# اعتبارسنجی معادلات پروفیل عرضی کناره در رودخانههای ماسهای

یوسف حسنزاده <sup>\*</sup>، محمدرضا مجدزاده طباطبائی <sup>۲</sup>، فرهاد ایمان شعار <sup>۳</sup>و امین جعفری <sup>۴</sup> ۱<sup>۰</sup> استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز ۲ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شهید عباسپور ۲ دکتری مهندسی عمران – آب، دانشگاه تبریز ۲ کارشناس ارشد مهندسی عمران – آب، دانشگاه شهید عباسپور

#### چکیدہ

محققین برای پروفیل پایدار کناره رودخانهها، معادلات مختلفی از قبیل معادله کسینوسی، سینوسی، سهموی، نمایی و ... پیشنهاد کردهاند. در ایـن مقاله، با مدلسازی آزمایشگاهی بازهای مستقیم از یک رودخانه ماسهای، اعتبار ده نمونه از این معادلات مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج این تحقیـق حاکی از آن هستند که پروفیلهای کناره مقطع پایدار در رودخانههای ماسهای تحت شرایط پایدار و مصالح غیرچسبنده نمیتوانند بـه نحـو مطلـوبی در قالب معادلات مثلثاتی توصیف گردند. همچنین مقایسه انجام شده بین مدلهای بررسی شده و نتایج مشاهداتی نشانگر این است که مدلهای نمایی و و هذلولی نسبت به سایر معادلات از دقت بهتری برخوردار هستند؛ در حالی که معادلات کسینوسی و سینوسی بیشـترین انحـراف را نسبت بـه نتـایج مشاهداتی نشان میدهند. به عبارت دیگر، به نظر میرسد مدلهایی که اثر تنشهای رینولدز ناشی از انتشار آشفتگی را در نظر میگیرند، نسبت به سایر مشاهداتی نشان میدهند. به عبارت دیگر، به نظر میرسد مدلهایی که اثر تنشهای رینولدز ناشی از انتشار آشفتگی را در نظر میگیرند، نسبت به سایر مدلها نتایج بهتری ارائه مینمایند.

واژگان كليدى: پروفيل عرضى، رودخانه ماسەاى، مطالعه آزمايشگاهى.

#### ۱– مقدمه

معروف است که رودخانهها خون جاری در رگهای تمدناند. به عبارت دیگر، روند پویای رودخانهها مبنای پیدایش، گسترش و زوال تمدنها بوده است. از طرف دیگر، تغییر و دگرگونی مستمر از اصول حاکم بر هر رودخانه به شمار میرود به نحوی که همگام با حرکت و جاری شدن آب و رسوب در بستر آن، در سایر مشخصات هندسی رودخانه تغییر و جابجایی رخ میدهد [۱]. مفهوم این جمله را کسانی که سالیان متمادی در حاشیه رودخانهها سکنی دارند و یا به فعالیتهای کشاورزی مشغولند به خوبی درک نمودهاند و معمولاً خاطرات آنان، یادآور حرکتهای موضعی و تغییر ابعاد رودخانهها به طور تدریجی (تحت رژیم عادی جریان) و یا ناگهانی (تحت شرایط سیلابی) است. از این رو همواره در طول تاريخ، رودخانهها كانون توسعه بودهاند و تمدن های کهن در اطراف رودخانه ها شکل گرفته است. افزایش جمعیت و پیشرفت بشر و در نتیجه بزرگ شدن جوامع، سبب شد که انسان سعی کند تا رفتار طبیعی رودخانه را پیشبینی کند و در گام بعدی تبعات آن را در احاطه خویش درآورد [۲].

پیوند مستقیم رودخانهها با مسائل اجتماعی، اقتصادی و معیشتی جوامع، عامل اصلی حساسیت نگاه بشری به تغییرات رودخانهها بوده است و معمولاً تغییرات پیش بینی نشده رودخانه

به صور مختلف اثرات نامطلوبی را به همراه خواهد داشت. به همین جهت ریخت شناسی<sup>۱</sup> یا علم رفتارشناسی رودخانه در پی شناخت قوانین حاکم بر تغییرات و علل و عوامل آن و همچنین پیشبینی رفتار رودخانهها بوده است. ریختشناسی رودخانه، علم شناخت سامانه رودخانه از نظر شکل و پلان، مشخصههای هیدرولیکی، راستا و نیمرخ طولی بستر و نیز روند و ساز و کار تغییرات این مشخصات است [۲].

شایان ذکر است خصوصیات ریختشناسی یک آبراهه با زمان تغییر میکند و تحت تأثیر عواملی همچون بده و سرعت جریان، نرخ انتقال و خصوصیات رسوب، جنس مواد تشکیل دهنده بستر و کنارهها و شرایط زمینشناسی قرار دارد [۲ و ۳].

#### ۲- عوامل مؤثر بر ریختشناسی رودخانه

همان طور که ذکر شد ریخت شناسی رودخانه علمی است که در مورد ساختار رودخانهها از جمله شکل پلان، ابعاد و شکل مقطع، فرم بستر و مشخصات نیمرخ طولی بحث می کند.

رودخانه یک سیستم پیچیده و پویا است که اجزای متعدد این سیستم را تشکیل میدهند و در شرایط حاکم بر آن مؤثرند

www.SID.ir ، نویسنده مسئول

<sup>1-</sup> Morphology

که از جمله میتوان به مواردی از قبیل سرعت، مقاومت بستر، شیب، عرض رودخانه، عمق جریان، هندسه مقطع عرضی، دبی جریان، بار رسوبی، دانهبندی مواد بستر و پوشش گیاهی کنارهها اشاره کرد. سیستم رودخانه دارای یک وضعیت تعادلی میان این اجزاء است. تغییر هرکدام از این اجزاء، به عکسالعمل رودخانه با هدف بازیابی تعادل در آبراهه میانجامد [۳ و ۴].

