرات آب در نزدیکی سطح با سرعت بیشتری نسبت به سرعت میانگین، و ذرات نزدیک بستر با سرعت کمتری نسبت به سرعت میانگین حرکت می‌کنند. در حالی که مقدار نیروی گریز از مرکز متناسب با سرعت جریان در امتداد مماسی بوده و برای هر ذره در امتداد قائم مقدار متفاوتی دارد. در نتیجه برای ذرات آبی که سرعت آن‌ها بالاتر از سرعت میانگین است (ذرات نزدیک سطح آب) برآیند دو نیرو به سمت نیروی

در روابط ارائه شده در (جدول ۱)، $U_s =$ سرعت طولی

$g =$ شتاب ثقل

$U_a =$ متوسط سرعت طولی در مقطع عرضی

$K =$ ثابت فون-کارمن

$C =$ ضریب شزی

$\eta = z/d$ ارتفاع نقطه نسبت به کف

$d =$ عمق جریان

$\overline{U}_s =$ متوسط سرعت طولی عمقی

$\overline{U}_{so} =$ مقدار \overline{U}_s در مرکز کانال

$u =$ مقدار تغییرات سرعت در جهت طولی

n و s به ترتیب مختصات عرضی و طولی

$M =$ طول مجرا در امتداد خط مرکزی

$f =$ ضریب اصطکاک داریسی-ویزباخ

$\overline{d} =$ عمق متوسط جریان

$r_{om} =$ حداقل شعاع انحنا در خط مرکزی

$\phi =$ زاویه گسیختگی

$\overline{U}_* =$ متوسط سرعت برشی

$C_l =$ تابعی که بیان کننده اثرات دیواره‌های کانال بر

روی جریان در ناحیه مجاور سواحل است

$\mu =$ ضریب دینامیکی برای ذرات بار بستر که برابر

۰/۴۳ توصیه شده است

C_D و $C_L =$ به ترتیب ضرایب دراگ و لیفت که برابر

۰/۴ و ۰/۳۴ توصیه شده است

$\lambda_o =$ ضریب پنهان شدگی برابر ۰/۵۹۲

$F_r =$ عدد فرود

$R_s = \rho_s / \rho - 1$ که در آن ρ_s و ρ به ترتیب دانسیته

رسوب و آب می‌باشند

$U_{*o} =$ سرعت برشی در خط مرکزی آبراهه

$D =$ اندازه قطر ذره

نویس (o) به منظور معرفی پارامترها در خط مرکزی کانال، $B =$ عرض مجرا، $\mu_c =$ ضریب دینامیکی ذرات بار بستر در حالت آغاز به کنده شدن ذرات، $U_{*c} =$ سرعت برشی در حالت آغاز به کنده شدن ذرات، $v_z =$ سرعت سقوط ذرات، و $B_b =$ یک مقدار ثابت است بریدج (۵).

بالا رفتگی سطح آب (خیز آب)

با ورود جریان به خم شیب عرضی در سطح آب مشاهده شده به گونه‌ای که رقوم سطح آب در امتداد دیواره خارجی قوس افزایش یافته در صورتی که در امتداد دیواره داخلی قوس، رقوم فوق کاهش می‌یابد. تفاوت این دو رقوم را بالارفتگی سطح آب یا خیز آب می‌نامند. در (جدول ۳) روابط معرفی شده برای محاسبه ارتفاع خیز آب در خم ارایه شده است.

گریز از مرکز و برای ذرات نزدیک کف، برآیند نیروها در خلاف جهت نیروی گریز از مرکز می‌باشد. در نتیجه، ترکیب این دو نیرو منجر به القاء یک توزیع ثانویه سرعت در امتداد شعاعی می‌شود. در حالت کلی می‌توان گفت که ذرات نزدیک سطح به سمت دیواره خارجی قوس حرکت کرده و در امتداد دیواره پایین می‌روند که در صورت زیاد بودن این سرعت، موجب فرسایش دیواره خارجی می‌شوند. این ذرات فرسایش یافته توسط مولفه‌های سرعت در کف به سمت دیواره داخلی حرکت می‌کنند و در مجاورت دیوار داخلی پیچ بعدی ته نشین می‌شوند فردکین، درج شده در هوک (۹).

در (جدول ۲) برخی از روابط ارایه شده توسط محققین مختلف برای تعیین سرعت عرضی در یک خم ارایه شده است. در این جدول $U_n =$ سرعت عرضی، و $m = \kappa\sqrt{8/f}$ ، $n_o =$ مختصات در مرکز قوس (نصف عرض مجرا)، زیر

(جدول ۲) - برخی از روابط ارایه شده توسط محققین مختلف برای محاسبه سرعت عرضی

رابطه	مؤلف
$U_n = \frac{1}{3} U_a \frac{d}{r} \frac{m^2}{g} \left\{ \left(1 - 0.067 \frac{m}{C}\right) \left[(2\eta - \eta^2) - \frac{8}{15} \right] + \frac{8}{45} \frac{m}{C} \left[3(\eta - 1)^2 - 1 \right] \right\}$	روزوسکی (۱۹۶۱)
$\bar{U}_n = v \bar{U}_{so} \quad v = \frac{1}{2} B_o (n_o^2 - n^2)$	انگلاند (۱۹۷۴)
$B_o = \frac{r_o}{r} \frac{\bar{d}}{d} \frac{2\pi}{M} \left[a \cos \frac{2\pi s}{M} - \left(b + \frac{7 \tan \phi}{r_{om}} \right) \sin \frac{2\pi s}{M} \right]$	
$d = \bar{d} (1 + \zeta) \quad \zeta \approx n \frac{7 \tan \phi}{r_{om}} \cos \frac{2\pi s}{M}$	
$\frac{U_n}{U_a} = \left(\frac{\bar{U}_s}{U_a} \right)^2 \frac{1}{\kappa} \frac{d}{r} \left[F_A(\eta) - \frac{1}{\kappa} \frac{\bar{U}_*}{U_a} F_B(\eta) \right]$	کیکاو و همکاران (۱۹۷۶)
$F_A(\eta) = -15(\eta^2 \ln \eta - 0.5 \eta^2 + 15/54)$	
$F_B(\eta) = \frac{15}{2}(\eta^2 \ln^2 \eta - \eta^2 \ln \eta + 0.5 \eta^2 - 19/54)$	

