

EXTENDED ABSTRACT

Modeling Seepage in Porous Media Using an Unstructured Triangular Finite Volume Algorithm

E. Fazeli¹ and M. M. Heidari^{2*}

1- M. Sc. student, Department of Water Engineering, College of Agriculture and Natural Resources, Razi University.

2* - Corresponding Author, Assistant Professor, Department of Water Engineering, College of Agriculture and Natural Resources, Razi University (*mm.heidari@razi.ac.ir*).

Received: 30 December 2016

Revised: 20 September 2017

Accepted: 25 September 2017

Keywords: Earth dam, Phreatic line, Soil water flow, Van Genuchten equation, Numerical simulation.
DOI: 10.22055/jise.2017.21131.1515

Introduction

The explorers consider the study of water flow in saturated and unsaturated soils to determine the seepage, pore pressure, uplift force, and hydraulic gradient in the design of dams. Numerical simulation is a rapid low-cost method for the study of soil water flow, which has recently been increased. Many investigators have described approximate methods, based on Dupuit assumptions, to locate the surface of seepage and seepage discharge for different tailwater positions. In order to reduce the seepage discharge and, consequently, flow energy reduction passing the dam, various actions such as the construction of clay core, trench and grout curtain, and clay cover on the reservoir floor have been considered. Despite all the measures taken to prevent the movement of water in the embankment dam, water always penetrates the downstream parts due to the permeability of the materials. Drainage systems are designed to collect and direct seepage of water to downstream areas, keeping the dam's riffle slope dry to decrease the hydroscopic pressure and increase the stability of the embankment dams. Horizontal drains are widely used in homogeneous embankment dams with an average height. In this study, Richards equation was discretized in two-dimensional and unsteady conditions using an unstructured triangular finite volume algorithm and a computer model developed to simulate seepage in saturated-unsaturated soils. In this model, Van Genuchten equation or other functions can be used to calculate hydraulic conductivity in unsaturated soil for the simulation of flow.

Methodology

In this study, the applied form of the continuity equations and the momentum conservation of flow in porous media are shown in Eqs. (1 – 3) (Richards, 1931). It should be noted that due to the insignificant velocity changes relative to the time and the assumption of the hydrostatic pressure distribution, the momentum equation in porous media is converted into the Darcy law.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla \cdot \vec{V} = 0 \quad (1)$$

$$u = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2)$$

$$v = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \tag{3}$$

where $\nabla \cdot \vec{V}$ is the gradient of velocity, u and v are the velocity in x and y directions, respectively, θ is the volume of moisture, h is the total potential including gravity and pressure load, and k_x and k_y are the hydraulic conductivity of the soil in x and y directions.

Choosing the meshing type is the first step in dividing the governing equations on the movement of water in the soil. The numerical simulation range can be categorized using regular rectangular meshing or irregular triangular meshing. If the range of irregularity solution is complex, then the irregular triangular meshing is more appropriate to be used. In this study, the computational loops are located at the intersection of the sides of the triangle, and a polygon is produced by the distances between each loop as the control volume. The discrete of the continuity and momentum equations with a combination of explicit and implicit methods is converted to Eq. (4):

$$f(\psi_i^n) A_i (h_i^{n+1} - h_i^n) = \Delta t \sum_{j=1}^{j=m} \left[\left(\frac{k_r \Delta S_i}{\Delta r_i} \right)_j \left[(1 - \phi)(h_j^n - h_i^n) + \phi(h_j^{n+1} - h_i^{n+1}) \right] \right] \tag{4}$$

In the above equation, Φ is a weighted variable between zero and one, which expresses the explicit and implicit numerical scheme. If one is chosen, it is the implicit scheme and if zero is chosen, the solution scheme is explicit. The obtained system of equations is solved by the Gauss-Seidel method, and the values of pressure or matrix potential are obtained at the center of each control volume.

Results and Discussion

To verify the numerical model, Ahmadi et al. (2014) and Varjavand et al.’s (2008) experimental data were used. The experimental model in Ahmadi et al. (2014) consisted of a homogeneous embankment dam with a height of 70 cm, a slope of 1 to 1/7 (vertical to horizontal) and a 20 cm crown length. In order to investigate the seepage line and hydroscopic pressure in the dam’s body, 80 piezometers were used in three rows at 5, 15 and 30 cm from the bottom. Executing the numerical model, the amount of pressure in different points was calculated and compared with the experimental model. Fig. (1). Shows the upstream values of observational and computational water pressure at different levels for water depths of 40 and 60 cm.

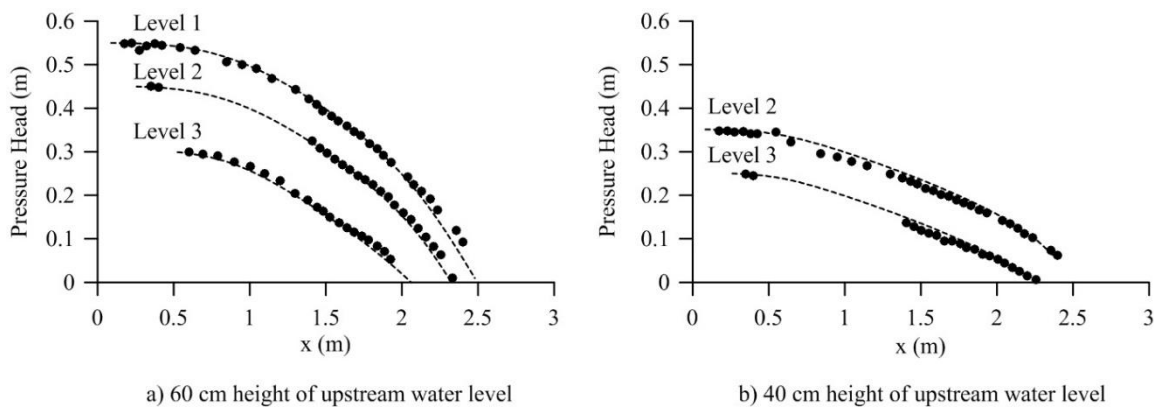


Fig. 1- The observational and computational pressure in piezometers for different water levels in the reservoir

The maximum and average errors in calculating the pressure of piezometers were 3.1% and 1.5% respectively, which is an appropriate precision for the numerical model.

The average error of the numerical model in calculating pressure in confined and unconfined flow were 1.1 and 1.5 percent, respectively, and the average error in calculating seepage in the unconfined flow was 5.6 percent, which is sufficient for the numerical model. One of the most important issues in controlling the stability of earth dams in rapid drawdown conditions is the amount of pore pressure and leakage force. The average error of the numerical model in calculating pore pressure in unsteady condition was 5.6 percent. The pore pressure distribution in the upper part of dams was non-hydrostatic, and the error of the numerical model in the upper part was higher than the bottom sections.

Conclusions

In order to simulate two-dimensional water flow in porous media, a computer model was prepared via control volume method using irregular triangular mesh. The method of dividing the continuity and momentum equations was implicit and explicit, the obtained system of equations was solved by the Gauss-Seidel method, and the values of the pressure or matrix potential were obtained at the center of each control volume. The numerical model developed in this study can calculate the pressure of each loop, the hydraulic gradient, the amount and direction of the flow velocity, the flow discharges, the amount of force each section underwent, and the seepage line in steady and unsteady conditions. The verification results indicate that the average calculation errors in the pressure of the piezometers in confined and unconfined flow are 1.1 and 1.5 percent, respectively, and the average error in calculating seepage in the unconfined flow is 5.6 percent, which is sufficient for the numerical model. Therefore, the numerical model can calculate the seepage pressure and discharge rate with very good accuracy.

References

- 1- Ahmadi, H., Rezaei, H. and Zeinalzadeh, K., 2014. A Laboratory Study of the Effect of the Function of Hydraulic Conductance on Modeling of Seepage from Earth Dams. *Iranian Journal of Soil and Water Research*. 45(3), pp.299-307. (In Persian).
- 2- Richards, L. A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1, pp.318-333.
- 3- Varjavand, P., Poreskandar, S., Parsadizadeh, D. and Masoomi, A., 2008. Physical and numerical simulation of cut-off effect on seepage through layering foundation. *Iranian water research journal*. 8(14), pp.65-77. (In Persian).



© 2019 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/>).

