

EXTENDED ABSTRACT

Analytical and Empirical Regime Relationships in Alluvial Rivers

M. Mahmoudi¹, M. R. M. Tabatabai^{2*} and S. Mousavi³

- 1- M. Sc. Student of River Engineering, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Iran.
- 2* - Corresponding Author, Assistant of Professor, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Iran, (m_majdzadeh@sbu.ac.ir).
- 3- Assistant of Professor, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Iran.

Received: 8 October 2017

Revised: 1 November 2018

Accepted: 11 November 2018

Keywords: Hydraulic geometry, Extremal hypotheses, Gravel bed.

DOI: 10.22055/jise.2018.23340.1658.

Introduction

It is vitally important that rivers reach an equilibrium state (regime). To be more precise, determination of stable hydraulic geometry is one of the most important factors on which designing, planning and training of rivers is based. In this research, an analytical model was proposed initially by using extremal hypotheses and then multivariate hydraulic geometry relationships were applied to the rivers under dominant bed load. Thereafter, field study was carried out on several gravel bed rivers in Khuzestan and Chaharmahal provinces. A total of 24 hydrometeorological stations in 17 river reaches were sampled to characterize bed material gradation curve. With regards to bed structure of gravel bed rivers, samplings were made by surface and volumetric methods. Then, sediment samples were put into two categories of surface and armor layers. The collected field data was originally applied to derive regime relationships by using multivariate regression analysis. The effect of bed structure was directly studied to better understand it in the regime relationships. A reasonable agreement was observed between the developed analytical and empirical exponents of the hydraulic geometry relationships in this study and those by other researchers. Finally, the developed model was calibrated using the field data of Iran and the mean relative error of the bankfull width and depth calculation were 26% and 24%, respectively.

Methodology

In the present research, by applying empirical and analytical methods, we analyzed stable geometry of the rivers through hydraulic geometry relationships. To do so, Mahmoudi et. al. (2016) study was initially used to develop multivariate downstream hydraulic geometry relationships by applying extremal hypotheses. The model is capable of predicting optimum dimensions of the cross section of the river under constant and variable bed slopes for static and dynamic conditions.

Thereafter, bed material surface and bulk samplings were made of 24 stations of stable streams in Khuzestan and Chaharmahal provinces to work out bed gradation curve in different layers of the bed. In the next step, multivariate hydraulic geometry relationships were derived by geometry, hydraulic bed material cross section data. Finally, the relationships were verified in the study area.

Results and Discusspn

This section deals with verification of the derived relationships in the previous section. In this context, analytical and empirical relationships are compared with other researchers’ work for cross section stable width estimation (Table 1). In general, derived hydraulic geometry relationships from field data are comparable with those developed analytically and those presented by other researchers. However, it is worth mentioning that the relationships provided by other researchers were obtained for different field data bases. Therefore, the difference in the coefficients of the equations could reflect the type of the stream as well as bed and bank materials.

Table 1- A comparison of some empirical relationships with the results of this study

Reference	Empirical relationship
Lacey (1958)	$W = 4.833Q^{0.5}$
Bray (1982)	$W = 3.83Q^{0.53} d_{50}^{-0.07}$
Yalin (1977)	$W = 1.5Q^{0.5} d_{50}^{-0.25}$
Lee and Julien (2006)	$W = 3.004Q^{0.426} d_{50}^{-0.002} S^{-0.153}$
Julien and Wargadalam (1995)	$W = 1.33Q^{0.44} d_{50}^{-0.11} S^{-0.22}$
This study - empirical	$W = 3.782Q^{0.405} d_{50s}^{-0.18}$
This study - empirical	$W = 5.149Q^{0.433} d_{50}^{-0.215} S^{0.092}$
This study - analytical	$W \propto d_{50}^{-(0.25-0.22)} Q^{0.44-0.50}$
This study - analytical	$W \propto Q^{0.452-0.639} S^{-(0.039)-0.385}$

Furthermore, the suggested analytical model was used for calibration. Four rivers in Khuzestan province were selected from the data base. The model was applied by coupling Manning (1891) flow resistance equation with bedload functions of Meyer-Peter and Muller (1948), DuBoys (1879) and Parker (1979). The error percentage values have been shown in Table (2). It is clear that Meyer-Peter and Muller (1948) function has the least error compared to the others in the study area. However, the model tends to underestimate and overestimate width and depth, respectively.

Table 2- Mean relative errors of analytical model

Bed load equation	Mean relative error	
	Mean depth (%)	Bankfull width (%)
Meyer-Peter and Muller (1948)	23.65	(25.57)
DuBoys (1879)	35.54	(33.45)
Parker (1979)	29.57	(29.37)

() indicates negative values (predicted values are less than observed values).

Conclusions

Exponents of the hydraulic geometry relationships derived from analytical model in the lower limit of shape factor are in agreement with those derived from incipient motion. This states that design of optimum dimensions of the cross section could be carried out using these relations under static condition.

Exponents of the hydraulic geometry relationships derived from analytical model between lower and upper limit of the shape factors are independent of bedload functions and flow resistance equations and are in agreement with empirical relations developed by previous researchers. Hence, design of optimum dimensions of the cross section could be carried out using these relations under dynamic condition.

With regards to the results, insertion of the longitudinal slope as an independent variable to the regime relationships, determination coefficients of width and depth were increased, but accuracy of the width relationships did not increase significantly. This reflects the high resistance of the river banks against erosion in the study reaches, which is reasonable due to the characteristics in the study area. The results also indicated that the surface, armour and sub-armour layers affect the estimation of the river channel geometry.

Acknowledgment

We would like to thank the Khuzestan Water and Electricity Organization and Chaharmahal and Bakhtiari Regional Water Affairs for their assistance in providing the required statistics and information.

References

- 1- Bray, D. I., 1982. Flow resistance in gravel-bed rivers. *Gravel-bed rivers, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.*, pp. 109-137.
- 2- DuBoys, P., 1879. River Rhone and tributaries of unconsolidated sediments. *Annales de ponts et chaussées*, 18 (5), pp. 141–195.
- 3- Julien, P.Y. and Wargadalam, J., 1995. Alluvial channel geometry: theory and applications. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 121, pp. 312–325.
- 4- Lacey, G., 1958. Flow in alluvial channels with sandy mobile beds, *Proceedings of the Institute of Civil Engineers, London*, 9, discussion, 11, pp. 145–164.
- 5- Lee, J.S. and Julien, P.Y., 2006. Downstream Hydraulic Geometry of Alluvial Channels. *Jour. of Hydra. Eng.* 132 (12).
- 6- Mahmoudi, M., Majdzadeh Tabatabai, M.R. and Mousavi Nadoushani, S., 2016. Analytical application of maximum sediment transport capacity to determine hydraulic geometry relationships in gravel bed rivers. *Modares Civil Engineering Journal*, 16(3), pp. 177-191. (In Persian).
- 7- Manning, R., 1891. On the flow of water in open channels and pipes. *Transactions of the Institution of Civil Engineers of Ireland*, 20, pp. 161-207.
- 8- Meyer-Peter, E. and Muller, R., 1948. Formulas for bed load transport. *In Proceedings of the 3rd Meeting of IAHR Stockholm*, pp. 39–46.
- 9- Parker, G., 1979. Hydraulic geometry of active gravel rivers. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 105, pp. 1185–1201.
- 10- Yalin, M.S., 1977. Mechanics of sediment transport. *Pergamon. Oxford. UK*.



© 2020 by the authors. Licensee SCU, Ahvaz, Iran. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC BY 4.0 license) (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).



ارایه مدل تحلیلی و تجربی تعیین روابط رژیم در رودخانه‌های آبرفتی

مهسا محمودی^۱، محمدرضا مجدزاده طباطبایی^{۲*} و سید سعید موسوی ندوشنی^۳

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران- مهندسی رودخانه، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

۲- نویسنده مسئول، استادیار دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، m_majdzadeh@sbu.ac.ir

۳- استادیار دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

پذیرش: ۱۳۹۷/۸/۲۰

بازنگری: ۱۳۹۷/۸/۱۰

دریافت: ۱۳۹۶/۷/۱۶

چکیده

حفظ و نگهداری رودخانه‌ها در حالت تعادل (رژیم) از اهمیت بالایی برخوردار بوده و تعیین هندسه هیدرولیکی پایدار در رودخانه‌ها، از مهم‌ترین مواردی است که طراحی و ساماندهی رودخانه براساس آن پایه‌گذاری می‌شود. در این تحقیق، در ابتدا یک مدل تحلیلی با به کارگیری تئوری‌های حدی ارایه شده و روابط هندسه هیدرولیکی چندمتغیره قابل کاربرد در رودخانه‌هایی که بار بستر بر ریخت-شناسی آن‌ها غالب است، استخراج شد. سپس با مطالعه صحرایی روی تعدادی از رودخانه‌های کشور در دو استان خوزستان و چهارمحال و بختیاری، در مجموع از بستر ۲۴ ایستگاه آب‌سنجی در بازه‌های شنی ۱۷ رودخانه، به منظور شناخت نحوه دانه‌بندی ذرات رسوبی بستر، نمونه‌برداری شد. با توجه به ساختار بسترهای شنی، با استفاده از روش‌های سطحی و حجمی و با تفکیک رسوبات در دو بخش ذرات سطح بستر و لایه مسلح نمونه‌برداری‌ها انجام شد. سپس روابط رژیم با استفاده از رگرسیون غیرخطی به دست آمده و تأثیر دانه‌بندی ذرات در ساختار بستر در این روابط بررسی گشت. مقایسه توان‌های هندسه هیدرولیکی توسعه یافته حاصل از مدل تحلیلی با نتایج حاصل از مطالعه صحرایی و نیز مقایسه با روابط هندسه هیدرولیکی موجود، هم‌خوانی مناسبی را نشان می‌دهد. در انتها مدل تخمین ابعاد پایدار با داده‌های صحرایی کشور ایران مورد واسنجی قرار گرفته و به طور متوسط خطای نسبی محاسبه عرض و عمق مقطع بر به ترتیب ۲۶ درصد و ۲۴ درصد به دست آمده است.

