

Two-dimensional simulation of water movement in soil using finite volume method with emphasis on non-same depth subsurface drains

Afshin Ghobadian¹, Mohammad Sharifipour^{2*}, Rasoul Ghobadian³

1- PhD student, Department of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

3- Associate Professor, Department of Water Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

ABSTRACT

The purpose of this research is to simulate close to reality how water moves in the soil in geotechnical engineering issues, which has a special importance and position. In recent years, several numerical methods have been proposed to solve the general equation of water flow in the soil. In this research, we try to analyse the movement of water in soil using Richard equation and Crank-Nicholson separation technique and the finite volume numerical method to predict the movement of water in Soil. For this purpose, three important issues have been examined. In the first problem, estimating how water moves behind the excavation wall in areas where the groundwater level is high has been compared with the results of the Seep/w software, which follows the finite element formulation, which confirms the correctness of the current research procedure. In the second problem, it examines the saturation and drying (emptying) of the soil between two subsurface same depth drains due to rainfall and after the rainfall with the passage of time. The results show that with the passage of time, although the rainfall is constant, the rate of saturating the soil and increasing the phreatic level is reduced. In the third problem, the second problem has been evaluated in the case that the subsurface drains are not of the same depth. The results show that the greater the difference in the depth of the drains, the lower the saturation rate during rainfall and the higher the discharge rate after the cessation of rainfall.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 December 2022

Revise Date: 20 March 2023

Accept Date: 01 May 2023

Keywords:

Richard equation

Crank-Nicholson method

finite volume method

Seep/w

Subsurface drain

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.370366.2977>

*Corresponding author: Mohammad sharifipour

Email address: sharfipour@gmail.com

شبیه سازی دو بعدی حرکت آب در خاک با استفاده از روش حجم محدود با تاکید بر

زهکش های زیرسطحی همسطح و غیر هم سطح

افشین قبادیان^۱، محمد شریفی پور^{۲*}، رسول قبادیان^۳

۱- دانشجوی دکتری ژئوتکنیک، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

۲- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

۳- دانشیار گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

چکیده

هدف از انجام این تحقیق، شبیه سازی نزدیک به واقعیت حرکت آب در خاک در مسائل مهندسی ژئوتکنیک که از اهمیت و جایگاه خاصی برخوردار است، می باشد. در طی سالیان اخیر روش های عددی متعددی برای حل معادله عمومی جریان آب در خاک ارائه شده است. در این پژوهش سعی بر آن است که با استفاده از معادله ریچارد و تکنیک منصف سازی کرنک- نیکلسون در بستر روش عددی حجم محدود، حرکت آب در خاک در فضای دوبعدی مورد تجزیه و تحلیل قرار گیرد. به همین منظور سه مسئله ی مهم مورد بررسی قرار گرفته است. در مسئله اول برآورد نحوه حرکت آب پشت دیواره گود در مناطقی که سطح آب زیرزمینی بالاست با نتایج حاصل از نرم افزار $Seep/w$ که از فرمول بندی المان محدود تبعیت می کند مقایسه شده است که بررسی نتایج صحت عملکرد رویه پژوهش حاضر را تایید می کند، در مسئله دوم چگونگی اشباع و خشک شدن (تخلیه) محیط بین دو زهکش زیرسطحی هم عمق بر اثر بارندگی و پس از قطع بارش را با گذشت زمان را مورد بررسی قرار می دهد نتایج نشان می دهد که با گذشت زمان اگرچه بارندگی ثابت است ولی نرخ روند اشباع شدن محیط و افزایش سطح ایستابی کاهش می یابد. در مسئله سوم، مسئله دوم در حالتی که زهکش های زیرسطحی، هم عمق نباشند مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج نشان می دهد که هرچقدر اختلاف عمق زهکش ها بیشتر باشد، نرخ اشباع شدن حین بارش کمتر و نرخ تخلیه پس از قطع بارش بیشتر است.