شبیه‌سازی تراوش در محیط متخلخل با استفاده از روش احجام محدود با شبکه‌بندی نامنظم مثلثی

الهام فاضلی^۱ و محمد مهدی حیدری^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه‌های آبی گروه مهندسی آب دانشگاه رازی

۲- نویسنده مسئول، استادیار گروه مهندسی آب دانشگاه رازی mm.heidari@razi.ac.ir

دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۱۰

بازنگری: ۱۳۹۶/۶/۲۹

پذیرش: ۱۳۹۶/۷/۳

چکیده

بررسی جریان آب در خاک‌های اشباع و غیراشباع به منظور تعیین دبی نشست، فشار آب منفذی، نیروی بالابرنده و گرادیان هیدرولیکی در طراحی سدها مورد توجه متخصصین است. شبیه‌سازی عددی یک روش سریع و کم‌هزینه برای مطالعه حرکت آب در محیط متخلخل است که در دهه‌های اخیر رشد چشم‌گیری داشته است. در این تحقیق، معادله ریچاردز در حالت دو بعدی و غیرماندگار با استفاده از روش عددی حجم محدود و شبکه‌بندی نامنظم مثلثی جداسازی و یک مدل کامپیوتری تهیه شد که قابلیت شبیه‌سازی حرکت آب در خاک اشباع و غیراشباع را دارد. در این مدل به منظور محاسبه هدایت هیدرولیکی در محیط غیراشباع برای شبیه‌سازی جریان می‌توان از رابطه ون گنوختن و یا توابع دیگر استفاده کرد. مدل عددی در دو بخش جریان محصور و غیرمحصور با داده‌های آزمایشگاهی سایر پژوهشگران صحت‌سنجی شد. متوسط خطای مدل عددی در محاسبه فشار در جریان محصور و غیرمحصور به ترتیب ۱/۱ و ۱/۵ درصد و متوسط خطای آن در محاسبه دبی نشست در جریان غیرمحصور ۵/۶ درصد است، که دقت مناسبی برای مدل عددی است. یکی از موارد بسیار مهم در کنترل پایداری سدهای خاکی، میزان فشار آب منفذی و نیروی نشست ایجادشده در شرایط وقوع افت ناگهانی سطح آب در مخزن است. متوسط درصد خطای محاسبه فشار آب منفذی در شرایط نشست غیرماندگار توسط مدل عددی ۵/۶ درصد است. در شرایط افت ناگهانی سطح آب، توزیع فشار در جریان غیرماندگار در بخش‌های بالادست از حالت هیدرواستاتیک مقداری خارج شده و باعث اختلاف فشار آب منفذی محاسباتی و مشاهداتی می‌شود.

کلید واژه‌ها: سد خاکی، خط نشست آزاد، حرکت آب در خاک، رابطه ون گنوختن، شبیه‌سازی عددی.

مقدمه

نشست جریان آب از پی و بدنه سدهای خاکی، دایک‌های حفاظتی و بندهای انحرافی از موضوعات مهم در طراحی سازه‌های هیدرولیکی است که همواره مورد توجه متخصصین می‌باشد. با بررسی مسئله نشست در سدهای خاکی می‌توان مقدار دبی عبوری از بدنه و پی سد، موقعیت دقیق خط نشست، مقدار شیب هیدرولیکی خروجی در قسمت‌های مختلف سد مانند هسته و پوسته را تعیین کرد. در صورتی که دبی نشست از پی یک سد خاکی بیشتر از مقدار مجاز باشد، ساخت سد را در آن منطقه غیرقابل‌توجیه می‌نماید. همچنین با محاسبه دبی نشست از سد خاکی می‌توان طول و ضخامت زهکش را تعیین نمود. تعیین موقعیت خط نشست و محاسبه فشار آب منفذی در تحلیل پایداری شیب‌های سد خاکی در مقابل لغزش و فرسایش درونی ضروری است. فشار آب منفذی در شیروانی پایین دست سد خاکی ممکن است باعث لغزش و تخریب سد شود که با ایجاد چاه‌های زهکشی، پرده آب بند و پتوی رسی در کف مخزن و تحلیل مجدد نشست می‌توان شیب پایین‌دست سد را پایدار نمود. مقدار گرادیان هیدرولیکی خروجی نیز در بررسی پایداری اجزای مختلف سد و پی در برابر آب‌شستگی و فرسایش

درونی حایز اهمیت است. تحلیل نشست از پی سدهای انحرافی نیز در بررسی پایداری آن ضروری است. اختلاف تراز سطح آب بالادست و پایین دست سد انحرافی و همچنین نفوذپذیری مصالح پی باعث ایجاد جریان تراوشی از زیر سد می‌شود. چنانچه گرادیان هیدرولیکی از مقدار بحرانی بیشتر باشد، پدیده آب‌شستگی اتفاق می‌افتد. همچنین یکی از نیروهای محرک که در جهت ناپایداری سدهای انحرافی عمل می‌کند، نیروی زیرفشار است که به دلیل فشار آب منفذی محیط اشباع خاک پی سد ایجاد می‌شود. نیروی زیرفشار در خلاف جهت نیروی وزن بوده و باتوجه به این‌که پایداری سدهای انحرافی از طریق وزن سازه است، می‌تواند عامل لغزش و یا واژگونی سد شود. لذا با توجه به مطالب ذکرشده، بررسی نشست و حرکت آب در خاک در طراحی سدهای خاکی و بندهای انحرافی کاملاً ضروری است. مطالعه جریان آب در خاک از طریق مدل‌های آزمایشگاهی، روابط تجربی و روش‌های عددی امکان‌پذیر است. در دهه‌های اخیر تمایل متخصصین به استفاده از روش‌های عددی در مسئله تراوش آب در خاک به دلیل پیشرفت روزافزون علوم کامپیوتری، هزینه‌بر بودن احداث مدل‌های آزمایشگاهی و همچنین دقت پایین روش‌های تجربی در حال افزایش است. در یک طبقه‌بندی کلی روش‌های عددی برای حل

ایجاد شده، از این رو از تقریب دوپویی-فورشهیمیر استفاده می‌شود. Ghobadian و Khodaei (2009) براساس روش حجم محدود و با در نظر گرفتن خاک اشباع یک مدل ریاضی برای شبیه‌سازی جریان آب در داخل بدنه و پی سد خاکی تهیه کردند. در این مدل موقعیت خط نشت آزاد به روش تکراری و شبکه تغییر شکل یافته تعیین می‌گردد. با استفاده از مدل ارائه شده به اثر پرده آب‌بند بر موقعیت خط نشت آزاد و دبی تراوش در سدهای خاکی مورد بررسی قرار گرفت. Azizi pour و Shooshtari (2012) از روش حجم محدود برای حل معادله ریچاردز در حالت تک بعدی برای تعیین رطوبت و بار فشار در خاک غیراشباع استفاده کردند و با مقایسه نتایج عددی با داده‌های آزمایشگاهی نشان دادند، روش عددی حجم محدود برای حل معادله حرکت آب در خاک مناسب می‌باشد. همچنین استفاده از مدل هدایت هیدرولیکی ون‌گنوختن جواب‌های بهتری نسبت به دیگر مدل‌های هیدرولیکی مانند مدل بروکز-کری و گاردنر ارائه می‌دهد. Ghobadian (2014) معادله ریچاردز را با استفاده از روش عددی حجم محدود و شمای گسسته‌سازی کرنک-نیکلسون در حالت دوبعدی جداسازی کرده و یک مدل کامپیوتری تهیه کردند که قابلیت شبیه‌سازی حرکت آب در خاک اشباع و غیراشباع را دارد. در مدل توسعه یافته ارتباط هدایت هیدرولیکی غیراشباع و بار فشاری با استفاده از رابطه ون‌گنوختن انجام شده است. لازم به ذکر است حجم کنترل در نظر گرفته در تحقیق ایشان به صورت مستطیلی منظم می‌باشد. Hyunuk و Soonyoung (2014) با استفاده از روش احجام محدود و شبکه‌بندی غیرمنظم یک روش جدید برای شبیه‌سازی جریان ترکیبی آب سطحی و زیرسطحی ارائه دادند. برای شبیه‌سازی آب سطحی از تقریب موج پخشیدگی و برای شبیه‌سازی جریان در محیط متخلخل از معادله ریچاردز استفاده گردید. در هر گام زمانی، ابتدا از معادله موج پخشیدگی عمق آب در هر گره محاسبه شده و سپس مقدار نشت براساس عمق آب روی سطح زمین و معادله ریچاردز محاسبه می‌شود. با توجه به آن که مقدار نشت در شبیه‌سازی جریان سطحی نیز موثر است مجدداً در همان گام زمانی معادله پخشیدگی حل می‌شود. Yousefi et al (2015) با استفاده از یک نمونه آزمایشگاهی به بررسی اثر عوامل مؤثر بر پدیده‌ی جوشش از پی سازه‌های هیدرولیکی مستقر بر پی‌های آبرفتی پرداختند. در این تحقیق تأثیر موقعیت و عمق دیواره سپری بر مقدار دبی نشت و گرادیان خروجی در قالب نمودارهای بی‌بعد ترسیم شد. Varjavand et al (2008) با استفاده از مدل فیزیکی و عددی به بررسی رفتار هیدرولیکی پرده آب‌بند با عمق‌های نفوذ مختلف بر مقدار فشار در قسمت‌های مختلف پی سد پرداختند. فشار پیزومتری در ۲۸ نقطه از مدل فیزیکی اندازه‌گیری شد و جریان آب در همان شرایط خاک با مدل عددی Seep/w شبیه‌سازی و مقادیر فشار برآورد شد. نتایج خروجی نشان‌دهنده دقت مناسب مدل عددی در شبیه‌سازی فشار در محیط متخلخل اشباع است.

معادلات حاکم بر جریان آب در خاک را می‌توان به تفاضل‌های محدود، اجزای محدود، احجام محدود و المان‌های مرزی طبقه‌بندی کرد.

