



EXTENDED ABSTRACT

Application of Gene Expression Programming and Nonlinear Regression in Determining Breach Geometry and Peak Discharge Resulting from Embankment Failure Using Laboratory Data

K. Kouzehgar¹, Y. Hassanzadeh^{2,3*}, S. Eslamian⁴, M. Yousefzadeh Fard⁵, and A. Babaeian Amini⁶

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Varzeghan Branch, Islamic Azad University, Varzeghan, Iran

2* - Corresponding Author, Professor, Department of Water Engineering, Center of Excellence in Hydroinformatics, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran.

3- Professor, Farazab Consulting Engineers Co., Tabriz, Iran (yhassanzadeh@tabrizu.ac.ir)

4- Professor, Department of Water Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran .

5- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran.

6- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Bonab, Bonab, Iran.

ARTICLE INFO

Article history:

Received: 1 October 2020

Revised: 9 September 2021

Accepted: 12 September 2021

Keywords:

Mathematical Model, Experimental Relations, Evolutionary Algorithm, Nonlinear Regression, Breach Characteristics.

TO CITE THIS ARTICLE :

Kouzehgar, K., Hassanzadeh, Y., Eslamian, S., Yousefzadeh Fard, M., Babaeian Amini, A. (2022). 'Application of Gene Expression Programming and Nonlinear Regression in Determining Breach Geometry and Peak Discharge Resulting from Embankment Failure Using Laboratory Data', Irrigation Sciences and Engineering, 45(1), pp. 65-84. doi: 10.22055/jise.2021.35162.1931.

Introduction

Accurate prediction of dam breach parameters in embankment dams is an essential step in the risk management plan. Overtopping and piping are the leading causes of embankment failure in the world. The failure of this type of dam is typically proposed by hydrological and hydraulic computational models of the dam (Wahl, 1998). The relationships for assessing the breach and flow characteristics are generally obtained by artificial intelligence and regression analysis from case studies of historical dam failure. These models relate the input parameters such as the dam height (H_w) and the flow volume through the breach (V_w) to the observed breach parameters resulting from the actual failures. Several relationships have been proposed to calculate Q_p as a function of H_w and V_w (De Lorenzo & Macchione, 2014; Hagen, 1982; Kirkpatrick, 1977; Singh & Snorrason, 1984; Hakimzadeh et al., 2014). Downstream sediment transport studies show that breach geometry directly affects the output hydrograph. Investigations on historical records for Q_p determination show that H_w and V_w could provide more accurate results than E_l and E_w . Moreover, the combination of these parameters significantly increases computational accuracy (Thornton et al., 2011; Wang et al., 2018). Several laboratory and field studies have been performed to investigate the hydraulic properties of the breach and the output hydrograph in overtopping failure cases (Dhiman & Patra, 2017; Sadeghi et al., 2020; Vaskinn et al., 2004). Determination of the average breach width (B_{ave}) is an essential factor in determining progressive erosion (Von Thun & Gillette, 1990; Froehlich, 1995) as well as the height of

breach (H_b). The range of variation in B_{ave} as a function of the dam height (H_d) is an important issue in the breach lateral evolution process (Johnson & Illes, 1976; Singh & Snorrason, 1984).

Methodology

Multivariate nonlinear regression analysis was performed in the current study using IBM SPSS Statistics software, in which 75% of the total data was used for training and the rest for validation stages. Gene expression programming (GEP) as a branch of an evolutionary algorithm incorporates both simple, linear chromosomes of fixed length similar to those used in genetic algorithms and ramified structures of different sizes and shapes. The phenotype of GEP consists of the same kinds of ramified structures created by GEP (expression trees) as the expression of an autonomous genome (Ferreira, 2006). Using the GeneXproTools 5.0 software, this study initially normalized the data in the range of 0 and 1, and identified the operators (\times , $/$, and \wedge) as suitable functions between the parameters involved in the dam failure problem. As the findings showed, the best results were obtained in multiplication for linking function, the number of chromosomes equal to 30, the head size equal to 8, and the number of genes equal to 3.

So, before being introduced to the model, the data were divided into training and validation, equivalent to 75% and 25% of the total data, respectively. The BREACH employed in this study is a physically-based mathematical model developed by the National Weather Service (NWS) for predicting embankment failures. A comprehensive dataset of historic breach records, including overtopping and piping, was thus collected from various resources. Several granular physical models at different geometrical and gradations were then breached in the laboratory, and the failure characteristics were extracted. Along with other resources, hypothetical failures of 8 operating dams modeled with the BREACH were used to study the B_{ave} and H_b more accurately.

Conclusions

The purpose of this experimental study was to investigate the main geometric properties of the embankment breach and flow characteristics under repeatable and stable conditions that could lead to improving the computational process. Experimental models with granular sand particles and different technical specifications were thus used to study the breach and flow mechanisms due to overtopping. Having compared the results with other data sources, the researchers obtained the following outcomes:

1. Considering the lack of permanent availability of mechanical properties, the type and amount of erosion of the dam materials are considered as the dominant parameter in the dam breach problem. Therefore, due to low shear stresses in coarse particles, the rate of erosion needs less time to evolve compared to fine aggregates.

2. The results of sensitivity analysis in determining the Q_p for earthfill dams show that hydraulic properties strongly influence this parameter; among the effective parameters, the highest and lowest dependencies are attributed to H_w and E_i , respectively.

3. The average breach width (B_{ave}) plays a vital role in the breach expansion rate and the output hydrograph. It is found that the B_{ave} parameter has higher values in the rockfill dams compared to the earthfill dams. Based on the observations in embankment dams, it is recommended that the B_{ave} value be in the range of $0.71H_d$ and $7.86H_d$. Comparison of dimensionless ratios of B_{ave}/B_t and B_{ave}/B_b between the man-made embankments and natural landslide dams show higher values of the current ratios in landslide dams which can be attributed to the large volume and length of the crest.

4. The height of breach (H_b) is an essential issue in the erodibility of the dam body and the transfer rate of sediment to the downstream. The comparison of the dimensionless ratio of H_b/H_d between the man-made embankments and natural landslide dams shows higher values of the current ratio in the landslide dams which might be caused by the long breach formation time in these dams.

References

- 1- De Lorenzo, G. and Macchione, F. 2014. Formulas for the peak discharge from breached earthfill dams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140, 56-67.
- 2- Dhiman, S. and Patra, K. C. 2017. Experimental study of embankment breach based on its construction parameters. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.*, 2017, 1-26.
- 3- Ferreira, C. 2006. *Gene Expression Programming: Mathematical Modeling by An Artificial Intelligence*, Springer Berlin Heidelberg.
- 4- Froehlich, D. C. Embankment dam breach parameters revisited. Proceeding of Conference on Water Resources Engineering, San Antonio, Texas, USA, 1995. ASCE.
- 5- Hagen, V. K. 1982. *Re-evaluation of Design Floods and Dam Safety*.
- 6- Hakimzadeh, H., Nourani, V. and Babaeian Amini, A. 2014. Genetic programming simulation of dam breach hydrograph and peak outflow discharge. *Journal of Hydrologic Engineering*, 19, 757-768.
- 7- Johnson, F. A. and Illes, P. 1976. A classification of dam failures. *Water Power and Dam Construction*, 28, 43-45.
- 8- Kirkpatrick, G. W. 1977. Evaluation guidelines for spillway adequacy. *The evaluation of dam safety, Engineering Foundation Conference, ASCE*. New York.
- 9- Sadeghi, S., Hakimzadeh, H. and Babaeian Amini, A. 2020. Experimental investigation into outflow hydrographs of nonhomogeneous earth dam breaching due to overtopping. *Journal of Hydraulic Engineering*, 146, 04019049.
- 10- Singh, K. P. and Snorrason, A. 1984. Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. *Journal of Hydrology*, 68, 295-310.
- 11- Thronton, C. I., Pierce, M. W. & Abt, S. R. 2011. Enhanced predictions for peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrologic Engineering*, 16, 81-88.
- 12- Vaskinn, K. A., Lövoll, A., Hoeg, K., Morris, M., Hanson, G. J. and Hassan, M. A. Physical modeling of breach formation: large scale field tests, Dam safety. Proceedings of the Association of State Dam Safety Officials, 2004, Phoenix, Arizona, USA.
- 13- Von Thun, J. L. and Gillette, D. R. 1990. *Guidance on Breach Parameters*.
- 14- Wahl, T. L. 1998. Prediction of Embankment Dam Breach Parameters: A Literature Review and Needs Assessment. DSO-98-004, Dam Safety Research Report. Denver, CO, USA.
- 15- Wang, B., Chen, Y., Wu, C., Peng, Y., Song, J., Liu, W. and Liu, X. 2018. Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. *Journal of Hydrology*, 562, 692-702.





کاربرد برنامه‌ریزی بیان ژن و رگرسیون غیرخطی در تعیین هندسه شکافت و جریان بیشینه حاصل از شکست سد خاکی به کمک داده‌های آزمایشگاهی

کامران کوزه‌گر^۱، یوسف حسن‌زاده^{۲*}، سعید اسلامیان^۳، میکائیل یوسف‌زاده‌فرد^۴ و علیرضا بابائیان‌امینی^۵

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ورزقان، دانشگاه آزاد اسلامی، ورزقان، ایران.

۲- نویسنده مسئول، استاد، گروه مهندسی آب، قطب علمی هیدروانفورماتیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

۳- استاد، مهندسین مشاور فراز آب، تبریز، ایران. (yhassanzadeh@tabrizu.ac.ir)

۴- استاد، گروه مهندسی آب، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران.

۵- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

۶- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه بناب، بناب، ایران.

پذیرش: ۱۴۰۰/۶/۲۱

بازنگری: ۱۴۰۰/۶/۱۸

دریافت: ۱۳۹۹/۷/۱۰

چکیده

شکست یک سد خاکی می‌تواند موجب بروز بحران‌های شدید در ناحیه سیلاب‌زده پایین دست گردد. لذا تعیین دقیق ویژگی‌های شکافت و جریان در ارزیابی خطرهای حاصل از خرابی سد از اهمیت به‌سزایی برخوردار است. در این تحقیق از مدل‌های آزمایشگاهی با مصالح دانته‌ای در اندازه و خصوصیت‌های مکانیکی مختلف برای مطالعه فرسایش و نقش آن در گسترش هندسی شکافت استفاده شده است. از رگرسیون چندمتغیره در توسعه رابطه جدید برای تعیین دبی اوج (Q_p) بهره‌گیری شده که در آن پراسنجه‌های بدنه سد در کنار پراسنجه‌های هیدرولیکی به‌کار رفته‌اند. نتیجه‌ها نشان می‌دهد مشارکت این ویژگی‌ها توانسته کارایی را در تعیین Q_p حاصل از شکست سد خاکی ارتقا دهد. از آنجائی که نرخ تکامل عرض متوسط شکافت (B_{ave}) و عمق آن (H_b) نقش اثرگذاری بر آب‌نمود خروجی دارد، علاوه بر ارائه رابطه‌های جدید برای این دو پراسنجه، با مشارکت منابع مختلف داده‌ای و استفاده از برنامه‌ریزی بیان ژن (GEP) در تعیین آن، محدوده تغییرات جدیدی برای نسبت‌های بی‌بعد H_b بر ارتفاع سد (H_d) و نیز B_{ave} بر عرض بالایی (B_t) و پایینی آن (B_b) معرفی و خروجی آن به سدهای لغزشی نیز بسط داده شده است. بر مبنای شاخص‌های عملکردی و آماری در رابطه‌ها، مقدارهای ضریب R^2 برای Q_p معادل با 0.91 ، برای B_{ave} معادل با 0.99 و برای H_b برابر با 0.97 به‌دست آمده است.

کلیدواژه‌ها: مدل ریاضی، روابط تجربی، الگوریتم تکاملی، رگرسیون غیرخطی، ویژگی‌های شکافت.