کلمات کلیدی: معادله ریچارد، روش کرنک-نیکلسون، روش حجم محدود، $Seep/w$ ، زهکش زیرسطحی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
https://doi.org/10.22065/jsce.2023.370366.2977	۱۴۰۲/۱۰/۳۰	۱۴۰۲/۰۲/۱۱	۱۴۰۲/۰۲/۱۱	۱۴۰۱/۱۲/۲۹	۱۴۰۱/۱۰/۰۴
10.22065/jsce.2023.370366.2977	محمد شریفی پور sharifipour@razi.ac.ir			*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

سازه های زیر سطحی نظیر تونل ها، پارکینگ ماشین آلات، فونداسیون سازه های بلند، مراکز تحقیقات نظامی و ... لازم است که به اندازه کافی در عمق زمین جاسازی شوند [۱] تا فاصله ی آن ها از سازه های روستحی به اندازه کافی باشد همین امر موجب می شود تا اکثر این سازه ها در مناطقی که سطح آب زیرزمینی بالاست پایین تر از تراز آب زیرزمینی قرار گیرند و همین امر میتواند بهره برداری از آنها را با مشکلاتی مواجه سازد [۲].

نوع خاک و رژیم هیدرولوژی حاکم بر محل سایت در انتخاب نوع تفکیک حفاری و تمهیدات لازم برای حفظ ایمنی بسیار تاثیر گذار خواهد بود [۳]. یکی از روش های متداول و کارآمد در چنین مواقعی که سطح آب زیرزمینی بالا تر از سطح محل حفاری است استفاده ترکیبی روش برش و پوشش [۴] و چاه پمپاژ عمیق است [۵]. اگرچه ذکر این نکته ضروری است که در مناطقی که رسانایی هیدرولیکی خاک (نفوذ پذیری خاک) مقدار کوچکی است و بافت خاک به سمت خاک رسی نزدیکتر است، روش پمپاژ عمیق کاربرد ندارد [۶] و از روش های جایگزینی نظیر چاه اداکتور، زهکش فیتیله ای و ... استفاده می شود [۷].

امروزه بر آورد و پیش بینی صحیح نحوه حرکت آب در خاک در زمینه های متعددی نظیر مسائل ژئوتکنیکی، سازه های آبی و موضوعات کشاورزی در میان محققان جایگاه ویژه ای پیدا کرده است. یکی از مدل های اساسی در بررسی این پدیده، مدل ریچارد است که در سال ۱۹۳۱ برای اولین بار ارائه شد که پژوهشگران راه های متفاوتی برای حل این مدل پیشنهاد کردند [۸-۱۳].

در طی سه دهه گذشته روش های مختلف عددی نظیر تفاضل محدود، المان محدود و حجم محدود برای حل معادله ریچارد مورد استفاده قرار گرفته است. اکثریت روش های المان محدود و حجم محدود ارائه شده در گرادیان های تند تولید پخشیدگی و نوسان نتایج دارند [۱۴]. در این میان روش حجم محدود به دلیل تمرکز بر اصل بقاء جرم در گره ها برای حل ترکیبی معادله ریچارد در سال های اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته است [۱۵-۱۴]. قلمبر و همکاران در سال ۲۰۱۳ به حل عددی معادله ریچارد به روش دیفرانسیل کوادچر پرداختند و نشان دادند که این روش تطابق خوبی با نتایج اندازه گیری و تحلیل عددی دارد [۱۶]. قبادیان ۲۰۱۴ با حل عددی معادله ریچارد به روش حجم محدود و گسسته سازی کرنک-نیکلسون به شبیه سازی عددی جریان دو بعدی غیرماندگار اشباع و غیر اشباع به طرف زهکش ها پرداخت، مقایسه نتایج با نرم افزار Seep/w که از روش المان محدود استفاده می کند، تطابق بسیار بالایی را نشان می دهد [۱۷].

کومار و همکاران در سال ۲۰۱۹ با توسعه مدل ریچارد، نحوه حرکت آب در سنگ های درزه دار را پیش بینی نمودند [۱۸]. ثنا کیتا و همکاران در ۲۰۲۱ از روش زمانی ضمنی و شبه ضمنی همراه تکنیک کرنک نیکلسون برای حل معادله ریچارد استفاده کردند و نشان دادند که روش های شبه ضمنی مرتبه دوم که بر اساس برونیایی زمانی و فرم های ضعیف شده معادلات دیفرانسیل استوار است، دقت مناسبی دارند [۱۹]. صدیقی و همکاران ۲۰۱۹ از روش ترکیبی المان محدود و حجم محدود برای حل معادله ریچارد در جریان های تراکم ناپذیر بهره برده اند [۲۰].