ایکدا و نیشیورا (۱۹۸۶)

$$U_n = v + v'$$

$$\frac{v'}{U_a} = C_I^2 \left(\frac{\overline{U_s}}{U_a} \right)^2 \frac{d}{kr} \frac{r_o}{r_{om}} \cos \left(\frac{2\pi s}{M} - \sigma_I \right) \chi_I \left[F_A(\lambda_z) - \frac{\sqrt{C_f}}{k} F_B(\lambda_z) \right]$$

$$\frac{v}{U_a} = \frac{\pi r_{om}}{M} \frac{r_o}{r} \frac{\bar{d}}{d} \left[a \cos \frac{2\pi s}{M} - (b + A_I + F_r^2) \sin \frac{2\pi s}{M} \right] \left[\left(\frac{B}{2r_{om}} \right)^2 - \left(\frac{n}{r_{om}} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_I = \tan^{-1} \left[\frac{2\pi \bar{d}}{M} \left(\frac{1.11}{\sqrt{C_f}} - 1.42 \right) \right]$$

$$\chi_I = \frac{1}{\frac{2\pi \bar{d}}{M} \left(\frac{1.11}{\sqrt{C_f}} - 1.42 \right) \sin \sigma_I + \cos \sigma_I}$$

$$\overline{U_n} = v \overline{U_{so}}$$

بریدج (۱۹۹۲)

$$v = \frac{r_o}{r} \frac{d_o}{d} \frac{\pi}{M} \left[a \cos \frac{2\pi s}{M} - \left(b + \frac{c}{r_{om}} \right) \sin \frac{2\pi s}{M} \right] \left[\left(\frac{B}{2} \right)^2 - n^2 \right]$$

$$a = \left[\frac{f\pi(c+1)}{4d_o r_{om} M} \right] / YYY \quad b = \left[(f/4d_o)^2 \frac{(c-1)}{2r_{om}} - (1/r_{om})(2\pi/M)^2 \right] / YYY$$

$$YYY = (f/4d_o)^2 + (2\pi/M)^2$$

$$c = A_b E \quad A_b = \frac{\overline{U_s}}{U_{so}} \frac{1}{8.5\kappa} \left[4.17 \frac{\overline{U_{so}}}{U_{*o}} - \frac{2.64}{\kappa} \right]$$

$$E = \left[\mu_c (1 - B_b U_{*c} / v_z)^2 \right]^{0.5} \left[\mu (1 - B_b U_{*} / v_z)^2 \right]^{0.5}$$

(جدول ۳) - برخی از روابط ارائه شده برای محاسبه مقدار بالارفتگی سطح آب در طرفین قوس

مؤلف	رابطه
ین و ین (۱۹۷۱)	$\frac{H_{rc}}{\frac{U_m^2}{2g}} = \left(\frac{\overline{U_{so}}}{U_m} \right)^2 \left[1 - \left(\frac{r_c}{r} \right)^2 \right]$
چانگ (۱۹۸۸)	$\Delta H = \frac{B \overline{U_{so}}^2}{g r_o}$
بریدج (۱۹۹۲)	$gh = gh_0 + \frac{n \overline{U_{so}}^2}{r_0}$

U_m = سرعت میانگین جریان در مقطع میانی

r_c = شعاع انحنا مرکز پیچ

r = شعاع انحنا نقطه مورد بررسی

در روابط ارائه شده در (جدول ۳)

H_{rc} = اختلاف رقوم سطح آب بین نقطه‌ای دارای

شعاع r و نقطه‌ای دارای شعاع r_c در یک مقطع عرضی

امتداد بستر به سمت داخل قوس در حرکتند، رسوبات را به سمت دیواره‌های داخلی هدایت می‌کنند. این مواد در مجاورت دیواره داخلی ته نشین و سبب ایجاد یک برآمدگی موضعی در بستر می‌گردند. بنابراین در اثر عبور جریان از خم، دیواره ساحلی خارجی فرسایش یافته و در مقابل انباشتگی رسوبات در دیواره داخلی مشاهده می‌گردد. نتیجه این فرآیندها، تشکیل یک شیب عرضی در بستر جریان می‌باشد که یکی از ویژگی‌های مهم جریان در آبراهه‌های انحنا دار فرسایشی می‌باشد. برای تعیین شیب عرضی بستر باید معادله تعادل دینامیکی بین نیروهای مالشی وارده از سیال و وزن مستغرق شده ذرات بستر نوشته شود. در (جدول ۴) برخی از روابط ارائه شده برای تعیین شیب عرضی بستر در یک خم ارائه شده اند.

$\Delta H =$ اختلاف بین رقوم سطح آب در دو دیوار ساحلی
 $B =$ عرض کانال
 $\bar{U}_{so} =$ سرعت میانگین عمقی در خط مرکزی آبراهه
 $r_o =$ شعاع انحنا خط مرکزی قوس
 $h =$ عمق جریان در مختصه عرضی n از مرکز کانال
 $h_0 =$ عمق جریان در $n = 0$ (در وسط مجرا) بوده
 سایر پارامترها قبلاً بیان شده اند.

شیب عرضی بستر

مؤلفه‌های جریان‌های ثانویه که به سمت دیواره قوس خارجی حرکت کرده و در امتداد دیواره به سمت پایین می‌روند، باعث بروز فرسایش در دیواره‌های ساحلی بیرونی می‌شوند. از طرفی مؤلفه‌های جریان مارپیچی شکل که در

(جدول ۴) - برخی از روابط ارائه شده برای محاسبه شیب عرضی بستر در یک خم

ملاحظات	رابطه	مؤلف
$F_d = \frac{U_s}{\sqrt{R_s g D}}$ $R_s = \rho_s / \rho - 1$	$S_n = \frac{\alpha d}{2 r} F_d^2 \frac{m+1}{m(m+2)}$	زیمرن و کندی (۱۹۷۸)
	$S_n = \frac{d}{r} F_d \frac{\sqrt{8\tau_{*c}} (1+\sqrt{f})}{1-P (1+2\sqrt{f})}$	فالکون و کندی (۱۹۸۳)
$m = \kappa \sqrt{8/f}$	$S_n = \frac{3\alpha d}{2 r} F_d \frac{m+1}{m+2} \frac{\tau_{*c}}{\kappa}$	اودگارد (۱۹۸۶)

$\tau_{*c} =$ تنش برشی در خط مرکزی آبراهه

و سایر پارامترها قبلاً تعریف شده‌اند.

در روابط ارائه شده در (جدول ۴)

$S_n =$ شیب عرضی بستر

$d, \alpha = 1/27 =$ عمق جریان در شعاع قوس r

$\kappa =$ ثابت فون کارمن

$f =$ ضریب دارسی وایسباخ

$D =$ قطر متوسط ذرات بستر

$\rho_s =$ چگالی ذرات رسوب

$\rho =$ چگالی آب

$P =$ تخلخل مواد بستر

عمق جریان آب

تعیین عمق تعادلی جریان در خم‌ها یکی از مراحل مهم در مطالعه‌ی مهندسی رودخانه به منظور پیش بینی عمق فرسایش در فواصل مختلف از ابتدای خم و نیز پیش بینی تعبیه سازوکارهای مناسب برای حفاظت سواحل است. در این خصوص روابط متفاوتی توسط محققین معرفی شده که

ذیلا برخی از آن روابط که در تحقیق فوق مورد مقایسه قرار گرفته اند در (جدول ۵) ارایه شده است. شایان ذکر است که عدم استفاده از روابط دیگر به دلیل نیاز به برخی پارامترها است که در آزمایش به عمل آمده در این تحقیق اندازه گیری نشده لذا امکان مقایسه آن‌ها در این تحقیق میسر نگردید.