کلید واژه‌ها: تعادل، هندسه هیدرولیکی، تئوری‌های حدی، بسترهای شنی، روابط رژیم.

مقدمه

ریخت‌شناسی (Morphology) رودخانه‌ها حاصل برهم کنش جریان آب با مصالح قابل فرسایش در جدار کانال می‌باشد. از نقطه نظر مفهومی، کانال رودخانه تمایل دارد به نحوی توسعه یابد که بین مشخصات کانال، دبی جریان آب و رسوب انتقالی، تعادل برقرار شود. به طور کلی روش‌های ارایه شده برای طراحی کانال پایدار را به دو دسته روش‌های تجربی و تحلیلی می‌توان تقسیم کرد. معادله‌های رژیم تجربی، روابط تجربی است که از طریق جمع‌آوری اطلاعات و مشخصات آبراهه حاصل می‌شود و مدل تحلیلی مدلی است که براساس حل معادله‌های حاکم بر جریان رودخانه توسعه می‌یابد (Mahmoudi et al., 2016).

روش‌های تحلیلی ابتدا در قالب روش نیروی مالشی (که این مدل‌ها برای کانال‌های دارای پایداری استاتیکی، جوابگوست) و در دو دهه اخیر در قالب تئوری‌های حدی مورد مطالعه قرار گرفته است. روش مذکور با استفاده از معادله‌های شناخته شده نظیر روابط انتقال رسوب، مقاومت جریان و پیوستگی از یک سو و معادله‌های مبتنی بر اصول بهینه‌سازی از سوی دیگر، بین مجهولات مسئله، رابطه منطقی برقرار می‌کند و در آبراهه‌های دارای پایداری دینامیکی قابل کاربرد می‌باشد. تعدادی از معروف‌ترین تئوری‌های

حدی عبارتند از: تئوری حداکثر ظرفیت انتقال رسوب (MSTC)، حداقل توان جریان (MSP) و ... (Huang and Nanson, 2000).

هم‌چنین در سال‌های اخیر پدیده‌ها و مسایل مربوط به رودخانه‌های شنی اعم از ساختار بستر آبراهه، انتقال بار رسوب و ... مورد توجه قرار گرفته است. چگونگی توزیع اندازه ذرات سطحی در مدل‌سازی رودخانه بسیار حایز اهمیت بوده و می‌تواند به عنوان عاملی کنترل‌کننده در فهم تغییرات مکانی و زمانی مشخصات جریان عمل کند. لایه سطحی بستر به عنوان اولین منبع تغذیه‌کننده بار بستر شناخته شده و در آبراهه‌های دایمی مسلح شده، به عنوان محافظی برای مواد زیرسطحی عمل می‌نماید (Parker, 1979).

در تحقیق حاضر سعی بر آن است که با استفاده از روش‌های تجربی و تئوری نوین به تحلیل هندسه آبراهه‌های پایدار در قالب روابط هندسه هیدرولیکی پرداخته شود.

مفهوم تعادل به این موضوع اشاره دارد که عرض، عمق و شیب پایدار می‌توانند به عنوان تابعی از متغیرهای کنترل‌کننده نظیر دبی، مصالح تشکیل‌دهنده و ... بیان شوند. بدیهی است روابط هندسه هیدرولیکی که از این طریق به دست می‌آیند، در صورتی که

- ۴- مقطع عرضی کانال، ذوزنقه‌ای در نظر گرفته شده و بستر رودخانه، متحرک و کناره‌های آن پایدار است؛
 ۵- شرایط پایدار و تعادلی مدنظر است، این شرایط متناظر با ارضای تئوری‌های حدی می‌باشد.

معادله‌های حاکم

رابطه پیوستگی برای جریان دایمی و یکنواخت به صورت زیر است:

$$Q = A \times V \quad (1)$$

که در آن، Q : دبی جریان، V : سرعت متوسط جریان و A : مساحت مقطع عرضی کانال می‌باشد.
 در مدل تحلیلی ارائه شده، رابطه مقاومت جریان به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

$$V = c_r R^x S^y D^\alpha \quad (2)$$

که در آن، c_r : ضریب زبری آبراهه، R : شعاع هیدرولیکی، S : شیب طولی، D : عمق جریان و α ، γ و x توان‌های متغیرهای نام برده در روابط مقاومت جریان می‌باشد. روابط مقاومت جریان زیادی بر فرم به کار گرفته شده، منطبق می‌باشند که از جمله آن‌ها می‌توان به روابط (1959) Manning، (1891) و ... اشاره نمود.

در این مدل، یک رابطه کلی به فرم تنش برشی مازاد برای دبی بار بستر به صورت زیر در نظر گرفته شده است (Huang and Nanson, 2002):

$$q_s = c_s \tau_0^m (\tau_0 - \tau_c)^j \quad (3)$$

که در آن، q_s : دبی بار بستر در واحد عرض کانال، c_s : ضریب ثابت مربوط به مشخصات ذرات رسوبی، τ_0 : تنش برشی بستر و τ_c : تنش برشی بحرانی بستر می‌باشد. معادله‌هایی از قبیل Meyer-Peter و Muller اصلاح شده توسط Huang (2010)، Parker (1979) و Van Rijn (1984) و ... به فرم ارائه شده به صورت معادله (۳) قابل تبدیل می‌باشند.

در آبراهه‌هایی با شرایط مختلف مورد ارزیابی قرار گیرند، می‌توانند در یک پروژه مهندسی رودخانه در گام‌های برنامه‌ریزی برای مقایسه گزینه‌ها و ارزیابی مشکلات پایداری مفید واقع شوند.

برای این منظور، ابتدا براساس مطالعه تحلیلی Mahmoudi et al. (2016) با به کارگیری تئوری‌های حدی، به توسعه روابط ابعاد مقطع پایدار و هندسه هیدرولیکی بازه‌ای چندمتغیره پرداخته شد. مدل موردنظر با توصیف فاکتور شکل کانال (ζ) و در نظر گرفتن طیف وسیعی از معادله‌های انتقال بار بستر (با تأکید بر نقش آستانه حرکت در تخمین ابعاد کانال)، معادله‌های مقاومت جریان و درج شکل مقطع ذوزنقه‌ای، به ازای متغیرهای مستقل ورودی به مدل، در دو حالت شیب ثابت و شیب متغیر قادر به پیش‌بینی ابعاد مناسب (در حالت پایداری استاتیکی و دینامیکی در کانال) می‌باشد. سپس نمونه‌برداری از مواد بستر ۲۴ ایستگاه از رودخانه‌های پایدار مختلف در استان‌های چهارمحال و بختیاری و خوزستان انجام شده و دانه‌بندی ذرات در لایه‌های مختلف بستر مشخص گردیده است. در مرحله بعد با استفاده از اطلاعات هندسی و هیدرولیکی موجود از مقاطع و همچنین دانه‌بندی‌های به دست آمده، معادله‌های رژیم با متغیرهای مختلف برآورد شده است. نهایتاً کاربرد مدل تحلیلی ارائه شده در بازه‌های مکانی مورد مطالعه، مورد بررسی قرار گرفته است.

مواد و روش‌ها

تئوری مدل تحلیلی

مقطع رودخانه، مقطعی ذوزنقه‌ای با شیب کناره‌های Z : ۱: در نظر گرفته و فرض شده که شیب کناره‌های کانال ثابت و براساس پایداری مصالح جداره انتخاب شده است (شکل ۱). در شکل (۱)، P_{bed} محیط بستر یا عرض کف کانال، P_{bank} محیط کناره‌ها، W عرض سطح، D عمق و ζ شیب جانبی کناره‌ها (θ) زاویه کناره‌ها نسبت به افق) می‌باشد.
 در ادامه، تئوری مدل تحلیلی هندسه پایدار مقطع تشریح شده است.

فرضیه‌های مدل

- از آنجایی که رودخانه‌های آبرفتی، سیستم‌هایی پویا و دینامیک می‌باشند، در فرایند توسعه مدل، فرضیه‌های زیر لحاظ شده است:
- ۱- جریان دایمی و یکنواخت در نظر گرفته شده است؛
 - ۲- مدل ارائه شده در بازه‌های مستقیم که بار بستر بر ریخت-شناسی آن‌ها غالب است، قابل کاربرد می‌باشد؛
 - ۳- مصالح آبرفتی غیرچسبنده مدنظر است؛

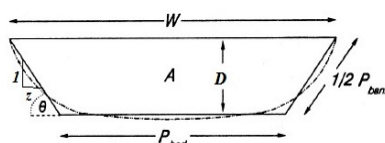


Fig. 1- Sketch of channel cross-section

شکل ۱- شماتیک مقطع عرضی کانال

فرضیه بهینه‌سازی

در این تحقیق از فرضیه بهینه‌سازی حداکثر ظرفیت انتقال رسوب استفاده شده است که براساس آن به‌زای دبی و اندازه رسوبات معلوم، کانال برای رسیدن به تعادل، ابعاد خود را به نحوی تنظیم می‌کند که ظرفیت انتقال رسوب، حداکثر گردد.