مقدمه

سدهای خاکی در ایران بیش از سایر سدها بوده، احتمال وقوع سیلاب و خرابی در این نوع از سدها بیش از دیگر آن‌ها است (Mahmoud et al., 2017). شکست سدهای خاکی به‌طور معمول توسط مدل‌های محاسباتی هیدرولوژیکی و هیدرولیکی همراه با مجموعه‌ای از ویژگی‌های فرسایشی مفروض مطرح شده تا به‌منظور تکامل هندسه سد در طی زمان مورد استفاده قرار گیرد (Wahl, 1998). در این زمینه، دبی اوج خروجی (Q_p) پراسنجه مهمی در پیش‌بینی تراز سطح طغیان آب برای برنامه‌ریزی عملیات اضطراری و کنترل سیلاب به‌شمار می‌رود. اخیراً، بررسی‌های آزمایشگاهی متعددی روی سدهای خاکی با مصالح چسبنده و غیرچسبنده انجام یافته و معادله‌های پیش‌بینی پراسنجه‌های شکافت و Q_p به‌طور کلی توسط هوش مصنوعی و تحلیل رگرسیونی حاصل از مطالعه‌های موردی شکست سدهای تاریخی به‌دست آمده‌اند. مدل‌های مذکور، پراسنجه‌های ورودی نظیر ارتفاع و حجم جریان عبوری از روی شکافت را به پراسنجه‌های مشاهداتی شکافت

از قرن‌ها پیش سدها به‌عنوان یکی از سازه‌های مهم برای تأمین آب شرب، کشاورزی، صنعت و تفریح در تمام نقاط جهان مورد استفاده قرار گرفته‌اند. ارزیابی خطر وقوع سیلاب در دره پایین‌دست در اثر شکست احتمالی سد نیازمند بررسی دقیق ابعاد شکافت و جریان حاصل می‌باشد. در شکست سد خاکی دانه‌بندی خاک نقش بسیار مهمی در تعیین جریان عبوری و سایر ویژگی‌های شکافت از قبیل هندسه و زمان آن را بر عهده دارد. از طرفی، پیش‌بینی دقیق پراسنجه‌های شکافت در سدهای خاکی اقدام مهمی در مدیریت خطرهای ناشی از خرابی احتمالی آن محسوب شده و مطالعه خرابی سد مورد توجه بسیاری از محققان قرار گرفته است. در سدهای خاکی، روگذری جریان و رگاب به‌ترتیب ۳۶ درصد و ۴۶ درصد علل خرابی در سرتاسر جهان طی قرن بیستم بوده‌اند (Ranjbar et al., 2015; Foster et al., 2000). تعداد و تنوع

تعیین حجم فرسایش یافته (V_{er}) عامل مهمی در تعیین فرسایش تدریجی است (MacDonald and Langridge- Monopolis, 1984). به طوری که V_{er} در سدهای با مخزن ذخیره اندک، با ارتفاع سد (H_d) ارتباط تنگاتنگی داشته و قادر است بر تمام پراسنجه‌های شکافت تأثیر بگذارد (Hassanzadeh, 2005). در سدهای خاکی غیرچسبیده نرخ فرسایش در پایین دست اغلب سریع و از نوع سطحی بوده (Morris et al., 2007) به طوری که با افزایش چسبندگی زمان آن به طرز قابل توجهی افزایش می‌یابد (Zhong et al., 2017). بررسی میزان حساسیت به فرسایش مصالح بدنه و روابط مبتنی برای ارزیابی هیدروگراف سیل ناشی از فرسایش تدریجی سدهای خاکی در مطالعه‌ها انعکاس یافته است (De Lorenzo and Macchione, 2014). محدوده تغییرات عرض متوسط شکافت (B_{ave}) به عنوان تابعی از H_d از عوامل تعیین کننده در ماهیت روگذری جریان و وابستگی آن به عمق جریان محسوب می‌گردد (Johnson and Illes, 1976, Singh and Snorrason, 1984). مدل‌های فیزیکی عمدتاً اقدام به یکنواخت‌سازی مقاطع غیرقابل پیش‌بینی شکافت به صورت دوزنقه‌ای، مستطیلی و یا مثلثی می‌نمایند. در این مدل‌ها از روابط سرریزبله پهن و یا روزنه برای شبیه‌سازی فرسایش طی روگذری جریان و رگاب استفاده می‌شود که از میان آن‌ها می‌توان به DL BREACH (Fread, 1988) و HR BREACH (Morris, 2011) اشاره نمود.

در پژوهش حاضر، با استفاده از کامل‌ترین مجموعه داده‌های تاریخی و تحلیل رگرسیونی، رابطه جدیدی برای تعیین Q_p در یک سد خاکی ارائه شده به طوری که با مشارکت ویژگی‌های بدنه سد علاوه بر ویژگی‌های هیدرولیکی آن، رابطه مذکور با برخی از رابطه‌های موجود مقایسه می‌گردد. براساس شاخص‌های آماری، رابطه جدید معرفی شده قادر است تا ارزیابی دقیق‌تری را از مکانیسم‌های فرسایش ارائه نماید. در این پژوهش همچنین از مدل‌های آزمایشگاهی با مصالح دان‌های در سه ویژگی هندسی مختلف برای بررسی روند خرابی و فرسایش استفاده شده و نمونه‌ها در شرایط یکسان تحت روگذری جریان قرار گرفته‌اند. استفاده از برنامه‌ریزی بیان ژن (GEP) به عنوان یکی از الگوریتم‌های تکاملی (EA) در کنار مدل‌های رگرسیونی، روش مهمی در زمینه تعیین پراسنجه‌های خرابی به شمار می‌رود. لیکن استفاده کمتری از آن برای شکست سد در ادبیات فن دیده می‌شود (Sattar, 2013).

ویژگی انتقال رسوب در پایین دست نشان می‌دهد که هندسه شکافت مستقیماً بر آب‌نمود خروجی تأثیر می‌گذارد. بنابراین، بخش دیگر این تحقیق مطالعه B_{ave} و H_b با ترکیبی از داده‌های تاریخی، آزمایشگاهی و شکست فرضی سدهای موجود را شامل می‌شود و طی آن رابطه‌های جدیدی برای تعیین این دو بر اساس مجموعه داده‌ها ارائه می‌گردد. بررسی هندسه شکافت بر اساس منابع مختلف کارایی بالایی را ارائه نموده و مطالعه‌های بسیار اندکی تاکنون در

حاصل از شکست‌های واقعی مربوط می‌کنند. با استفاده از داده‌های تاریخی و بررسی‌های میدانی به عنوان مطالعه موردی، رابطه‌های متعددی برای محاسبه Q_p به عنوان تابعی از جریان عبوری از روی شکافت (H_w) و نیز حجم عبوری از روی آن (V_w) ارائه شده است (De Lorenzo and Macchione, 2014, Hagen, 1982, Kirkpatrick, 1977, Singh and Snorrason, 1984, Hakimzadeh et al., 2014, Azimi et al., 2015). در این راستا تحلیل رگرسیونی روش جایگزین و مناسبی برای تخمین Q_p حاصل از شکافت می‌باشد که در آن رابطه‌های رگرسیونی تابعی از ویژگی‌های هندسی سد بر اساس مطالعه موردی به شمار می‌رود (Thornton et al., 2011, Pierce et al., 2010). حال بررسی‌های اندکی بر روی استفاده از پراسنجه‌هایی نظیر عرض متوسط سد (E_w) و طول تاج سد (E_i) در مطالعه‌های موجود دیده می‌شود. برای تعیین Q_p بر اساس پراسنجه‌های H_w ، V_w ، E_i و E_w نیز داده‌های تاریخی حاصل از شکست سد نشان می‌دهد که H_w و V_w نتیجه‌های دقیق‌تری نسبت به E_i و E_w ارائه می‌نمایند به گونه‌ای که مشارکت این پراسنجه‌ها دقت محاسبات را به طرز چشم‌گیری افزایش می‌دهند (Thornton et al., 2011, Wang et al., 2018). سدهای لغزشی نوع دیگری از سدهای پر شده هستند که اغلب در دره‌های شیب‌دار باریک در مناطق کوهستانی ناهموار و بلند شکل می‌گیرند (Kouzehgar, 2021). به منظور تعیین Q_p بر اساس افت سطح آب (d) و حجم رهاسازی شده از مخزن (V_o) با استفاده از مطالعه موردی بیش از ۱۸ مورد سد لغزشی، سه رابطه تجربی ارائه گردیده است (Walder and O'Connor, 1997).

برای تحلیل شکافت، انجام آزمایش‌های در مقیاس کوچک یا بزرگ به رفع بسیاری از نقص‌های شناسایی شده در ادبیات فن کمک نموده و آن‌ها را پوشش می‌دهد (Coleman et al., 2004). لذا مطالعه‌های آزمایشگاهی متعددی برای بررسی ویژگی‌های هیدرولیکی شکافت و هیدروگراف خروجی در حین روگذری جریان انجام شده است (Patra and Dhiman, 2017)؛ Sadeghi et al. (2020)؛ Vaskinn et al. (2004)؛ Kouzehgar et al., 2021(a)؛ Kouzehgar et al., 2021(b) که برخی از آن‌ها آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس میدانی را نیز شامل می‌شوند (Ashraf et al., 2018). در یک بررسی آزمایشگاهی از برنامه‌ریزی ژنتیک (GP) و ترکیبی از منابع مختلف داده‌ها جهت مطالعه دبی عبوری حاصل از شکافت استفاده گردید (Hakimzadeh et al., 2014) در برخی از منابع نیز از شبکه عصبی مصنوعی (ANN) با الگوریتم‌های آموزشی مختلف برای توسعه مدل پیش‌بینی دبی اوج استفاده نموده‌اند (Hooshyaripor and Tahershamsi, 2012). از مدل‌های فیزیکی همچنین برای بررسی و مقایسه رابطه بین تراکم و پراسنجه‌های شکافت (Hanson, 2005) و نیز اثر خصوصیت‌های خاک بر میزان گسترش آن استفاده شده است (Hunt et al., 2005).

در ضخامت‌های پنج سانتی‌متری در کف فلوم ریخته شده و با کمک آب‌پاش و غلطک‌های دستی که معمولاً برای تراکم آسفالت به کار می‌روند، مطابق با استاندارد ASTM-D698 با رطوبت بهینه به تراکم حداکثر رسانده شدند. واضح است که در طبیعت خاک‌ریزه‌های که از مصالح پر شده ساخته شده‌اند در مقایسه با خاک‌ریزه‌هایی با مصالح منسجم و پر تراکم رفتار متفاوتی را به نوبه خود نشان می‌دهند. این تفاوت به‌ویژه در نحوه شروع شکافت و توسعه آن نیز محسوس خواهد بود. بنابراین عدم رساندن به تراکم استاندارد به شدت موجب کاهش مقاومت ذرات خاک در برابر فرسایش می‌شود. شیب بالادست و پایین‌دست در همه نمونه‌ها مقدار ثابت (افقی: عمودی) ۱:۲/۵ لحاظ شده است. مطالعه‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهند تغییر و یا کاهش این شیب تاثیر قابل‌ملاحظه‌ای روی نتایج نخواهد داشت (Walder et al., 2015). با در نظر گرفتن امکان ورود خطای انسانی در آزمایش‌ها، هریک از آن‌ها برای افزایش حصول اطمینان سه بار انجام گرفته و خطای به‌وجود آمده در ستون انتهایی جدول (۱) ارائه شده است. آب‌نمودهای خروجی از این آزمایش‌ها به طور کلی به ازای هر آزمایش مقدار نسبتاً ثابتی را نشان می‌دهد که یکسان بودن شرایط آزمایشگاهی، تراکم مناسب، یکسان بودن نمونه‌ها و توزین یکنواخت اجزای دانه‌بندی نیز در این میان دخالت داشته است.

مرور یافته‌ها نشان می‌دهد که زمان تشکیل شکافت در مدل‌های هم ارتفاع به نوع دانه‌بندی وابستگی زیادی دارد. از آنجائی که در سدهای با مصالح دانه‌ای فرسایش بیشتر از نوع سطحی می‌باشد، با افزایش قطر ذرات ماسه‌ای زمان فرسایش به طرز محسوسی کاهش می‌یابد. این مساله را می‌توان به‌وضوح در حین تشکیل شبکه جریان و تراوش ناشی از فشار هیدرواستاتیک که از مخزن بالادست بر ذرات اعمال می‌گردد، مشاهده نمود. در دانه‌بندی‌های یک تا سه پایداری ذرات را عمدتاً می‌توان با زاویه اصطکاک داخلی مرتبط دانست در صورتی که در دانه‌بندی چهار و پنج علاوه بر این زاویه، نیروهای بین ذرات نیز نقش دارند. در هیچ یک از نمونه‌های مورد آزمایش لغزش ناشی از فشار هیدرواستاتیک مشاهده نشده است. در دانه‌بندی‌های یک تا سه فرسایش اغلب به صورت شسته‌شدن ذرات و در دانه‌بندی‌های چهار و پنج فرسایش عمدتاً به‌صورت شسته شدن ذرات همراه با سقوط توده‌های جرمی بوده است. با وجود این که یک سد خاکی کمک زیادی در جلوگیری از وقوع سیل در مناطق پایین‌دست می‌نماید، در صورت خرابی ممکن است سیلاب شدیدتری در پایین‌دست ایجاد گردد. با استفاده از خرابی سدهای تاریخی، پژوهشگران نتیجه‌گیری مهمی در مورد دامنه وسیعی از پراسنجه‌های دخیل در خرابی یک سد نظیر زمان تشکیل شکافت، B_{ave} و Q_p حاصله به‌دست آورده‌اند (Froehlich, 2008, Wahl, 2004, Walder and O'Connor, 1997).