(جدول ۵) - برخی از روابط معرفی شده برای محاسبه عمق آب در یک خم

ملاحظات	رابطه	مؤلف
$A_k = -\left(\frac{3}{4} \frac{\mu C_D}{1 + C_L / C_D}\right)^{0.5} \left(\frac{\bar{U}_*}{\sqrt{R_s g D}} \frac{\lambda_0 U_a}{\kappa U_*}\right) \times \left(-4.167 + 2.640 \frac{1}{\kappa} \frac{\bar{U}_*}{U_a}\right)$	$\frac{d}{d} = \exp\left[\frac{A_k}{2} \left(\frac{r^2}{r_o^2} - 1\right)\right]$	کیکاوا و همکاران (۱۹۷۶)
$\bar{F}_d = \frac{\bar{U}_s}{\sqrt{R_s g D}}$	$\left(\frac{d}{d_o}\right)^{0.5} = 1 - \left[1 - \left(\frac{r}{r_o}\right)^{0.5}\right] \frac{\sqrt{8\tau_{*c}}}{1-p} \times \frac{(1+\sqrt{f})}{(1+2\sqrt{f})} \bar{F}_d$	فالکون و کندی (۱۹۸۲)
$m = \kappa \sqrt{8/f}$	$\frac{d}{d_o} = \left(1 + \frac{n}{r_{om}} \cos \frac{2\pi s}{M}\right)^{A_b E}$	بریدج (۱۹۹۲)

به روابط تجربی و مشخصات خم‌های رودخانه کارون در نواحی دشتی، مقیاس مدل در حدود ۱:۸۰ نسبت به نمونه اصلی تعیین شد. مدل فیزیکی در فضایی به ابعاد ۳۰×۴۰ متر در سالن رودخانه موسسه تحقیقات آب طراحی و اجراء شد (شکل ۱). جریان از ناحیه بالادست در محل A وارد مدل شده و در محل B مقدار جریان ورودی توسط سرریز لبه تیز به عرض ۲ متر که قبلا کالیبره شده، اندازه گیری می‌شد. مقطع دوزنقه‌ای کانال از نقطه C شروع شده و شروع قوس اول نقطه D و انتهای این قوس و شروع بازه مستقیم نقطه F، شروع قوس دوم نقطه G و انتهای آن نقطه I می‌باشد. قوس سوم از نقطه J شروع و تا نقطه L ادامه می‌یابد. در محل نقطه N دریچه بادبزی برای تنظیم شیب سطح آب تعبیه شده بود. جریان عبوری از مدل در انتها به مخزن تخلیه و توسط پمپ، مجدداً به مدل برگردانده می‌شد ولی رسوبات در حوضچه‌ای که در حدفاصل نقاط M الی N قرار دارد،

در روابط فوق

d ، \bar{d} ، و d_o = به ترتیب عمق، عمق متوسط جریان، و عمق جریان در خط مرکزی قوس بوده
سایر پارامترها از جمله مقادیر A_b و E قبلا تعریف شده اند.

طراحی مدل آزمایشگاهی

به منظور تطبیق شرایط آزمایشگاهی با شرایط واقعی، خم مورد آزمایش در این تحقیق بر اساس روابط رژیم تعادل رودخانه‌ها در نواحی پیچانرودی که در دسته بندی تیپ‌های غالب رودخانه‌ها در نواحی دشتی قرار می‌گیرد، انتخاب گردید. ابعاد مدل با توجه به شرایط هندسی رودخانه کارون در ناحیه پایین دست و استفاده از روابط تجربی محققین [گریگوری ۱۹۷۷، نالدرد ۱۹۹۷، لئوپولد، ۱۹۶۴ و قاسم و چادری ۲۰۰۲ نقل از ابوالقاسمی (۱)] تعیین شد. با توجه

که در ناحیه زبر با شرایط کاملاً متلاطم قرار داشته باشد. معیارهای مربوطه عبارتند از:

$$Re^* = \frac{U_* d_{65}}{\nu} > 70 \approx 100 \quad (1)$$

$$U_* = \sqrt{gRS} \quad (2)$$

که در آن: Re^* = عدد رینولدز ذره

R = شعاع هیدرولیکی، S = شیب سطح آب

d_{65} = قطر ذره‌ای است که ۶۵ درصد از ذرات از آن

کوچکترند

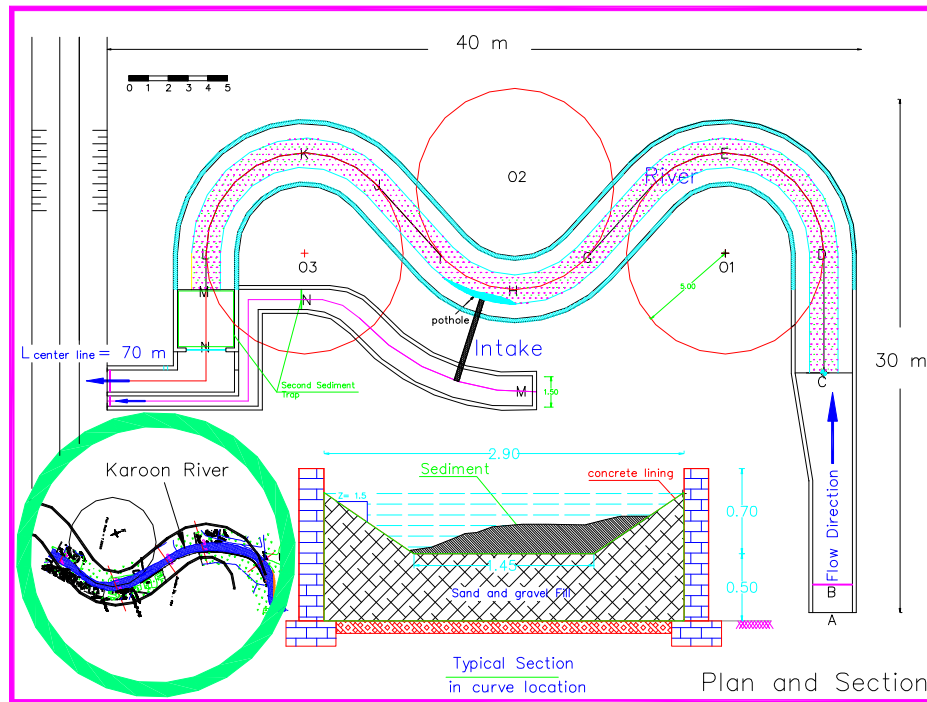
ν = لزجت سینماتیکی سیال می‌باشد.