توسعه مدل تحلیلی

در این مطالعه، فاکتور شکل بی‌بعد (ζ) براساس پارامترهای هندسی مقطع به‌صورت زیر تعریف شده است:

$$\zeta = P_{bed} / D \quad (۴)$$

که در آن P_{bed} و D به‌ترتیب نشان‌دهنده عرض بستر و عمق کانال می‌باشند. سایر پارامترهای هندسی مقطع برحسب فاکتور شکل (ζ)، عمق (D) و شیب جانبی کانال (z) محاسبه می‌شوند:

$$P_{bed} = \zeta D \quad (۵)$$

$$A = D^2 (\zeta + z) \quad (۶)$$

$$P = P_{bed} + P_{bank} = D (\zeta + 2\sqrt{1+z^2}) \quad (۷)$$

$$R = A/P = (\zeta + z) D / (\zeta + 2\sqrt{1+z^2}) \quad (۸)$$

$$W = P_{bed} + 2zD = D(\zeta + 2z) \quad (۹)$$

در روابط فوق A ، P ، R و W به‌ترتیب مساحت مقطع عرضی، محیط ترشده کانال، شعاع هیدرولیکی و عرض سطح کانال می‌باشد. به‌منظور تعیین رابطه عمق با ضریب زبری (Cr)، شیب طولی آبراهه (S)، دبی (Q)، شیب جانبی کانال (z) و فاکتور شکل (ζ)، نسبت Q/A از رابطه پیوستگی (معادله ۱) جایگزین سرعت (V) در معادله (۲) شده و سپس با معادله‌های (۶) و (۸) ترکیب می‌شود. از ترکیب رابطه حاصل (معادله ۱۰) و روابط مربوط به پارامترهای هندسی کانال (معادله‌های ۵ تا ۸)، رابطه عرض بستر، سرعت متوسط و تنش برشی با متغیرهای مذکور به‌دست می‌آید:

$$D = \frac{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{x/(x+2+\alpha)} (Q/c_r)^{1/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + z)^{(x+1)/(x+2+\alpha)} S^{y/(x+2+\alpha)}} \quad (۱۰)$$

$$P_{bed} (= \zeta D) = \frac{\zeta (\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{x/(x+2+\alpha)} (Q/c_r)^{1/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + z)^{(x+1)/(x+2+\alpha)} S^{y/(x+2+\alpha)}} \quad (۱۱)$$

$$V = \frac{(S^{2y} Q^{(x+\alpha)} c_r^{2y})^{1/(x+2+\alpha)} (\zeta + z)^{(x-\alpha)/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{(2x)/(x+2+\alpha)}} \quad (۱۲)$$

$$\tau_0 (= \gamma RS) =$$

$$\gamma S^{1-(y/(x+2+\alpha))} \left(\frac{Q}{c_r}\right)^{1/(x+2+\alpha)} (\zeta + z)^{(1+\alpha)/(x+2+\alpha)} \frac{1}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{(2+\alpha)/(x+2+\alpha)}} \quad (۱۳)$$

اینک با استفاده از تئوری MSTC، معادله چهارم سیستم معادله‌ها به‌صورت زیر فرموله می‌شود (Huang and Nanson, 2000):

$$Q_s = \text{maximum} \quad (۱۴)$$

به‌عنوان عرض فعال در نظر گرفته شده و از ترکیب رابطه $Q_s = P_{bed} q_s$ با معادله‌های (۳)، (۱۱) و (۱۳)، معادله انتقال بار بستر کل به‌صورت زیر حاصل می‌شود:

$$Q_s = k_1 \frac{\zeta (\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-m(2+\alpha))/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + z)^{(x+1-m(1+\alpha))/(x+2+\alpha)}} \times \left(k_2 \frac{(\zeta + z)^{(1+\alpha)/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{(2+\alpha)/(x+2+\alpha)}} - \tau_c\right)^j \quad (۱۵)$$

که در آن:

$$k_1 = c_s \gamma^m (Q/c_r)^{(1+m)/(x+2+\alpha)} S^{m-\frac{y(1+m)}{x+2+\alpha}}$$

$$k_2 = \gamma (Q/c_r)^{1/(x+2+\alpha)} S^{(x+2+\alpha-y)/(x+2+\alpha)}$$

با مشتق‌گیری از Q_s در معادله (۱۵) نسبت به ζ و برابر صفر قرار دادن آن ($dQ_s/d\zeta = 0$) خواهیم داشت:

$$\frac{\gamma S^{1-(y/(x+2+\alpha))} \left(\frac{Q}{c_r}\right)^{1/(x+2+\alpha)} (\zeta_m + z)^{(1+\alpha)/(x+2+\alpha)}}{(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(2+\alpha)/(x+2+\alpha)}} = \frac{\tau_c k_4}{k_3} \quad (۱۶)$$

$$k_3 = (-m+x+1+\alpha-j)\zeta_m + (2m(1+\alpha)+2(1+\alpha)+2j(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}+(-m(2+\alpha)+2+2x+\alpha- \quad \text{که در آن:}$$

$$j(2+\alpha))z + \frac{(4+2x+2\alpha)z\sqrt{1+z^2}}{\zeta_m}$$

$$k_4 = (-m+x+1+\alpha)\zeta_m + (2m(1+\alpha)+2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}+(-m(2+\alpha)+ \quad \text{و}$$

$$2+2x+\alpha)z + \frac{(4+2x+2\alpha)z\sqrt{1+z^2}}{\zeta_m}$$

در رابطه (۱۶)، ζ_m نشان‌دهنده فاکتور شکل بهینه کانال می‌باشد (لازم به ذکر است که در ادامه، ضرایب k_3 و k_4 از معادله ۱۶ قابل محاسبه می‌باشند). با معلوم بودن متغیرهای ورودی در حالت شیب ثابت، از معادله (۱۶)، فاکتور شکل بهینه و به دنبال آن ابعاد بهینه کانال حاصل می‌شود. با جاگذاری معادله (۱۶) در معادله (۱۵)، حداکثر ظرفیت انتقال بار بستر (Q_s) (max) به‌دست می‌آید:

$$S_m = \left(\frac{c_r^{m+1}}{Q^{m+1}} \left(\frac{Q_s}{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j} \right)^{(x+2+\alpha)} \right)^{\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)}} \times \left(\frac{k_3}{\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}} \right)^{\frac{j(x+2+\alpha)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \times \frac{(\zeta_m + z)^{(x+1-m(1+\alpha))/(m(x+2+\alpha-y)-y)}}{\zeta_m^{\frac{x+2+\alpha}{m(x+2+\alpha-y)-y}} (\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-m(2+\alpha))/(m(x+2+\alpha-y)-y)}} \quad (20)$$

با جاگذاری S از معادله (۲۰) در معادله‌های (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) رابطه $(P_{bed})_m$ ، D_m و V_m با ζ_m و متغیرهای مستقل Q و Q_s حاصل می‌شود:

$$(P_{bed})_m = \left[\left(\frac{Q}{c_r} \right)^m \left(\frac{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j}{Q_s} \right)^y \times \left(\frac{\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}}{k_3} \right)^{yj} \times \frac{\zeta_m^{m(x+2+\alpha-y)} (\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(m(x-y))}}{(\zeta_m + z)^{m(x-y+1)}} \right]^{\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \quad (21)$$

$$D_m = \left[\left(\frac{Q}{c_r} \right)^m \left(\frac{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j}{Q_s} \right)^y \times \left(\frac{\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}}{k_3} \right)^{yj} \times \frac{1}{\zeta_m^y (\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(m(x-y))}} \right]^{\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \quad (22)$$

$$V_m = \left[\left(\frac{Q_s}{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j} \right)^{2y} \times \frac{(\zeta_m + z)^{(m(x-y)-\alpha+y)}}{\zeta_m^{2y} (\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(2m(x-y))}} \times \frac{k_3^{2yj} (c_r^{2m} Q^{m(x+\alpha-y)-y})}{(\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2})^{2yj}} \right]^{\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \quad (23)$$