علاوه بر تفاوتهای هندسی و ساختاری در بین رودخانههای مختلف، حتی بازههای مختلف یک رودخانه نیز دارای مشخصات متفاوتی از نظر سطح مقطع، جنس مصالح بستر و کناره، شیب و حتی بده و سرعت جریان هستند. طبق نظر Lane عوامل گوناگونی در رفتار یک رودخانه مؤثر هستند. برخی از این عوامل مستقیماً در ریخت شناسی مؤثر بوده و برخی دیگر نیز از طریق ارتباط با عوامل دیگر تأثیرگذار هستند [۵].

محققین علم هیدرولیک عوامل تأثیرگذار بر هندسه هیدرولیکی رودخانههای آبرفتی را به شرح دبی جریان [۲ و ۴]، جنس، ابعاد و یکنواختی اندازه ذرات رسوب بستر و کنارهها [۶ و ۲]، شیب طولی آبراهه [۴]، بار غالب رسوبی [۲، ۳ و ۶]، نوع و تراکم پوشش گیاهی کناره [۸]، چسبندگی مصالح کناره [۹]، زبری بستر [۳]، ویژگیهای زمینشناسی منطقه و دخالتهای زبری بستر [۳]، معرفی کردهاند. همچنین Lane اظهار داشته است که تمامی عوامل فوق مستقل نیستند، بلکه برخی از آنها، کم یا زیاد، به عوامل دیگر وابسته هستند. به عنوان مثال ارتباط مابین شیب طولی و بار رسوبی با مقاومت بستر و کناره رودخانه در برابر جریان، بسیار قوی و پیچیده است [۵].

## ۳- هندسه مقطع پایدار در یک رودخانه

زمانی که یک آبراهه پر از آب است و ذرات رسوب واقع بر مرز محیط خیس شده در آستانه حرکت هستند، به صورت تئوری هیچ رسوب گذاری یا فرسایش محلی وجود نخواهد داشت. به این شرایط آستانه حرکت، اصطلاحاً حالت مقطع پایدار گفته میشود [۴ و ۱۰]. تغییر شکل مقاطع رودخانهها از اندرکنش دائمی آب و رسوب در رودخانهها به وجود میآید. این تغییر شکل تا آنجا پیش میرود که مقطع رودخانه به یک مقطع پایدار میل کند. یکی از سادهترین و در عین حال اساسی ترین مسائل مورفولوژی رودخانهها پیش بینی فرآیند فرسایش دیوارههای رودخانه تا رسیدن به یک مقطع پایدار میباشد.

اثر متقابل جریان آب و رسوب در رودخانههای آبرفتی، سبب شکل گرفتن هندسه کانال در این رودخانهها میگردد. بنابراین یک کانال پایدار هنگامی شکل میگیرد که مواد بستر بدون www.SID.ir

تغییر شکل در هندسه مقطع عرضی کانال و شیب بستر انتقال پیدا کنند. از اینرو یکی از سادهترین و در عین حال ضروریترین چالشهای رایج در کانالهای تشکیل شده در مواد آبرفتی بیان منطقی فرآیند فرسایش کناره و شکلگیری کانال پایدار نتیجه شده در کانالهای مستقیم با مواد غیرچسبنده است [۱۱].

# ۴- معادلات پروفیل عرضی کناره

مورفولوژی مجاری آبرفتی و به ویژه برقراری تعادل دینامیکی پایدار (رژیم) در یک رودخانه از موضوعات مهم و جذاب در مهندسی رودخانه است که تحقیقات زیادی در آن مورد انجام شده است. دو منظر مهم و کلی از دیدگاه برقراری رژیم (تعادل) در مجاری آبرفتی مطرح می شود؛ الف) عرض و عمق پایدار

ب) پروفیل هندسه کناره آبراهه.

محققین برای پروفیل پایدار کناره رودخانهها، معادلات مختلفی از قبیل معادله کسینوسی، سینوسی، سهموی، نمایی و غیره پیشنهاد کردهاند. هر یک از این معادلات دارای فرضیات و دقت خاص خود هستند. در بخشهای ۴–۱ تا ۴–۶، ضمن معرفی معادلات فوقالذکر، به اختصار در خصوص هر یک توضیح کوتاهی ارائه شده است.

# ۴–۱– منحنی پروفیل عرضی کسینوسی

Glover و Florey در سال ۱۹۵۱ اولین کسانی بودند که مطالعه تحلیلی برای تعیین شکل کانال پایدار انجام دادند. آنها با در نظر گرفتن تعادل نیروهای فعال وارده بر یک ذره واقع بر مرز کانال، نشان دادند که تنش برشی سیال وارد بر ذره برابر تنش بحرانی در آن نقطه است؛ به عبارت دیگر، برابر با تنشی است که ذره در آستانه حرکت قرار میگیرد. به لحاظ تئوری، مقطع هندسی نتیجه شده برای کانال در شرایط آستانه حرکت، مقطع هندسی دارای عبور دبی جریان ورودی است؛ زیرا این شکل هندسی دارای حداقل سطح جریانی است که یک کانال میتواند برای عبور جریان در حالت بدون فرسایش مواد کناره داشته باشد [11].

بر اساس این فرضیه، Glover و Florey یک پروفیل کسینوسی را برای مقطع عرضی پایدار به شرح معادله (۱) پیشنهاد کردند که بعدها نیز در پروژههای عملی توسط دفتر عمران و آبادی ایالات متحده آمریکا<sup>۱</sup> مورد استفاده قرار گرفت [17].