تله‌اندازی و بازیافت می‌شدند. اجزای اصلی این مدل شامل کانال اصلی به طول ۷۰ متر بود که مقطع آن به شکل ذوزنقه با عرض کف ۱/۴۵ متر، عرض بالای ۲/۹۰ متر و ارتفاع ۰/۵ متر با شیب دو جناح (H):۱/۵ (V):۱ با پوشش بتنی صاف بود. آب توسط سیستم پمپاژ متشکل از چهار پمپ وارد کانال اصلی شده و پس از عبور از کانال اصلی، کانال آبگیر، کانال‌های ترسیب و انتقال، مجدداً به مخزن اصلی بازگردانده می‌شد.

شرایط هیدرولیکی مدل

برای اینکه جریان حاصله در مدل قابل مقایسه با نمونه

اصلی در طبیعت باشد، رژیم جریان در مدل ضروری است



(شکل ۱) - پلان و مقطع مدل فیزیکی پیچانرود

مصالح بستر و دانه‌بندی مدل

مسیر انحناء و مستقیم) و در محدوده دبی‌های آزمایشی

به‌صورت باربستری، لازم بود که آزمایش‌هایی برای تعیین

نظر به لزوم حرکت ذرات رسوب در طول مدل (در

نحوه انجام آزمایش‌ها

در شروع هر آزمایش، رسوبات تهیه شده به ضخامت ۲۵ سانتی متر در بستر کانال ریخته شده و سطح آن‌ها صاف می‌گردید. سپس بده‌های مورد نظر (۱۲۰، ۱۸۰ و ۲۳۰ لیتر بر ثانیه) از بالادست به داخل کانال تخلیه می‌شد. زمان انجام هر آزمایش بسته به زمان رسیدن مقاطع عرضی به حالت تعادلی خود متغیر بوده و مدت آن بر حسب مقدار دبی و قدرت جریان آزمایش از ۸ تا ۳۲ ساعت تغییر نموده به طوری که در دبی‌های بالا، به دلیل افزایش قدرت حمل رسوب در طول بازه، بستر سریع‌تر شکل تعادلی را پیدا می‌نمود. همزمان با برقراری جریان، تزریق رسوب نیز به صورت پیوسته صورت می‌پذیرفت. بعد از حصول تعادل نسبی شکل مقطع عرضی (عدم تغییر شیب سطح آب و بستر در آزمایش‌ها طی روزهای متوالی)، اندازه‌گیری پارامترهای مورد نیاز نظیر عمق آب در مقاطع مختلف به خصوص در مقطع کنترل و در پایین دست قوس (در ابتدای بازه مستقیم) برای محاسبه شیب بستر، سرعت جریان (در سه جهت) در محدوده قوس، و بررسی الگوی (کیفی و کمی) جریان در محدوده قوس انجام پذیرفت. با اندازه‌گیری سطح مقطع جریان در مقطع کنترل، سرعت جریان با توجه به بده، تعیین شده و با در نظر گرفتن عمق هیدرولیکی، عدد فرود محاسبه گردید. بعد از قطع بده ورودی به کانال و تخلیه آب موجود در آن، شرایط توپوگرافیکی مقاطع مختلف عرضی در محدوده مورد مطالعه برداشت گردیدند.

بحث و نتیجه

سرعت‌های طولی

به دلیل انحناء در مسیر جریان، توزیع سرعت‌های طولی در مقطع عرضی غیر یکنواخت بوده که این موضوع در نتایج هر سه آزمایش (بده‌های ۱۲۰، ۱۸۰ و ۲۳۰ لیتر بر ثانیه)

محدوده‌ای از قطر مصالح که در طیف دبی آزمایشی، همواره این شرایط را حفظ نمایند صورت پذیرد. بر این اساس و با استفاده از نتایج حاصله، در این تحقیق ذرات با $D_{50} = 1.4mm$ مورد استفاده قرار گرفت.

تجهیزات اندازه‌گیری

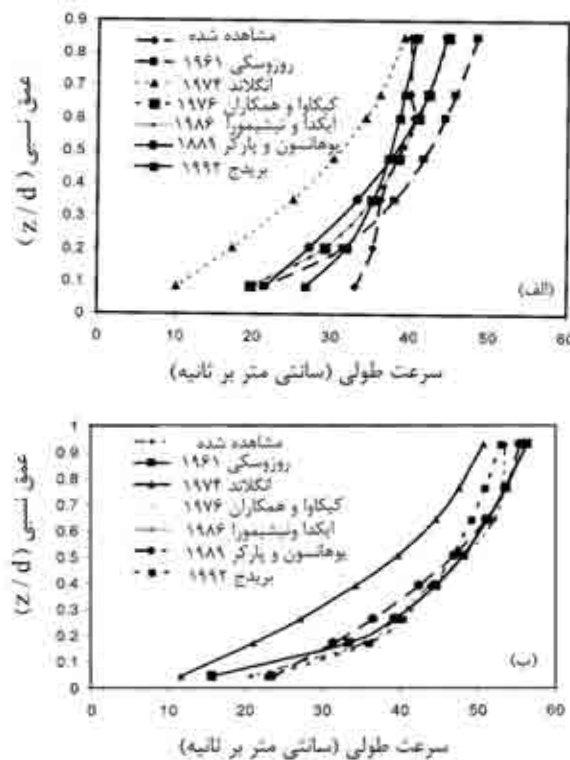
برای اندازه‌گیری دبی ورودی به کانال اصلی و خروجی از آبگیر، از سرریز لبه تیز مستطیلی و لیمینیمتر در بالادست کانال اصلی و پایین دست کانال آبگیر استفاده شد و با استفاده از روابط دبی-اشل سرریز لبه تیز، میزان دبی عبوری تعیین گردید. با تنظیم فلکه‌های ورودی آب، دبی به میزان لازم در کانال اصلی جریان یافته و با تنظیم دریچه در انتهای کانال آبگیر، میزان دبی انحرافی تنظیم می‌گردید.

برای اندازه‌گیری تراز سطح آب از لیمینیمتر استفاده شد که حاوی یک دستگاه اشل میله‌ای (Point Gauge)، خط کش با دقت یک میلیمتر و مخزن بود. با خواندن تیغه آب روی سرریز، دبی عبوری در نقاط مذکور تعیین می‌گردید. به منظور اندازه‌گیری سرعت‌های طولی و عرضی، یک دستگاه سرعت سنج صوتی ADV با سنجنده دید رو به پایین مورد استفاده قرار گرفت. ۷ مقطع عرضی در طول قوس مورد آزمایش، در نظر گرفته شد و در هر مقطع ۷ پروفیل قائم و در هر پروفیل به طور متوسط در ۱۰ نقطه اندازه‌گیری به عمل آمد. برای اندازه‌گیری سرعت در هر نقطه از عمق جریان، داده‌های سرعت با فرکانس داده برداری ۵۰ هرتز، برداشت گردید. این بدین معنی است که در هر ثانیه ۵۰ نمونه سرعت در هر سه جهت به صورت همزمان برداشت می‌گردید. خواندن پروفیل‌های سطح آب و رسوب در هر آزمایش با استفاده از شمشه آهنی مدرج، اشل میله‌ای (Point Gauge)، و خط کش بلند (ترازدار) انجام پذیرفت.