اندیس m نشان‌دهنده شرایط بهینه در کانال می‌باشد. با به-کارگیری معادلات (۲۰) تا (۲۳)، ζ_m (از معادله ۱۹) و مقادیر معلوم Q و Q_s ، پارامترهای هندسی مقطع بهینه حاصل می‌شود. روابط هندسه هیدرولیکی بین حد پایینی و حد بالایی ζ_m به‌منظور استخراج روابط هندسه هیدرولیکی در محدوده تعریف‌شده ζ_m ، کافی است جملات دارای ζ_m در معادله‌های (۱۹) تا (۲۳) را به فرم ساده شده توانی به‌صورت زیر تبدیل کرد:

$$S_m \propto \left(\frac{c_r^{m+1}}{Q^{m+1}} \left(\frac{Q_s}{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j} \right)^{(x+2+\alpha)} \right)^{\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)}} \zeta_m^{\beta_1} \quad (24)$$

$$(P_{bed})_m \propto \left(\frac{Q}{c_r} \right)^m \left(\frac{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j}{Q_s} \right)^y \left(\frac{1}{\zeta_m^{m(x+2+\alpha-y)-y}} \right) \zeta_m^{\beta_2} \quad (25)$$

$$\left(\frac{Q_s}{j^j c_s \gamma^{\frac{y}{(x+2+\alpha-y)}} \tau_c^{\frac{y}{(x+2+\alpha-y)}}} \right)^{\frac{(x+2+\alpha-y)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \times \left(\frac{1}{c_r / Q} \right)^{\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \propto \zeta_m^{\beta_3} \quad (26)$$

$$(c_r / Q)^{\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \propto \zeta_m^{\beta_3}$$

$$Q_{s \max} = \frac{j(\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2})^j}{(k_3)^j} \times \frac{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j}{(k_3)^j} \times \frac{(Q/c_r)^{\frac{m+1}{x+2+\alpha}} S^{\frac{m-y(m+1)}{x+2+\alpha}}}{(\zeta_m + z)^{(x+1-m(1+\alpha))/(x+2+\alpha)}} \times \frac{\zeta_m (\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-m(2+\alpha))/(x+2+\alpha)}}{(\zeta_m + z)^{(x+1-m(1+\alpha))/(x+2+\alpha)}} \quad (17)$$

با توجه به معادله (۱۷)، برای داشتن مقادیر $Q_{s \max} \geq 0$ تغییرات ζ_m به بازه تعریف‌شده در رابطه زیر محدود می‌گردد:

$$-(2+\alpha)z + 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} < \zeta_m < \frac{(2m(1+\alpha) + 2(1+\alpha) + 2j(1+\alpha))\sqrt{1+z^2}}{2(m-x-1-\alpha+j)} + \frac{(-m(2+\alpha) + 2 + 2x + \alpha - j(2+\alpha))z + \sqrt{\Delta}}{2(m-x-1-\alpha+j)} \quad (18)$$

که در $\Delta = ((-2m(1+\alpha) - 2(1+\alpha) - 2j(1+\alpha))\sqrt{1+z^2} + (m(2+\alpha) - 2 - 2x - \alpha + j(2+\alpha))z)^2 - 4(-m+x+1+\alpha-j)(4+2x+2\alpha)z\sqrt{1+z^2}$ آن:

حد پایینی ζ_m نشان‌دهنده شرایط آستانه حرکت و حد بالایی آن نشان‌دهنده شرایط سیلابی است. با توجه به فرضیه‌های مدل و نظر به این‌که Engelund و Skovgaard (1973) اولین معیار کنترل شریانی‌شدن رودخانه را نسبت عرض به عمق (W/D) بزرگ‌تر از ۵۰ در نظر گرفتند، حد بالایی ζ_m از رابطه $\zeta_m = 50 - 2z$ تعیین می‌گردد.

ابعاد بهینه مقطع عرضی ($Q_s = Q_{s \max}$)

به‌منظور به‌دست آوردن رابطه بین ζ_m و متغیرهای مستقل Q و Q_s ، متغیر S از معادله (۱۶) در معادله (۱۷) جاگذاری شده و با فرض $Q_s = Q_{s \max}$ در کانال در حال تعادل، خواهیم داشت:

$$\left(\frac{Q_s^{(x+2+\alpha-y)} c_r}{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j} \right)^{\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)-y}} = \frac{Q_s^{(x+2+\alpha-y)} c_r}{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j} \left(\frac{1}{\zeta_m (\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-y)/(x+2+\alpha-y)}} \right)^{\frac{(x+2+\alpha-y)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \times \frac{(\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2})^j}{(k_3)^j} \quad (19)$$

با استفاده از معادله (۱۹)، فاکتور شکل بهینه کانال (ζ_m) در حالت شیب متغیر، تعیین می‌شود. از معادله (۱۷) و با فرض $Q_s = Q_{s \max}$ ، رابطه S با ζ_m و متغیرهای مستقل Q و Q_s به‌صورت زیر به‌دست می‌آید:

برحسب دبی حاصل خواهد شد. در بسیاری از موارد، اندازه‌گیری دقیق بار بستر امکان‌پذیر نبوده و اندازه‌گیری شیب کم‌هزینه‌تر و عملی‌تر می‌باشد و جایگزین کردن شیب در روابط هندسه هیدرولیکی به جای بار بستر توصیه می‌شود. برای این منظور می‌بایست رابطه Q_s با S و Q را از معادله (۳۰) به‌دست آورده و در معادله‌های (۲۹)، (۳۱) و (۳۲) جایگزین نمود:

$$(P_{bed})_m \propto S^{\frac{(\beta_2/\beta_3)(x+2+\alpha-y)-y}{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}} \times \frac{m - (\beta_2/\beta_3) + \frac{((\beta_2/\beta_3)(x+2+\alpha-y)-y)(1+m+(\beta_1/\beta_3))}{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}}{m(x+2+\alpha-y)-y} \quad (33)$$

$$D_m \propto S^{\frac{\frac{\beta_2-1}{\beta_3}(x+2+\alpha-y)-y}{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}} \times \frac{m + \frac{(\beta_2-1)(x+2+\alpha-y)-y}{\beta_3} + \frac{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)(1+m+(\beta_1/\beta_3))}{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}}{m(x+2+\alpha-y)-y} \quad (34)$$

$$V_m \propto S^{\frac{\frac{\beta_4}{\beta_3}(x+2+\alpha-y)+2y}{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}} \times \frac{m(x+\alpha-y)-y + \frac{\beta_4}{\beta_3} + \frac{(\beta_4/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+2y}{\beta_3} + \frac{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)(1+m+(\beta_1/\beta_3))}{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}}{m(x+2+\alpha-y)-y} \quad (35)$$

در ادامه رابطه عرض سطح بهینه کانال و روابط هندسه هیدرولیکی مربوط به آن محاسبه و در زیر به آن اشاره شده است:

$$W_m = (\zeta_m + 2z) \left[\left(\frac{Q}{c_r} \right)^m \left(\frac{j^j c_s \gamma^m \tau_c^j}{Q_s} \right)^y \right] \times \frac{(\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2})^{yj}}{k_3} \quad (36)$$

$$\frac{\zeta_m^y (\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{m(x-y)}}{(\zeta_m + z)^{m(x-y+1)}} \left[\frac{1}{m(x+2+\alpha-y)-y} \right]$$

$$W_m \propto \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^{\frac{(\beta_2/\beta_3)(x+2+\alpha-y)-y}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{m-y+(\beta_2/\beta_3)(x+1+\alpha-y)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \quad (37)$$

$$W_m \propto S^{\frac{(\beta_2/\beta_3)(x+2+\alpha-y)-y}{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}} \times \frac{m - (\beta_2/\beta_3) + \frac{((\beta_2/\beta_3)(x+2+\alpha-y)-y)(1+m+(\beta_1/\beta_3))}{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}}{m(x+2+\alpha-y)-y} \quad (38)$$

در روابط فوق، توان β_5 به‌صورتی که پیش‌تر توضیح داده شد، تعیین می‌گردد.

روابط هندسه هیدرولیکی در حد پایینی ζ_m

این شرایط از آن جهت معادل شرایط آستانه حرکت است که با جاگذاری حد پایینی $\zeta_m = -(2+\alpha)z + 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}$

$$V_m \propto (c_r^{2m} Q^{m(x+\alpha-y)-y})^{1/m(x+2+\alpha-y)-y} \times (Q_s / (j^j c_s \gamma^m \tau_c^j))^{2y/m(x+2+\alpha-y)-y} \zeta_m^{\beta_4} \quad (39)$$

برای تعیین توان‌های $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ و β_4 عبارت‌های معادل $\zeta_m^{\beta_1}, \zeta_m^{\beta_2}, \zeta_m^{\beta_3}$ و $\zeta_m^{\beta_4}$ با استفاده از نرم‌افزار اکسل، در مقابل ζ_m ترسیم و رابطه توانی برازش شده است. با جاگذاری عبارت توانی معادل $\zeta_m^{\beta_1}, \zeta_m^{\beta_2}, \zeta_m^{\beta_3}$ و $\zeta_m^{\beta_4}$ در معادله‌های (۲۴) تا (۲۷)، روابط هندسه هیدرولیکی به‌صورتی که در ادامه توضیح داده خواهد شد، حاصل می‌شود. در تحقیق حاضر، روابط هندسه هیدرولیکی به‌ازای تغییرات زاویه کناره کانال از ۳۰ درجه تا ۹۰ درجه تعیین شده است. از معادله (۲۶) با ثابت در نظر گرفتن c_r, c_s و d_{50} (که در ضریب c_s در رابطه انتقال بار بستر، معادله (۳) مستتر بوده و بسته به معادله انتقال رسوب مورد استفاده با توان‌های مختلف ظاهر می‌شود) داریم:

$$\zeta_m \propto (Q_s^{x+2+\alpha-y} / Q)^{1/\beta_3(m(x+2+\alpha-y)-y)} \quad (28)$$