Chen et al (1994) با استفاده از روش المان مرزی بر پایه فرمولاسیون انتگرال دوتایی، مدلی را جهت آنالیز تراوش در زیر سد همراه با سپری ارائه نمودند. به منظور ساده‌سازی محاسبات مربوط به تراوش در طول و اطراف مرزها، شار مماسی مرزها محاسبه شده و در مدل به کار می‌رود. این مدل در شرایط دایم و در حالت دو بعدی کاربرد دارد. همچنین به منظور صحت‌سنجی مدل، چند مثال به‌وسیله این مدل حل شده و با نتایج روش‌های تحلیلی و المان محدود مقایسه شده است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که این روش در حالت همگن از دقت بیشتری نسبت به روش المان محدود برخوردار است. Chakib و Nachaoui (2005) از روش عددی جدیدی به منظور تقریب سطح آزاد در جریان غیردایم استفاده کردند. به این ترتیب که در هر بازه زمانی یک مساله بهینه‌سازی غیرخطی با استفاده از المان‌های مرزی حل می‌شود. در این تحقیق به منظور صحت‌سنجی مدل، یک سد مستطیلی همگن به صورت غیردایم حل شده است. Nabavianpour (2008) برای حل معادله حرکت آب در محیط‌های متخلخل به منظور تعیین محل سطح آزاد نشت از روش اجزای مرزی استفاده کرد و در پایان محل سطح آزاد و مکان خروجی آب در پایین دست سد را محاسبه کرد. Yazdi و Bayat (2009) از روش عددی گالرکین-احجام محدود برای مدل‌سازی تراوش در پی سدهای بتنی وزنی و حل معادلات حاکم بر پدیده تراوش در محیط مذکور استفاده کردند و مدل NASIR را تهیه نمودند. آن‌ها بیان کردند که مدل مذکور برای مسائل با پیچیدگی‌های هندسی قابل استفاده است. Sheng و Feng (2009) از روش تفاضل محدود ضمنی در بعد زمان و روش گالرکین المان محدود در بعد مکان برای جداسازی معادلات حاکم بر جریان در محیط متخلخل استفاده کردند و یک مدل عددی به منظور تحلیل تراوش در سدهای خاکی ارائه دادند. در این مدل درجه اشباع و هد به‌عنوان متغیر تعریف شده و با استفاده از پارامتر درجه اشباع سطح تراوش به‌دست می‌آید. این مدل عددی با روش‌های تحلیلی و آزمایشگاهی مقایسه شده که نشان می‌دهد مدل به درستی نشت را شبیه‌سازی می‌کند. Rushton و Youngs (2010) به منظور محاسبه ارتفاع سطح تراوش در آبخوان‌هایی که به‌وسیله جریان‌های عمودی تغذیه شده و به صورت جانبی زهکش می‌شوند، یک مدل عددی ارائه دادند. به منظور محاسبه هد نقاط از دو روش تفاضل محدود استفاده گردید. روش اول مربوط به حل دو بعدی معادله لاپلاس است که با استفاده از آن سطح تراوش به صورت مستقیم محاسبه می‌شود و روش دوم مربوط به حل معادله دوپویی-فورشهیمیر است و براساس آن، تنها هد در مرز پایین دست تعیین می‌شود. در یک آبخوان ناهمگن زمانی که سطح آب به سطح مشترک دو لایه می‌رسد، امکان دارد در روش اول ناپایداری

مواد و روش‌ها

معادله‌های حاکم بر جریان در محیط متخلخل

شکل به کاررفته معادلات پیوستگی و بقای اندازه حرکت جریان در محیط متخلخل برای این تحقیق به صورت روابط (۱) تا (۴) است (Richards, 1931). لازم به ذکر است با توجه به ناچیز بودن تغییرات سرعت نسبت به زمان و فرض توزیع هیدرواستاتیک فشار، معادله اندازه حرکت در محیط متخلخل به قانون داریسی تبدیل می‌شود.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla \cdot \vec{V} = S \quad (1)$$

$$S = \frac{q_s}{A_s} \quad (2)$$

$$\mathbf{u} = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3)$$

$$\mathbf{v} = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad (4)$$

که در آن، ∇ علامت گرادینان، q_s دبی تزریق (+) یا تخلیه (-)، A_s سطح مقطع مربوط به دبی تزریقی یا تخلیه‌ای، θ رطوبت حجمی، h پتانسیل کل شامل بار ثقلی و بار فشار، k_x و k_y هدایت هیدرولیکی خاک در جهت x و y است. لازم به ذکر است از ترکیب قانون داریسی با قانون بقای جرم، رابطه ریچاردز به دست می‌آید. در محیط اشباع در تمام نقاط مقدار رطوبت و هدایت هیدرولیکی خاک ثابت است، اما در محیط غیراشباع رطوبت حجمی و هدایت هیدرولیکی خاک تابعی از بار فشاری است و بنابراین در نقاط مختلف متفاوت است. محققین مختلفی معادله‌هایی جهت تعیین مقدار رطوبت و هدایت هیدرولیکی خاک در محیط غیراشباع ارائه داده‌اند که رابطه ون گنوختن یکی از روابطی است که عملکرد مناسب دارد و در مدل‌های تجاری Hydrus و Seep2D از آن استفاده شده است. تابع ون گنوختن که در این تحقیق برای مدل هدایت هیدرولیکی غیراشباع استفاده شده است، به صورت روابط (۵) تا (۷) می‌باشد (Van Genuchten, 1980):

$$\theta(\psi) = \begin{cases} \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + |\alpha\psi|^n\right]^m} & \psi < 0 \\ \theta & \psi \geq 0 \end{cases} \quad (5)$$

$$S_e = \frac{\theta(\psi) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (6)$$

$$k(\psi) = k_s S_e^L \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^2\right] \quad (7)$$

Ahmadi et al (2014) برای بررسی تأثیر پارامتر هدایت هیدرولیکی مصالح در حالت اشباع و غیراشباع بر پدیده نشت، مدل آزمایشگاهی یک سد خاکی را ساختند و جریان در محیط متخلخل را با نرم‌افزار Seep/w شبیه‌سازی کردند. نتایج این تحقیق نشان داد با به کارگیری تابع هدایت هیدرولیکی غیراشباع در مقایسه با حالت به کارگیری هدایت هیدرولیکی اشباع نتایج مدل با داده‌های مشاهداتی تطابق بهتری دارد.

Azar et al (2016) با استفاده از نرم‌افزار FLAC که مبتنی بر روش تفاضل محدود است، به مدل‌سازی عددی یک نمونه آزمایشگاهی از یک دایک ساحلی پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد مدل عددی ارائه شده در محیط FLAC قادر به مدل‌سازی رفتار خاک است. Shokri et al (2017) یک مدل غیرهیدرواستاتیک دو بعدی در قائم برای شبیه‌سازی هم‌زمان جریان با سطح آزاد و جریان در محیط متخلخل ارائه دادند. معادلات حاکم بر مدل، شکل توسعه‌یافته معادلات ناپیر استوکس می‌باشد که در محیط سیال و محیط متخلخل به صورت یکسان به کار برده می‌شود. این معادلات با استفاده از روش حجم محدود و در مختصات کارترزین گسسته‌سازی شده و به کمک روش تحمیل فشار در دو مرحله حل شده‌اند. مدل توسعه داده شده، با درگیر کردن معادله سینماتیک سطح آزاد آب و شکل توسعه‌یافته معادلات ناپیر استوکس، میدان فشار را به صورت کامل حل می‌نماید.

Sarmah و Barua (2017) با استفاده از روش جداسازی متغیرها و بسط سری فوری یک روش تحلیلی برای شبیه‌سازی غیرماندگار و سه‌بعدی حرکت آب در زهکش‌های سطحی ارائه دادند. در این روش خاک همگن، اشباع و ایزتروپ فرض شده و محدوده شبیه‌سازی کاملاً منظم در نظر گرفته شده است. مقایسه نتایج حل تحلیلی با داده‌های آزمایشگاهی و خروجی مدل‌های عددی نشان داد که روش ارائه شده دقت مناسب برای شبیه‌سازی جریان در زهکش‌های سطحی را دارد.

اکثر کدهای مدل‌های تجاری موجود مانند Seep/w یا seep-2D باز نبوده و در صورت نیاز به شرایط مرزی خاص و یا شبیه‌سازی ترکیبی آب سطحی و زیرزمینی یا مسائل مربوط به پهنه‌سازی ابعاد سد نیاز به باز بودن کد عددی وجود دارد. محققین مختلف شماهای عددی مختلفی را در این زمینه ارائه دادند که سعی بر ساده بودن کد نویسی و سرعت بالای شبیه‌سازی داشتند. بررسی منابع قبلی نشان می‌دهد اکثر مدل‌های عددی برای حرکت آب در خاک مبتنی بر روش اجزای محدود و یا براساس شبکه‌بندی منظم مستطیلی است. هدف اصلی این تحقیق تهیه مدلی کامپیوتری با سرعت اجرای بالا و کدنویسی راحت بر مبنای روش حجم کنترل و شبکه‌بندی مثلثی نامنظم برای شبیه‌سازی جریان در محیط متخلخل اشباع و غیراشباع می‌باشد. در ادامه نتایج خروجی مدل عددی با داده‌های اندازه‌گیری شده در جریان محصور و غیرمحصور مقایسه می‌شود.