کانال حرکت کرد. نتایج مشابهی در آزمایش‌های با بده ۱۸۰ و ۲۳۰ لیتر بر ثانیه نیز مشاهده شد.

با استفاده از نتایج حاصل از اندازه‌گیری‌های به عمل آمده، شش مدل ریاضی توزیع سرعت طولی ارایه شده توسط محققین مختلف با یکدیگر مقایسه شده و اختلاف آن‌ها در پیش بینی مقادیر توزیع سرعت در نقاط مختلف پیچ در تحقیق حاضر مورد بررسی قرار گرفت. در (شکل ۲) نیم‌رخ‌های سرعت طولی مشاهده شده و پیش بینی شده در دو ایستگاه ارایه شده‌اند. همچنین در (شکل ۳) مقادیر برآورد شده از مدل‌های مختلف در برابر مقادیر اندازه‌گیری شده برای بده ۱۲۰ لیتر در ثانیه در وسط قوس (0.53θ) نشان داده شده‌اند.

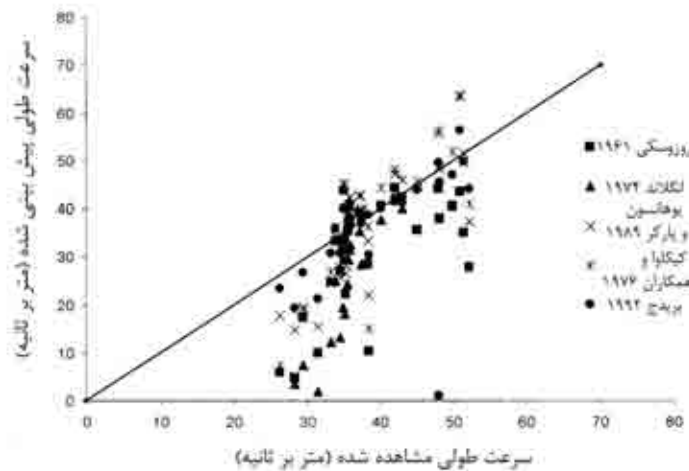
کاملاً دیده شد. ناحیه حداکثر سرعت ابتدا در جدار داخلی بوده و سپس به تدریج به سمت جدار خارجی حرکت کرده به طوری که در انتهای پیچ کاملاً در نزدیکی جدار خارجی قرار گرفت. با توجه به نتایج حاصله در آزمایش مربوط به بده ۱۲۰ لیتر بر ثانیه، مشاهده شد که در ابتدای پیچ ناحیه حداکثر سرعت از محور کانال بسمت جدار داخلی کشیده شده است. زمانی که جریان به مقاطع عرضی 0.19θ و 0.37θ (زاویه مرکزی قوس) رسید ناحیه حداکثر سرعت در سطح جریان و کاملاً نزدیک جدار داخلی قرار گرفت. در مقطع عرضی 0.53θ ناحیه حداکثر سرعت در خط مرکزی کانال قرار گرفت و به تدریج در مقاطع عرضی 0.74θ ، 0.9θ و 1.0θ به سمت جدار خارجی و کف



(شکل ۲) - مقایسه پروفیل سرعت طولی مشاهده شده با مقادیر پیش بینی شده توسط مدل‌های مختلف برای

(الف) بده ۱۲۰ لیتر در ثانیه در مقطع عرضی 0.37θ و شعاع انحنا ۶/۱۵ متر و

(ب) بده ۱۸۰ لیتر در ثانیه در مقطع عرضی 0.53θ و شعاع انحنا ۵/۴۵ متر



(شکل ۳) - مقایسه مقادیر سرعت طولی مشاهده شده با مقادیر پیش بینی شده توسط مدل‌های مختلف برای دبی ۱۲۰ لیتر بر ثانیه

در مقطع عرضی $\theta/53$.

عدد ۱۰۰ نزدیکتر باشد، بیانگر آن است که دقت مدل در تخمین مقدار واقعی، بیشتر است.

به منظور مقایسه کمی نتایج، در (جدول ۶) مقادیر متوسط پارامترهای خطای استاندارد و مربع ضریب همبستگی مدل‌های مختلف در مقاطع عرضی مختلف برای بده‌های مختلف ارائه شده است. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان گفت که در بده ۱۲۰ لیتر بر ثانیه مدل پیشنهادی یوهانسون و پارکر با متوسط خطای $0/16$ کمترین خطا را در بین مدل‌های پیشنهادی دارا می‌باشد و پس از آن به ترتیب مدل‌های کیکاوا و همکاران و ایکدا و نیشیمورا با متوسط خطای $0/17$ ، بریدج با متوسط خطای $0/19$ ، روزوفسکی با متوسط خطای $0/26$ و انگلاند با متوسط خطای $0/28$ ، بیشترین خطا را دارا می‌باشند. هم چنین مشاهده می‌شود که در بده‌های ۱۸۰ و ۲۳۰ لیتر بر ثانیه مدل پیشنهادی بریدج به ترتیب با متوسط خطای $0/17$ و $0/18$ ، کمترین خطا را در بین مدل‌های پیشنهادی دارا می‌باشد و پس از آن به ترتیب مدل‌های یوهانسون و پارکر با متوسط خطای $0/18$ و $0/21$ ، کیکاوا و همکاران و ایکدا و نیشیمورا با متوسط

به منظور مقایسه نتایج حاصل از مدل‌های ذکر شده با مشاهدات انجام شده از دو پارامتر خطای استاندارد، که شاخصی از مربع خطاهای برآورد شده و مشاهده شده است، و همچنین از مربع ضریب همبستگی R^2 استفاده شده است. پارامتر خطای استاندارد از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S.E = \frac{\sqrt{ep^2}}{o_i} \quad (3)$$

$$ep^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (o_i - e_i)^2}{n} \quad (4)$$

در روابط فوق

o_i = متوسط مقادیر مشاهداتی در هر نقطه

e_i = مقدار پیش بینی شده

n = تعداد داده‌ها است. این پارامتر بیانگر مقدار خطای

برآورد نسبی مدل می‌باشد. بنابراین هر چقدر مقدار این پارامتر کمتر باشد، نشان دهنده دقت بیشتر مدل است.