این خصوص صورت گرفته است. در ادامه مقاله، نسبت‌های بی‌بعد ارتفاع شکافت بر ارتفاع سد برای سدهای خاکی معمولی و لغزشی طبیعی مقایسه و دامنه تغییرات جدیدی برای آن تعیین شده است. همچنین بازه جدیدی برای نسبت‌های بی‌بعد برای B_{ave} بر عرض بالایی شکافت (B_i) و همچنین عرض پایینی آن (B_b) ارائه شده است.

مواد و روش‌ها

مدل‌های آزمایشگاهی

مدل‌های آزمایشگاهی در سالیان اخیر مورد توجه بسیاری از محققان قرار گرفته‌اند. به دلیل ماهیت قابل کنترل شرایط و مطالعه مؤثر در این مدل‌ها، این امکان برای آن‌ها فراهم می‌شود تا به‌طور مستمر ویژگی‌های شکافت را مورد ارزیابی و بررسی قرار دهند. از طرفی محدودیت‌های موجود در آزمایشگاه باعث می‌گردد تا نتوان تمام شرایط واقعی و ویژگی‌های طبیعی محیط را در آن پیاده‌سازی نمود. در این پژوهش از یک سایت آزمایشگاهی با وسعت ۴۵۰۰ مترمربع که شامل یک مرکز تخصصی و پژوهشی هیدرولیک شکافت سد واقع در ۴۵ کیلومتری تبریز، خالصان قرار داشته استفاده گردید. این آزمایشگاه از یک مخزن بالادست به حجم قابل تغییر تا ۱۲ مترمکعب و مجرای (فلوم) مستطیلی به طول ۳/۲ متر، عرض ۱/۵ متر و ارتفاع ۰/۶ متر از جنس کف سیمانی صاف به ضریب مانینگ ۰/۱۳ و دیوار شیشه‌ای به ضریب مانینگ ۰/۰۱ Chow (1959) همراه با مخزن پایین‌دست برای تخلیه جریان دوفازه تشکیل یافته است. در بخش انتهایی از یک سرریز مثلثی با زاویه راس قائم و عمق سنج دیجیتالی فراآوایی با قابلیت حفاظت بلادرنگ در برداشت و ذخیره داده‌ها به‌منظور تعیین عمق جریان لحظه‌ای بهره‌برداری گردیده است. بدین ترتیب این امکان برای محققان فراهم می‌گردد تا در شرایط کنترل شده دبی ورودی بالادست در اثر روگذری جریان، اقدام به اندازه‌گیری دبی خروجی حاصل از شکافت و همچنین اندازه‌گیری خصوصیت‌های هندسی شکافت بنمایند. استقرار دوربین‌های با کیفیت بالا در جهت‌های مختلف نیز مرور فیلم‌ها و توسعه شکافت در طی زمان را تسهیل می‌نماید. در این تحقیق مطابق با جدول (۱) از پنج نوع دانه‌بندی مختلف ماسه‌ای در ارتفاع‌های ۰/۳، ۰/۴ و ۰/۵ متر استفاده شد که پارامترهای مقاومت برشی‌شان بر طبق استاندارد ASTM-D3080 بوده است. لازم به اشاره است چسبندگی موجود در مصالح ماسه‌ای مورد استفاده در این تحقیق مندرج در جدول (۱) در قیاس با چسبندگی مصالح ریزدانه رسی و سیلتی مقدارهای به‌مراتب کمتری را به‌دست می‌دهد. نمونه‌ها در شرایط یکسان تحت اثر روگذری جریان قرار گرفته و خصوصیت‌های آنان ثبت گردیده است. رقوم لحظه‌ای پایاب حاصل از شکافت به‌طور دقیق اندازه‌گیری شده و توسط رابطه پیشنهادی Wang و Chanson (2013) تبدیل به دبی لحظه‌ای شده که در آب نمودهای شکل (۱) نشان داده شده‌اند. تپه‌های خاکی مزبور

جدول ۱- مدل‌های آزمایشگاهی و مشخصه‌های فنی آن‌ها

Table 1- Technical specifications of laboratory models

Test No.	Grading No.	H_d (m)	S (m^3)	ϕ ($^\circ$)	C (kg/cm^2)	D_{50} (mm)	Error (%)
1	1	0.3	6.3525	38.3	0.02	2.3600	9
2	2	0.3	6.3525	37.6	0.02	1.9666	3
3	3	0.3	6.3525	35.8	0.02	0.9670	5
4	4	0.3	6.3525	34.6	0.00	0.6000	8.5
5	5	0.3	6.3525	34.2	0.02	0.4500	3
6	1	0.4	8.42	38.3	0.02	2.3600	16
7	2	0.4	8.42	37.6	0.02	1.9666	8
8	3	0.4	8.42	35.8	0.02	0.9670	9
9	4	0.4	8.42	34.6	0.00	0.6000	4
10	5	0.4	8.42	34.2	0.02	0.4500	5
11	1	0.5	10.4625	38.3	0.02	2.3600	14
12	2	0.5	10.4625	37.6	0.02	1.9666	9
13	3	0.5	10.4625	35.8	0.02	0.9670	13
14	4	0.5	10.4625	34.6	0.00	0.6000	9
15	5	0.5	10.4625	34.2	0.02	0.4500	6

H_d : Height of the dam; S: Reservoir storage volume; ϕ : Internal friction angle; C: Cohesion of the material; D_{50} : Median grain size

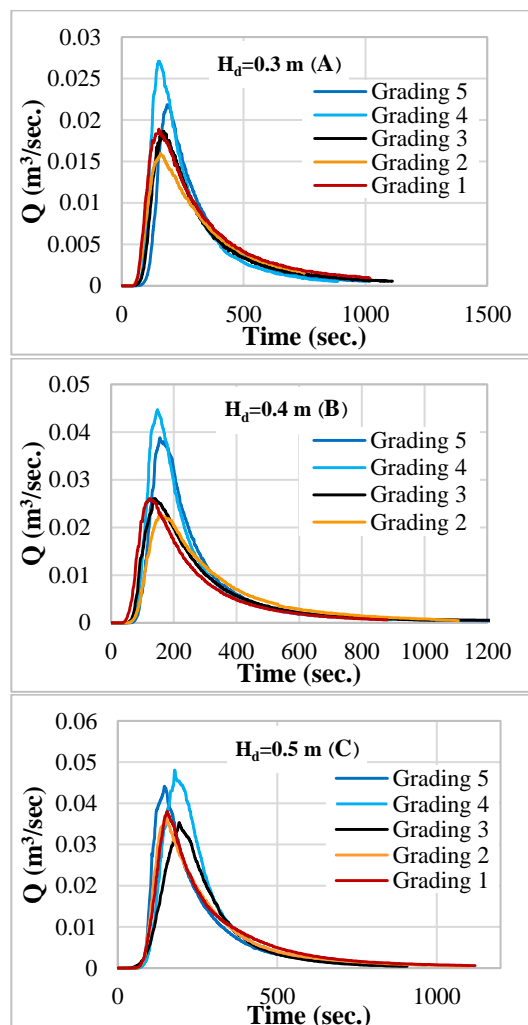


Fig. 1- Hydrographs of the failure of physical models

شکل ۱- آبنمودهای حاصل از شکست مدل‌های فیزیکی

در حل مسائل مربوط به شکست سد خاکی در انتخاب عملگر ضرب برای توابع پیوند، طول کروموزوم معادل با ۳۰ و تعداد ژن به دست می‌آید. تقسیم داده‌ها همانند با رگرسیون غیرخطی بوده که در آن انتخاب داده‌ها به دو دسته آموزش و صحت‌سنجی که به ترتیب معادل با ۷۵ درصد و ۲۵ درصد کل داده‌ها می‌باشد به گونه‌ای صورت گرفته که از همه طیف از داده‌های بزرگ و کوچک به مقدار یکسان در مراحل آموزش و صحت‌سنجی استفاده شده است. بدین منظور از نرم افزار Matlab 2016b در تقسیم‌بندی داده‌ها استفاده شد.

عملکرد رابطه‌ها و مدل ریاضی

شاخص‌های آماری برای ارزیابی کارایی مدل به کار می‌روند. بدین منظور از سه شاخص آماری ضریب نش-ساتکیف (NSE)، ضریب تبیین (R^2) و جذر میانگین مربعات خطا (RMSE) به صورت رابطه‌های (۲) الی (۴) استفاده شده است:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o,i} - \bar{Q}_o)^2} \quad (2)$$

$$R^2 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - \bar{Q}_s)(Q_{o,i} - \bar{Q}_o) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - \bar{Q}_s)^2 \sum_{i=1}^n (Q_{o,i} - \bar{Q}_o)^2} \quad (3)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2} \quad (4)$$

در رابطه‌های اخیر $Q_{s,i}$ و $Q_{o,i}$ به ترتیب دبی محاسباتی و مشاهداتی، \bar{Q}_s و \bar{Q}_o به ترتیب دبی میانگین محاسباتی و مشاهداتی، i گام زمانی و n تعداد گام‌های زمانی می‌باشند.

مدل ریاضی BREACH یکی از متداول‌ترین مدل‌های موجود برای ارزیابی پراسنجه‌های شکافت و هیدروگراف خروجی در سدهای خاکی می‌باشد. این مدل شکل بازشدگی، زمان شکست، هیدروگراف سیل خروجی و هیدروگراف تراز پایاب را به دست می‌دهد. جریان داخل کانال در حالت روگذری جریان توسط فرمول سرریز لبه‌پهن و در حالت رگاب توسط معادله روزنه شبیه‌سازی می‌گردد. برای آغاز مدل‌سازی در اثر روگذری جریان باید تراز آب در مخزن پیش از شروع فرسایش در بالای سد باشد (Hassanzadeh, 2005). زمانی که کانال شکست، شیب پایین دست را فرسایش می‌دهد، تراز کف کانال شکست در بالای سد باقی می‌ماند و ذرات مصالح سد در عرض تاج به سمت شیب

میزان گسترش شکافت به مقدار قابل توجهی بر میزان Q_p تأثیر خواهد گذاشت. سرعت کم رشد شکافت باعث خواهد شد که کانال به‌آهستگی تخلیه شده و از این رو انرژی لازم جهت هدایت جریان در راستای شکافت تقلیل یابد. بنابراین میزان توسعه شکافت تأثیر مشخصی بر Q_p حاصل از خرابی سد خاکی خواهد گذاشت که این مورد در تطابق با یافته‌های سایر پژوهشگران است (Hanson, 2005).

روش تحقیق

رگرسیون چندمتغیره

هدف کلی در رگرسیون غیرخطی چندمتغیره تناسب تصادفی یکی از تابع‌های موجود در داده‌های جمع‌آوری شده برای استحصال کارآمدترین حالت می‌باشد. این مدل‌ها می‌توانند تابع‌های مختلفی را از جمله نمایی، لگاریتمی، توانی و غیره پشتیبانی نمایند. لیکن تابع توانی به عنوان مناسب‌ترین حالت برای مساله شکست سد مطرح می‌باشد. ارتباط میان متغیرها در این نوع رگرسیون به صورت رابطه (۱) بیان می‌شود. تحلیل رگرسیون غیرخطی در مطالعه اخیر برای تعیین دبی اوج به عنوان تابعی از ویژگی‌های هیدرولیکی و همچنین بدنه سد با استفاده از نرم‌افزار IBM SPSS Statistics صورت گرفته است. در این روش ۷۵ درصد از کل داده‌های تاریخی که در آن ویژگی‌های مذکور مستند شده‌اند برای آموزش و بقیه برای صحت‌سنجی مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

$$y = a x_1^b x_2^c \dots x_i^z \quad (1)$$

در این رابطه y متغیر وابسته، x_i متغیر مستقل و a ، b ، c و ... مقادیر ثابت هستند.