با جاگذاری ζ_m از معادله (۲۸) در معادله‌های (۲۴)، (۲۵) و (۲۷) خواهیم داشت:

$$(P_{bed})_m \propto Q_s^{\frac{(\beta_2/\beta_3)(x+2+\alpha-y)-y}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{m-(\beta_2/\beta_3)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \propto (Q_s/Q)^{\frac{(\beta_2/\beta_3)(x+2+\alpha-y)-y}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{m-y+(\beta_2/\beta_3)(x+1+\alpha-y)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \quad (29)$$

$$S_m \propto Q_s^{\frac{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{-1+m+(\beta_1/\beta_3)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \propto (Q_s/Q)^{\frac{(\beta_1/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+(x+2+\alpha)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{x+1+\alpha-m+(\beta_1/\beta_3)(x+1+\alpha-y)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \quad (30)$$

$$V_m \propto Q_s^{\frac{(\beta_4/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+2y}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{m(x+\alpha-y)-y-(\beta_4/\beta_3)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \propto (Q_s/Q)^{\frac{(\beta_4/\beta_3)(x+2+\alpha-y)+2y}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{m(x+\alpha-y)+y+(\beta_4/\beta_3)(x+1+\alpha-y)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \quad (31)$$

با جاگذاری معادله‌های (۲۸) و (۲۹) در معادله (۴)، معادله زیر حاصل می‌شود:

$$D_m \propto Q_s^{\frac{(\beta_2-1)(x+2+\alpha-y)-y}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{m+(1-\beta_2)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \propto (Q_s/Q)^{\frac{(\beta_2-1)(x+2+\alpha-y)-y}{m(x+2+\alpha-y)-y}} Q^{\frac{m-y+(1-\beta_2)(-x-1+\alpha-y)}{m(x+2+\alpha-y)-y}} \quad (32)$$

با توجه به تعاریفی که در رابطه با مفهوم تعادل توسط محققین متعدد ارایه شده است، یک کانال آبرفتی زمانی در تعادل یا رژیم قرار دارد که در آن نسبت Q_s/Q ثابت بوده یا در رنج محدودی تغییر کند (Huang and Nanson, 2002)، یا ثابت در نظر گرفتن نسبت Q_s/Q ، روابط هندسه هیدرولیکی تک‌متغیره

$$V_{ls} \propto (d_{50}^{2y} c_r^{-2} Q^{-y+x+\alpha})^{1/(x+2+\alpha-y)} \quad (۴۶)$$

$$W_{ls} \propto d_{50}^{-y/(x+2+\alpha-y)} (c_r Q)^{1/(x+2+\alpha-y)} \quad (۴۷)$$

روابط هندسه هیدرولیکی در حد بالایی m

با توجه به رابطه (۱۷)، به ازای حد بالایی m مقادیر بسیار بزرگی برای $Q_s \max$ حاصل می شود و حتی در تعدادی از ترکیب معادله های مورد استفاده به ازای دبی و شیب طولی ثابت برای آبراهه، $Q_s \max$ به سمت بی نهایت میل می کند. به عبارت دیگر، مطابق معادله (۱۵)، این حالت زمانی رخ می دهد که تنش برشی جریان بسیار بزرگتر از تنش برشی بحرانی برای آستانه حرکت رسوبات است ($\tau_c \gg \tau_0$). از طرفی همان طور که پیش تر ذکر شد، به ازای m های بزرگتر از حد بالایی m ، رودخانه به حالت شریانی تبدیل می شود، از آنجایی که رودخانه های تک شاخه معمولاً در اثر وقوع پدیده هایی نظیر سیل، به حالت شریانی تبدیل می شوند، لذا این حالت را می توان معادل شرایط سیلابی و به عبارت دیگر آستانه تغییر الگوی کانال در نظر گرفت. از آنجا که در حین وقوع سیل معمولاً اطلاعاتی از متغیرهای هندسه هیدرولیکی اندازه گیری شده برای واسنجی مدل در دسترس نیست، روابط هندسه هیدرولیکی در چنین شرایطی تعیین نشده است. تمامی مراحل مذکور با به کارگیری چهار معادله مقاومت جریان Brownlie (1983)، Chezy (به نقل از Chow (1959) Lacey (1958)، Manning (1891) و ترکیب آن با پنج معادله انتقال بار بستر DuBoys (1879)، Meyer-Peter و Muller اصلاح شده توسط Huang (2010)، Meyer-Peter و Muller (1948)، Parker (1979) Van Rijn (1984) انجام شده و محدوده کلی توان های هندسه هیدرولیکی حاصل از ترکیب معادله های مذکور در بخش نتایج و بحث ارائه شده است.

اندازه گیری صحرائی

بازدید و اندازه گیری های صحرائی

آبراهه های با بستر شنی دارای اندازه ذراتی با متوسط دو تا ۶۴ میلی متر هستند و در بسترهای قلوه سنگی این مقدار در محدوده ۶۴ تا ۲۵۶ میلی متر تغییر می کند (Bunte and Abt, 2001). به طور کلی بستر رودخانه های شنی دارای سه لایه می باشد:

- ۱- لایه مسلح: لایه رویی که در آن بستر رودخانه پایدار است.
- ۲- لایه زیرمسلح (Sub-Armor Layer): این لایه در زیر لایه مسلح رویی قرار گرفته و دانه بندی ریزتری نسبت به لایه رویی دارد.
- ۳- لایه سنگ کف: این لایه پایین ترین لایه بستر رودخانه بوده و در واقع سنگ بستر رودخانه می باشد (Bunte and Abt, 2001).

رابطه (۱۷)، $Q_s \max = 0$ می شود. همچنین به ازای این مقدار m ، در رابطه (۱۳)، τ_0 به بیشترین مقدار خود می رسد و این با تعریف تنش برشی بحرانی مطابقت دارد. در چنین شرایطی با توجه به فرض برقرار بودن رابطه $Q_s = Q_s \max$ در کانال های پایدار، Q_s نیز برابر با صفر خواهد بود. لذا از معادله (۱۵)، S_{ls} حاصل می شود:

$$S_{ls} = Q^{-1/(x+2+\alpha-y)} (c_r (\tau_c / \gamma))^{(x+2+\alpha)/(x+2+\alpha-y)} \times \frac{(2+\alpha)}{(4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - (2+\alpha)z} \frac{1}{(x+2+\alpha-y)} \frac{(1+\alpha)}{(2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - (1+\alpha)z)} \quad (۳۹)$$

اندیس ls مربوط به حد پایینی m می باشد. از ترکیب معادله (۳۹) با معادله های (۹) تا (۱۲)، روابط هندسه کانال بهینه در آستانه حرکت حاصل می شود:

$$(P_{bed})_{ls} = (\gamma^y Q / c_r \tau_c^y)^{1/(x+2+\alpha-y)} (2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - (2+\alpha)z) \times \frac{(2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(1+\alpha))^{(y-x-1)/(x+2+\alpha-y)}}{((4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(2+\alpha))^{(y-x)/(x+2+\alpha-y)}} \quad (۴۰)$$

$$D_{ls} = \left[\frac{(\gamma^y / c_r \tau_c^y) (2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(1+\alpha))^{y-x-1} Q}{((4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(2+\alpha))^{y-x}} \right]^{1/(x+2+\alpha-y)} \quad (۴۱)$$

$$W_{ls} = \left(\frac{\gamma^y Q}{c_r \tau_c^y} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)} (2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - \alpha z) \times \frac{(2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(1+\alpha))^{(y-x-1)/(x+2+\alpha-y)}}{((4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(2+\alpha))^{(y-x)/(x+2+\alpha-y)}} \quad (۴۲)$$

$$V_{ls} = \frac{(c_r^2 (\tau_c / \gamma)^{2y} Q^{-y+x+\alpha})^{1/(x+2+\alpha-y)} (2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - (1+\alpha)z)^{(-y+x-\alpha)/(x+2+\alpha-y)}}{\gamma \frac{2(x-y)}{(4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - (2+\alpha)z}} \quad (۴۳)$$

در روابط فوق با در نظر گرفتن رابطه $\tau_c = \tau_c^* \gamma d_{50} (G_s - 1)$ (که در آن γ : وزن مخصوص آب و G_s : چگالی مخصوص رسوبات است) و نیز با فرض مستقل بودن متوسط اندازه رسوبات بستر (d_{50}) علاوه بر دبی (Q)، روابط هندسه هیدرولیکی برحسب d_{50} ، c_r و Q حاصل می شود (لازم به ذکر است که از آنجاکه ضریب زبری c_r در روابط مقاومت جریان Lacey (1958) و Brownlie (1983) به صورت تابعی از متوسط اندازه رسوبات بستر قابل بیان می باشد، روابط هندسه هیدرولیکی دو متغیره برحسب d_{50} و Q با در نظر گرفتن دو رابطه مذکور، محاسبه و ارائه شده است).

$$S_{ls} \propto d_{50}^{(x+2+\alpha)/(x+2+\alpha-y)} (c_r Q)^{-1/(x+2+\alpha-y)} \quad (۴۴)$$

$$D_{ls} \propto d_{50}^{-y/(x+2+\alpha-y)} (c_r Q)^{1/(x+2+\alpha-y)} \quad (۴۵)$$

در خصوص محل برداشت نمونه نیز لازم به ذکر است که اصولاً برداشت حجمی به صورت لایه‌های مشخص در نقاط عمیق (نقاطی با عمق بیش از یک متر) به صورت دستی بسیار دشوار بوده و برداشت در این نقاط به دستگاه‌های خاص خود نیاز دارد. لذا با توجه به امکانات موجود، در هر ایستگاه از کناره تا عمق مطلوب (حدود ۳۰ تا ۵۰ سانتی‌متر) در آب پیش رفته و اقدام به نمونه‌برداری شده است. سعی در انتخاب نقاطی بوده که اندازه مواد غالب بستر را داشته و شرایط مسلح‌شدگی نیز در آن‌ها اتفاق افتاده باشد. از این‌رو نمونه‌ها از کناره راست یا چپ و در یک عمق مشخص برداشته شده است. برای برداشت حجمی نمونه نیز از بشکه (CSU (Cylindrical Sampling Unit استفاده شده که توسط Milhous et al. (1995) پیشنهاد شده است.