کنترل دیگر در ارتباط است، در حالی که اگر گره‌های محاسباتی در راس مثلث‌ها باشد، حجم کنترل حاصل با تعداد بیشتری از حجم کنترل‌های اطراف در ارتباط است و دقت محاسبات را بیشتر می‌کند. در این پژوهش گره‌های محاسباتی در راس مثلث‌ها قرار داشته و از حجم کنترل چند وجهی استفاده می‌شود. نرم‌افزارهای مختلفی برای شبکه‌بندی مثلثی وجود دارد که در این تحقیق از نرم‌افزار EASYMESH برای شبکه‌بندی استفاده می‌شود. در این نرم افزار با وارد کردن محدوده حل و ابعاد مثلث‌های شبکه‌بندی، سه فایل متنی برای مشخصات مثلث‌ها، اضلاع و رئوس تهیه می‌شود. فایل مربوط به مشخصات رئوس مثلث شامل شماره گره، مختصات X و Y، و شرط مرزی گره است. فایل اضلاع مثلث شامل شماره ضلع، شماره گره ابتدا و انتهای ضلع، شماره مثلث سمت چپ و راست می‌باشد. فایل مشخصات مثلث‌ها نیز شامل شماره مثلث، شماره گره‌های دربرگیرنده هر مثلث، شماره اضلاع مثلث و مختصات مرکز هر مثلث است. در این تحقیق ابتدا با نرم‌افزار مورد نظر کل محدوده شبکه‌بندی می‌شود و سه فایل ایجاد شده به‌عنوان فایل‌های ورودی در مدل عددی برای شبیه‌سازی حرکت آب در خاک فراخوانی می‌شود. در شکل (۱) حجم کنترل مورد استفاده در تحقیق و سیستم مختصات I و S آورده شده است. در روش حجم محدود ابتدا از معادله حاکم بر جریان بر روی حجم کنترل و در بازه زمانی t تا t+Δt انتگرال به‌صورت رابطه (۹) گرفته می‌شود (Patankar, 1980):

$$\int_t^{t+\Delta t} \left(\int_A \frac{\partial \theta}{\partial t} dA \right) dt + \int_t^{t+\Delta t} \left(\int_A (\nabla \cdot \vec{V}) dA \right) dt = \int_t^{t+\Delta t} \left(\int_A S dA \right) dt \quad (9)$$

با استفاده از قضیه دیورژانس برای تبدیل انتگرال سطح به خط و ساده‌سازی، انتگرال معادله‌های حاکم به رابطه (۱۰) تبدیل می‌شوند:

$$f(\psi_i^n) A_i (\psi_i^{n+1} - \psi_i^n) + \Delta t \sum_{j=1}^{j=m} \left(V_{r,i}^{n+1/2} \Delta S_i \right)_j - \Delta t S_i^{n+1/2} A_i = 0 \quad (10)$$

در روابط فوق ψ بار فشار، θ_s رطوبت حجمی اشباع، θ_r رطوبت حجمی باقیمانده، S_e رطوبت مؤثر، K_s هدایت هیدرولیکی اشباع، L پارامتر توزیع خلل و فرج که برای اکثر خاک‌ها به‌طور متوسط ۰/۵ تخمین زده شده است (Mualem, 1976). α ، n و m پارامترهای تجربی هستند که بستگی به بافت خاک دارد. در محیط غیراشباع به‌دلیل هد فشاری مختلف در نقاط مقدار رطوبت متفاوت است. با مشتق‌گیری از رابطه (۵) میزان تغییرات رطوبت نسبت به بار فشاری برای حالتی که $\psi < 0$ است، به‌صورت رابطه (۸) ارائه می‌شود (Ghobadian, 2014):

$$F(\psi) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} = m(\theta_s - \theta_r) \left[\frac{1}{1 + |\alpha\psi|^n} \right]^{m-1} \times \left[\frac{-n\alpha|\alpha\psi|^{n-1}}{\left[1 + |\alpha\psi|^n \right]^2} \right] \quad (8)$$

منفصل‌سازی معادله حاکم

انتخاب نوع شبکه‌بندی اولین گام در جداسازی معادلات حاکم بر حرکت آب در خاک است. محدوده شبیه‌سازی عددی را می‌توان با استفاده از شبکه‌بندی منظم مستطیلی و یا شبکه‌بندی نامنظم مثلثی تقسیم بندی کرد. در صورتی که محدوده حل نامنظم و پیچیده باشد، استفاده از شبکه‌بندی مثلثی نامنظم مناسب‌تر می‌باشد. در روش احجام محدود با شبکه مثلثی دو روش برای تعیین حجم کنترل وجود دارد. در روش اول، حجم کنترل‌ها همان مثلث‌های تولید شده می‌باشد و متغیرها در وسط مثلث‌ها قرار دارد. در این روش به تعداد مثلث‌ها حجم کنترل وجود داشته و حجم کنترل‌ها سه وجهی می‌باشد. در روش دوم، متغیرها در محل تلاقی اضلاع مثلث قرار داشته و دور هر گره یک چند ضلعی به‌عنوان حجم کنترل تولید می‌شود. در صورتی که عمود منصف هر ضلع مثلث محاسبه و امتداد داده شود، عمود منصف اضلاع مثلث در یک نقطه داخل مثلث هم‌دیگر را قطع می‌کنند. از به‌هم وصل کردن عمود منصف‌ها دور هر گره یک چند ضلعی که معرف حجم کنترل است، ایجاد می‌شود. تعداد حجم کنترل‌ها با محل تلاقی اضلاع مثلث برابر می‌باشد. در صورتی که گره‌های محاسباتی در مرکز مثلث‌ها قرار داشته باشد، حجم کنترل حاصل تنها با سه حجم

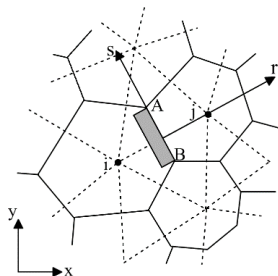


Fig. 1- Triangular meshing and multivariate control volume used in this research

شکل ۱- شبکه‌بندی مثلثی و حجم کنترل چند وجهی مورد استفاده در تحقیق حاضر

$$RH_i = A_i \Delta t S_i^{n+1/2} + \left[a_0 - \Delta t \sum_{j=1}^{j=m} b_j \right] h_i^n \quad (16)$$

$$+ \sum_{j=1}^{j=m} [\Delta t b_j (1 - \phi)] h_j^n$$

$$a_1 = -\Delta t \phi b_1, a_2 = -\Delta t \phi b_2, \dots, a_m = -\Delta t \phi b_m \quad (17)$$

$$b_1 = \left(\frac{k_r \Delta S}{\Delta r} \right)_1, b_2 = \left(\frac{k_r \Delta S}{\Delta r} \right)_2, \dots, b_m = \left(\frac{k_r \Delta S}{\Delta r} \right)_m \quad (18)$$

در رابطه فوق، A_i مساحت حجم کنترل i ام، ΔS_i طول اضلاع حجم کنترل i ، n شماره‌دهنده مربوط به گام زمان، i شماره‌دهنده اضلاع حجم کنترل، m تعداد کل اضلاع حجم کنترل، Δt گام زمان $V_{r,i}$ سرعت عمود بر اضلاع حجم کنترل i است که با استفاده از رابطه داری به صورت رابطه (۱۱) محاسبه می‌گردد:

$$V_{r,i} = -k_r \left(\frac{\partial h}{\partial r} \right)_i \quad (11)$$

شرایط اولیه و شرایط مرزی

در تمام روش‌های عددی لازم است برای همه پارامترها در تمام نقاط شبکه مقادیری به‌عنوان شرایط اولیه در نظر گرفته شود تا مدل بتواند در روند انجام محاسبات با تصحیح آن‌ها به جواب مورد نظر با دقت مناسب دست یابد. اگر چه با توجه به شرایط مرزی و توسعه زمانی حل معادلات، اثر شرایط اولیه تأثیری در جواب نهایی ندارد اما شرایط اولیه مناسب نقش مهمی در سرعت هم‌گرایی و مدت زمان انجام محاسبات دارد. شرایط اولیه در مدل دو بعدی حاضر شامل پتانسیل نقاط است که پتانسیل اولیه برابر تراز سطح آب بالادست در نظر گرفته شده است. برای مدل دو بعدی حرکت آب در خاک، شرایط مرزی مختلفی را براساس نیاز مسئله می‌توان تعریف کرد. در تحقیق حاضر سه نوع شرایط مرزی شامل پتانسیل، سرعت معلوم و سطح تراوش احتمالی در نظر گرفته شده است. در شکل (۲) حجم کنترل i که بر روی مرز قرار گرفته، به همراه مشخصات هندسی آورده شده است.