مقدار مربع ضریب همبستگی، R^2 ، بیانگر همبستگی بین داده‌های مشاهداتی و محاسباتی برای هر پروفیل سرعت بوده و بر حسب درصد بیان می‌شود. هر چه مقدار این پارامتر به

خطای ۰/۱۹ و ۰/۲۴، انگلاند با متوسط خطای ۰/۳۰ و ۰/۳۳، مربع ضریب همبستگی برای مدل‌های مختلف و با توجه به و روزوسکی با متوسط خطای ۰/۳۵ و ۰/۳۵ بیشترین خطا را دارا می‌باشند. به‌طور کلی با در نظر گرفتن تغییرات خطای استاندارد و

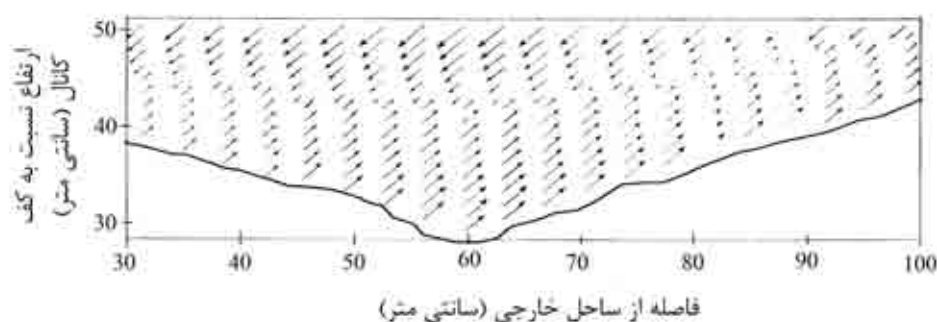
(جدول ۶) - مقادیر متوسط پارامترهای خطای استاندارد (S.E.) و مربع ضریب همبستگی (R^2) نیم رخ‌های سرعت طولی در طول پیچ برای روابط پیشنهادی برای بده‌های مختلف

مدل‌های مورد ارزیابی										مقدار بده (لیتر در ثانیه)		
بریدج		یوهانسون و پارکر		ایکدا و نیشیمورا		کیکاو و همکاران		انگلاند			روزوسکی	
R^2	S.E.	R^2	S.E.	R^2	S.E.	R^2	S.E.	R^2	S.E.	R^2	S.E.	
۷۲	۰/۱۹	۵۸	۰/۱۶	۷۳	۰/۱۷	۷۳	۰/۱۷	۶۷	۰/۲۸	۷۳	۰/۲۶	۱۲۰
۶۸	۰/۱۷	۵۵	۰/۱۸	۷۰	۰/۱۹	۶۵	۰/۱۹	۶۵	۰/۳	۶۸	۰/۳۵	۱۸۰
۶۵	۰/۱۸	۵۵	۰/۲۱	۷۳	۰/۲۴	۷۲	۰/۲۴	۷۰	۰/۳۳	۶۹	۰/۳۵	۲۳۰
۶۸/۳	۰/۱۸	۵۶	۰/۱۸	۷۲	۰/۲	۷۰	۰/۲	۶۷/۳	۰/۳۰	۷۰	۰/۳۲	متوسط

قدرت را پیدا کرده و با عبور از تاج قوس، سلول جریان ثانویه به سمت جدار خارجی کشیده شده و نوعی مهاجرت عمومی در مقطع عرضی مشاهده می‌گردد (شکل ۴). شایان ذکر است که (شکل ۴) برای زمانی است که جریان در کانال به حالت تعادل رسیده است.

جریان ثانویه

جریان ثانویه پارامتر دیگری است که مقادیر مشاهده شده آن با مقادیر محاسبه شده از برخی مدل‌های موجود، در این تحقیق، مورد بررسی قرار گرفته است. مطابق مشاهدات انجام شده، سلول جریان ثانویه از ابتدای پیچ شکل گرفته و به تدریج قوی‌تر می‌شود و در حوالی راس قوس بیشترین



(شکل ۴) - نمونه‌ای از بردارهای سرعت عرضی در قوس مورد مطالعه

ثانیه نشان داده شده است. به منظور مقایسه کمی این سری از نتایج، از آنجاکه به دلیل حرکت چرخشی در مقطع عرضی،

در (شکل ۵) نمونه نیمرخ‌های ارتفاعی سرعت‌های عرضی مشاهده شده و پیش‌بینی شده در دبی ۱۲۰ لیتر بر

$$R.S.S. = \frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n (o_i - e_i)^2 \quad (۶)$$

که در آن:

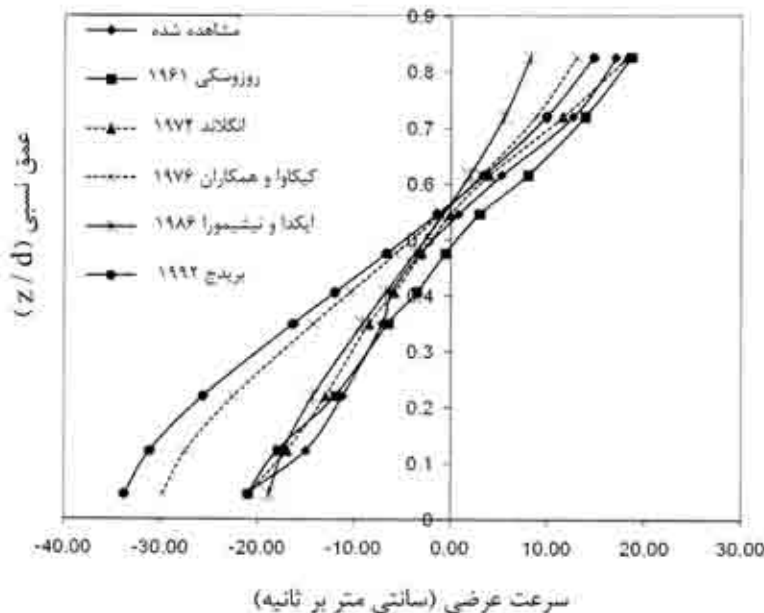
$$o^2 = \text{متوسط عمقی توان دوم سرعت‌های شعاعی}$$

$R.S.S.$ = میانگین مربعات خطاها است. پارامتر دیگر مورد استفاده مربع ضریب همبستگی R^2 می‌باشد. بنابراین اگر مدلی بیشترین مربع ضریب همبستگی و کمترین پارامتر خطا را داشته باشد، دقت آن در برآورد نیم‌رخ‌های سرعت بیشتر است.

برخی از داده‌ها مثبت و برخی دیگر منفی هستند، در این حالت امکان استفاده از روش به کار رفته برای جریان اصلی وجود نداشته بنابراین در این قسمت برای نشان دادن دقت تخمین هر یک از مدل‌های پیشنهادی، به جای پارامتر خطای استاندارد، از پارامتر خطای دیگری به شرح زیر تعریف و مورد استفاده قرار گرفت:

$$E.P. = \frac{R.S.S.}{o^2} \quad (۵)$$

که در آن:



(شکل ۵) - مقایسه پروفیل سرعت مشاهده شده با مقادیر پیش بینی شده توسط مدل‌های برآورد سرعت عرضی برای بده

۱۲۰ لیتر بر ثانیه در مقطع عرضی $\theta = ۰/۳۷$ و شعاع انحنا ۶/۱۵ متر

خطای کمتری می‌باشد و پس از آن مدل‌های پیشنهادی روزوسکی با متوسط خطای ۰/۹۶، کیکاوا و همکاران با متوسط خطای ۱/۴۵، ایکدا و نیشیمورا با متوسط خطای ۱/۵۶ و بریدج با متوسط خطای ۱/۶۷ برآورد بهتری را برای پیش بینی سرعت عرضی در یک خم ارائه می‌دهند.