برنامه‌ریزی بیان ژن (GEP)

برنامه‌ریزی بیان ژن (GEP) شیوه‌ای از روش‌های الگوریتم گردشی محسوب می‌شود که بر پایه برنامه‌ریزی ژنتیک (GP) و الگوریتم ژنتیک (GA) بنیان‌گذاری شده است، با این تفاوت که در آن از شاخه‌های مجزا به جای نوارهای بیت استفاده می‌شود. این روش فرایند گام‌به‌گام تصحیح ساختار داده‌ها را به کار می‌گیرد تا در نهایت روش حل مناسب را ارائه نماید. در این روش کروموزوم‌های خطی و ساده با طول ثابت، مشابه با الگوریتم ژنتیک و ساختارهای شاخه‌ای با اندازه و اشکال متفاوت، مشابه با درختان تجزیه در برنامه‌ریزی ژنتیک ترکیب و پدیده‌های مختلف با استفاده از مجموعه‌ای از توابع و ترمینال‌ها مدل‌سازی می‌شوند. در این تحقیق از نرم‌افزار GeneXproTools 5.0 برای تعیین ویژگی‌های شکافت به کمک جمعیت‌های آماری استفاده شد. ابتدا داده‌ها در محدوده صفر و یک نرمال‌سازی شده و عملگرهای (\wedge و $/$) به عنوان ارتباط‌دهنده مناسب مابین پراسنجه‌های دخیل در مساله شکست سد شناخته شد. طبق بررسی‌های این تحقیق، بهترین نتایج

تاریخی شکست سد که در اثر روگذری جریان و رگاب دچار خرابی شده‌اند، از پایگاه‌های داده‌ای مهم شامل Wahl (1998)، Zhang و Xu (2014)، Zhang (2009) و همچنین et al (2017) اقتباس شده است. بدین منظور، جدول (۲) مجموعه کاملی را برای بررسی ویژگی‌های هیدرولیکی، شکافت و جریان در اختیار ما قرار می‌دهد.

نتیجه‌ها و بحث

شبیه‌سازی دبی اوج خروجی از شکافت

کوشش‌های زیادی از سوی محققان مختلف در تعیین رابطه تعیین Q_p که عامل اصلی خرابی دشت‌های سیلابی پایین دست را تشکیل می‌دهد صورت گرفته است. نظر به اهمیت رابطه‌های بیان شده توسط ایشان، مطالعه ادبیات و تاریخچه فنی نشان می‌دهد

بالادست حرکت می‌نمایند (Hassanzadeh, 2005, Singh, 2013). با در نظر گرفتن نوع فرسایش، شکافت به صورت ذوزنقه‌ای بوده و یا اگر از روش فرسایش محور استفاده شود، به صورت یک شکست دوار جوششی شروع خواهد شد.

داده‌های تاریخی

صدها سال است که سدها به دلیل فرسایش خارجی و داخلی دچار عواقب فاجعه‌بار شده و با خسارت‌ها و تلفات قابل توجهی دچار خرابی شده‌اند. در ادبیات فن، پایگاه‌های اطلاعاتی متعددی وجود دارد که حاوی داده‌های ارزشمندی از خرابی سدها بوده و اصلی‌ترین پراسنجه‌های خرابی آن‌ها را شامل می‌گردد. بیشتر اطلاعات موجود در این پایگاه‌ها به دلیل رخداد غیرمنتظره فاجعه، داده‌های شکافت را به طور ناقص مستند نموده‌اند. هر چند که امکان ثبت برخی از آن‌ها به طور کامل میسر گردیده است. در این پژوهش، تعداد ۱۳۳ داده

جدول ۲- داده‌های تاریخی مربوط به خرابی سدهای خاکی

به نقل از Wahl (1998)، Wahl (2014)، Xu and Zhang (2009) و Zhang et al. (2016)

Table 2- Historic failure records of embankment dams cited by Wahl (1998), Wahl (2014), Xu and Zhang (2009), and Zhang et al. (2016)

No.		V_w ($\times 10^6 m^3$)	H_w (m)	E_w (m)	E_l (m)	H_b (m)	B_t (m)	B_b (m)	B_{ave} (m)	Q_p (m^3/s)	V_{er} (m^3)
1	Apishapa ^{1, 2, 3}	22.2	28	82.4	200	31.1	91.5	81.5	93	6850	23800 0
2	Baimiku ³	0.2	8	-	-	8	40	-	-	-	-
3	Baldwin Hills ^{1, 3}	0.91	12.2	59.6	198	21.3	-	-	25	1130	31700
4	Banqiao ^{1, 2, 3}	607.5	31	97	210 0	29.5	372	210	291	78100	-
5	Bayi ^{2, 3}	23	28	-	-	30	45	35	40	5000	-
6	Bearwallow Lake ³	0.0493	5.79	14	-	6.4	-	-	12.2	-	-
7	Belci ¹	12.7	15.5	37.8	400	-	-	-	-	4700	1090
8	Big Bay ¹	17.5	13.59	20.4	200	13.56	-	-	83.2	4160	-
9	Bila Densa ¹	0.29	10.7	29.6	170	-	-	-	-	320	-
10	Bilberry ¹	0.32	23.6	62.5	800	-	-	-	-	725	-
11	Bradfield ¹	3.2	28.96	50	382	-	-	-	-	1150	-
12	Buckhaven No. 2 ³	0.0247	6.1	37	-	6.1	-	-	4.72	-	1070
13	Buffalo Creek ^{2, 3}	0.484	14.02	-	-	14	153	97	125	1420	31900 0
14	Bullock D. Dike ^{2, 3}	0.74	3.05	-	-	5.79	13.6	11	12.5	-	1350
15	Butler ^{1, 3}	2.38	7.16	9.63	850	7.16	-	-	62.5	810	-
16	Caulk Lake ³	0.698	11.1	32	-	12.2	-	-	35.1	-	13700
17	Castlewood ^{1, 2, 3}	6.17	21.6	47.4	180	21.3	54.9	33.5	44.2	3570	55700
18	Centralia ¹	0.013	5.5	10.1	40	-	-	-	-	71	-
19	Chenying ³	5	12	-	-	12	-	-	-	1200	-
20	Clearwater Lake ³	0.466	4.05	15	-	3.78	-	-	22.8	-	1290
21	Coedty ^{2, 3}	0.311	11	3.1	262	11	67	18.2	42.7	-	-
22	Cougar Creek ³	0.0298	11.1	21.7	-	10.4	-	-	-	-	-
23	Dalizhuang ³	0.6	12	-	-	12	40	-	-	-	-
24	Davis Reservior ^{2, 3}	58	11.58	-	-	11.9	21.3	15.4	18.3	510	6470
25	Danghe ^{2, 3}	10.7	24.5	-	-	25	96	20	58	2500	-
26	Delhi ¹	12.2	11.2	31.5	170	-	-	-	-	1950	-
27	Dells ³	13	18.3	-	-	18.3	112. 8	-	-	5440	-

No.		V_w ($\times 10^6 m^3$)	H_w (m)	E_w (m)	E_l (m)	H_b (m)	B_t (m)	B_b (m)	B_{ave} (m)	Q_p (m^3/s)	V_{er} (m^3)
28	Dongchuankou ³	27	31	-	-	31	-	-	-	21000	-
29	Dushan ³	0.67	17.7	-	-	17.7	70	-	-	-	-
30	East Fork ³	1.87	9.8	38.9	-	11.4	-	-	17.2	-	7630
31	Elk City ^{1,2,3}	1.18	9.44	50.4	564	9.14	45.5	27.7	36.6	608.7 9	16900
32	Emery ³	0.425	6.55	-	-	8.23	22.2	-	10.8	-	1970
33	Euclides de Cunha ³	-	58.22	-	-	53	131	-	-	1020	72600 0
34	Erlangmiao ^{2,3}	0.196	9	-	-	9	36	1.6	18.8	-	-
35	Fengzhuang ^{2,3}	0.625	8	-	-	8	40	30	35	-	-
36	Fogelman ³	0.493	11.1	21.3	-	12.6	-	-	7.62	-	2050
37	FP&L Martin Plant ¹	125	5.09	27.7	410 0	-	-	-	-	2750	-
38	Frankfurt ^{2,3}	0.352	8.23	-	-	9.75	9.2	4.6	6.9	79	1290
39	Fred Burr ^{1,3}	0.75	10.2	30.8	100	10.4	-	-	-	654	-
40	French Landing ^{1,2,3}	3.87	8.53	34.3	350	14.2	41	13.8	27.4	929	13800
41	Frenchman ^{1,2,3}	16	10.8	37.3	600	12.5	67	54.4	54.6	1420	28400
42	Frias ³	-	15	-	62.2	15	62	-	-	-	-
43	Goose Creek ^{2,3}	10.6	1.37	-	-	4.1	30.5	22.3	26.4	565	1070
44	Grand Rapids ^{1, 2,3}	0.025	6.4	14.8	441	6.4	12.2	6	19	7.5	-
45	Gouhou ^{2,3}	3.18	44	-	-	48	138	61	99.5	2050	-
46	Haas Pond ³	0.0234	2.99	16.7	-	3.96	-	-	10.7	-	708
47	Hart ^{2,3}	6.35	10.7	31.1	-	10.8	106. 6	41.2	73.9	-	24800
48	Hastberga ¹	30	7.35	12.7	200	-	-	-	-	600	-
49	Hatchtown ^{1,2,3}	14.8	16.8	44.8	238	18.3	180	140	151	3080	16100 0
50	Hatfield ³	-	6.8	-	-	6.8	-	6.1	91.5	3400	-
51	Hebron ^{2,3}	-	12.19	3.7	-	15.3	61	30.4	45.7	-	30800
52	Hell Hole ^{1,2,3}	30.6	35.1	103	470	56.4	175. 1	66.9	121	7360	55500 0
53	Herrin ³	-	10.7	28.8	-	10.7	-	-	47.2	-	14500
54	Horse Creek ^{1,2, 3}	12.8	7.01	26.8	701	12.8	76.2	70	73.1	3890	20500
55	Hougou ³	0.24	8	-	-	8	-	-	20	-	-
56	Houshishan ^{2,3}	0.22	16	-	-	16	45	15	30	-	-
57	Huqitang ^{2,3}	0.424	5.1	-	-	9	12	3	7.5	50	-
58	Hutchinson Lake ³	1.17	4.42	14	-	3.75	-	-	33.4	1750	-
59	Iowa B. Processors ³	0.333	4.42	-	305	4.57	-	-	16.8	-	-
60	Ireland No. 5 ^{1,3}	0.16	3.81	18	370	5.18	-	-	13.5	110	1260
61	Jacobs Creek ³	0.423	20.1	-	-	21.3	-	-	21.3	-	-
62	Jiahezi ³	42	12	-	-	18	181	-	-	-	-
63	Johnston City ^{2,3}	0.575	3.05	21.5	-	5.18	13.4	2	8.23	-	673
64	Johnstown ^{1,2}	18.9	24.6	64	284	24.4	128	61	94.5	8500	68800
65	Kelly Barnes ^{1,2, 3}	0.777	11.3	19.4	80	12.8	35	18	27.3	680	9940
66	Kodanagar ³	12.3	11.5	-	-	11.5	-	-	-	1280	-
67	Kraftsmen's Dam ³	0.177	3.66	8.1	-	3.2	-	-	14.5	-	376
68	La Fruta ³	78.9	7.9	40	-	14	-	-	58.8	-	32900
69	Lake Avalon ^{1,3}	31.5	13.7	42.7	370	14.6	-	-	130	2320	81000
70	Lake Frances ^{2,3}	0.789	14	47.4	-	17.1	30	10.4	18.9	-	12400
71	Lake Genevieve ³	0.68	6.71	19.8	-	7.92	-	-	16.8	-	2630
72	Lake Latonka ^{2,3}	4.09	6.25	-	-	8.69	49.5	28.9	39.2	290	9540
73	Lake Philema ³	4.78	9	28	-	8.53	-	-	47.2	-	11300
74	Lambert Lake ³	0.296	12.8	53.9	-	14.3	-	-	7.62	-	5870
75	Laurel Run ^{1,3}	0.555	14.1	40.5	160	13.7	-	-	35.1	1050	19500
76	Lawn Lake ³	0.798	6.71	-	-	7.62	-	-	22.2	510	2400