<sup>1-</sup> United States Bureau of Reclamation (USBR)

$$D^* = Cos(y^*\mu) \tag{1}$$

در رابطه (۱)،  $D^* = D/D_c$  عمق بی بعد کانال در نقاط مختلف، عمق جریان در مرکز کانال در شرایط پایدار و D عمق  $D_c$ جریان در فاصله y از مرکز کانال،  $y^* = y/D_c$  فاصله بیبعد هر نقطه تا مرکز کانال و  $\mu = tan\phi$  معرف ضریب اصطکاک مواد کف کانال در حالت مستغرق ( $\phi$  شیب ایستائی ذرات) است.

رویکرد نیروی مالشی ارائه شده توسط Glover و Florey تا مدتها رایجترین روش برای طراحی کانال در شرایط آستانه حرکت بود و پروفیل کسینوسی نتیجه شده به طور گستردهای در مطالب و مقالات انتقال رسوب مورد استفاده قرار می گرفت [۲ و ٣]. لیکن فرضیلات حاکم بر این روش به دلیل نادیده گرفتن اثر نيروى بالابرنده ارشميدس وارد بر ذرات مستغرق كه باعث کاهش نیروی برشی بحرانی برای حرکت ذرات میشود و همچنین نادیده گرفتن اثر پخش مومنتوم دارای دو نقیصه مهم بود [۲ و ۱۳].

Parker در سال ۱۹۷۸ بیان کرد که فرضیات حاکم بر پروفیل کسینوسی ذکر شده در معادله (۱)، اثر پخش مومنتوم جانبی را در نظر نمیگیرد. به علت تغییرات گرادیان سرعت در مقطع کانال، پخش مومنتوم از مرکز کانال به سمت کنارههای آن منتشر می شود. این امر سبب ایجاد یک توزیع مجدد تنش در امتداد مرز کنارههای کانال شده و در نتیجه شکلی متفاوت از پروفیل کسینوسی حاصل می گردد. با عنایت به این موضوع، Parker روش Glover و Florey را توسعه داد و در روش خود اثر نيروى بالابرنده ارشميدس را هم روى ذرات منظور كرده و نهایتاً پروفیل منحنی کسینوسی توسعه یافته را برای مقاطع پایدار ارائه کرد. معادله پروفیل عرضی یک مقطع پایدار در روش Parker به فرم زیر ارائه شده است [۱۳]:

$$D^* = \frac{1}{1 - \mu\alpha} \left\{ Cos \left[ \mu \left( \frac{1 - \mu\alpha}{1 + \mu\alpha} \right)^{0.5} y^* \right] - \mu\alpha \right\}$$
(7)

که در آن lpha نسبت نیروی بالابرنده به نیروی رانش میباشد که مى توان آن را از رابطه  $\alpha = 1.15$ -0.75 $\mu$  محاسبه كرد و مابقى پارامترها قبلاً معرفی شدهاند. اگر در معادله (۲) مقدار lpha برابر صفر فرض گردد، معادله (۱) حاصل خواهد شد.

$$(\mu)$$

Stebbings در سال ۱۹۶۳، مجموعه آزمایشهایی را بـرای مطالعه کانالهای ماسهای پایدار انجام داد. هدف از انجام این آزمایشها بررسی هندسه هیدرولیکی یک کانال پایدار ماسهای بر روی بستر مسطح دارای شیب طولی بود. وی همچنین ابعاد و شکل دو مقطع عرضی معین از کانال پایدار (بدون بار بستر و با حداکثر بار بستر) را به صورت تئوری با در نظر گرفتن تعادل نیروهای محرک و مقاوم وارد بر ذره در اثر عبور جریان آب از کانال را مورد بررسی قرار داد.

۲-۴- منحنی پروفیل عرضی سینوسی

Stebbings با در نظر گرفتن یک کانال پایدار به شکل منحنی و با فرض مرزهای متشکل از ذرات ماسه یکنواخت غیرچسبنده به جرم m و در نظر گرفتن تعادل ذره در نقطهای با شیب عرضی heta، یک پروفیل سینوسی برای مقطع عرضی پایـدار بدون بار بستر به فرم معادله (۳) پیشنهاد کرد. از مشخصات اصلى اين مقطع، منحنى پيوسته تا خط مركز مقطع است [١۴].

$$D = D_c \cdot \sin\left(\frac{y \pi}{B}\right) \tag{(7)}$$

$$D_c = \frac{m \cdot g \cdot \tan \phi}{a \cdot \gamma \cdot \tan S} \tag{(f)}$$

$$B = \frac{\pi . D_c}{\tan \phi} = \frac{m . g . \pi}{a . \gamma . \sin S}$$
( $\Delta$ )

در روابط (۴) و (۵)،  $D_c$  عمق مرکزی کانال، B عرض سطح آب S در مقطع بدون بار بستر و a سطح مـؤثر ذرات رسـوب بـوده و شيب طولى كانال بوده و ساير پارامترها قبلاً معرفي شدهاند.

نتايج تحقيقات Stebbings نشان دهنده اين مطلب است که تفاوت عمق ماکزیمم بین مقاطع بحرانی (بدون بار بستر و با حداکثر بار بستر)، تنها وابسته به شیب کانال و مشخصات ماسه است. همچنین ابعاد عرض سطح مقطع آبراهه، تابعی از بار بستر و برای مقطع با بار بستر صفر، تابعی از مشخصات ماسه و شیب کانال است [۱۴].