در پژوهش حاضر از روش حجم محدود و گسسته سازی زمانی برای حل معادله ریچارد در فضای دو بعدی با استفاده از کد نویسی در نرم افزار متلب استفاده شده است. به منظور صحت سنجی، نتایج پژوهش حاضر با نتایج حاصل از نرم افزار Seep/w مورد مقایسه قرار گرفته است.

۲- مواد و روش ها

۲-۱ معادلات حاکم

معادله حاکم بر مسئله ریچارد در مسئله حاضر در شرایط جریان غیر ماندگار و غیرهمسان و ناهمروند در فضای دوبعدی است. در این معادله فرض بر این است که هوا نقش ناچیزی در حرکت آب درون ماتریس خاک ایفا می کند. این معادله در مختصات دکارتی به شرح زیر است:

$$\frac{\partial \theta(\psi)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} + k_y(\psi) \right) \pm \frac{q_s}{\Delta x \Delta y} \quad (1)$$

که در آن θ رطوبت حجمی [L³/L³]، ψ بار فشاری مثبت یا منفی [L]، K هدایت هیدرولیکی [K/T]، y مختصه عمودی [L]، x مختصه افقی [L]، t زمان [T] و q_s دبی تزریق (+) یا تخلیه (-)، Δx و Δy به ترتیب اندازه شبکه در جهت x و y می باشند [L].

از مهمترین پارامترهای معادله ریچارد تابع هدایت هیدرولیکی غیراشباع است که با زمان و مکان تغییر می کند. از این رو در مدل هایی که با جریان زهکشی یا تزریق مواجه هستند پارامترهای ورودی دارای حساسیت بالایی می باشند. تابع هدایت هیدرولیکی استفاده شده برای بیان رابطه نفوذ پذیری غیر اشباع می تواند بر مبنای تابع نمایی گاردنر باشد که رابطه هدایت هیدرولیکی غیر اشباع و بار فشاری را نشان می دهد اگرچه لیچ و همکاران (۲۰۱۷) نشان دادند که تابع هدایت هیدرولیکی بر مبنای تابع نمایی گاردنر عملکرد ضعیفی دارد [۲۱].

نرم افزارهای شبیه سازی عددی جریان آب در خاک نظیر Hydrus و Seep/w از تابع ونگنوختن برای بیان تابع هدایت هیدرولیکی استفاده می کنند که عملکرد بمراتب بهتری نسبت به تابع نمایی گاردنر دارد [۲۲]. توابع انتقالی مورد استفاده در این تحقیق توابع ونگنوختن (روابط ۲، ۳، ۴ و ۵) و بروکز-کوری (۶، ۷ و ۸) می باشند [۲۳].

$$Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{\psi - p}{\psi_b} \right)^{1+\lambda}} \right]^{1+\lambda} \quad (2)$$

$$\frac{K\psi}{Ks} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^l * \left[1 - \left(1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1+\lambda}{\lambda}} \right)^{\frac{\lambda}{1+\lambda}} \right]^2 \quad (3)$$

$$f(\psi) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} = m * (\theta_s - \theta_r) * \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right]^{m-1} * \left[\frac{-n\alpha(\alpha\psi)^{n-1}}{(1 + (\alpha\psi)^n)^2} \right] \quad (4)$$

$$\alpha = 1/\psi_b, n = 1 + \lambda, m = 1 - 1/n \quad (5)$$

که در آن θ_s و θ_r ، $[L/T]$ ، θ_s و θ_r رطوبت باقیمانده و اشباع $[L^3/L^3]$ ، پارامتر توزیع خلل و فرج، α $[1/L]$ ، n و m پارامترهای تجربی هستند. پارامتر l در تابع هدایت هیدرولیکی به وسیله موآلم ۱۹۷۶ برای اکثر خاکها به طور متوسط 0.5 تخمین زده شده است. در روابط فوق پارامترهای θ_s ، θ_r ، K_s ، n و α برای هر بافت خاکی متفاوت هستند. همچنین ضرایب λ و η تجربی هستند و برای هر بافت خاکی متفاوت هستند. [۲۳].