No.		V _w (×10 ⁶ m ³)	H _w (m)	E _w (m)	E _l (m)	H _b (m)	B _t (m)	B _b (m)	B _{ave} (m)	Q _p (m ³ /s)	V _{er} (m ³)
77	Lily Lake ^{1,3}	0.0925	3.35	13.2	60	3.66	-	-	10.8	71	-
78	Lijiaju ³	1.14	25	-	-	25	-	-	-	2950	-
79	Liujiatai ³	40.54	35.9	-	-	35.9	-	-	-	28000	-
80	Little D. Creek ^{1,2,3}	1.36	22.9	63.1	400	27.1	49.9	9.3	29.6	1330	50600
81	Long B. Canyon ³	0.284	3.17	11.3	-	3.66	-	-	9.14	-	378
82	Longtun ³	30	9.5	-	-	9.5	181	-	-	-	-
83	Lower Latham ³	7.08	5.79	-	-	7.01	-	-	79.2	340	14300
84	Lower Otay ^{1,2,3}	49.3	39.6	53.3	172	39.6	172	93.8	133	15800	107000
85	L. T. Medicine ^{1,2,3}	19.6	11.3	33.3	350	11.3	84	50	67	1800	719000
86	Lyman ^{2,3}	35.8	16.2	-	-	19.8	107	87	97	-	71900
87	Lynde Brook ^{2,3}	2.88	11.6	41.8	-	12.5	45.7	15.3	30.5	-	15300
88	Mahe ³	23.4	19.5	-	-	19.5	-	-	-	4950	-
89	Mammoth ³	-	21.3	-	-	21.3	-	-	9.2	2520	-
90	Melville ^{2,3}	24.7	7.92	3	-	9.75	40	25.6	32.8	-	10600
91	Merimac Dam ³	0.0696	3.44	17.5	-	3.05	-	-	14.2	-	758
92	Mossy Dam ³	4.13	3.44	14.3	-	3.05	-	-	41.5	-	2040
93	Nahzille ²	-	-	-	130	5.03	6.71	6.71	6.71	-	-
94	Niujiaoyu ^{2,3}	0.144	7.2	-	-	7.2	20	6	13	-	-
95	Otter Lake ^{2,3}	0.109	5	20.6	-	6.1	17.1	1.5	9.3	-	1170
96	Oros ^{1,2,3}	660	35.8	110	2000	35.5	200	130	165	9630	765000
97	Pierce Reservoir ³	4.07	8.08	30.5	-	8.69	-	-	-	-	-
98	Porter Hill ¹	0.015	5	12	80	-	-	-	-	30	-
99	Potato Hill ^{2,3}	0.105	7.77	-	-	7.77	26.2	6.8	16.5	-	-
100	Prospect ^{1,2,3}	3.54	1.68	13.1	-	4.42	91.4	85.4	88.4	116	5120
101	Puddingstone ^{1,3}	0.617	15.2	43	420	15.2	-	-	-	480	-
102	Qielinggou ³	0.7	18	-	-	18	-	-	-	2000	-
103	Quail Creek ^{1,2,3}	30.8	16.7	56.6	-	21.3	-	-	70	3110	84400
104	Rainbow Lake ³	6.78	10	28.2	-	9.54	-	-	38.9	-	10500
105	Renegade R. Lake ³	0.0139	3.17	11	-	3.66	-	-	2.29	-	92
106	Rito Manzares ^{1,2,3}	0.0247	4.57	13.3	75	7.32	19	7.6	13.3	83	1290
107	Salles Oliveira ³	71.5	38.4	-	-	35	-	-	168	7200	440000
108	Schaeffer ^{1,2,3}	4.44	30.5	80.8	335	30.5	210	64	137	4500	227000
109	Scott Farm ^{2,3}	0.086	10.4	-	-	11.9	15	15	15	-	7020
110	Shanhu ^{2,3}	1.78	12.5	-	-	13	58	24	41	-	-
111	Shangliuzhuang ³	0.11	14	-	-	14	30	-	-	-	-
112	Sheep Creek ^{2,3}	0.91	14.02	-	-	17.1	30.5	13.5	22	-	-
113	Shilongshan ³	2.06	14	-	-	14	50	-	-	-	-
114	Shimantan ^{1,2,3}	117	27.4	-	-	25.8	446	288	367	30000	-
115	Sinker Creek ^{2,3}	3.33	21.34	-	-	21.3	92	49.2	70.6	-	84100
116	South Fork Trib. ³	0.0037	1.83	-	-	24.4	-	-	-	122	-
117	Spring Lake ^{1,2,3}	0.136	5.49	-	-	5.49	20	9	14.5	-	612
118	Statham Lake ^{2,3}	0.564	5.55	-	-	5.12	23.8	18.2	21	-	-
119	Swift ^{2,3}	37	47.85	-	226	57.6	225	225	225	24947	206000
120	Teton ^{1,2,3}	310	77.4	250	-	86.9	-	-	151	65120	306000
121	Tiemusi ³	0.11	12	-	-	12	60	-	-	-	-
122	Tongshuyuan ³	0.4	10	-	-	10	30	-	-	-	-
123	Trial Lake ^{2,3}	1.48	5.18	-	-	5.18	25.2	16.8	21	-	-
124	Trout Lake ³	0.493	8.53	21.6	-	8.53	-	-	26.2	-	4830
125	Upper Pond ^{2,3}	0.222	5.18	-	-	5.18	25.4	7.6	16.5	-	-
126	Wanshangang ^{2,3}	1.5	12	-	-	12	50	30	40	-	-

No.		V_w ($\times 10^6 m^3$)	H_w (m)	E_w (m)	E_l (m)	H_b (m)	B_t (m)	B_b (m)	B_{ave} (m)	Q_p (m^3/s)	V_{er} (m^3)
127	Weatland No. 1 ^{2,3}	11.6	12.2	-	-	13.7	46	41	35.4	-	14600
128	Wilkinson Lake ^{2,3}	0.533	3.57	13.2	-	3.72	-	-	29	-	1420
129	Winston ²	0.662	6.4	7.76	133	6.1	21.3	18.3	19.8	-	-
130	Yuanmen ³	6.4	19.2	-	-	19.2	-	-	-	-	-
131	Zhonghuaju ³	0.14	16	-	-	16	-	-	-	-	-
132	Zhugou ^{2,3}	18.43	23.5	-	-	23.5	159	110	135	11200	-
133	Zuocun ³	40	35	-	-	35	-	-	-	23600	-

V_w : Reservoir storage volume above breach; H_w Height of water above breach; E_w : Average embankment width;

E_l : Embankment length; H_b : Height of breach; B_t : Top width of breach; B_b : Bottom width of breach;

B_{ave} : Average breach width; Q_p : Peak outflow discharge; V_{er} : Eroded volume

به رابطه‌های مهم موجود ارائه می‌نمایند. در تحلیل حساسیت صورت‌گرفته مندرج در جدول (۴)، مقایسه یافته‌های این تحقیق نشان می‌دهد که هرچند دخالت ویژگی‌های بدنه به اندازه ویژگی‌های هیدرولیکی در پدیده فرسایش سد خاکی مؤثر نیست، لیکن وجود این عوامل می‌تواند منتهی به ارزیابی دقیق‌تر آن گردد. بر اساس تحلیل حساسیت، وابستگی Q_p به پراسنجه‌های مؤثر شکافت به ترتیب V_w ، H_w ، E_w و E_l بوده است. نتیجه این تحلیل بر روی ۴۲ داده تاریخی موجود همچنین نشان می‌دهد مشارکت هر ۴ پارامتر مذکور مسلماً قابلیت ارزیابی Q_p را به‌طور چشمگیری افزایش می‌دهد. بر اساس تحلیل بر روی داده‌های تاریخی موجود، رابطه (۵) به صورت زیر پیشنهاد می‌شود. داده‌های بکاررفته در این تحلیل با بالانویس^۱ در جدول (۲) مشخص گردیده و تعداد داده‌های پرت ۹ مورد می‌باشد.

$$Q_p = 0.4918 V_w^{\frac{1}{3}} H_w^{\frac{39}{20}} E_l^{\frac{1}{50}} E_w^{\frac{7}{12}} \quad (5)$$

در پدیده شکست سد، استفاده از هوش مصنوعی در تعیین پراسنجه‌های هندسی و به‌ویژه جریان اوج حاصل از شکافت کاربرد فراوانی داشته و چنانچه در مقدمه بدان ایراد گردید محققان مختلفی آن را با پراسنجه‌های هیدرولیکی مرتبط دانسته‌اند. هرچند نمونه‌های فراوانی از آن‌ها را در مطالعه‌های محققان می‌توان جستجو نمود، به‌عنوان مثال در این زمینه Hakimzadeh et al. (2014) نیز با تلفیق جمعیت‌های مختلف آماری و استفاده از GP اقدام به شبیه‌سازی Q_p حاصل از شکافت نموده‌اند. در کنار داده‌های تاریخی، مطالعه آزمایشگاهی ایشان شامل مصالح دانه‌ای و چسبنده ریزدانه در دو ارتفاع ۰/۳ و ۰/۴ متر بوده و سدهای همگن مجازی با ابعاد هندسی و ویژگی‌های مکانیک خاک ثابت همراه با توپوگرافی فرضی در بالادست و پایین‌دست مورد ارزیابی قرار گرفته است. در مقایسه دستاوردهای این پژوهش، قابل ذکر است که دانه‌بندی مصالح این تحقیق از نوع ماسه‌ای دانه‌ای جدول (۱) و ابعاد هندسی تپه‌های خاکی در سه ارتفاع مختلف ۰/۳، ۰/۴ و ۰/۵ متر می‌باشد. تلفیق مجموعه داده‌های این تحقیق چون بر مبنای داده‌های تاریخی، آزمایشگاهی و شکافت فرضی سدهای در حال بهره‌برداری استوار است، ارزیابی واقع بینانه‌تری را ملحوظ می‌دارد. کاربرد GEP

که بیشتر این تلاش‌ها بر رهیافتی متمرکز بوده که پدیده شکافت سد را به عوامل هیدرولیکی شکست نظیر H_w و V_w رهنمون می‌سازد. به‌طوری‌که نمونه‌های مختلفی از این رابطه‌ها در بخش مقدمه نیز مورد تاکید قرار گرفته‌اند. به‌طور کلی می‌توان علت اصلی آن را در تبعیت پدیده روگذری جریان از رابطه‌های سرریز لبه‌پهن و به‌ویژه H_w مرتبط با آن و نیز منتهی شدن فرسایش درونی به روگذری جریان تفسیر نمود. با توجه به این‌که در پدیده پیچیده شکست سد سلسله عوامل متعددی ایفای نقش می‌نمایند، محققان همواره در جستجوی رویکردهای دیگر و در نتیجه دخالت سایر عوامل در این زمینه بوده‌اند. یکی از این موارد را می‌توان در نقش و تاثیر عرض متوسط بدنه (E_w) و نیز طول سد (E_l) دانست که بالقوه قادر خواهد بود تا در حجم جریان تاثیر بگذارد. به‌تازگی تحقیقاتی جهت ارزیابی Q_p به عنوان تابعی از E_w و E_l با استفاده از تحلیل رگرسیونی بر روی بیش از ۴۰ مطالعه موردی انجام یافته است (Wang et al., 2018). مدل تجربی دیگری نیز با مشارکت دو پراسنجه اخیر و مجموعه داده‌های مشابه توسط این محققان ارائه گردیده به‌طوری‌که در آن کارایی معادله‌ها به‌طور قابل توجهی بهبود یافته است. سایرین پیشتر نیز ضمن انجام تحلیل بر روی ۳۵ داده تاریخی، چهار رابطه تجربی را بر اساس ابعاد سد و ویژگی‌های هیدرولیکی آن ارائه نموده‌اند، که تنها یکی از آن‌ها شامل پراسنجه‌های E_l و E_w بوده است (Gupta and Singh, 2012). محقق دیگری نیز با استفاده از مطالعه موردی به‌ترتیب ۲۵ و ۱۴ داده تاریخی موجود، تحقیقاتی را برای تعیین Q_p به عنوان تابعی از V_w ، H_w ، E_l و E_w ارائه نموده است (Thornton et al., 2011). این معادله‌ها همراه با شاخص‌های آماری در جدول (۳) معرفی شده‌اند. مجموعه داده‌ها از چهار منبع (Wahl, 1998, Xu and Zhang, 2009, Zhang et al., 2017, Wahl, 2014) به‌دست آمده‌اند. بررسی رابطه‌های موجود نشان می‌دهد بیشترین کارایی مربوط به مشارکت پراسنجه‌های H_w ، V_w و E_w در معادله ارائه شده توسط (Thornton et al., 2011) بوده است. نظر به محدودیت‌های موجود در تعداد داده‌های تاریخی در تحقیق حاضر، رابطه زیر با استفاده از رگرسیون غیرخطی پیشنهاد شده که در کنار پراسنجه‌های هیدرولیکی پراسنجه‌های بدنه سد را نیز لحاظ می‌نمایند و به ازای جمعیت آماری یکسان، کارایی بالاتری را نسبت