# ۴–۳– منحنی پروفیل عرضی سهموی

منحنیهای کسینوسی و سینوسی تنها اشکالی نبودند که مورد توجه قرار گرفت. Mironenko و Willardson در سال ۱۹۸۴ بیان کردند که اغلب رودخانهها و کانالهای بدون پوشش

<sup>1-</sup> Lift force

<sup>2-</sup> Drag force

تمایل به ایجاد شکل تقریبی سهموی دارند؛ بنابراین، هندسه سهموی شکل از لحاظ هیدرولیکی میتواند پایداری بیشتری داشته باشند. همچنین، از آنجا که شیب کناره کانالها همیشه کمتر از مقدار مجاز شیبهای مجاور با سطح آب است، کانالهای سهموی به طور فیزیکی نیز پایدارتر میباشند [۱۵].

Mironenko و Willardson فرم عمومی معادله سهموی را به شکل معادله (۶) ارائه کردند.

$$D = ay^2 \tag{(5)}$$

در رابطه فوق، D عمق کانال، a فاکتور شکل کانال و y فاصله جانبی از مرکز کانال میباشد. شایان ذکر است مقدار ضریب a(فاکتور شکل کانال) به صورت تابعی بر حسب مقدار دبی جریان و جنس مصالح کناره تعیین می گردد. (برای مطالعه جزئیات بیشتر به مرجع [10] رجوع فرمائید.)

Cao و Knight نیز در سال ۱۹۹۸ نیز پیرو تحقیقات خود، منحنی سهمی شکل را برای هندسه کانال پایدار مناسب دانستند. منحنی ارائه شده توسط آنها به صورت معادله (۷) است [۱۶]:

$$D^* = 1 - \left[\mu \left(y^* - \frac{B^*}{2}\right)\right]^2 / 4$$
 (Y)

در معادله (۷)، B\*=B/Dc معرف عرض بی بعد کانال بوده که در آن B نیز معرف عرض سطح آب می باشد و سایر متغیرها قبلاً معرفی شدهاند.

## ۴-۴- منحنی پروفیل عرضی نمایی

ا در سال ۱۹۸۱ با انجام مطالعات آزمایشگاهی و برازش بر روی نتایج آزمایشگاهی، برای اولین بار پروفیل عرضی کناره پایدار را به صورت تابعی نمایی پیشنهاد کرد. این معادله نمایی به فرم معادله (۸) ارائه گردیده است.

$$\frac{D}{D_c} = 1 - \exp\left(\frac{-y_T}{K}\right) \tag{A}$$

$$K = \frac{1}{D_c} \int_0^{\frac{W}{2}} (D_c - D) dy$$
 (9)

و يا: www.SID.ir

$$K = D_c \left[ 1 - \exp\left(\frac{B}{2D_c}\right) \right] \tag{(1)}$$

در معادلات (۸)، (۹) و (۱۰)،  $y - (B/2) = y_T$  است و سایر متغیرها قبلاً معرفی شدهاند. پارامتر K برای مقادیر  $B/(2D_c)$ . بزرگتر از یک، به صورت  $D_c \approx B$  قابل تقریب است [۱۷]. همچنین Diplas در سال ۱۹۹۰ با انجام مطالعات تکمیلی آزمایشگاهی، پروفیل عرضی کناره را به صورت تابعی نمایی پیشنهاد کرد. معادله Diplas به شرح معادله (۱۱) ارائه شده است [۱۸]:

$$\frac{D}{D_c} = 1 - \exp\left(-\frac{y_T}{D_c}\right) \tag{11}$$

تمامی متغیرهای این معادله قبلاً معرفی شدهاند.

## ۴-۵- منحنی پروفیل عرضی چند جملهای

Diplas و Diplas در سال ۱۹۹۲ یک روش عددی را برای تعیین هندسه یک کانال پایدار بهینه توسعه دادند که در نهایت یک منحنی درجه ۵ را تشکیل میدهد. این منحنی با دیگر منحنیها از قبیل منحنی کسینوسی، سینوسی، سهموی و نمایی متفاوت است. طبق ادعای آنها، منحنیهای کسینوسی و سهموی پایدار نیستند و منحنی نمایی نیز بیش از حد پایدار<sup>1</sup> سهموی پایدار نیستند و منحنی نمایی نیز بیش از حد پایدار<sup>1</sup> میماند در حالی که پروفیل پیشنهادی آنها با شرایط مشاهداتی میماند در حالی که پروفیل پیشنهادی آنها با شرایط مشاهداتی در طبیعت تطابق بهتری دارد. چند جملهای درجه پنج Diplas و Diplas به فرم معادلات (۱۲) تا (۱۷) ارائه شده است [۱۹]:

$$D^* = (C_5 y^{*5} + C_4 y^{*4} + C_2 y^{*2} + 1)$$
(17)

$$C_{2} = \frac{d^{2}D^{*}}{2dy^{*2}}\Big|_{j}$$
(17)

1- Over stable

$$C_{4} = \frac{\left[\mu\left(\frac{B^{*}}{2}\right) - 1.5\left(\frac{d^{2}D^{*}}{2dy^{*2}}\right)_{j}\right)\left(\frac{B^{*}}{2}\right)^{2} - 5\right]}{\left(\frac{B^{*}}{2}\right)^{4}}$$
(14)

$$C_{5} = \frac{\left[-C_{4}\left(\frac{B^{*}}{2}\right)^{4} - 0.5\left(\frac{d^{2}D^{*}}{2dy^{*2}}\right)_{j}\left(\frac{B^{*}}{2}\right)^{2} - 1\right]}{\left(\frac{B^{*}}{2}\right)^{5}}$$
(14)

$$B^* = -16.1814 \ \mu^3 + 44.3206 \ \mu^2$$

$$-43.5548 \ \mu + 21.1496$$
(19)

$$\frac{d^2 D^*}{dy^{*2}}\Big|_j = 0.0103\,\mu^3 + 0.0711\,\mu^2 - \tag{1Y}$$

$$0.3089\,\mu + 0.0315$$

تمامی متغیرهای این معادلات قبلاً معرفی شدهاند.