به منظور مقایسه کمی مدل‌های انتخابی نیز، در (جدول ۷) مقادیر پارامتر خطا در بده‌های ۱۲۰، ۱۸۰ و ۲۳۰ لیتر در ثانیه ارائه شده است. با توجه به (جدول ۷)، در هر سه بده مورد آزمایش مدل پیشنهادی انگلاند با متوسط خطای ۰/۹۳ نسبت به سایر مدل‌های پیشنهاد شده دارای

ارتفاع خیزآب در خم

در دبی‌های مختلف در (جدول ۸) آورده شده است که نشان می‌دهد به طور کلی مدل بریدج بهتر از مدل‌های دیگر قادر به محاسبه ارتفاع خیزآب در قوسی مشابه قوس مورد آزمایش می‌باشد.

ارتفاع خیزآب در خم پارامتر دیگری بود که مقادیر مشاهده شده آن با مقادیر محاسبه شده از برخی مدل‌های موجود، در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفت. میانگین درصد خطای مقادیر مشاهده شده با مدل‌های مورد ارزیابی

(جدول ۷) - مقادیر متوسط پارامتر خطای نیم رخ‌های سرعت عرضی برای روابط پیشنهادی برای بده‌های ۱۲۰، ۱۸۰ و ۲۳۰ لیتر بر ثانیه

مدل‌های مورد ارزیابی					بده (لیتر بر ثانیه)
بریدج	ایکدا و نیشیورا	کیکاوا و همکاران	انگلاند	روزوسکی	
۱/۸	۱/۷	۱/۴	۰/۹۵	۰/۹۸	۱۲۰
۱/۷	۱/۵	۱/۷۱	۰/۹۱	۰/۹۶	۱۸۰
۱/۵۳	۱/۴۹	۱/۲۷	۰/۹۳	۰/۹۶	۲۳۰
۱/۶۷	۱/۵۶	۱/۴۵	۰/۹۳	۰/۹۶	متوسط

شیب عرضی بستر

شیب عرضی بستر، پارامتر دیگری است که مقادیر مشاهده شده آن با مقادیر محاسبه شده از برخی مدل‌های موجود، در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است. در (جدول ۹) نتایج پارامتر خطای حاصل از مقایسه بین نتایج مشاهداتی و مدل‌های پیش بینی شده برای بده‌های مختلف آورده شده است.

(جدول ۸) - میانگین خطای مقادیر مشاهده شده ارتفاع خیزآب با مدل‌های مورد ارزیابی در بده‌های مختلف

مدل‌های مورد ارزیابی			بده (لیتر بر ثانیه)
چانگ	بریدج	ین و ین	
۰/۵۸	۰/۴۰	۰/۴۲	۱۲۰
۰/۵۸	۰/۳۸	۰/۴۶	۱۸۰
۱/۰۰	۰/۹۵	۱/۰۰	۲۳۰
۰/۷۲	۰/۵۸	۰/۶۳	متوسط

(جدول ۹) - میانگین خطای استاندارد مقادیر مشاهده شده متوسط شیب عرضی بستر با مدل‌های مورد ارزیابی در بده‌های مختلف

مدل‌های مورد ارزیابی			بده (لیتر بر ثانیه)
فالكون و كندی	زیمرمن و كندی	اودگارد	
۱/۵۱	۰/۸۵	۱/۲۲	۱۲۰
۱/۶۵	۰/۷۵	۱/۲۵	۱۸۰
۱/۷۱	۰/۹۱	۱/۲۶	۲۳۰
۱/۶۲	۰/۸۳	۱/۲۴	متوسط

شیب عرضی بستر دارد و بعد از آن مدل‌های اودگارد (۱۶) با متوسط خطای ۱/۲۴ و فالكون و كندی (۸) با متوسط

در همه بده‌ها مدل زیمرمن و كندی (۲۱) با متوسط خطای ۰/۸۳ برآورد بهتری نسبت به سایر مدل‌ها در پیش‌بینی

خطای ۱/۶۲ قرار دارند.

و همکاران (۱۳) و فالکون و کندی (۸) برآورد می‌کند در حالی که در خط مرکزی قوس و نیز در نزدیکی قوس داخلی، مدل پیشنهادی کیکاوا و همکاران (۱۳) عمق جریان را بهتر از مدل‌های فالکون و کندی (۸) برآورد می‌کند. در (جدول ۱۰) میانگین خطای مشاهده شده مدل‌های استفاده شده در این مطالعه ارایه شده است. در مجموع می‌توان گفت که مدل پیشنهادی کیکاوا و همکاران (۱۳) با میانگین خطای نسبی ۰/۴۷ برای پیش بینی عمق جریان در یک خم مناسب‌تر از مدل‌های بریدج (۵) با میانگین خطای نسبی ۰/۶۲ و مدل کندی و فالکن (۸) با میانگین خطای نسبی ۰/۶۶ می‌باشد.

عمق جریان

عمق جریان، پارامتر دیگری است که مقادیر مشاهده شده آن با مقادیر محاسبه شده از برخی مدل‌های موجود، در این تحقیق، مورد بررسی قرار گرفت. از آنجا که عمق جریان به طور غیر مستقیم بیانگر رقوم توپوگرافی کف در مقطع عرضی است لذا تعیین صحیح عمق جریان اهمیت زیادی در مطالعات مهندسی رودخانه دارد. محاسبات به عمل آمده نشان داد که در نزدیکی قوس خارجی مدل پیشنهادی بریدج (۵) عمق جریان را بهتر از مدل‌های کیکاوا

(جدول ۱۰) میانگین خطای مقادیر مشاهده شده با مدل‌های مورد ارزیابی عمق آب در بده‌های مختلف

مدل‌های مورد ارزیابی			بده (لیتر بر ثانیه)
فالکون و کندی	بریدج	کیکاوا و همکاران	
۰/۶۳	۰/۴۵	۰/۳۲	۱۲۰
۰/۵۴	۰/۵۶	۰/۳۷	۱۸۰
۰/۸۱	۰/۸۵	۰/۷۲	۲۳۰
۰/۶۶	۰/۶۲	۰/۴۷	متوسط

نتیجه

بیشترین جریان ثانویه در حوالی راس قوس مشاهده گردیده است.