بسیار بیشتر از سدهای خاکی بوده و در صورت بروز شکافت، مصالح خاکی به زمان بیشتری برای فرسایش نیاز داشته و از این رو Q_p کاهش پیدا می‌نماید. شکست سدهای مذکور تا حد زیادی تحت تأثیر عواملی مانند ارتفاع سد، ظرفیت دریاچه و فرسایش‌پذیری سد قرار دارد (Shi et al., 2015, Zhang et al., 2010). روگذری جریان و رگاب از شایع‌ترین علل خرابی سدهای خاکی محسوب می‌شوند، در حالی که روگذری جریان مهمترین علت خرابی سدهای لغزشی به‌شمار می‌رود. به‌طوری‌که درصد خرابی سدهای خاکی و لغزشی تحت روگذری جریان به‌ترتیب ۵۸ درصد و ۹۱ درصد می‌باشد، از سوی دیگر، این نسبت‌ها برای حالت رگاب در سدهای فوق به‌ترتیب معادل ۳۷ درصد و ۸ درصد خواهد بود (Peng et al., 2020, Shen et al., 2014)، که حساسیت اندک سدهای لغزشی به فرسایش داخلی را بیان می‌نماید و از آنجایی‌که شیب پایین‌دست و بالادست در این سدها اغلب ملایم‌تر از سدهای خاکی است، سرعت فرسایش در مقایسه با سدهای خاکی معمولی آهسته‌تر خواهد بود. بررسی‌ها نشان می‌دهند به‌طور متوسط، کاربرد مدل‌های تجربی سدهای خاکی به سدهای لغزشی برای تعیین پراسنجه‌های شکافت و همچنین Q_p به‌ترتیب موجب تخمین محافظه‌کارانه به میزان بیش از ۶۰ درصد و ۲۰۰ درصد می‌گردد. درحالی‌که زمان موردنیاز برای فرسایش سدهای خاکی بیش از ۲/۷۶ برابر روابط ارائه شده برای تعیین زمان تشکیل شکافت برای سدهای خاکی معمولی خواهد بود (Peng and Zhang, 2012, Shen et al., 2020).

که نسخه بروزشده GP است نیز نگاره بهتری از پدیده شکست سد را بیان می‌دارد و دخالت ابعاد هندسی بدنه سد در کنار ویژگی‌های هیدرولیکی آن موجب تکمیل پژوهش‌ها شده است، با علم به این‌که در این زمینه مطالعه‌های کمتری نسبت به ویژگی‌های هیدرولیکی صورت گرفته است.

بررسی رابطه پیشنهادی نشان می‌دهد که E_w با Q_p نسبت عکس خواهد داشت، افزایش E_w می‌تواند در حین فرسایش طی رگاب موجب کاهش شبکه جریان در بدنه سد شده و بر میزان انتقال رسوب نیز در هنگام روگذری جریان تأثیرگذار باشد. البته باید توجه داشت که به دلیل افزایش قطر سنگدانه‌ها به‌ویژه در سدهای سنگریزه‌ای، سقوط ذرات در مجاورت شکافت نیز به انرژی بیشتری برای انتقال نیاز دارد. منحنی پراکندگی مقادیر مشاهداتی در برابر محاسباتی شکل (۲) نشان می‌دهد که رابطه پیشنهادی از کارایی بالایی برخوردار می‌باشد. در این رابطه مقادیر R^2 ، NSE و RMSE به‌ترتیب معادل ۰/۹۱، ۰/۹۱ و ۶۲۴/۷۸ می‌باشد.

سدهای لغزشی که بیشتر در مناطق کوهستانی به دور از امکانات پایش قرار گرفته‌اند، بخشی از توده‌های طبیعی لغزشی با مواد سنگی و خاکی ناهمگن هستند که معمولاً به دلیل تراکم طبیعی، مقاومت کمتری نسبت به سدهای خاکی دارند. به‌طوری‌که پراسنجه‌های مکانیکی نظیر فرسایش و نفوذپذیری در آن‌ها بسیار متفاوت و به‌طور کلی بیشتر از سدهای خاکی معمولی می‌باشد. با توجه به همان ظرفیت مخزن، طول تاج و جرم این سدها معمولاً

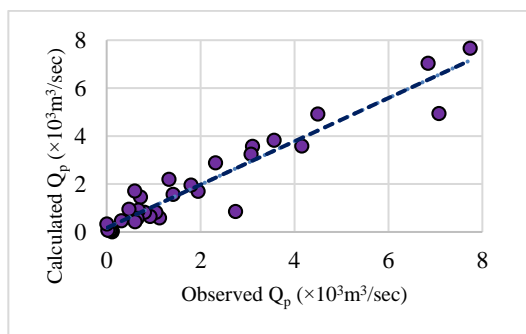


Fig. 2- Dispersion curve of observed versus calculated values to determine Q_p

شکل ۲- منحنی پراکندگی مقادیر مشاهداتی در برابر محاسباتی برای تعیین Q_p

جدول ۳- رابطه‌های ارزیابی شده برای تعیین دبی اوج خروجی براساس E_l و E_w ، V_w ، H_w

Table 3- Relationships presented to determine the peak output flow based on the H_w ، V_w ، E_w ، and E_l

Equation No.	Equation	Researcher	RMSE	R^2
(6)	$Q_p = 3.9031 E_l^{1.0727}$	Wang et al. (2018)	5197.04	-*
(7)	$Q_p = 0.8041 E_w^{2.1128}$	Wang et al. (2018)	2211.74	0.26
(8)	$Q_p = 0.1413 E_l^{0.4675} E_w^{1.8579}$	Wang et al. (2018)	2250.72	0.19
(9)	$Q_p = 0.02174 V_w^{0.4738} H_w^{1.1775} (E_l + E_w)^{0.17094}$	Gupta and Singh (2012)	1120.56	0.76
(10)	$Q_p = 0.863 V_w^{0.335} H_w^{1.833} E_w^{-0.663}$	Thronton et al. (2011)	910.96	0.83
(11)	$Q_p = 0.012 V_w^{0.493} H_w^{1.205} E_l^{0.226}$	Thronton et al. (2011)	1324.26	0.72

Q_p : Peak outflow discharge; E_l : Embankment length; E_w : Average embankment width; V_w : Reservoir storage volume above breach; H_w : Height of water above breach; RMSE: Root mean square error; R^2 : Correlation coefficient;

*: Undefined value

جدول ۴- نتیجه‌های مربوط به تحلیل حساسیت پراسنجه‌های مختلف ورودی رابطه (۵)

Table 4-- Results of sensitivity analysis of various input parameters of Equation (5)

Training data		Validation data					
Fitness	R ²	Fitness	R ²	V _w	H _w	E _l	E _w
818.933	0.35	808.78	0.32	✓	✗	✗	✗
859.34	0.64	850.38	0.60	✗	✓	✗	✗
788.13	-*	782.26	-	✗	✗	✓	✗
809.01	0.24	840.45	0.56	✗	✗	✗	✓
918.66	0.91	760.43	0.96	✓	✓	✗	✗
834.51	0.47	788.82	0.33	✓	✗	✓	✗
849.26	0.57	858.68	0.94	✓	✗	✗	✓
916.92	0.90	797.44	0.95	✓	✓	✓	✗
858.026	0.63	856.92	0.98	✓	✗	✓	✓
938.31	0.94	864.73	0.95	✓	✓	✗	✓
860.21	0.64	876.24	0.74	✗	✓	✓	✗
864.78	0.67	843.63	0.55	✗	✓	✗	✓
864.81	0.67	827.09	0.43	✗	✓	✓	✓
809.28	0.25	863.05	0.70	✗	✗	✓	✓
935.78	0.94	900.77	0.88	✓	✓	✓	✓

V_w: Reservoir storage volume above breach; H_w: Height of water above breach;

E_l: Embankment length; E_w: Average embankment width; RMSE: Root mean square error; R²: Correlation coefficient;

*: Undefined value

میدانی تحقیق حاضر و همچنین بررسی داده‌های تاریخی مشخص گردید که B_{ave} در محدوده زیر از ارتفاع سد قرار دارد:

$$0.71H_d \leq B_{ave} \leq 7.86H_d \quad (۱۲)$$

شکل (۳) میزان توسعه لحظه‌ای هندسه شکافت را در نظر می‌گیرد. افزایش H_b در نتیجه نزدیک شدن B_b به بستر فونداسیون همراه با سرعت بالای جریان عبوری از شکافت، علاوه بر ایجاد فرسایش جانبی، می‌تواند منجر به ایجاد سطوح فرسایشی و برشی در دو طرف شکافت و در مجاورت فونداسیون گردد. راستا و شدت این سطح فرسایش یافته در امتداد عرض تاج حداکثر می‌باشد. به طوری که ادامه این وضعیت می‌تواند باعث گسترش شکافت، ریزش دیواره‌ها و افزایش غلظت جریان در بازوی نزولی هیدروگراف گردد. در مطالعه دیگری که توسط پژوهشگران بر روی میزان تاثیر طول سد بر روی B_{ave} صورت گرفت مشخص شد که مقدار B_{ave} در سدهای سنگریزه‌ای مقادیر بیشتری را نسبت به سدهای خاکریزه‌ای ارائه نموده و حد این مقدار به سمت E_l میل می‌کند.

شبه‌سازی ویژگی‌های شکافت در سدهای خاکی و لغزشی

عرض نهایی شکافت و نرخ گسترش عرض آن به‌طور چشمگیری می‌تواند بر Q_p خروجی و در نتیجه سیلاب پایین دست تاثیرگذار باشد. در مطالعه کنونی برای تعیین B_{ave} بر اساس پایگاه داده موجود، مشخص شد که ۴۸/۹۳ درصد از داده‌ها در محدوده ارائه شده توسط Johnson و Illes (1976) که در آن $0.5H_d \leq B_{ave} \leq 3H_d$ قرار دارند، در حالی که این مقادیر در محدوده توصیه شده توسط Singh و Snorrason (1984) یعنی $2H_d \leq B_{ave} \leq 5H_d$ معادل با ۴۸/۸ درصد بوده است. داده‌های مورد استفاده عمدتاً از چهار منبع موجود در ادبیات فن شامل منبع Zhang et al (2009)؛ Xu و Zhang (2009)؛ Zhang et al (1998)؛ Whal (2014) و Zhan et al (2017) استخراج شده‌اند. مقادیر B_{ave} در بیش از ۹۲ درصد داده‌های بررسی شده برابر با ۱۲۰/۶ درصد عرض تحتانی شکافت (B_b) را تشکیل داده، در حالی که، این سهم برابر با ۶۳/۶ درصد عرض فوقانی شکافت (B_t) در بیش از ۸۰ درصد از داده‌های مطالعه شده می‌باشد (Kouzehgar et al., 2021(b)). این نتایج همچنین با یافته‌های آزمایشگاهی در تطابق می‌باشد. بر اساس مشاهدات

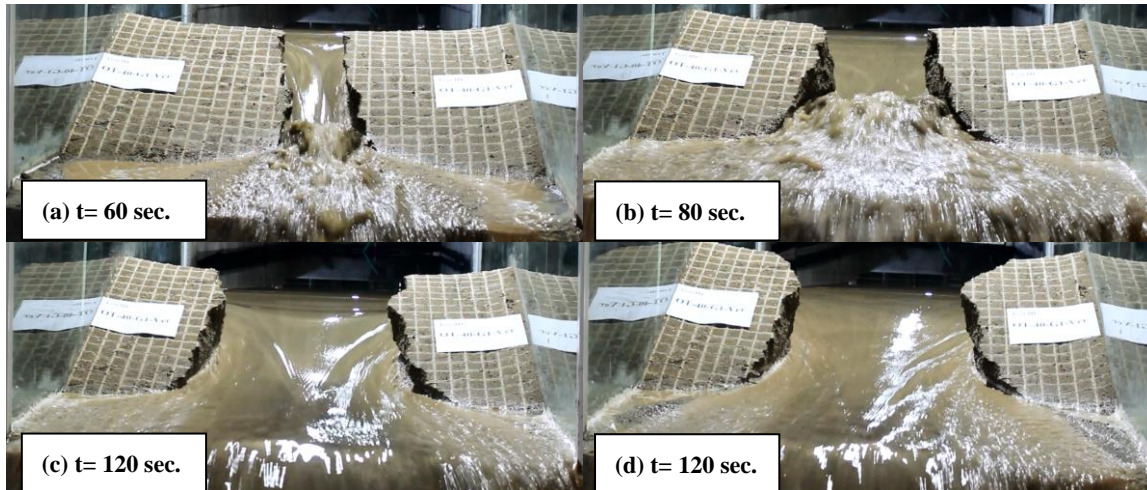


Fig. 3- Instantaneous development of the breach geometry (Experiment No. 6)

شکل ۳- توسعه لحظه‌ای هندسه شکافت (آزمایش شماره ۶)

شده و بین مجموعه داده‌های مختلف مطالعه حاضر، اختلاف قابل توجهی در گروه‌های متغیرهای مستقل مشاهده نشده است. لذا متغیرهای وابسته موجود در هر گروه از داده‌ها به‌طور نرمال در میان هر گروه از متغیرهای مستقل توزیع شده‌اند جدول (۵) مجموعه سدهای مطالعه‌شده را که برای تعیین B_{ave} انتخاب شده‌اند را نشان می‌دهد.