در صورتی که در حجم کنترل i پتانسیل معلوم باشد، ضرایب a و RH مربوط به گره i به صورت رابطه (۱۹) می‌باشد:

$$a_0 = a_1 = \dots = a_m = 0, RH_i = h_i \quad (19)$$

در صورت وجود یک لایه غیرقابل نفوذ و یا یک سپری برای کاهش نشت در محدوده شبیه‌سازی، دبی عمود بر آن لایه یا سپری معلوم و برابر صفر است. در صورتی که دبی عمود بر ضلع $A_i E$ مربوط به حجم کنترل i در شکل (۲) معلوم باشد. معادلات حاکم بر گره i به صورت رابطه (۲۰) می‌باشد:

$$a_0 h_i^{n+1} + \sum_{j=1}^{j=mv} a_j h_j^{n+1} = RH_i \quad (20)$$

k_r ضریب نفوذپذیری عمود بر ضلع حجم کنترل است که در این تحقیق، به صورت میانگین هارمونیک ضریب نفوذپذیری نقاط حجم کنترل i و j و به صورت رابطه (۱۲) در نظر گرفته شده است:

$$k_r = \frac{2k_i k_j}{k_i + k_j} \quad (12)$$

رابطه داری با روش گسسته‌سازی ترکیبی صریح و ضمنی جداسازی و در معادله (۱۲) جای‌گذاری شد، بنابراین خواهیم داشت:

$$f(\psi_i^n) A_i (h_i^{n+1} - h_i^n) - \Delta t S_i^{n+1/2} A_i = \Delta t \sum_{j=1}^{j=m} \left[\left(\frac{k_r \Delta S_i}{\Delta r_i} \right)_j \left[(1 - \phi) (h_j^n - h_i^n) + \phi (h_j^{n+1} - h_i^{n+1}) \right] \right] \quad (13)$$

در رابطه فوق ϕ متغیر وزنی بین صفر و یک است که بیانگر صریح و ضمنی بودن شمای عددی می‌باشد. در صورتی که یک انتخاب شود شمای حل ضمنی و در صورتی که صفر باشد شمای حل صریح است. با مرتب‌سازی رابطه فوق و ساده‌سازی خواهیم داشت:

$$a_0 h_i^{n+1} + \sum_{j=1}^{j=m} a_j h_j^{n+1} = RH_i \quad (14)$$

که در آن:

$$a_0 = f(\psi_i^n) A_i + \Delta t \phi \sum_{j=1}^{j=m} b_j \quad (15)$$

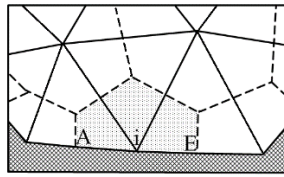


Fig. 2- An example of the control volume located on the boundary

شکل ۲- نمونه‌ای از حجم کنترل واقع در مرز

$$I_y = \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)_i = - \frac{1}{A_i} \sum_{j=1}^{j=m} \Delta x_j h_m \quad (24)$$

در رابطه فوق، I_x و I_y به ترتیب گرادیان هیدرولیکی در جهت x و y ، Δx_j و Δy_j اختلاف مختصات انتها و ابتدای ضلع j حجم کنترل و h_m متوسط پتانسیل کل روی ضلع j است. سرعت جریان در راستای x و y با ضرب کردن مشتق پتانسیل در هدایت هیدرولیکی محاسبه می‌شود. به منظور محاسبه دبی نشت، در مرحله شبکه بندی یک مقطع معین تعریف شده و با محاسبه سرعت جریان در راستای x و y روی مقطع، مقدار دبی نشت مطابق رابطه (۲۵) محاسبه می‌گردد:

$$Q = \sum_{k=1}^{k=nn} (V_r \Delta r)_k \quad (25)$$

که در آن Q دبی نشت عمود بر مقطع مورد نظر، V_r برآیند سرعت در حجم کنترل k ، Δr طول مقطع مورد نظر در داخل حجم کنترل k و nn تعداد گره‌های محاسباتی روی مقطع مورد نظر می‌باشد.

با استفاده از شمای عددی بیان شده، مدلی کامپیوتری با استفاده از زبان ویژوال بیسیک تهیه شد که قابلیت شبیه‌سازی حرکت آب در خاک اشباع و غیراشباع را دارد. از قابلیت‌های مدل حاضر شبیه‌سازی و پیش‌بینی جریان غیرماندگار ناشی از افت ناگهانی سطح آب در مخزن سد خاکی می‌باشد.

نتایج و بحث

نتایج مدل عددی در دو بخش جریان محصور و جریان غیرمحصور با داده‌های آزمایشگاهی سایر پژوهش‌گران صحت‌سنجی شد. در قسمت جریان محصور از داده‌های آزمایشگاهی Varjavand et al (2008) و در بخش جریان غیرمحصور از مدل آزمایشگاهی Ahmadi et al (2014) استفاده شد.

صحت‌سنجی مدل عددی در حالت جریان محصور

حرکت آب در شرایطی که خاک کاملاً اشباع است و فشار کلیه نقاط خاک از فشار اتمسفر بیشتر است را جریان محصور گویند. نشت آب از زیر سدهای انحرافی نمونه‌ای از جریان محصور است. به منظور صحت‌سنجی مدل عددی در این شرایط از داده‌های آزمایشگاهی Varjavand et al (2008) استفاده شد. مدل

در رابطه فوق، nv تعداد حجم کنترل‌های اطراف حجم کنترل i است و هم‌چنین داریم:

$$a_0 = f(\psi_i^n) A_i + \Delta t \phi \sum_{j=1}^{j=nv} b_j \quad (21)$$

$$RH_i = \left[a_0 - \Delta t \sum_{j=1}^{j=nv} b_j \right] h_i^n + \sum_{j=1}^{j=nv} \left[\Delta t b_j (1 - \phi) \right] h_j^n + A_i \Delta t S_i^{n+1/2} + \Delta t (q_r)_{A_i E} \quad (22)$$

در بررسی نشت از سد خاکی شرایطی وجود دارد که هیچ یک از مقادیر پتانسیل و دبی معلوم نیست. به عنوان مثال در صورتی که خط نشت مماس و منطبق بر شیب پایین دست سد خاکی باشد، محل انطباق آن‌ها در ابتدای شبیه‌سازی مشخص نیست. لازم به ذکر است دبی عمود بر خط نشت و فشار گره‌های محاسباتی روی خط نشت برابر صفر است. در این حالت باید در مدل یک سطح تراوش احتمالی برای این نوع شرایط در نظر گرفته شود. در ابتدای محاسبات برای گره‌هایی که روی سطح نشت احتمالی هستند، مقدار دبی صفر در نظر گرفته می‌شود و با اجرای محاسبات و تعیین پتانسیل و فشار نقاط، گره‌های محاسباتی که روی سطح تراوش احتمالی هستند و دارای فشار بیش از اتمسفر هستند، مشخص شده و شرط مرزی آن‌ها از دبی صفر به پتانسیل معلوم تغییر پیدا می‌کند و مجدداً برنامه با شرایط جدید اجرا و مقدار فشار هر گره و دبی عمود بر اضلاع حجم کنترل‌های منطبق بر شیب پایین دست مشخص می‌شود. گره‌های محاسباتی که روی سطح تراوش هستند و مؤلفه دبی عمود بر شیب پایاب آن‌ها بزرگ‌تر از صفر شود، شرط مرزی آن‌ها از دبی به پتانسیل معلوم (تراز گره) تغییر پیدا می‌کند و مجدداً برنامه با شرایط جدید اجرا می‌شود. محاسبات تا جایی انجام می‌شود که کلیه نقاط روی سطح نشت دبی عمود بر سطح صفر و یا فشار صفر داشته باشند.

تعیین دبی عبوری از محیط متخلخل

بعد از محاسبه پتانسیل کل و فشار آب منفذی در هر گره، گرادیان هیدرولیکی در راستای x و y با استفاده از قضیه دیورژانس گوس مطابق روابط (۲۳) و (۲۴) محاسبه می‌شود:

$$I_x = \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)_i = \frac{1}{A_i} \sum_{j=1}^{j=m} \Delta y_j h_m \quad (23)$$

نتایج نشان داد ریز کردن شبکه بیش از یک سانتی‌متر تأثیری چندانی بر فشار پیزومتری نقاط ندارد و تنها مدت زمان اجرای برنامه را افزایش می‌دهد. بنابراین مثلث‌هایی با ابعاد تقریبی یک سانتی‌متر، به‌عنوان اندازه بهینه شبکه در نظر گرفته شد. هم‌چنین مدت زمان شبیه‌سازی و رسیدن جریان به حالت ماندگار ۵۰۰ ثانیه انتخاب شد. هدایت هیدرولیکی اشباع در دو جهت X و Y یکسان و برابر $10^{-7} \times 1/887$ سانتی‌متر بر ثانیه است. با توجه به آن که خاک اشباع است نیازی به وارد کردن پارامترهای ون‌گنوختن نمی‌باشد. مدل عددی برای پرده آب‌بند با عمق فرورفتگی صفر، ۱۶/۵ و ۲۴/۷۵ سانتی‌متر و ارتفاع آب بالادست ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متر اجرا شد و مقادیر پتانسیل پیزومتری با استفاده از رابطه $(h-h^*)/h^*$ بی‌بعد شد که در این رابطه h پتانسیل در نقطه دلخواه و h^* پتانسیل آب بالادست سپری است. شکل‌های (۴) و (۵) مقادیر بی‌بعد پتانسیل مشاهداتی و محاسباتی هر پیزومتر برای عمق فرورفتگی صفر و ۲۴/۷۵ سانتی‌متری پرده آب‌بند را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است نقاط مشخص شده در شکل بیان‌گر داده مشاهداتی و خطوط نشان‌دهنده نتایج مدل عددی می‌باشد.

آزمایشگاهی شامل مخزن مکعب مستطیلی به طول ۱/۸ متر، عرض ۰/۲ متر و ارتفاع ۰/۷ متر از جنس پلکسی‌گلاس است. ضخامت خاک درون مخزن ۳۷ سانتی‌متر است که ۳۳ سانتی‌متر آن از ماسه و ۴ سانتی‌متر نزدیک کف آن از یک لایه غیرقابل نفوذ رس و ماسه تشکیل شده است. سپری و پرده آب‌بند با عمق فرورفتگی صفر، ۱۶/۵ و ۲۴/۷۵ سانتی‌متر در فاصله ۷۰ سانتی‌متری از ابتدای مخزن و یک کف‌بند افقی به طول ۱۵ سانتی‌متر در بالادست آن قرار دارد. ارتفاع آب بالادست پرده آب‌بند از سطح خاک ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متر و ارتفاع آب پایین دست ۵ سانتی‌متر ثابت نگه داشته شد. برای اندازه‌گیری فشار پیزومترهایی با فواصل طولی ۱۱۰ میلی‌متر در نقاط مختلف نصب شد. نمای کلی از مدل آزمایشگاهی مورد استفاده و شرایط مرزی در شکل (۳) آورده شده است.