Vigilar و Diplas مجدداً در سال ۱۹۹۸ یک مدل عددی جدید را برای تعیین هندسه عرضی مقاطع آبرفتی و توزیع تنش در یک کانال پایدار بدون پوشش برای شرایط دبی جریان مقطع پر که قادر به انتقال رسوب در ناحیه بستر خود میباشد، ارائه دادند. این مدل جدید، شرایط "کناره پایدار، بستر متحرک" مشاهده شده در رودخانههای طبیعی را به وسیله فرض هندسه کانال به صورت "کناره منحنی شکل، بستر مسطح" و در نظر گرفتن اثر انتشار جانبی مومنتم پایین دست شبیهسازی میکرد. به عبارت دیگر در این مدل، معادلات انتشار مومنتم و نیروی تعادل<sup>۱</sup> به طور هم زمان برای تعیین شکل کنارههای کانال در ناحیه کناره حل میشدند.

لازم به ذکر است که این مدل عددی بر پایه فرضیات زیر توسعه پیدا کرده است: (۱) کانال مستقیم فرض می گردد و یک مقطع متقارن در طول کانال در نظر گرفته می شود، (۲) مرزهای کانال از مصالح درشت دانه غیرچسبنده تشکیل شده است، (۳) اندازه رسوبات برای جلوگیری از معلق شدن باید به اندازه کافی بزرگ در نظر گرفته شوند، (۴) از اثرات پوشش گیاهی کناره و جریانهای ثانویه صرف نظر

```
1- Force-balance
```

www.SID.ir

شده است.

Vigilar و Diplas نتایج مدل عددی خود را به فرم معادله و نمودارهایی کاربردی ارائه دادند. بر این اساس، چند جملهای درجه سه Vigilar و Diplas به فرم معادله (۱۸) ارائه شده است [۲۰]:

$$D^{*} = (a_{3}y^{*3} + a_{2}y^{*2} + a_{1}y^{*} + a_{0}) \qquad (1\lambda)$$

در رابطه (۱۸) ضرایب عددی *۵۵، ۵۱، 2 و 3*3 به صورت توابع و جداولی در مقاله اصلی ارائه شده است (برای مطالعه جزئیات بیشتر به مرجع [۲۰] رجوع فرمائید).

۴-۶- منحنی پروفیل عرضی هایپربولیک

Babaeyan-Koopaei و Valentine در سال ۱۹۹۸ با بررسی و مقایسه دادههای بی بعد آزمایشگاهی با معادلات ارائه شده پیشین بیان کردند که چند جملهای درجه پنج تقریب بهتری نسبت به نتایج به دست آمده از روش عمق نرمال و پروفیل کسینوسی ارائه می دهد. با این حال، تقریب پروفیل عرضی (بستر و کناره) با تابع هذلولی تخمین نزدیک تری نسبت به سایر معادلات خواهد داشت. معادلات پیشنهادی آنها به فرم معادله (۱۹) و (۲۰) ارائه شدهاند [۲۱ و ۲۲]:

$$D^{*} = \tanh\left[\frac{1}{1.36}\left(\frac{B^{*}}{2} - y^{*}\right)\right]$$
(19)

$$D^* = 1 - 3.5 \left[ \tanh\left(\frac{-y^*}{4}\right) \right]^4 \tag{(7.)}$$

متغیرهای معادلات (۱۹) و (۲۰) قبلاً معرفی شدهاند. شایان ذکر است که رابطه اول برای توصیف پیوسته کناره و بستر و رابطه دوم برای تعیین کناره پایدار مقطع عرضی ارائه گردیده است.

#### ۵- مواد و روشها

۵– معادله نمائی دیپلاس؛

- ۶- معادله درجه پنجم دیپلاس و ویگیلار؛
- ۷- معادله درجه سوم دیپلاس و ویگیلار؛
- ۸- معادله هذلولی بابائیان و کوپایی a؛
- ۹- معادله هذلولي بابائيان و کوپايي b؛
- ۱۰- معادله سهموی کائو و نایت) مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور یک سری آزمایش برای مدلسازی بـازهای

مستقیم از یک رودخانه ماسهای برنامهریزی و انجام شده است.

کانال آزمایشگاهی مورد استفاده دارای طول ۱۲۰۰ سانتیمتر، عرض ۷۵ سانتیمتر و ارتفاع ۶۰ سانتیمتر بود (شکل (۱)). کف فلوم از فلز ساخته شده و با ملات ماسه و سیمان پوشیده شده بود. همچنین جدارههای شیشهای فلوم برای ناظر فضای داخلی فلوم را قابل رویت کرده بود. به دلیل آن که در مطالعات اثر شیب طولی در تغییرات مقطع عرضی مورد نظر نبود، شیب طولی اولیه به صورت یک پارامتر ثابت (نزدیک به صفر) در نظر گرفته شد.