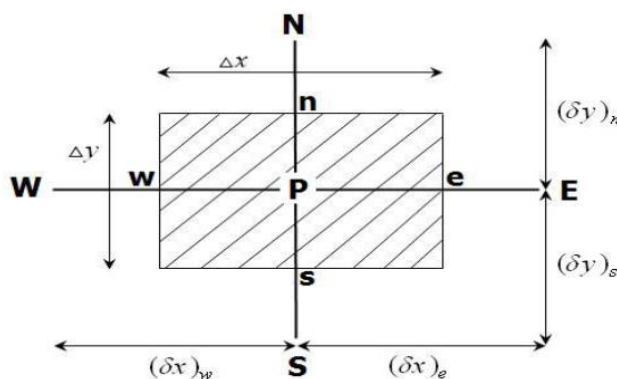
$$\theta = \begin{cases} \theta_s & \text{if } \psi < \psi_b \\ \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda & \text{if } \psi > \psi_b \end{cases} \quad (6)$$

$$K(\psi) = \begin{cases} K_s & \text{if } \psi < \psi_b \\ K_s * \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\eta & \text{if } \psi > \psi_b \end{cases} \quad (7)$$

$$f(\psi) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} = \begin{cases} 0 & \text{if } \psi < \psi_b \\ \lambda * (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^{\lambda-1} \left(-\frac{\psi_b}{\psi^2}\right) & \text{if } \psi > \psi_b \end{cases} \quad (8)$$

۲-۲-۲ منفصل سازی معادله حاکم

در این تحقیق از روش حجم کنترل (F.V) برای منفصل کردن معادله دیفرانسیل ۱ استفاده شده است [۲۴]. در این روش ابتدا از معادله حاکم (رابطه ۱) روی حجم کنترل نشان داده شده در شکل ۱ انتگرال گرفته می شود.



شکل ۱. نحوه شبکه بندی برای منفصل سازی رابطه ریچاردز

$$\int_s^n \int_w^e \int_t^{t+dt} \frac{\partial \theta(\psi_P)}{\partial t} dx dy dt = \int_t^{t+dt} \int_s^n \int_w^e \left(K_x(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) dx dy dt + \int_t^{t+dt} \int_w^e \int_s^n \left(K_y(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} + K_y(\psi) \right) dy dx dt + \int_t^{t+dt} \int_w^e \int_s^n \pm \frac{q_s}{\Delta x \Delta y} dy dx dt \quad (9)$$

پس از منفصل نمودن به روش ضمنی، نهایتاً معادله دیفرانسیل ۱ به معادله جبری زیر تبدیل می شود:

$$A_E \psi_E^{t+dt} + A_W \psi_W^{t+dt} + A_N \psi_N^{t+dt} + A_S \psi_S^{t+dt} + A_P \psi_P^{t+dt} = F_p \quad (10)$$

که در آن :

$$A_E = \phi K(\psi)_e \frac{dy dt}{\delta x_e} \quad (11)$$

$$A_W = \phi K(\psi)_w \frac{dy dt}{\delta x_w} \quad (12)$$

$$A_N = \phi K(\psi)_N \frac{dxdt}{\delta y_n} \quad (13)$$

$$A_S = \phi K(\psi)_S \frac{dxdt}{\delta y_s} \quad (14)$$

$$A_P = -(A_E + A_W + A_N + A_S) - f(\psi) dx dy \quad (15)$$

$$F_P = (K(\psi)_s - K(\psi)_N) dx dt - f(\psi) dx dy \psi_P^t + (1-\phi)K(\psi)_e \frac{dydt}{\delta x_e} (\psi_P^t - \psi_E^t) + (1-\phi)K(\psi)_w \frac{dydt}{\delta x_e} (\psi_P^t - \psi_W^t) + \quad (16)$$

$$(1-\phi)K(\psi)_n \frac{dxdt}{\delta y_e} (\psi_P^t - \psi_N^t) + (1-\phi)K(\psi)_s \frac{dxdt}{\delta y_s} (\psi_P^t - \psi_S^t) \pm q_s dt$$