در مطالعه B_{ave} ، رابطه (۱۴) که با استفاده از GEP حاصل شده، بر اساس مشارکت منابع مختلف داده‌ای و نیز ویژگی‌های شکافت سد به صورت زیر پیشنهاد می‌شود:

$$B_{ave} = 0.93564 B_t^{\frac{2}{3}} B_b^{\frac{1}{3}} \quad (14)$$

در تعیین این رابطه، کارورهای (اپراتورهای) به‌کار رفته طی جدول (۶) معرفی و داده‌های ورودی نرمال‌سازی شد. سایر ویژگی‌ها در بخش برنامه‌ریزی بیان ژن توضیح داده شده‌اند. ضرایب R^2 ، NSE و RMSE به ترتیب ۰/۹۹، ۰/۹۹ و ۴/۸۶ بیان می‌گردد و داده‌های به‌کاررفته با بالانویس^۲ در جدول (۲) نمایش داده شده‌اند. جدول (۷) و شکل (۴) به ترتیب توزیع آماری و منحنی پراکندگی مقادیر مشاهداتی برای تعیین B_{ave} را در برابر مقادیر محاسباتی آن نشان می‌دهد.

در بررسی دیگری که بر روی نسبت‌های بی‌بعد سدهای خاکی تاریخی انجام شد، به جز مقطع سد سنگریزه‌ای Swift اکثر مقاطع قابل فرسایش از نوع ذوزنقه‌ای با شیب دیواره‌های تند بوده‌اند. در این راستا در مورد سدهای خاکی، نسبت‌های بی‌بعد B_{ave}/B_t و B_{ave}/B_b به‌صورت زیر پیشنهاد می‌گردند:

$$0.522 \leq B_{ave} / B_t \leq 1.55 \quad (15)$$

$$0.9 \leq B_{ave} / B_b \leq 2.9 \quad (16)$$

به‌طوری‌که در سد سنگریزه‌ای Swift مقدار B_{ave} با E_l ۹۹ درصد معادل بوده است. به‌طور کلی برای سدهای خاکی، B_{ave} در محدوده زیر از طول سد پیشنهاد می‌گردد:

$$0.04 E_l \leq B_{ave} \leq 0.77 E_l \quad (13)$$

برای تعیین B_{ave} در تحقیق حاضر، ترکیبی از داده‌های تاریخی، آزمایشگاهی و مطالعه موردی حاصل از شکست فرضی سدهای واقعی استفاده شده است. داده‌های تاریخی مشابه با مواردی هستند که در بخش "مدل‌های آزمایشگاهی" تشریح گردیده است. از طرفی برای کاهش یا از بین بردن عدم قطعیت‌ها و محدودیت‌های موجود در ارتباط با داده‌های شکافت حاصل از دسته‌های اول و دوم، در دسته سوم مجموعه‌ای از داده‌های شکست فرضی سدهای موجود در استان‌های آذربایجان شرقی، آذربایجان غربی و اردبیل جمع‌آوری و مطالعه شده است. مطالعه شکافت مجازی سد می‌تواند به بررسی بهتر ویژگی‌های جریان خروجی و گسترش هندسه شکافت کمک نماید. با این حال این داده‌های شبیه‌سازی شده مصنوعی و محدود هستند. به‌کارگیری مجموعه داده‌های مختلف می‌تواند کاستی‌های موجود در دسته را پوشش داده و ارزیابی مناسبی از روند فرسایش ارائه دهد. با استفاده از مدل ریاضی BREACH و مشخصات هندسی سدهای مذکور، آب‌نمود خروجی حاصل از شکافت فرضی این سدها استخراج و برخی از پارامترهای آن در توسعه روابط حاصل استفاده گردید. در کاربرد سه دسته از داده‌های فوق از آزمون همگنی داده‌ها استفاده شد تا یکسانی واریانس‌های جمعیتی متعلق به متغیرهای وابسته برای همه گروه‌ها ثابت گردد. بدین منظور از آزمون متداول Leven استفاده گردید که در آن روش F برای بررسی فرضیه تهی و یکسانی واریانس‌ها در دسته‌بندی‌های مختلف استفاده می‌گردد و مقادیر کمتر از ۰/۰۵ نشانگر مردود بودن این فرض خواهد بود. در جمعیت آماری ارائه

لغزشی حجم فرسایش یافته (V_{LS}) از حجم مواد بدنه سد (V_D) فراتر رفته و جداسازی‌های پیرامونی مواد سد را نیز فرا می‌گیرد. چرا که از ۱۱۰ داده موجود در ۵۶/۳۶ درصد حالت‌ها $V_{LS} > V_D$ و در ۳۰ درصد موارد $V_{LS} = V_D$ خواهد بود، درحالی‌که تنها در ۴/۵ درصد مقدار $V_{LS} < V_D$ بوده است. به‌نظر می‌رسد در سدهای لغزشی دیواره‌ها از شیب ملایم‌تری نسبت به سدهای خاکی ساخته شده برخوردار باشند. این امر را می‌توان با طول زیاد تاج، زمان و حجم قابل فرسایش نسبتاً بالای این نوع سدها مرتبط دانست.

در تعیین H_b به عنوان تابعی از جریان گذرنده از روی شکافت همانند B_{ave} از مدل GEP استفاده شده، که در آن نیز براساس منابع مختلف داده‌ای که شرح داده شده رابطه پیشنهادی به صورت زیر می‌باشد:

$$H_b = 1.061584H_w \quad (21)$$

جدول (۶) توصیف مناسبی از کارورهای ژنتیکی به کار رفته در تعیین رابطه مذکور را در نظر می‌گیرد. در ارزیابی این رابطه، ضرایب R^2 ، NSE و RMSE به ترتیب ۰/۹۷، ۰/۹۷ و ۲/۵۵ بیان می‌گردد و داده‌های به کاررفته با بالانویس^۳ در جدول (۲) نمایش داده شده‌اند. شکل (۵) و جدول (۸) به ترتیب توزیع آماری و منحنی پراکنندگی مقادیر مشاهداتی برای تعیین H_b را در برابر مقادیر محاسباتی بیان می‌کنند.

در حالی‌که نسبت‌های مذکور برای سدهای لغزشی به صورت زیر خواهند بود:

$$7 \leq B_{ave} / B_t \leq 16 \quad (17)$$

$$18.75 \leq B_{ave} / B_b \leq 55 \quad (18)$$

از طرفی، عمق شکافت (H_b) یکی از پراسنجه‌های مهم در ارزیابی میزان جریان عبوری و فرسایش‌پذیری بدنه و متعاقباً انتقال رسوب بر پایین‌دست را تشکیل می‌دهد. بررسی‌ها نشان می‌دهند این عمق تاثیر مستقیمی روی آب‌نمود خروجی داشته و از آنجایی‌که پدیده رگاب نهایتاً به روگذری جریان منتهی می‌گردد، ارزیابی دقیق پراسنجه مذکور می‌تواند در برآورد میزان خسارت در پایین‌دست و همچنین تعیین محدوده جمعیت در معرض خطر (PAR) کمک زیادی نماید. بر پایه مطالعه‌هایی که به ترتیب بر روی پایگاه داده خرابی ۱۴۴۳ و ۱۰۴۴ مورد از سدهای خاکی و لغزشی صورت گرفته Zhang et al (2017) محدوده نسبت‌های بی‌بعد H_b/H_d زیر به ترتیب برای سدهای خاکی و لغزشی پیشنهاد می‌گردد:

$$0.544 \leq H_b / H_d \leq 1.23 \quad (19)$$

$$0.2 \leq H_b / H_d \leq 1.755 \quad (20)$$

یافته‌ها همچنین نشان می‌دهند که در اغلب موارد در سدهای

جدول ۵- نام و مشخصه‌های سدهای به کاررفته به عنوان مطالعه‌موردی

Table 5- Name and specifications of the embankments, used as case study

No.	Dam name	S ($\times 10^6 m^3$)	H_d (m)	E_l (m)	H_b (m)	B_{ave} (m)
East Azarbaijan						
1	Alavian	60	76	935	63.75	166.92
2	Germichay	40	85	730	54.77	145.07
3	Ghaehchay	40.3	85	336	65.64	172.07
4	Leilanchay	40.6	84	360	55.55	146.99
West Azarbaijan						
5	Jaldian	1.2	33	222	21.56	61.71
6	Nazlou	170	99	530	86.60	221.23
Ardabil						
7	Alamdar	0.32	22	327	15.71	46.19
8	Ghoricahy	18.07	26	548	23.86	66.60

S: Storage volume; H_d : Height of dam; E_l : Embankment length; H_b : Height of breach; B_{ave} : Average breach width

جدول ۶- ویژگی‌های مربوط به کارورهای ژنتیک در مدل‌های GEP

Table 6- Features of genetic operators in the GEP model

Genetic operator	Value	Genetic operator	Value
No. of chromosome	30	Mutation coefficient	0.044
No. of gene	3	Transposition coefficient	0.1
Head size	8	One and two point recombinations	0.3
RNC mutaion coefficient	0.01	Gene recombination/transposition	0.1

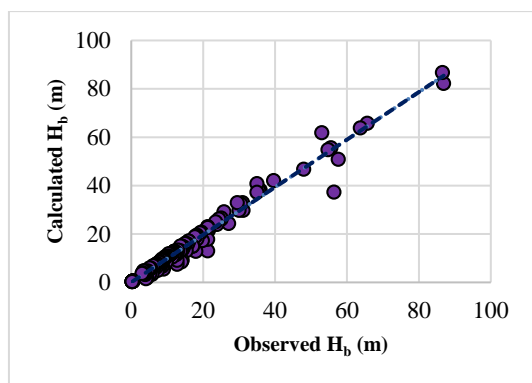
RNC: Random numerical constants

جدول ۷- مشخصه ها و توزیع‌های آماری رابطه (۱۴)

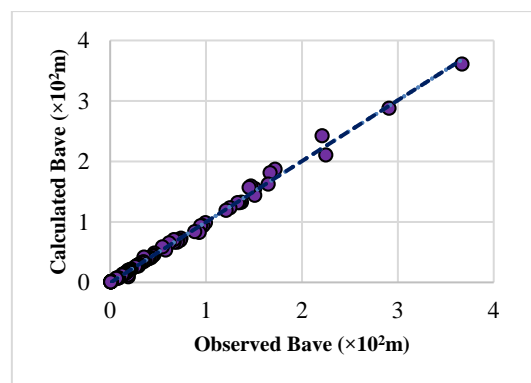
Table 7- Characteristics and statistical distributions of Equation (14)

	Training			Validation		
	$B_t(m)$	$B_b(m)$	$B_{ave}(m)$	$B_t(m)$	$B_b(m)$	$B_{ave}(m)$
Ave.	74.87	43.62	58.04	78.20	43.99	59.87
Max.	446	288	367	372	210	291
Min.	0.88	0.32	0.64	1.18	0.44	0.85
STD	87.11	56.73	68.81	92.80	54.38	70.90
CV	1.16	1.30	1.18	1.19	1.24	1.18

B_t : Top width of breach; B_b : Bottom width of breach; B_{ave} : Average breach width; Ave.: Average value; Max.: Maximum value; Min: Minimum value; STD: Standard deviation; CV: Coefficient of variations

Fig. 5- Dispersion curve of observed versus calculated values to determine H_b

شکل ۵- منحنی پراکندگی مقادیر مشاهداتی در برابر

محاسباتی برای تعیین H_b Fig. 4- Dispersion curve of observed versus calculated values to determine B_{ave}

شکل ۴- منحنی پراکندگی مقادیر مشاهداتی در برابر

محاسباتی برای تعیین B_{ave}

جدول ۸- مشخصه ها و توزیع‌های آماری رابطه (۲۱)

Table 8- Characteristics and statistical distributions of Equation (21)

	Training		Validation	
	$H_w(m)$	$H_b(m)$	$H_w(m)$	$H_b(m)$
Ave.	14.27	15.45	15.34	16.35
Max.	77.40	86.9	81.61	86.61
Min.	0.27	0.285	0.27	0.29
STD	14.60	15.36	15.48	17.08
CV	1.02	0.99	1.01	1.04

H_w : Height of water above breach; H_b : Height of breach; Ave.: Average value; Max.: Maximum value; Min: Minimum value; STD: Standard deviation; CV: Coefficient of variations

سد، نوع و میزان فرسایش مصالح سد با عنوان پراسنجه غالب در شکست سد به شمار رفته و لذا، در ذرات درشت‌دانه به دلیل تنش‌های برشی کمتر نسبت به خاک‌های ریزدانه، سرعت فرسایش برای تکامل به زمان کمتری نیاز دارد.