همچنین برای تأمین آب مورد نیاز، از کانالی که در زیر فلوم تعبیه شده بود، استفاده گردید. منبع تغذیه یک پمپ، با حداکثر ظرفیت ۸۰۰ متر مکعب در ساعت بود. سیستم جریان به صورت مدار باز و کنترل دبی توسط یک شیرفلکه که بر روی لوله رانش سیستم پمپاژ قرار داشت، انجام میگرفت. اندازه گیری دبی جریان توسط یک سرریز لبه تیز مثلثی به ارتفاع ۳۰ سانتیمتر و عرض ۶۰ سانتیمتر (زاویه رأس ۹۰ درجه) صورت میگرفت.

برای انجام آزمایشها از دو تیپ مصالح ماسهای با قطر متوسط ۱/۲ و ۱/۶ میلیمتر و انحراف معیار هندسی ذرات حداکثر ۱/۳ استفاده گردید. شایان ذکر است با استفاده از انجام آزمایش برش مستقیم زاویه اصطکاک داخلی مصالح فوقالذکر به ترتیب ۳۲/۸۲ و ۳۳/۵۸ درجه تعیین گردید.

در شروع هر یک از آزمایش ها به وسیله یک شابلون فلزی که بر روی یک ارابه قرار داشت، مقطع اولیه کانال به شکل نیم ذوزنقه در طول فلوم شکل می گرفت. مقاطع اولیه شابلون ها با توجه به قطر متوسط مصالح ماسه ای و با استفاده از روابط رژیم ارائه شده توسط محققین پیشین به منظور طراحی کانال های پایدار خاکی محاسبه گردید. در طراحی این مقاطع اولیه نسبت عرض به عمق اولیه ۴ فرض شده است [۱، ۵ و ۱۰]. به این نحو که برای مصالح ماسه ای با قطر متوسط ۱/۲ میلی متر مقطع اولیه مدل یک نیم ذوزنقه با شیب کناره <sup>۳۰۰</sup>، عرض کف ۱/۱۷ سانتی متر، عرض سطح آزاد ۳۲ سانتی متر و عمق ۸/۶ سانتی متر در نظر گرفته شد. همچنین مشابه روند قبل برای مصالح ماسه ای **SID.ir** 

با قطر متوسط ۱/۶ میلیمتر مقطع اولیه مدل یک نیم ذوزنقه با شیب کناره °۳۰، عرض کف ۲۱/۷ سانتیمتر، عرض سطح آزاد ۴۰/۶ سانتیمتر و عمق ۱۰/۹ سانتیمتر در نظر گرفته شد.

شایان ذکر است برای ممانعت از مئاندری شدن کانال، سطح مقطع جریان به صورت مقطعی نیم ذوزنقه ایجاد می شد [۱۷] که طرف دیگر آن را دیواره شیشهای فلوم تشکیل می داد. در طول آزمایش ها سعی شد تا جریان یکنواخت در آبراهه تنظیم گردد و برای برقراری عمق مورد نظر از سرریز نصب شده در پایین دست استفاده شد و سطح آب در کانال در ابتدای هر آزمایش در حدود ۴ میلی متر پایین تر از لبه کناره تنظیم می شد و در طول آزمایش تقریباً ثابت باقی می ماند. این عمل به دلیل مقطع پر در طول آزمایش ها صورت می گرفت. مدت زمان تمامی آزمایش ها تا زمان برقراری شرایط پایدار در کانال ادامه می یافت که به طور معمول نزدیک به ۵ ساعت (تا رسیدن کانال به وضعیت تعادل دینامیکی) به طول می انجامید و نهایتاً هندسی مقطع و کناره اندازه گیری می گردید.

Brush و Wolman باند محققینی مانند Wolman و Wolma و Wolmal [۴]. [۴]، Diplas و ۱۷] و Ikeda [۱۸] برای تبیین شرایط تعادل دینامیکی کانال آبرفتی تعاریف مختلفی ارائه کردهاند که از آن جمله میتوان به موارد زیر اشاره کرد: شرایط پایداری مقطع زمانی است که نرخ انتقال رسوب در بستر کانال ثابت شود؛ تغییرات هندسه مقطع کانال به سمت صفر میل کند؛ شیب پروفیل سطح آب ثابت شود؛ حمل رسوب از کناره صفر شود (مصالح کناره حرکت نکنند). در این تحقیق، با توجه به پیشینه مطالعات، به طور توأمان معیار حداکثر ۴٪ تغییرات نسبت به بازه زمانی قبل و ثابت شدن شیب سطح آب به عنوان معیار توقف برداشت پروفیل کناره) مطابق مشخصات ذکر شده جدول (۱) در فلوم انجام گردید و هیچ اثری از پیچانی شدن آبراهه و تشکیل شکنج<sup>۱</sup> و تلماسه<sup>۲</sup> در مجموعه آزمایشها مشاهده نگردید.

<sup>1-</sup> Ripple

<sup>2-</sup> Dune



شکل ۱- تصویر شماتیک فلوم آزمایشگاهی (نمای جانبی)

۶- نتایج و بحث

به منظور بررسی و ارزیابی مدلهای کناره مقطع پایدار ارائه شده به وسیله محققین پیشین، ابتدا مجموعه دادههای آزمایشگاهی به دست آمده در هر اجرا به طور مجزا به صورت نمودارهای بی بعد ترسیم شدند.

شکلهای (۲) و (۳) به ترتیب بیانگر نتایج نهایی دادههای آزمایشگاهی در هر اجرا و در مقاطع مختلف A، B ، C و D برای ذرات تشکیل دهنده کناره و بستر کانال آزمایشگاهی با قطر میانگین ۱/۲ و ۱/۶ میلیمتر میباشند.

لازم به ذکر است که در محاسبات نسبت نیروی کشنده به نیروی بالا برنده بر اساس مطالعات Parker برابر ۱۸۵،۰∋β فرض گردیده است [۱۳].