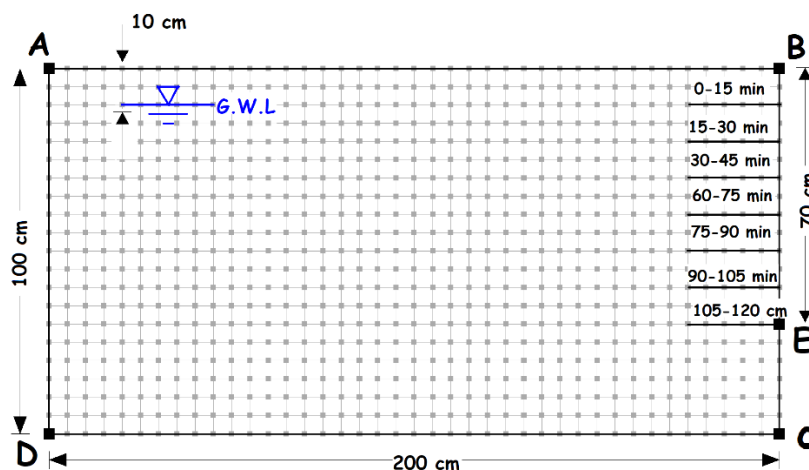
q برای همه گره ها به جز گره های سطح زمین هنگام بارش باران یا چاه تزریق برابر صفر است.

$K_y(\psi)_n$ ضریب نفوذپذیری در وجه بالایی حجم کنترل می باشد که به صورت میانگین هارمونیک ضریب نفوذپذیری P و N در نظر گرفته می شود. گفتنی است که در شرایطی که نقطه P روی یکی از مرزهای بالا یا پایین قرار بگیرد رابطه ۱ به صورت خاص منفصل می شود.

$$K_y(\psi)_n = \frac{2K_y(\psi)_P * K_y(\psi)_N}{K_y(\psi)_P + K_y(\psi)_N} \quad (17)$$

۳- بررسی نحوه حرکت آب پشت دیواره گودبرداری

محدوده مورد مطالعه شامل توده خاکی است به عمق ۱۰۰ سانتی متر و طول ۲۰۰ سانتی متر که سطح آب زیرزمینی در ۱۰ سانتی متری سطح خاک قرار دارد (ابعاد مدل بر اساس ابعاد مدل فیزیکی قبادیان [۲۵] انتخاب شده است). شکل ۲ نمای شماتیک محدوده مورد مطالعه را نشان می دهد. جنس خاک از نوع ماسه رس دار است و مشخصات آن مطابق جدول شماره ۱ است [۲۵]. برای ارزیابی عملکرد مدل عددی در مقایسه با مدل فیزیکی، فرض بر این است که گودبرداری در ۷ مرحله که هر مرحله شامل برداشتن ۱۰ سانتی متر خاک در مدت زمان ۱۵ دقیقه است، انجام شده است



شکل ۲- محدوده مورد مطالعه

جدول ۱- مشخصات خاک محدوده مورد مطالعه

θ_r	θ_s	K_s (c m / sec)	α (1 / cm)	n
0.015	0.501	0.000922	0.021	1.25

۳-۱ شرایط مرزی

تمام گره های واقع بر مرز BE دارای شرایط گرادیان فشار افقی صفر می باشند $\frac{\partial \psi}{\partial x} = 0$ از این رو معادله عمومی (۱۰) برای تمام گره های واقع در مرز به صورت زیر می باشد:

$$A_E \psi_E^{t+dt} + A_S \psi_S^{t+dt} + A_N \psi_N^{t+dt} + A_P \psi_P^{t+dt} = F_P \quad (18)$$

$$A_E = \phi K(\psi)_E \frac{dydt}{2\delta x_E} \quad (19)$$

$$A_N = \phi K(\psi)_N \frac{dxdt}{\delta y_n} \quad (20)$$

$$A_S = \phi K(\psi)_S \frac{dxdt}{\delta y_s} \quad (21)$$

$$A_P = -(A_E + A_S + A_N) - 0.5 * f(\psi) dx dy \quad (22)$$

$$F_P = (K(\psi)_s - K(\psi)_N) dx dt - 0.5 * f(\psi) dx dy \psi_P^t + (1 - \phi) K(\psi)_e \frac{dydt}{\delta x_e} (\psi_P^t - \psi_E^t) + (1 - \phi) K(\psi)_N \frac{dydt}{2\delta x_n} (\psi_P^t - \psi_N^t) + (1 - \phi) K(\psi)_S \frac{dxdt}{\delta y_s} (\psi_P^t - \psi_S^t) \quad (23)$$