منطقه و ایستگاه‌های مورد مطالعه

دو استان خوزستان و چهارمحال و بختیاری که در جنوب غربی ایران و در همسایگی هم قرار گرفته‌اند، مناطق مورد مطالعه در تحقیق حاضر می‌باشند. در استان خوزستان در مجموع تعداد ۲۲ ایستگاه مشخص گردید و پس از بررسی‌ها و بازدیدهای اولیه، تنها ۱۵ ایستگاه شرایط مناسب را داشته و نمونه‌برداری از آن‌ها به عمل آمد. در استان چهارمحال و بختیاری تعداد ۳۷ ایستگاه آب‌سنجی (Hydrometry) موجود بوده که با توجه به شرایط و موقعیت رودخانه‌ها و امکانات موجود تعداد ۱۹ ایستگاه برای برداشت نمونه مورد بازدید قرار گرفته و تنها نه ایستگاه شرایط مطلوب را داشته و نمونه‌برداری از آن‌ها به عمل آمد. در مجموع ۲۴ ایستگاه بر روی ۱۷ رودخانه دایمی در دو استان انتخاب شد.

این رودخانه‌ها، به‌عنوان رودخانه‌های پایدار در نظر گرفته شده‌اند زیرا مسیر، شیب و رژیم آن‌ها به‌میزان قابل ملاحظه‌ای در طی یک دوره زمانی ثابت نگه داشته شده است. در این رودخانه‌ها اگرچه ممکن است احتمال بروز تغییراتی هم‌چون ته‌نشین شدن مواد رسوبی، فرسایش بستر و کناره‌ها وجود داشته باشد، ولی به وسعتی نیست که رژیم رودخانه را دستخوش تغییر سازد.

پدیده مسلح‌شدگی بستر به درشت‌دانه شدن ذرات رویی بستر و محافظت از ذرات ریزدانه زیرین در برابر جابه‌جایی اطلاق می‌شود. این بستر مسلح‌شده گاهی سبب ایجاد شرایط پایدار در بستر رودخانه‌های شنی می‌گردد (Parker, 1979).

در جدول (۱)، به‌طور خلاصه چگونگی نمونه‌برداری‌های انجام‌شده اعم از نوع و شیوه برداشت نمونه‌ها ارایه شده است.

در نمونه‌برداری سطحی، انتخاب تصادفی ذرات نمونه بسیار حایز اهمیت است و استفاده از قاب نمونه‌برداری روشی به‌منظور کاهش خطای مربوطه می‌باشد. در تحقیق حاضر، در هر ایستگاه به‌منظور تعیین دانه‌بندی ذرات سطحی به‌طور میانگین ۱۲۰ ذره از سطح بستر برداشت شده و بعد از اندازه‌گیری قطر متوسط هر ذره، براساس فراوانی ذرات در هر دسته، دانه‌بندی لایه سطحی بستر تعیین شده است. در نمونه‌برداری حجمی، تشخیص میزان ضخامت لایه مسلح حایز اهمیت می‌باشد.

یک روش ممکن برای تشخیص ضخامت لایه مسلح توسعه‌یافته، استفاده از پیشنهادات محققین مختلف برای تخمین ضخامت این لایه بوده که عموماً براساس توزیع ذرات سطحی بستر می‌باشد. اما عمده این روش‌ها در شرایط آزمایشگاهی مختص خود، نتیجه مطلوبی به‌همراه دارد. Abt و Bunte (2001) بهترین روش برای تعیین ضخامت لایه مسلح را تشخیص آن در صحرا و در محل نمونه‌برداری پیشنهاد کرده و برای این منظور، حفر یک چاله آزمایشی در کناره رودخانه و در محیط بدون آب را توصیه می‌کنند که از طریق آن چگونگی ساختار بستر در آن ناحیه مشاهده و به تشخیص نسبتاً مطلوبی از لایه مسلح کمک شایان توجهی می‌کند.

در این تحقیق براساس پیشنهاد Abt و Bunte (2001) با مشاهده عینی قفل‌شدگی ذرات بستر در یکدیگر از طریق حفر چاله آزمایشی، میزان عمق و شدت مسلح‌شدگی به‌صورت تجربی مشخص شده و بعد از آن اقدام به برداشت نمونه از زیر سطح جریان آب، تا یک عمق مشخص، گردیده است. لازم به ذکر است که این عمق با توجه به برداشت در رودخانه‌ها و ایستگاه‌های مختلف، در حدود ۱۰ تا ۲۰ سانتی‌متر و به‌طور متوسط و تجربی برابر با یک وجب در نظر گرفته شده است.

جدول ۱- روش‌های نمونه‌برداری از بستر رودخانه‌های مورد مطالعه

Table 1- Bed sampling methods in the studied rivers

Type	Sampling method	Sampling procedure	Gradation method	Purpose
		(1954) Wolman Wolman or Heel-To-Toe Using sampling frame		
Volumetric Sampling	Volumetric Sampling of armor layer	CSU Using CSU barrel sampler	Sieve analysis	Armor layer particles gradation

جدول ۲- داده‌های مورد استفاده و روش‌های تهیه آن‌ها
Table 2- Applied data and methods of preparation

Information	Data type	Abbreviations	Methods of data preparation	Reference of data preparation
	Width	W		
	Depth	D		
	Discharge	Q	Daily discharges	
	Slope	S	Using longitudinal surveys	
	Manning's coefficient	n	Using experimental & theoretical relations	
	Bed surface particles gradation	d_{50-s}	Using sampling (Wolman method and sampling frame)	
	Armor layer particles gradation	d_{50-a}	Using volumetric sampling	

آمار و اطلاعات مورد استفاده

علاوه بر اطلاعات حاصل از دانه‌بندی ذرات بستر، به سایر اطلاعات هندسی، هیدرولیکی و رسوبی از رودخانه‌های مذکور نیاز بوده است. در جدول (۲) به کلیه اطلاعات مورد استفاده و چگونگی تهیه آن‌ها اشاره شده است.

برای به‌دست آوردن دبی مقطع پر لازم است ابتدا نسبت عرض (W) به حداکثر عمق (D_{max})، در اعماق مختلف از کف بستر مشخص گردد. محل لبریز مقطع، کمترین مقدار نمودار W/D_{max} در مقابل حداکثر عمق می‌باشد. روش مذکور در تمامی مقاطع به‌کار گرفته شده است. البته لازم به ذکر است که مشاهده صحرایی، اولویت اول در تعیین حدود مقطع پر بوده که علاوه بر روش فوق، مورد نظر قرار گرفته است. روابط رژیم با تغییر متغیرگیری به‌صورت ذیل حاصل شده است:

- ۱- رابطه عرض، عمق و شیب طولی با دبی و قطر میانه ذرات
- ۲- رابطه عرض و عمق با دبی، قطر میانه ذرات و شیب طولی

نتایج و بحث

مقایسه روابط هندسه هیدرولیکی محاسباتی با روابط موجود

در این قسمت به‌منظور بررسی صحت روابط هندسه

هیدرولیکی حاصل از مدل تحلیلی توسعه داده‌شده در این تحقیق، به مقایسه روابط مذکور با روابط موجود پرداخته شده است (جدول ۳ و ۴). اهم نتایج به‌دست آمده از جدول (۳) و (۴) به شرح ذیل می‌باشد:

۱- در جدول (۳)، توان‌های هندسه هیدرولیکی محاسباتی به‌ازای حد پایینی K_m با توان‌های موجود حاصل از مدل نیروی مالشی مورد مقایسه قرار گرفته و از سازگاری مناسبی با آن‌ها برخوردار می‌باشد.

۲- مطابق جدول (۴) توان‌های b در بازه $0/۴۶$ تا $0/۵۹$ ، f در بازه $0/۲۷$ تا $0/۳۹$ و m در بازه $0/۱$ تا $0/۲$ تغییر می‌کنند. این توان‌ها با توان‌های هندسه هیدرولیکی حاصل از مشاهدات صحرایی که اغلب در آن‌ها توان‌های b در بازه $0/۴$ تا $0/۵$ ، f در بازه $0/۳$ تا $0/۴$ و m در بازه $0/۱$ تا $0/۲$ تغییر می‌کنند (Huang and Nanson, 2002)، مطابقت دارد. این تشابه توان‌ها در روابط هندسه هیدرولیکی بازه‌ای گویای آن است که کانال‌های طبیعی به‌طور کلی به تنظیم ابعاد خود با شرایط جریان اعمال شده، تمایل دارند.