۲- نتایج تحلیل حساسیت در تعیین Q_D برای سدهای خاکی نشان می‌دهد این پراسنجه به شدت تحت تأثیر ویژگی‌های هیدرولیکی قرار داشته و از بین پراسنجه‌های تأثیرگذار بیشترین و کمترین وابستگی به ترتیب به H_w و E_I نسبت داده می‌شوند.

۳- عرض متوسط شکافت نقش مهمی در نرخ گسترش شکافت و نیز آب‌نمود خروجی دارد. مشخص شد پراسنجه B_{ave} در سدهای

نتیجه‌گیری

هدف از انجام مطالعه آزمایشگاهی اخیر بررسی و درک ویژگی‌های اصلی هندسی شکافت و جریان در شرایط تکرارپذیر و پایدار است که می‌تواند به بهبود مدل محاسباتی منجر گردد. از مدل‌های آزمایشگاهی با مصالح ماسه دانه‌ای و مشخصات فنی مختلف برای مطالعه مکانیسم‌های شکافت و جریان تحت اثر روگذری جریان استفاده شده است. در این راستا ضمن بررسی نتایج حاصله با سایر منابع داده‌ای، نتایج زیر حاصل شده است:

۱- مشاهدات این تحقیق نشان می‌دهد با ملحوظ‌داشتن عدم در دسترس بودن همیشگی ویژگی‌های مکانیکی مصالح به کار رفته در

۴- عمق شکافت نقش مهمی در فرسایش‌پذیری بدنه و در نتیجه انتقال رسوب بر پایین‌دست را تشکیل می‌دهد. مقایسه نسبت‌های H_b/H_d در میان سدهای خاکی و لغزشی نشان‌دهنده مقادیر بیشتر این نسبت‌ها در سدهای لغزشی می‌باشد که در اثر زمان زیاد فرسایش در این سدها ایجاد می‌گردد.

سنگریزه‌های مقادیر بیشتری را نسبت به سدهای خاکی‌ریزه‌ای داشته و بر اساس مشاهدات، مقدار B_{ave} در سدهای خاکی در محدوده بین $0.7 \setminus H_d$ الی $1.86 \setminus H_d$ توصیه می‌شود. مقایسه نسبت‌های بی‌بعد B_{ave}/B_b و B_{ave}/B_t در میان سدهای خاکی و لغزشی نشان‌دهنده مقدار بیشتر این نسبت‌ها در سدهای لغزشی می‌باشد که می‌تواند ناشی از حجم و طول زیاد تاج در این سدها باشد.

References

- 1- Ashraf, M., Soliman, A. H., El-Ghorab, E. and Zawahry, A. E. 2018. Assessment of embankment dams breaching using large scale physical modeling and statistical methods. *Water Science*, 32, 362-379.
- 2- Azimi, R., Vatankhah, A.R. and Kouchakzadeh, S., 2015. Predicting peak discharge from breached embankment dams. In *E-Proc. 36th IAHR World Congress, Hague*.
- 3- Chanson, H. and Wang, H. 2013. Unsteady discharge calibration of a large V-notch weir. *Flow Measurement and Instrumentation*, 29, 19-24.
- 4- Chow, V. T. 1959. *Open-channel Hydraulics*, McGraw-Hill.
- 5- Coleman, S. E., Webby, M. G. and Andrews, D. P. 2004. Closure to "overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments" by stephen e. Coleman, darryl p. Andrews, and m. Grant webby. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130, 3.۳۷۶-۷۴
- 6- De Lorenzo, G. and Macchione, F. 2014. Formulas for the peak discharge from breached earthfill dams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140, 56-67.
- 7- Dhiman, S. and Patra, K. C. 2017. Experimental study of embankment breach based on its construction parameters. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.*, 2017, 1-26.
- 8- Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M. 2000. A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 1025-1061.
- 9- Fread, D. L. 1988. BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failure. Silver Spring, M.A., USA: National Water Service (NWS) Report.
- 10- Froehlich, D. C. 2008. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, 1708-1721.
- 11- Gupta, S. K. and Singh, V. P. 2012. Discussion of Enhanced predictions for peak outflow from breached embankment dams by Christopher I. Thornton, Michael W. Pierce, and Steven R. Abt. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17, 463-466.
- 12- Hagen, V.K., 1982. Re-evaluation of design floods and dam safety: Fourteenth ICOLD Congress. *Rio de Janiero*.
- 13- Hakimzadeh, H., Nourani, V. and Babaeian Amini, A. 2014. Genetic programming simulation of dam breach hydrograph and peak outflow discharge. *Journal of Hydrologic Engineering*, 19, 757-768.
- 14- Hanson, G. J. 2005. Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments. *Transactions of the ASAE*, v. 48, pp. 1783-1794-2005 v.48 no.5.
- 15- Hassanzadeh, Y. 2005. *Dam-Break Hydraulics*, Publication No. 63, Tehran, Iran, Iranian National Committee on Large Dams (in Persian).

- 16- Hooshyaripor, F. and Tahershamsi, A. 2012. Comparing the performance of neural networks for predicting peak outflow from breached embankments when back propagation algorithms meet evolutionary algorithms. *International Journal of Hydraulic Engineering*, 1, 55-67.
- 17- Hunt, S. L., Hanson, G. J., Cook, K. R. and Kadavy, K. C. 2005. Breach widening observations from earthen embankment tests. *Transactions of the ASAE*, 48, 1115-1120.
- 18- Johnson, F. A. and Illes, P. 1976. A classification of dam failures. *Water Power and Dam Construction*, 28, 43-45.
- 19- Kirkpatrick, G. W. 1977. Evaluation guidelines for spillway adequacy. *The evaluation of dam safety, Engineering Foundation Conference, ASCE*. New York.
- 20- Kouzehgar, K. 2021. *Investigation of Erosional Earthfill Dam Break using Physical, Mathematical, and Soft Calculations*. Ph.D Thesis., Islamic Azad University, Najafabad Branch (in Persian).
- 21- Kouzehgar, K., Hassanzadeh, Y., Eslamian, S., Yousefzadeh Fard, M. and Babaeian Amini, A. 2021(a). Physical modeling into outflow hydrographs and breach characteristics of homogeneous earthfill dams failure due to overtopping. *Journal of Mountain Science*, 18, 462-481.
- 22- Kouzehgar, K., Hassanzadeh, Y., Eslamian, S., Yousefzadeh Fard, M. and Babaeian Amini, A. 2021(b). Experimental investigations and soft computations for predicting the erosion mechanisms and peak outflow discharge caused by embankment dam breach. *Arabian Journal of Geosciences*, 14, 616.
- 23- MacDonald, T. C. and Langrdge-Monopolis, J. 1984. Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 567-586.
- 24- Mahmoud, M., Bukhary, A., Ramadan, A. and Al-Zahrani, M. 2017. *Prediction of Breach Peak Outflow and Failure Time Using Artificial Neural Network Approach*, Barcelona, Spain, Conference: 2nd World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering (CSEE'17).
- 25- Morris, M. W. 2011. *Breaching of earth embankments and dams*. Ph.D. Dissertation, Open University.
- 26- Morris, M. W., Hassan, M. A. A. M. and Vaskinn, K. A. 2007. Breach formation: Field test and laboratory experiments. *Journal of Hydraulic Research*, 45, 9-17.
- 27- Peng, M. and Zhang, L. M. 2012. Breaching parameters of landslide dams. *Landslides*, 9, 13-31.
- 28- Peng, M., Zhang, L. M., Chang, D. S. and Shi, Z. M. 2014. Engineering risk mitigation measures for the landslide dams induced by the 2008 Wenchuan earthquake. *Engineering Geology*, 180, 68-84.
- 29- Pierce, M. W., Thronton, C. I. and Abt, S. R. 2010. Predicting peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15, 338-349.
- 30- Ranjbar, A., Khalili, D., Zand Parsa, S. and Kamkar Haghighi, A. A. 2015. Regional drought monitoring based on the inflow to the Dorodzan dam reservoir in Fars province (in Persian). *Journal of Irrigation Sciences and Engineering*, 38, 79-96.
- 31- Sadeghi, S., Hakimzadeh, H. and Babaeian, A. 2020. Experimental investigation into outflow hydrographs of nonhomogeneous earth dam breaching due to overtopping. *Journal of Hydraulic Engineering*, 146, 04019049.
- 32- Sattar, A. M. A. 2013. Gene expression models for prediction of dam breach parameters. *Journal of Hydroinformatics*, 16, 550-571.
- 33- Shen, D., Shi, Z., Peng, M., Zhang, L. and Jiang, M. 2020. Longevity analysis of landslide dams. *Landslides*, 17, 1797-1821.

- 34- Shi, Z. M., Guan, S. G., Peng, M., Zhang, L. M., Zhu, Y. and Cai, Q. P. 2015. Cascading breaching of the Tangjiashan landslide dam and two smaller downstream landslide dams. *Engineering Geology*, 193, 445-458.
- 35- Singh, K. P. and Snorrason, A. 1984. Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. *Journal of Hydrology*, 68, 295-310.
- 36- Singh, V. P. 2013. *Dam Breach Modeling Technology*, Springer Netherlands.
- 37- Thornton, C. I., Pierce, M. W. and Abt, S. R. 2011. Enhanced predictions for peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrologic Engineering*, 16, 81-88.
- 38- Vaskinn, K. A., Lovoll, A., Hoeg, K., Morris, M., Hanson, G. J. and Hassan, M. A. 2004. Physical modeling of breach formation: large scale field tests, Dam safety. Proceedings of the Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Arizona, USA.
- 39- Wahl, T. L. 1998. Prediction of Embankment Dam Breach Parameters: A Literature Review and Needs Assessment. DSO-98-004, Dam Safety Research Report. Denver, Co., USA.
- 40- Wahl, T. L. 2004. Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130, 389-397.
- 41- Wahl, T. L. 2014. Evaluation of Erodibility-Based Embankment Dam Breach Equations, Hydraulic Laboratory Report HL-2014-02. Denver, Colorado: United States Bureau of Reclamation.
- 42- Walder, J. S., Iverson, R. M., Godt, J. W., Logan, M. and Solowitz, S. A. 2015. Controls on the breach geometry and flood hydrograph during overtopping of noncohesive earthen dams. *Water Resources Research*, 51, 6701-6724.
- 43- Walder, J. S. and O'Connor, J. E. 1997. Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams. *Water Resources Research*, 33, 2337-2348.
- 44- Wang, B., Chen, Y., Wu, C., Peng, Y., Song, J., Liu, W. and Liu, X. 2018. Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. *Journal of Hydrology*, 562, 692-702.
- 45- Wu, W. 2013. Simplified physically based model of earthen embankment breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139, 837-851.
- 46- Xu, Y. and Zhang, L. M. 2009. Breaching parameters for earth and rockfill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135, 1957-1970.
- 47- Zhang, L., Peng, M., Chang, D. and Xu, Y. 2016. *Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment*, John Wiley & Sons.
- 48- Zhang, L. M., Peng, M. and Xu, Y. 2010. Assessing risks of breaching of earth dams and natural landslide dams. Indian Geotechnical Conference, GEOTrendz, 2010 India. 16-18.
- 49- Zhong, Q., Chen, S. and Deng, Z. 2017. Numerical model for homogeneous cohesive dam breaching due to overtopping failure. *Journal of Mountain Science*, 14, 571-580.