در حالت کلی یک کانال پایدار آبرفتی از دو ناحیه کناره منحنی شکل و بستر مسطح تشکیل شده است. از این رو دادههای ناحیه کناره و ناحیه بستر مسطح به هدف مقایسه و

صحت سنجی مدلهای کناره مقطع پایدار، از یکدیگر جدا شدند. معیار جداسازی ناحیه کناره از ناحیه بستر به صورت  $D^* \approx 0.99 D_c$ 

با توجه به اشکال (۲) و (۳) اینچنین میتوان نتیجهگیری کرد که پروفیلهای بی بعد رسم شده فارغ از مقدار دبی جریان و ابعاد اولیه کانال حفر شده در مصالح ماسهای، دارای فرمی مشابه میباشند. از آنجایی که این نقاط ترسیم شده تفاوت معنیداری را به لحاظ هندسه نشان نمیدهند، لذا به وسیله میانگین گیری از مجموعه دادههای آزمایشگاهی، در نهایت برای هر یک از مصالح یک منحنی به عنوان خروجی مدل آزمایشگاهی برای پروفیل عرضی کناره استنتاج گردید. در گام بعدی هر یک از این معادلات معرف در مقایسه با مدلهای



شکل۲- نمودار بیبعد مقاطع عرضی در آزمایشها با میانگین قطر دانهبندی ۱/۲ میلیمتر

مقطع پایش شدہ	Q (lit/s)	D <sub>50</sub> (mm)	شماره آزمایش	مقطع پایش شدہ	Q (lit/s)	D <sub>50</sub> (mm)	شماره آزمایش
A, B, C, D	18	۱/۶	۴	A, B, C, D	۱۱/۰۹	١/٢	١
A, B, C, D	۱۷/۹۶	۱/۶	۵	A, B, C, D	۱۲/۰۷	١/٢	٢
A, B, C, D	۲ • / • ۷	۱/۶	۶	A, B, C, D	۱۲/۸۸	١/٢	٣

جدول ۱- مشخصات آزمایشهای انجام شده



شکل ۳- نمودار بی بعد مقاطع عرضی در آزمایشها با میانگین قطر دانهبندی ۱/۶ میلی متر

$$\Delta = \frac{\sum ((\frac{D}{Dc})_1 - (\frac{D}{Dc})_2)^2}{n} \times 100$$
(71)

در رابطه (۲۱)،  $\Delta$  معرف میزان درصد خطا و n تعداد دادهها است. سایر پارامترها قبلاً معرفی شدهاند. برای این منظور دقت مدل های ارائه شده برای تخمین پروفیل عرضی کناره در مقایسه با مقادیر مشاهداتی آزمایشگاهی در شکلهای (۴) و (۵) نشان داده شدهاند. در ادامه به منظور بررسی و اعتبارسنجی نتایج حاصل از مدلهای ارائه شده نسبت به دادههای آزمایشگاهی، درصد خطای هـ یـک از معادلات بـا استفاده از روش میانگین مربع خطاها (معادله (۲۱)) محاسبه و نتایج آن در جدول (۲) ارائه شده است.



شکل ۴- مقایسه مدلهای پروفیل کناره با نتایج بی بعد آزمایشگاهی با میانگین قطر دانهبندی ۱/۲ میلیمتر



شکل ۵- مقایسه مدلهای پروفیل کناره با نتایج بی بعد آزمایشگاهی با میانگین قطر دانهبندی ۱/۶ میلیمتر

مدل پروفیل کناره کانال پایدار							
	D <sub>50</sub> =1.2 mm	D <sub>50</sub> =1.6 mm					
Cosines of Glover & Florey (1951)	۸/۳۹۱۴	۶/۵۷۳۱					
Cosines of Parker (1978)	۳/۰۴۵۹	۲/۵۱۳۷					
Sinus of Stebbings (1963)	٩/٧۴۶٨	۵/۸۳۴۹					
Parabolic of Cao & Knight (1998)	٠/٩٨٩٧	• /٧٣۴٣					
Exponential of Ikeda (1981)	•/•&•Y	۰/۰۴۲۱					
Exponential of Diplas (1990)	۰/۰۵۱۲	•/•۴٩٩					
Hyperbolic of Babaeyan-Koopaei & Valentine (1998a)	•/• 1VV	۰/۰۵۳۲					
Hyperbolic of Babaeyan-Koopaei & Valentine (1998b)	•/١٨••	۰/۱۰۴۳					
Fifth-Degree Polynomial of Diplas & Vigilar (1992)	•/۴۳۷۸	۰/۵۹۸۹					
Third-Degree Polynomial of Diplas & Vigilar (1998)	•/1787	۰/۱۲۰۵					

. ودخانه	کناره بایدار	ر د وفيا .	رائه شده د اع	هاي ا	ه نتابح مدا	آذمایشگاهی	مشاهدات	. مقادد	اختلاف بين	صد میانگین	· r	حدما
	، صاره پاید،	ن پروسين	راقه شفاه براج	ا تعالی ا	وتعايق شار	ارتقايستان سي	مسامی	ن معاقير	، حکارت بیکو	صد میں صین	<u>، ا</u> ال	جماول