جدول ۳- مقایسه روابط هندسه هیدرولیکی در حد پایینی ζ_m با روابط هندسه هیدرولیکی موجود در شرایط آستانه حرکت ($Q_s = 0$)

Table 3 - Comparison of the hydraulic geometry relationships at the lower limit of ζ_m with hydraulic geometry relationships in threshold of motion conditions ($Q_s = 0$)

Hydraulic geometry relations	Relationship type	Reference
$W \propto Q^{0.44-0.50}$		
$D \propto Q^{0.44-0.50}$		
$S \propto Q^{-(0.44-0.50)}$		
$V \propto Q^{0-0.11}$		
$W \propto d_{50}^{-(0.25-0.22)} Q^{0.44-0.50}$		
$D \propto d_{50}^{-(0.25-0.22)} Q^{0.44-0.50}$		
$S \propto d_{50}^{1.22-1.25} Q^{-(0.5-0.44)}$		
$V \propto d_{50}^{0.44-0.50} Q^{0-0.11}$		
$W \propto Q^{0.50}$		
$D \propto Q^{0.482}$		
$S \propto Q^{-0.482}$		
$V \propto Q^{0.072}$		
$W \propto d^{-0.15} Q^{0.46}$		
$D \propto d^{-0.15} Q^{0.46}$		
$S \propto d^{1.15} Q^{-0.46}$		
$V \propto d^{0.3} Q^{0.08}$		

d is the mean diameter of sediment particles in millimeters.

جدول ۴- مقایسه روابط هندسه هیدرولیکی به ازای مقادیر ζ_m بین حد پایینی و حد بالایی با روابط هندسه هیدرولیکی موجود در شرایط بزرگ تر از آستانه حرکت ($Q_s > 0$)

Table 4 - Comparison of the hydraulic geometry relationships based on values of ζ_m between lower and upper limit with hydraulic geometry relationships in conditions greater than the threshold of motion ($Q_s > 0$)

Hydraulic geometry relations	Relationship type	Reference
$W \propto Q^{0.456-0.586}$		
$D \propto Q^{0.273-0.388}$		
$S \propto Q^{-(0.283-0.129)}$		
$V \propto Q^{0.12-0.169}$		
$W \propto Q^{0.452-0.639} S^{-(0.039)-0.385}$		
$D \propto Q^{0.188-0.316} S^{-(0.593-0.314)}$		
$V \propto Q^{0.168-0.233} S^{0.180-0.363}$		
$W \propto Q^{0.465-0.539}$		
$D \propto Q^{0.296-0.367}$		
$S \propto Q^{-(0.18-0.08)}$		
$W \propto Q^{0.45}$		
$D \propto Q^{0.35}$		
$S \propto Q^{-0.2}$		
$W \propto Q^{0.467-0.555} S^{0.011-0.203}$		
$D \propto Q^{0.261-0.306} S^{-(0.438-0.337)}$		
$V \propto Q^{0.184-0.227} S^{0.235-0.326}$		
$W \propto Q^{0.4-0.5} S^{-(0.2-0.25)}$		
$D \propto Q^{0.25-0.4} S^{-(0.2-0.125)}$		
$V \propto Q^{0.2-0.25} S^{0.375-0.4}$		

را نشان می‌دهد. البته افزایش دقت روابط عرض با افزودن عامل شیب خیلی زیاد نبوده و توان‌های به‌دست آمده نیز تأثیر بسیار کم شیب بر تغییرات عرض را نشان می‌دهد. روابط عمق جریان حاکی از آن است که مؤثرترین پارامترها در تغییرات عمق جریان، به‌ترتیب اندازه قطر میانه ذرات و شیب طولی می‌باشد.

رابطه عمق با شیب برای هر دو لایه ذرات بستر، رابطه‌ای معکوس بوده که منطقی به‌نظر می‌رسد (روابط هندسه هیدرولیکی تحلیلی به‌دست آمده در بخش قبل نیز مؤید این امر است).

برای بررسی صحت روابط به‌دست آمده، به مقایسه روابط تجربی و تحلیلی حاصل با روابط موجود برای عرض مقطع پایدار از سایر محققین پرداخته شده است (جدول ۷). برای این منظور، متوسط اندازه ذرات مربوط به مواد سطح بستر (d_{50s}) در نظر گرفته شده است زیرا در دیگر روابط نیز اغلب از این اندازه ذرات استفاده شده و این امر امکان مقایسه هرچه بهتر روابط را فراهم می‌کند. به‌طور کلی، مقایسه روابط حاصل از مطالعه صحرائی با روابط هندسه هیدرولیکی توسعه‌یافته حاصل از مدل تحلیلی و نیز روابط سایر محققین، هم‌خوانی مناسبی را نشان می‌دهد، البته لازم به ذکر است که معادله‌های رژیم آرایه‌شده توسط دیگر محققین برای محاسبه عرض، الزاماً شرایط آبراهه‌های نمونه‌برداری‌شده در این مطالعه را نداشته‌اند. لذا از جمله موارد اختلاف در ضرایب موجود در روابط این آبراهه‌ها می‌توان به نوع آبراهه و مواد تشکیل‌دهنده کناره‌ها اشاره نمود.

شیب کناره کانال، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر توان‌های هندسه هیدرولیکی ندارد و بیشتر بر ضرایب هندسه هیدرولیکی تأثیرگذار می‌باشد که روابط هندسه هیدرولیکی تجربی موجود نیز مؤید این امر است (Hey and Thorne, 1986).

در ادامه روابط رژیم دومتغیره حاصل از مدل تجربی ارایه شده است (جدول ۵). با توجه به این جدول واضح است که بیشترین ضریب تعیین به‌دست آمده مربوط به روابط عرض مقطع است. این مسئله بیانگر آن است که تغییرات عرض مقطع بیشترین وابستگی را به دبی و دانه‌بندی ذرات از خود نشان می‌دهد. نتیجه‌ای که از روابط توانی برای عرض مقطع با دو متغیر روشن می‌گردد این است که افزایش عرض با افزایش دبی و کاهش اندازه ذرات اتفاق می‌افتد. روابط به‌دست‌آمده برای عمق با توجه به ذرات سطح بستر و لایه مسلح، نشان می‌دهد که در تغییرات عمق، تأثیر اندازه ذرات بیشتر از تأثیر دبی می‌باشد. در هر دو لایه، رابطه عمق با دبی و قطر میانه ذرات مستقیم است. روابط محاسبه‌شده برای شیب، ضریب تعیین بسیار پایینی (کمتر از ۰/۶) داشته که این امر گویای آن است که شیب یک رودخانه آبرفتی، علاوه بر دبی جریان و قطر میانه ذرات، تابعی از عوامل کنترل‌کننده دیگری نیز می‌باشد. در مرحله دوم از برآورد روابط رژیم، شیب طولی نیز به‌عنوان متغیر مستقل در نظر گرفته شده است (جدول ۶). با توجه به جدول (۶) مشاهده می‌شود که با افزودن پارامتر شیب طولی به روابط آرایه‌شده در جدول (۶)، ضرایب تعیین تمامی روابط افزایش یافته که این امر تأثیرگذاری عامل شیب در تغییرات عرض و عمق

جدول ۵- روابط توانی دومتغیره (سیستم SI)

Table 5- Two-variate power relationships (SI units)

bed sediments	Dependent variable = $aQ^b d_{50}^c$				R^2
	Dependent Variable	a	b	c	
Armor Layer		4.70	0.38	-0.15	0.81
Surface Layer		1.87	0.42	0.64	0.77
Armor Layer		0.99	0.49	0.55	0.68
Surface Layer		0.04	-0.34	0.27	0.41
Armor Layer		0.08	-0.34	0.44	0.44

جدول ۶- روابط توانی سه‌متغیره (سیستم SI)

Table 6- Three-variate power relationships (SI units)

bed sediments	Dependent Variable	Dependent variable = $aQ^b d_{50}^c S^d = aQ^b d_{50}^c S^d$				R^2
		a	b	c	d	
Surface Layer		5.15	0.43	-0.22	0.09	0.84
Armor Layer		6.24	0.41	-0.22	0.11	0.83
Surface Layer	D	0.13	0.32	0.54	-0.45	0.90
Armor Layer		0.10	0.41	0.57	-0.53	0.86

کارگیری معادله مقاومت جریان Manning (1891) و ترکیب آن با معادله‌های انتقال بار بستر Meyer-Peter و Muller (1948)، (1948) DuBoys (1879) و Parker (1979) اجرا شده و درصد خطای مدل در جدول (۹) ارایه شده است. با توجه به نتایج حاصل، معادله بار بستر Meyer-Peter و Muller (1948) نسبت به سایر معادله‌های بار بستر مورد استفاده در بازه‌های مطالعاتی در خوزستان از عملکرد بهتری برخوردار بوده، با این وجود مدل پیشنهادی غالباً عرض کانال‌های آبرفتی را کمتر و عمق را بیشتر از مقادیر مشاهداتی تخمین زده است.