به منظور تعیین اندازه بهینه شبکه شبیه‌سازی با مثلث‌های به ابعاد ۰/۵، ۱، ۳، ۵ و ۱۰ سانتی‌متری انجام شد و مقدار فشار در نقاط مختلف محاسبه شد. متوسط درصد خطا فشار محاسباتی برای شبکه‌بندی با ابعاد مزبور به ترتیب ۳، ۲/۳، ۴/۵ و ۱۱/۳ درصد است.

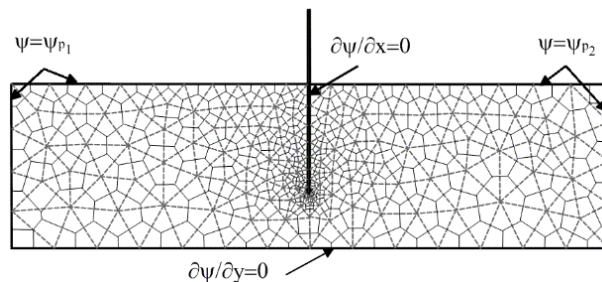


Fig. 3- Meshing and boundary conditions of the Varjavand et al. (2008) laboratory model.
 شکل ۳- شبکه‌بندی و شرایط مرزی مدل آزمایشگاهی (2008) Varjavand et al

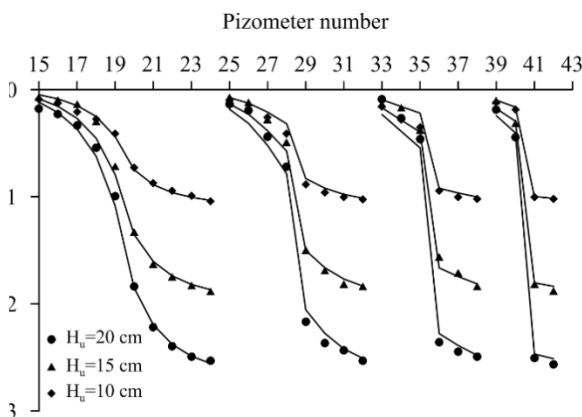


Fig. 5- Computational and observational dimensionless potential in the presence of the cut-off .

شکل ۵- پتانسیل بی بعد محاسباتی و مشاهداتی پیزومترها در حالت وجود پرده آب‌بند

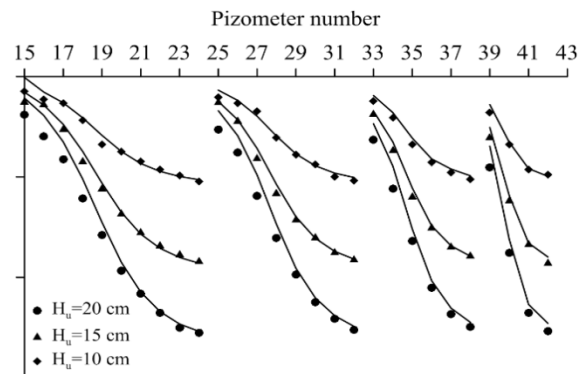


Fig. 4- Computational and observational dimensionless potential in non-cut off condition.

شکل ۴- پتانسیل بی بعد محاسباتی و مشاهداتی پیزومترها در حالت بدون پرده آب‌بند

عمق فرورفتگی صفر و ۲۴/۷۵ سانتی‌متری پرده آب‌بند در شکل (۶) مقابل هم ترسیم شده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نتایج

به‌منظور مقایسه بهتر نتایج مدل عددی، مقادیر فشار پیزومتریک مشاهداتی و محاسباتی برای نقاط متناظر و در حالت

مدل عددی در محاسبه پتانسیل کل با داده‌های آزمایشگاهی اختلاف اندکی دارد. متوسط و حداکثر خطای نسبی محاسبه فشار با استفاده از مدل عددی به ترتیب ۱/۱ و ۴/۹ درصد است. ایجاد دیواره آب‌بند باعث کاهش پتانسیل و فشار آب منفذی در نقاط مختلف خاک می‌شود. در شکل (۷) تاثیر احداث دیواره آب‌بند بر پتانسیل کل آورده شده است. لازم به ذکر است شبیه‌سازی در حالت عمق فرورفتگی صفر و ۱۶/۵ سانتی‌متری پرده آب‌بند انجام شده است.

صحت‌سنجی مدل عددی در جریان غیرمحصور
حرکت آب در شرایطی که قسمتی از خاک اشباع و قسمت دیگر غیراشباع است را جریان غیر محصور گویند. نشست آب از بدنه

سدهای خاکی نمونه‌ای از جریان آزاد در خاک است. مرز بین قسمت اشباع و غیراشباع خاک که فشار اتمسفر دارد، خط نشست گفته می‌شود. در قسمت‌های زیرین و بالایی خط نشست به ترتیب مقدار فشار بیشتر و کمتر از فشار اتمسفر است. به‌منظور صحت‌سنجی مدل عددی در جریان غیرمحصور از داده‌های آزمایشگاهی (Ahmadi et al 2014) استفاده شد. مدل آزمایشگاهی شامل یک سد خاکی همگن به ارتفاع ۷۰ سانتی‌متر با شیب ۱ به ۱/۷ (عمودی به افقی) و طول تاج ۲۰ سانتی‌متر مطابق شکل (۸) می‌باشد. جهت بررسی خط نشست و فشار آب منفذی در بدنه‌ی سد، از ۸۰ عدد پیزومتر در سه ردیف و در ترازهای ۵، ۱۵ و ۳۰ سانتی‌متری از کف استفاده شد.

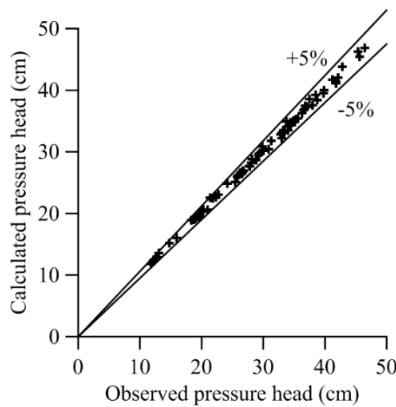


Fig. 6- Comparison of observational and computational pressure head.

شکل ۶- مقایسه فشار مشاهداتی و محاسباتی در پیزومترهای مختلف

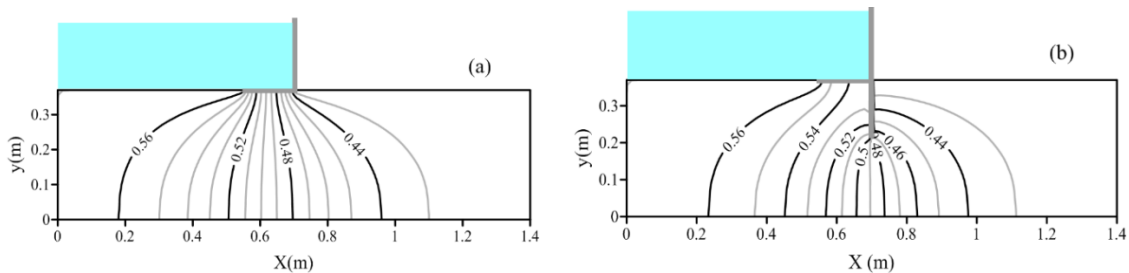


Fig. 7-Total head contours for 20 cm water level in the reservoir.

شکل ۷- خطوط هم‌پتانسیل برای عمق آب ۲۰ سانتی‌متری بالادست در حالت مختلف سپری

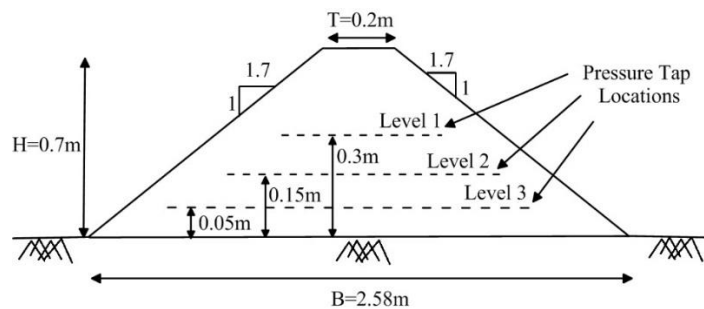


Fig. 8- Geometry and Characteristics of the Ahmadi et al. (2014) laboratory model

شکل ۸- هندسه و مشخصات مدل آزمایشگاهی (Ahmadi et al 2014)

مختلف محاسبه و با مدل آزمایشگاهی مقایسه شد. شکل (۹) برای عمق آب ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متری در بالادست مقادیر فشار آب مشاهداتی و محاسباتی در ترازهای مختلف آورده شده است. لازم به ذکر نقاط دایره‌ای بیان‌گر داده‌های مشاهداتی و خطوط نشان‌دهنده نتایج مدل عددی می‌باشد. حداکثر و متوسط خطا در محاسبه فشار پیزومترها به ترتیب ۳/۱ درصد و ۱/۵ درصد می‌باشد که دقت مناسبی برای مدل عددی است. در شکل (۱۰) فشار آب منفذی و خط نشت برای عمق آب ۲۰ و ۶۰ سانتی‌متر در مخزن ترسیم شده است. هم‌چنین طول سطح تراوش که تابعی از نیروی موینگی در ناحیه غیراشباع است، برای عمق آب ۲۰ و ۶۰ سانتی‌متر در مخزن به ترتیب ۷ و ۵۸ سانتی‌متر محاسبه شد.