#### ۷- نتیجهگیری

با توجه به شکلهای (۴) و (۵) و نتایج ارائه شده در جدول (۲) چنین میتوان نتیجهگیری کرد که تحت شرایط کنترل شده آزمایشگاهی، پروفیلهای کناره مقطع پایدار برای مصالح غیرچسبنده نمیتوانند به نحو مطلوبی در قالب منحنی کسینوسی ارائه شده توسط Glover و Florey در سال ۱۹۵۱ و همچنین منحنی سینوسی Stebbings در سال ۱۹۶۳، توصیف گردند. به نظر میرسد مدلهایی که اثر انتشار آشفتگی به علت تنشهای رینولدز را در نظر میگیرند نسبت به سایر مدلها نتایچ بهتری ارائه میدهند. همچنین چشمپوشی از جریانهای ثانویه میتواند سبب وجود اختلاف بین نتایج ارائه شده مدلها و دادههای آزمایشگاهی باشد. با این حال مقایسه انجام شده بین مدلهای مذکور و نتایج مشاهداتی برای منحنیهای معرف برای هر دو تیپ مصالح ماسهای در آزمایشهای انجام شده نشانگر آن

Diplas ،۱۹۸۱ در سال ۱۹۹۰ و Babaeyan-Koopaei و Babaeyan-Koopaei در سال ۱۹۹۸ نسبت به سایر معادلات از دقت بهتری برخوردار می باشند؛ در حالی که معادله کسینوسی ارائه شده توسط Io۹۸ و منحنی شده توسط Stebbings و Florey در سال ۱۹۵۱ و منحنی سینوسی Stebbings در سال ۱۹۶۳، بیشترین انحراف را نسبت به نتایج مشاهداتی نمایش می دهند. شایان ذکر است معادلات چند جملهای درجه سوم و درجه پنجم ارائه شده توسط پیند جملهای در سال های ۱۹۹۲ و ۱۹۹۸ و همچنین معادلات سهموی Mironenko و Nalads در سال ۱۹۹۴ و ا

#### ۸- مراجع

 جعفری، ۱.، حسنزاده، ی.، ایمان شعار، ف. و امیرحسینی، ی.، "بررسی و صحت سنجی معادلات پروفیل عرضی کناره رودخانه"، نخستین همایش منطقهای مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ۱۳۹۱. with Equilibrium Banks and Mobile Bed: Part 1. The Sand-silt River", Journal of Fluid Mechanic, 1978, 89 (1), 109-125.

- [14] Stebbings, J., "The Shape of Self-formed Model Alluvial Channels", Proc. Ins. Civil Engineers, London, England, 1963, pp 485-510.
- [15] Mironenko, A. P., Willardson, L. S., "Parabolic Cccanal Ddesign and Aanalysis", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 1984, 110 (2), 241-245.
- [16] Cao, S., Knight, D. W., "Design for Hydraulic Geometry of Alluvial Channels", Journal of Hydraulic Engineering, 1998, 124 (5), 484-492.
- [17] Ikeda, S., "Self-formed Straight Channels in Sandy Beds", Journal of the Hydraulic Division, 1981, 107 (HY4), 389-402.
- [18] Diplas, P., "Characteristics of Self-formed Straight Channels", Journal of Hydraulic Engineering, 1990, 116 (5), 707-727.
- [19] Diplas, P., Vigilar, G. G., "Hydraulic Geometry of Threshold Channels", Journal of Hydraulic Engineering, 1992, 118 (4), 597-614.
- [20] Vigilar, G. G., Diplas, P., "Stable Channels with Mobile Bed: Model Verification and Graphical Solution", Journal of Hydraulic Engineering, 1998, 124 (11), 1097-1108.
- [21] Babaeyan-Koopaei, K., Valentine, E. M., "Bank Profiles of Self-formed Straight Stable Channels", The 3<sup>th</sup> International Conference on Hydroscience and Engineering, Cottbus, Berlin, Germany, 1998.
- [22] Babaeyan-Koopaei, K., Valentine, E. M., "Appraisal of Geometric Model for Selfformed Channels in Uniform Sand", Proceeding of Environmental and Coastal Hydraulics: Protecting the Aquatic Habitat, 1998, pp 955-960.

- [2] Garde, R. G., "River Morphology", New International Publishers, New Delhi, 2006, pp 16-26.
- [3] Lawrence, S. D., "Fluvial Hydraulics", Oxford University Press, 2009, pp 92-111.
- [4] Wolman, M. G., Brush, L. M., "Factors Controlling the Size and Shape of Stream Channels in Coarse Noncohesive Sands", Geological Survey Professional Paper, Washington, USA, 1961.
- [5] Lane, E. W., "Design of Stable Channels", ASCE, Transactions, 1955, 120, 1234-1260.
- [6] Ikeda, S., Parker, G., Kimura, Y., "Stable Width and Depth of Straight Gravel Rivers with Heterogeneous Bed Materials", Water Resource Research, 1988, 24 (5), 713-722.
- [7] Parker, C., Simon, A., Thorne, C. R., "The Effects of Variability in Bank Material Properties on Riverbank Stability: Goodwin Creek, Mississippi", Journal of Geomorphology, 2008, 101 (2), 533-543.
- [8] Hey, R. D., Thorne, C. R., "Stable Channels with Mobile Gravel Beds", ASCE Journal of Hydraulic Engineering, 1986, 112 (6), 671-689.
- [9] Schumm, S. A., "The Shape of Alluvial Channels in Relation to Sediment Type", Geological Survey Professional Paper, 1960, 352, 1333-1345.
- [10] Julien, P. Y., Wargadalam J., "Alluvial Channel Geometry: Theory and Applications", Journal of Hydraulic Engineering, 1995, 121 (4), 312-325.
- [11] Ikeda, S., "Incipient Motion of Sand Particles on Sand Slopes", Journal of The Hydraulic Division, 1982, 108 (HY1), 95-114.
- [12] Glover, R. E., Florey, Q. L., "Stable Channel Profile", U. S. Bureau Reclamation, Washington, USA, 1951.
- [13] Parker, G., "Self-formed Straight Rivers