واسنجی مدل تحلیلی براساس اطلاعات مطالعه صحرایی
در این بخش، به منظور واسنجی مدل تحلیلی، از داده‌های حاصل از بازه‌های چهار رودخانه از استان خوزستان (مطالعه موردی صورت گرفته در تحقیق حاضر) استفاده شده است. مشخصات هندسی و هیدرولیکی بازه‌های مورد مطالعه در جدول (۸) ارایه شده است. لازم به ذکر است که زاویه کناره (θ) با استفاده از نرم‌افزار اتوکد (AutoCAD)، از شکل مقاطع عرضی در دو کناره رودخانه در هر ایستگاه تعیین شده و متوسط آن به عنوان داده ورودی در نظر گرفته شده است. به منظور واسنجی، از مدل تحلیلی در حالت شیب ثابت استفاده شده است. مدل با به-

جدول ۷- مقایسه برخی روابط تجربی موجود برای عرض مقطع و روابط حاصل از این مطالعه (سیستم SI)
Table 7- A comparison of some empirical relationships with the results of this study

Empirical relationship	Reference
$W = 4.833Q^{0.5}$	Lacey (1958)
$W = 3.83Q^{0.53}d_{50}^{-0.07}$	Bray (1982)
$W = 1.5Q^{0.5}d_{50}^{-0.25}$	Yalin (1977)
$W = 3.004Q^{0.426}d_{50}^{-0.002}S^{-0.153}$	Lee and Julien (2006)
$W = 1.33Q^{0.44}d_{50}^{-0.11}S^{-0.22}$	Julien and Wargadalam (1995)
$W = 3.782Q^{0.405}d_{50s}^{-0.18}$	This study - empirical
$W = 5.149Q^{0.433}d_{50}^{-0.215}S^{0.092}$	This study - empirical
$W \propto d_{50}^{-(0.25-0.22)}Q^{0.44-0.50}$	This study - analytical (threshold of motion)
$W \propto Q^{0.452-0.639}S^{-(0.039)-0.385}$	This study - analytical

جدول ۸- مشخصات مقطع پر کانال رودخانه در چهار بازه مطالعاتی در استان خوزستان (ایران)
Table 8- Field data measurement (Khuzestan province, Iran)

River	Station	Q_{bf} (m^3/s)	W_{bf} (m)	D (m)	S	n	D_{50a} (m)	θ
Karoun	Sousan	1330.981	64.54	10.54	0.0007	0.041	0.0526	32
Aab Shirin	Kheir Abad	473.08	72.52	2.97	0.00136	0.034	0.0283	22
Maroun	Cham Nezam	1029.06	117.68	2.96	0.00203	0.031	0.0305	53
Zal	Pol-e-Zal	11.27	13.4	1.00	0.0039	0.05	0.0369	84

Q_{bf} : bankfull discharge, W_{bf} : bankfull width, D : average depth, S : longitudinal slope, n : Manning coefficient, D_{50a} : mean diameter of bed material, θ : bank angle.

جدول ۹- متوسط درصد خطای نسبی محاسبات مدل

Table 9- Mean relative errors of analytical model

Bed load equation	Mean relative error	
	Mean depth (%)	Bankfull width (%)
Meyer-Peter and Muller (1948)	23.65	(25.57)
DuBoys (1879)	35.54	(33.45)
Parker (1979)	29.57	(29.37)

The values in parentheses indicate an estimate less than observed values.

نتیجه گیری

توان‌های هندسه هیدرولیکی حاصل‌شده با توان‌های تجربی، نشان‌دهنده توافق نسبتاً نامناسب هندسه محاسباتی کانال با هندسه مشاهداتی می‌باشد و علت آن ممکن است عدم اعمال برخی عوامل تأثیرگذار بر مورفودینامیک رودخانه از قبیل پایداری و پوشش گیاهی کناره باشد.

میزان پراکنش داده‌ها حول خط بهترین توافق، نشان‌دهنده آن است که برای استفاده از مدل پیشنهادی باید احتیاط لازم را مبنی بر این که عرض‌های پیش‌بینی‌شده کانال با استفاده از مدل تحلیلی پیشنهادی در کانال‌های آبرفتی با مرزهای بسیار مقاوم و کناره‌های فرسایش‌ناپذیر از اعتبار بیشتری برخوردار است، مبذول داشت. از مدل ارائه‌شده در این تحقیق با در نظر گرفتن موارد مذکور، برای پیش‌بینی ابعاد بهینه و طراحی هندسه پایدار رودخانه‌های آبرفتی در مواردی نظیر ساماندهی، لایروبی و ... می‌توان بهره جست.

سپاسگزاری

بدین‌وسیله از سازمان آب و برق خوزستان و امور آب منطقه‌ای چهارمحال و بختیاری در راستای کمک به تهیه آمار و اطلاعات موردنیاز تقدیر و تشکر می‌شود.

توان‌های هندسه هیدرولیکی اقتباس‌شده از مدل تحلیلی پیشنهادی در حد پایینی فاکتور شکل، تطابق مناسبی با مقادیر حاصل از نظریه آستانه حرکت دارد. این موضوع می‌تواند مبین آن باشد که طراحی ابعاد مقطع بهینه برای کانال‌های دارای پایداری استاتیکی، می‌تواند براساس روابط حاصل صورت گیرد.

توان‌های هندسه هیدرولیکی بین حد پایینی و حد بالایی فاکتور شکل، تقریباً مستقل از معادله‌های بار بستر و مقاومت جریان بوده و با روابط تجربی موجود، قابل مقایسه است. لذا طراحی ابعاد مقطع بهینه برای کانال‌های دارای پایداری دینامیکی، می‌تواند براساس این روابط صورت گیرد.

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از روابط تجربی، با افزودن پارامتر شیب طولی به‌عنوان یک متغیر مستقل به روابط رژیم، ضرایب تعیین روابط عرض و عمق افزایش یافته ولی افزایش دقت روابط عرض با افزودن عامل شیب خیلی زیاد نبوده این در حالی است که در روابط عمق جریان، تأثیر بیشتری مشهود است.

نتایج به‌دست‌آمده از مدل تجربی حاکی از آن است که تأثیر ذرات در سطح بستر و لایه مسلح می‌تواند بر دقت برآورد ابعاد هندسی کانال مؤثر باشد.

بررسی نتایج حاصل از اجرای مدل تحلیلی علی‌رغم مطابقت

Reference

- 1- Brownlie, W. R., 1983. Flow depth in sand-bed channels. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 109*, pp. 959-990.
- 2- Bunte, K. and Abt, S. R., 2001. Sampling surface and subsurface particle-size distributions in wadable gravel- and cobble-bed streams for analyses in sediment transport, hydraulics, and stream-bed monitoring. *USDA Forest Service Rocky Mountain Research Station, General Technical Report RMRS-GTR-74*.
- 3- Chow, V.T., 1959. *Open Channel Hydraulics*. New York, McGraw-Hill Book Company, Inc.
- 4- DuBoys, P., 1879. River Rhone and tributaries of unconsolidated sediments. *Annales de ponts et chaussées, 18 (5)*, pp. 141-195.
- 5- Engelund, F. and Skovgaard, O., 1973. On the origin of meandering and braiding in alluvial streams. *Journal of Fluid Mechanics, 57*, pp. 289-302.
- 6- Hey, R.D. and Thorne, C.R., 1986. Stable channels with mobile gravel beds. *Journal of the Hydraulic Engineering, ASCE, 112 (8)*, pp. 671- 689.
- 7- Huang, H.Q., 2010. Reformulation of the bed load equation of Meyer-Peter and Müller in light of the linearity theory for alluvial channel flow. *Water Resources Research, 46 (9)*, pp. 1-11.
- 8- Huang, H.Q. and Nanson, G.C., 2000. Hydraulic geometry and maximum flow efficiency as products of the principle of least action. *Earth Surface Processes and Landforms, 25*, pp. 1-16.
- 9- Huang, H.Q. and Nanson, G.C., 2002. A stability criterion inherent in laws governing alluvial channel flow. *Earth Surface Processes and Landforms, 27 (9)*, pp. 929-944.
- 10-Lacey, G., 1958. Flow in alluvial channels with sandy mobile beds, *Proceedings of the Institute of Civil*

- Engineers, London, 9, discussion, 11, pp. 145–164.*
- 11-Mahmoudi, M., Majdzadeh Tabatabai, M.R. and Mousavi Nadoushani, S., 2016. Analytical application of maximum sediment transport capacity to determine hydraulic geometry relationships in gravel bed rivers. *Modares Civil Engineering Journal, 16(3)*, pp. 177-191. (In Persian).
- 12-Manning, R., 1891. On the flow of water in open channels and pipes. *Transactions of the Institution of Civil Engineers of Ireland, 20*, pp. 161-207.
- 13-Meyer-Peter, E. and Muller, R., 1948. Formulas for bed load transport. *In Proceedings of the 3rd Meeting of IAHR Stockholm.*
- 14-Milhous, R.T., Hogan, S.A., Abt, S.R. and Watson, C.C., 1995. Sampling river-bed material: *The barrel Sampler Rivers. 5 (4)*, pp. 239-249.
- 15-Parker, G., 1979. Hydraulic geometry of active gravel rivers. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 105*, pp. 1185–1201.
- 16-Van Rijn, L.C., 1984. Sediment Transport, Part I-Bed Load Transport. *Journal of the Hydraulic Engineering, ASCE, 110 (10)*, pp. 1431–1456.