مصالح به کار رفته در سد خاکی شامل خاک ماسه‌ای ریز حاوی درصد کمی سیلت می‌باشد. ضریب هدایت هیدرولیکی اشباع در دو جهت x و y یکسان و برابر 1.63×10^{-5} سانتی‌متر بر ثانیه است. برای محاسبه ضریب هدایت هیدرولیکی در مناطق غیراشباع می‌توان از رابطه ون گنوختن و یا توابع دیگر استفاده کرد. براساس آزمایشات انجام‌گرفته تابع هدایت هیدرولیکی خاک مورد استفاده در مدل سد خاکی مورد نظر به صورت $k(\psi) = 5.67 \exp(0.199\psi)$ می‌باشد. آزمایش‌های نشت تحت بارهای مختلف آبی در بالادست از ۱۰ تا ۶۰ سانتی‌متر انجام شده است. با استفاده از نرم‌افزار EASYMESH محدوده سد شبکه‌بندی شد و مثلث‌هایی با ابعاد تقریبی دو سانتی‌متر به عنوان اندازه بهینه شبکه در نظر گرفته شد. هم‌چنین مدت زمان شبیه‌سازی و رسیدن جریان به حالت ماندگار ۵۰۰۰ ثانیه انتخاب شد. با اجرای مدل عددی مقدار فشار نقاط

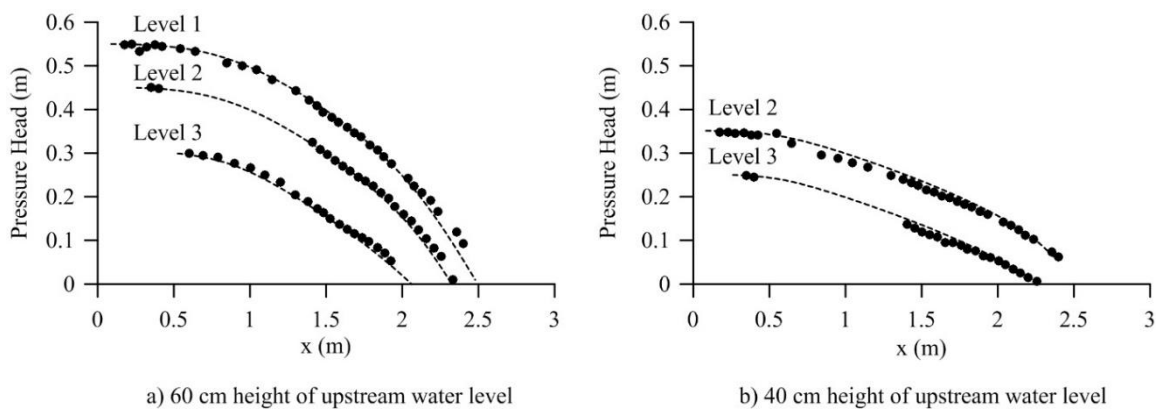


Fig. 9- The observational and computational pressure in piezometers for different water levels in the reservoir.

شکل ۹- فشار مشاهداتی و محاسباتی در پیزومترها برای تراز آب متفاوت در مخزن

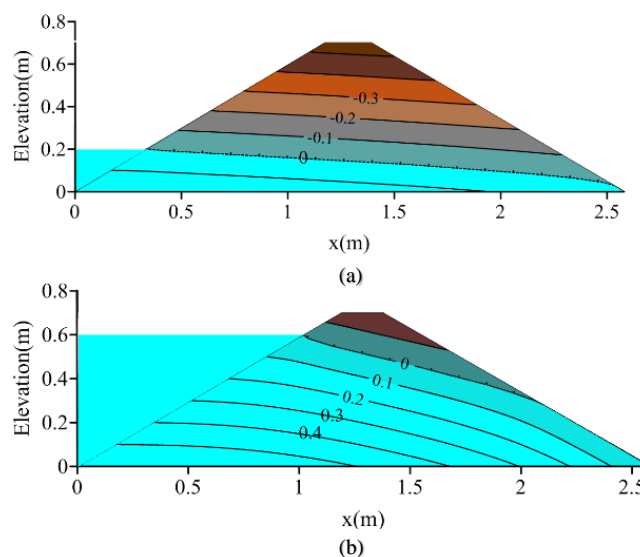


Fig. 10-Pore pressure and seepage line for a) 20 cm and b) 60cm water level in the reservoir.

شکل ۱۰- خطوط هم‌فشار و خط نشت برای عمق آب ۲۰ و ۶۰ سانتی‌متری بالادست

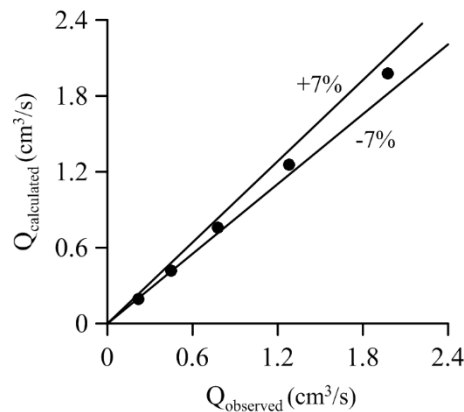


Fig. 11- Comparison of observational and computational seepage discharge for different water levels in the reservoir

شکل ۱۱- مقایسه دبی نشت مشاهده‌ای و محاسباتی برای ترازهای مختلف آب بالادست

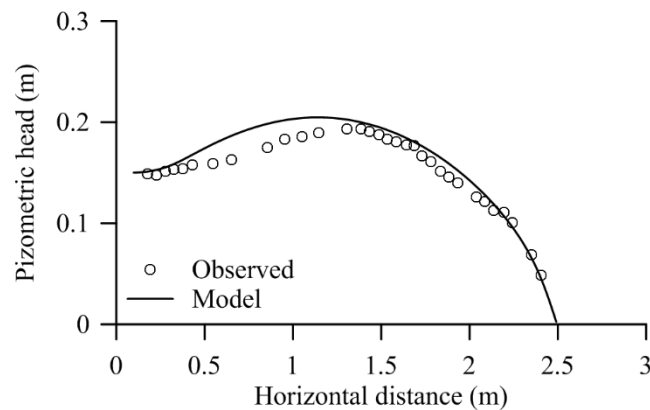


Fig. 12- The observational and computational pore pressure for first row piezometric sensors in unsteady flow

شکل ۱۲- فشار منفذی مشاهده‌ای و محاسباتی پیزومترهای ردیف اول در جریان غیرماندگار

ایجاد حالت بحرانی در پایداری شیب مذکور می‌گردد. به منظور بررسی دقت مدل عددی در شبیه‌سازی فشار آب منفذی در حالت غیرماندگار از داده‌های آزمایشگاهی نشت با شرایط مرزی متغیر مربوط به Ahmadi et al (2014) استفاده شد. پایین‌افتادگی سطح آب مخزن در جریان غیرماندگار از تراز ۰/۶ به ۰/۲ متر و در مدت زمان ۱۰ دقیقه صورت گرفت. در شکل (۱۲) فشار آب منفذی مشاهده‌ای و محاسباتی مربوط به نشت غیرماندگار ۳۰ دقیقه پس از شروع افت سطح آب برای پیزومترهای ردیف اول آورده شده است. متوسط درصد خطای محاسبه فشار آب منفذی در شرایط نشت غیرماندگار توسط مدل عددی ۵/۶ درصد می‌باشد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود اختلاف فشار آب منفذی اندازه‌گیری شده و نتایج مدل در بخش بالادست بدنه بیشتر است. به دلیل وجود شیب سطح فریاتیک در بخش‌های بالادست و جریان معکوس رخ داده‌شده توزیع فشار در جریان غیرماندگار در بخش‌های بالادست از حالت هیدرواستاتیک مقداری خارج شده و علت اختلاف فشار آب منفذی محاسباتی و مشاهده‌ای می‌باشد.

به منظور بررسی قابلیت شمای عددی در محاسبه دبی نشت، برای ترازهای مختلف آب در بالادست مدل عددی اجرا و نتایج حاصل با دبی‌های مشاهده‌ای مقایسه شد. در شکل (۱۱) مقادیر دبی مشاهده‌ای و محاسبه‌ای برای نقاط متناظر آورده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود تطابق خوبی بین نتایج مدل عددی و مقادیر مشاهده‌ای وجود دارد، به طوری که حداکثر و متوسط درصد خطای محاسبه دبی نشت توسط مدل عددی به ترتیب ۷ و ۵/۶ درصد می‌باشد.