۳- از بین مدل‌های بررسی شده برای برآورد سرعت طولی و ارتفاع خیزآب، بهترین مدل به لحاظ ضریب همبستگی و حداقل خطای استاندارد، مدل پیشنهادی بریدج (۵) است.

۴- در بین مدل‌های بررسی شده برای برآورد سرعت عرضی، بهترین مدل به لحاظ ضریب همبستگی و حداقل خطای استاندارد، مدل پیشنهادی انگلاند (۷) است.

۵- در بین مدل‌های بررسی شده برای برآورد شیب عرضی بستر، مدل پیشنهادی زیمرمن و کندی (۲۱)، و برای

در این تحقیق ضمن انجام آزمایش‌ها بر روی مدل فیزیکی و تعیین پارامترهای سرعت‌های طولی، عرضی، شیب عرضی مقطع، عمق جریان و ارتفاع خیزآب در یک کانال با بستر فرسایش‌پذیر و دیواره‌های صلب، نتایج حاصله با مقادیر محاسبه شده از مدل‌های پیشنهادی موجود مقایسه شد. نتایج حاصله به شرح زیر می‌باشند:

۱- ناحیه حداکثر سرعت در ابتدای قوس به سمت جدار داخلی کشیده شده و در انتهای آن کاملاً به سمت جدار خارجی کشیده می‌شود.

۲- سلول جریان ثانویه در تمام طول پیچ ثابت نبوده و

از محل اعتبارات قطب علمی بهسازی و نوسازی شبکه‌های آبیاری و زهکشی گروه مهندسی آبیاری آبادانی دانشگاه تهران تامین شده است. هم‌چنین از مرکز تحقیقات آب وابسته به وزارت نیرو بدلیل در اختیار گذاشتن امکانات آزمایشگاهی برای انجام این تحقیق، تشکر و قدردانی می‌شود.

محاسبه عمق جریان در داخل خم، مدل کیکاوا و همکاران (۱۳) به لحاظ حداقل خطای استاندارد، بهترین مدل‌ها شناخته شدند.

تقدیر و تشکر

قسمتی از اعتبار مورد نیاز برای انجام طرح پژوهشی فوق

منابع

- ۱- ابوالقاسمی و همکاران (۱۳۸۴) "تعیین مکان شکل‌گیری چاله در آبراه سینوسی" نشریه علمی- پژوهشی انجمن هیدرولیک ایران، ۱(۱)، ۲۸-۱۳
- 2- Bridge, J. S. (1976). 'Bed topography and grain size in open channel bends', *Sedimentology*, 23, 407-414.
- 3- Bridge, J. S. (1977). 'Flow, bed topography, grain size and sedimentary structure in open channel bends: A three-dimensional model', *Earth Surf. Proc.*, 2, 401-416.
- 4- Bridge, J. S. (1984). 'Flow and sedimentary processes in river bends: Comparison of field observations and theory', *River Meandering*, C. M. Elliott, ed., ASCE, New York, 857-872.
- 5- Bridge, J. S. (1992). 'A revised model for water flow, sediment transport, bed topography and grain size sorting in natural river bends', *Water Resour. Res.*, 28, 999-1013.
- 6- Chang, H. H. (1988). 'Fluid processes in river engineering', Wiley & Sons, Inc., New York, p. 245.
- 7- Engelund, F. (1974), 'Flow and bed topography in channel bends', ASCE, HY(11), pp. 1631-1648.
- 8- Falcon, M., and Kennedy, J. F. (1983). 'Flow in alluvial river-river curves', *J. Fluid Mech.*, 133, pp. 1-16.
- 9- Hooke, R. L. (1974). 'Shear stress and sediment distribution in a meander bend', UNGI Rap. 30, 58 pp., Univ. of Uppsala, Sweden.
- 10- Ikeda, S., and T. Nishimura (1986). 'Flow and bed profile in meandering sand-silt rivers', *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 112(7), 562-579.
- 11- Johannesson, H., & G. Parker (1989a). 'Secondary flow in mildly sinuous channel', *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 115(3), 289-308.
- 12- Johannesson, H., & G. Parker (1989b). 'Linear theory of river meanders', *River Meandering*, S. Ikeda, and G. Parker, eds., AGU, Washington, D.C., 181-213.
- 13- Kikkawa, H. & S. Ikeda & A. Kitagawa (1976). 'Flow and bed topography in curved open channels', *J. Hydr. Div.*, ASCE, 102(9), 1327-1342.
- 14- Nelson, J., M. & J. D. Smith (1989). 'Flow in meandering channels with natural topography', *River Meandering, Water Resour. Monogr.*, Vol. 12, S. Ikeda, and J. Parker, eds., AGU, Washington, D.C., 321-377.
- 15- Odgaard, A. J. (1982). 'Bed characteristics in alluvial channel bends', *J. Hydr Div.*, ASCE, 108(11), 1268-1281..
- 16- Odgaard, A. J. (1986). 'Meander flow model. I: Development', *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 112(12), 1117-1136.
- 17- Odgaard, A. J. (1989). 'River-meander model. I: Development', *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 115(11), 1433-1450.
- 18- Parker, G. & E. D. Andrews (1985). 'Sorting of bed load sediment by flow in meander bends', *Water*

- Resour. Res., 21, 1361 -1373.
- 19- Rozovskii, I. L. (1961). 'Flow of water in bends of open channels', translated from Russian by Y. Prushansky, 233 pp., Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.
- 20- Yen, C. L. and Yen, B. C.(1971). 'Water surface configuration in channels bends', J. H. D., ASCE, Vol. 97, No. HY (2).
- 21- Zimmermann, C., and Kennedy, J. F. (1987). 'Transverse bed slopes in curved alluvial streams', J. Hydr. Div., ASCE, 104(1), pp. 33-48.

Study of flow characteristics in curved open channels having erodible bed and rigid walls

M. Safarpour -E. Amiri-tokaldany* – M. Abolghasemi – A. Hoorfar¹

Abstract

Naturally, rivers are rarely straight and more likely to take a winding course, called meandering. Because of presence of strong secondary currents in meanders, flow in river meanders is a complicated phenomenon, making it interesting for many researchers and engineers to investigate the equations governing this kind of flow. Many studies have been carried out by different researches during the last 45 years, and consequently, different relations have been published to determine the hydraulic parameters of the flow. In this research, a laboratory trapezoidal channel with a central radius curve of 5 m and central angle of 94 degrees was used to measure the hydraulic parameters for 120, 180, and 230 l/sec flows over a sandy movable bed having rigid walls. The results of this experiment were compared to the results of different models developed to estimate the flow characteristics. Finally, the most suitable model to determine the flow characteristics was introduced.

Key words: Meander, Erodible bed, River engineering, Secondary currents, Sandy bed, Numerical models

* - Corresponding author Email: amiri@ut.ac.ir

1 - Contribution from University Tehran & The center of Water Research of the Ministry of Power