یکی از موارد بسیار مهم در کنترل پایداری سدهای خاکی، فشار آب منفذی و نیروی نشت ایجادشده در شرایط وقوع افت ناگهانی سطح آب در مخزن است. در طول دوران بهره‌برداری از سد، ممکن است به هر دلیلی سطح آب در مخزن با سرعت پایین آورده شود، به گونه‌ای که مصالح شیب بالادست فرصت زهکش شدن نداشته باشند. در چنین حالتی به علت اشباع بودن مصالح، جهت جریان و نیروی نشت در شرایطی به سمت شیب بالادست خواهد بود که فشار هیدرواستاتیک آب مخزن به دلیل پایین افتادن سطح آب از روی شیب حذف شده و این امر موجب

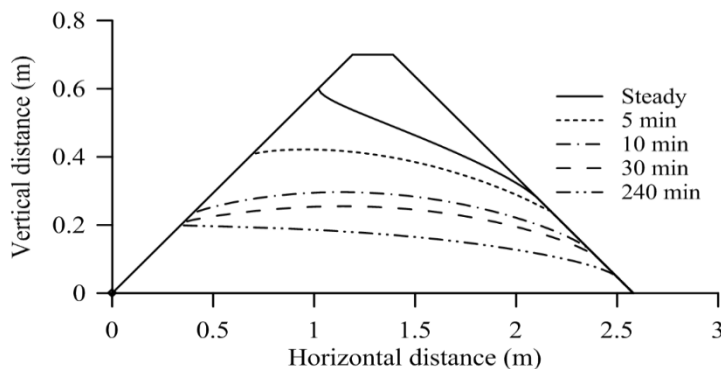


Fig. 13- Computational free seepage line at different time for unsteady flow

شکل ۱۳- خط نشت محاسباتی در زمان‌های مختلف برای جریان غیرماندگار

نتیجه‌گیری

در این تحقیق به منظور شبیه‌سازی دو بعدی جریان آب در محیط متخلخل برای حالت ماندگار و غیرماندگار مدل کامپیوتری به روش حجم کنترل با استفاده از شبکه نامنظم مثلثی تهیه شد. روش منفصل‌سازی معادله پیوستگی و اندازه حرکت به صورت ضمنی و صریح بوده و دستگاه معادلات حاصل به روش گوس سایدل حل شده و مقادیر پتانسیل فشاری یا ماتریک در مرکز هر حجم کنترل به دست می‌آید. مدل عددی توسعه یافته قادر است فشار هر گره، گرادیان هیدرولیکی، مقدار و جهت سرعت جریان، دبی عبوری و نیروی زیرفشار هر مقطع و خط نشت در شرایط ماندگار و غیرماندگار را محاسبه کند. صحت‌سنجی مدل عددی در دو بخش جریان محصور و جریان غیرمحصور با داده‌های آزمایشگاهی سایر پژوهش‌گران انجام شد. نتایج صحت‌سنجی نشان داد، متوسط و حداکثر خطای نسبی محاسبه فشار با استفاده از مدل عددی در جریان محصور به ترتیب ۱/۱ و ۴/۹ درصد، متوسط خطای مطلق محاسبه گرادیان هیدرولیکی در جریان محصور ۰/۰۲، حداکثر و متوسط خطا در محاسبه فشار پیژومترها توسط مدل عددی در جریان غیرمحصور به ترتیب ۳/۱ درصد و ۱/۵ درصد و متوسط درصد خطای محاسبه دبی نشت توسط مدل عددی ۵/۶ درصد می‌باشد. بنابراین مدل عددی تهیه شده قادر به محاسبه فشار، گرادیان هیدرولیکی، دبی نشت و افت ناگهانی سطح آب با دقت بسیار خوبی است.

تغییرات فشار آب منفذی در جریان غیرماندگار برای سد وابسته به فشار در مرز بالادست و پایین‌دست، مدت زمان پس از شروع افت سطح آب و ضریب هدایت هیدرولیکی است. افزایش ضریب هدایت هیدرولیکی باعث کاهش زمان رسیدن به حالت ماندگار جدید می‌شود. در شکل (۱۳) خط نشت محاسبه شده توسط مدل عددی در زمان‌های مختلف در شرایط افت ناگهانی سطح آب در مخزن آورده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود حدود ۲۴۰ دقیقه پس از افت سطح آب در مخزن، فشار در کلیه نقاط ثابت می‌شود و جریان به حالت ماندگار جدید می‌رسد. جهت جریان و نیروی نشت در شرایط افت ناگهانی سطح آب به سمت شیب بالادست می‌باشد. مقدار فشار آب منفذی در قسمت شیب بالادست ابتدا با سرعت زیاد کاهش یافته و سپس آهنگ افت فشار آب منفذی کاهش می‌یابد. به طوری که در ابتدا فشار آب منفذی با سرعت چهار سانتی‌متر بر دقیقه و سپس با نرخ ۰/۰۱ سانتی‌متر بر دقیقه کاهش می‌یابد. در لحظات ابتدایی، آب از خلل و فرج مصالح نزدیک به وجه بالادست خارج شده و فشار آب منفذی به سرعت کاهش می‌یابد. با گذشت زمان، خلل و فرج مصالحی که از وجه بالادست دورتر هستند، باید تخلیه شوند و مدت زمان بیشتری برای خروج آب و کاهش فشار آب منفذی نیاز می‌باشد.

References

- 1- Ahmadi, H., Rezaei, H. and Zeinalzadeh, K., 2014. A Laboratory Study of the Effect of the Function of Hydraulic Conductance on Modeling of Seepage from Earth Dams. *Iranian Journal of Soil and Water Research*. 45(3), pp.299-307. (In Persian).
- 2- Azar, E., Sedghi-Asl, M. and Parvizi, M., 2016. Numerical Modeling of Seepage Flow Behavior from Permeable Alluvial Foundations. *Journal of Applied Research in Irrigation and Drainage Structures Engineering*. 16(65), pp.85-100. (In Persian).
- 3- Azizi pour, M. and Shoostari, M., 2012. Numerical Solution of Richards's Equation in Unsaturated Flow using Finite Volume Method. *Journal of Irrigation Sciences and Engineering*. 35(2), pp.65-72. (In Persian).

- 4- Chakib, A. and Nachaoui, A., 2005. Nonlinear programming approach for a transient free boundary flow problem. *Journal of Applied Mathematics and Computation*, 160 (2), pp.317-328.
- 5- Chen, J.T., Hong, H. K. and Chyuan, S.W., 1994. Boundary element analysis and design in seepage problems using dual integral formulation. *Journal of Finite Element in Analysis and Design*, 17 (1), pp.1-20.
- 6- Feng, F.J. and Sheng, J., 2009. A study on unsteady seepage flow through dam. *Journal of Hydrodynamics*, 21 (4), pp.499-504.
- 7- Ghobadian, R., 2014. Numerical simulation of saturated-unsaturated 2D- unsteady flow toward drain using finite volume method. *Journal of Water and Soil*. 28(3), pp.546-555. (In Persian).
- 8- Ghobadian, R. and Khodaei, K., 2009. Effects of Cutoff Wall and Drain on Uplift Pressure and Exit Gradient under Hydraulic Structure by Numerical Solution of General Equation of Fluid Flow in Soil Using Finite Volume Method. *Journal of Water and Soil*. 23(4), pp.148-160. (In Persian).
- 9- Hyunuk A. and Soonyoung, Y., 2014. Finite volume integrated surface-subsurface flow modeling on nonorthogonal grids. *Water Resources Research*, 50 (3), pp.2312-2328.
- 10- Mualem, Y., 1976. A catalogue of the hydraulic properties of unsaturated soils. *Research Project Report, No. 442, Technion, Israel Institute of Technology*.
- 11- Nabavianpour, M., 2008, Determination of the exact location of free surface leakage using boundary methods. In *4th National Congress on Civil Engineering. Tehran. Iran*. (In Persian).
- 12- Patankar, S. V., 1980. *Numerical heat transfer and fluid flow*. Hemisphere Corporation, USA.
- 13- Richards, L. A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1, pp.318-333.
- 14- Rushton, K.R. and Youngs, E.G., 2010. Drainage of recharge to symmetrically located downstream boundaries with special reference to seepage faces. *Journal of Hydrology*, 380 (1), pp.94-103.
- 15- Sarmah, R. and Barua, G., 2017. Analysis of three-dimensional transient seepage into ditch drains from a ponded field. *Sadhana*, 42 (5), pp.769-793.
- 16- Shokri, N., Namin, M. and Farhoudi, J., 2017. A New Approach to Compute Water Level in Non-hydrostatic Models with Application Capabilities for Open and Porous Media Flows. *Journal of Hydraulics*. 11(2), pp.1-16. (In Persian).
- 17- Van Genuchten, M. T., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science of America Journal*. 44(5), pp.892-898.
- 18- Varjavand, P., Poreskandar, S., Parsadizadeh, D. and Masoomi, A., 2008. Physical and numerical simulation of cut-off effect on seepage through layering foundation. *Iranian water research journal*. 8(14), pp.65-77. (In Persian).
- 19- Yazdi, S. R. and Bayat, B., 2009. Investigating the Accuracy of Common Relationships for Calculating Homogeneous Pressure Pressure and Equivalent Weight Dams using NASIR model. *Journal of Civil and Environmental Engineering*. 59(3), pp.71-82.
- 20- Yousefi, M., Sedghi Asl, M. and Parvizi, M., 2015. Laboratory Study of Vertical and Inclined Sheet Pile Effects on Seepage Control and Sand Boiling Phenomenon through Alluvial Foundation of Hydraulic Structures. *Iranian Journal of Soil and Water Research*. 46(1), pp.59-70. (In Persian).