برای تمام گره های واقع بر مرز CD دارای شرط گرادیان فشار مشخص جهت عمودی $\frac{\partial \psi}{\partial y} = -1$ برقرار می باشد، از این رو معادله جبری (۱۰) بصورت زیر خلاصه می شود:

$$A_E \psi_E^{t+dt} + A_W \psi_W^{t+dt} + A_N \psi_N^{t+dt} + A_P \psi_P^{t+dt} = F_P \quad (24)$$

$$A_W = \phi K(\psi)_w \frac{dydt}{2\delta x_w} \quad (25)$$

$$A_E = \phi K(\psi)_E \frac{dydt}{2\delta x_w} \quad (26)$$

$$A_N = \phi K(\psi)_N \frac{dxdt}{\delta y_n} \quad (27)$$

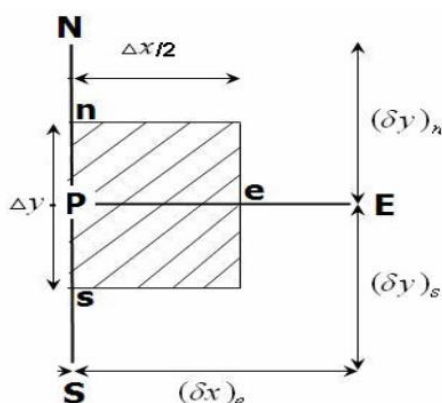
$$A_P = -(A_E + A_W + A_N) - 0.5 * f(\psi) dx dy \quad (28)$$

$$F_P = (K(\psi)_s - K(\psi)_N) dx dt - 0.5 * f(\psi) dx dy \psi_P^t + (1 - \phi) K(\psi)_e \frac{dydt}{2\delta x_e} (\psi_P^t - \psi_E^t) + (1 - \phi) K(\psi)_w \frac{dydt}{2\delta x_e} (\psi_P^t - \psi_W^t) + (1 - \phi) K(\psi)_n \frac{dxdt}{\delta y_e} (\psi_P^t - \psi_N^t) \quad (29)$$

مرز EC مرزهای با پتانسیل فشاری (ψ) مشخص هستند. پتانسیل فشاری در گره های E با توجه به اینکه محل زهکشی هستند برابر فشار آزاد و صفر در نظر گرفته می شود. برای سایر نقاط زیر مرزها پتانسیل فشاری برابر با فاصله گره تا محل زهکشی می باشد.

۳-۲ دبی تراوش یافته از دیواره گود

دبی خروجی از دیواره گود که همان نقطه ای E شکل ۲ می باشد و مقدار فشار آب حفره ای در آن نقطه برابر صفر می باشد مطابق شکل ۳ که حجم کنترل نقطه زهکشی را نشان می دهد به صورت زیر محاسبه می شود (لازم به ذکر است که مقادیر ارائه شده برای دبی مربوط به مقطعی به عرض ۱ متر از دیواره گود می باشد).



شکل ۳- حجم کنترل مربوط به نقطه P منطبق بر محل تخلیه آب به درون گود

$$q_s = A_E \phi \psi_E^{t+dt} + A_E (1-\phi) \psi'_E + A_N \phi \psi_N^{t+dt} + A_N (1-\phi) \psi'_N + A_S \phi \psi_S^{t+dt} + A_S (1-\phi) \psi'_S + A_N dy + A_S dy \quad (30)$$

$$A_E = \phi K(\psi)_e \frac{dy dt}{\delta x_e} \quad (31)$$

$$A_N = \phi K(\psi)_N \frac{dx dt}{2 \delta y_n} \quad (32)$$

$$A_S = \phi K(\psi)_S \frac{dx dt}{2 \delta y_s} \quad (33)$$

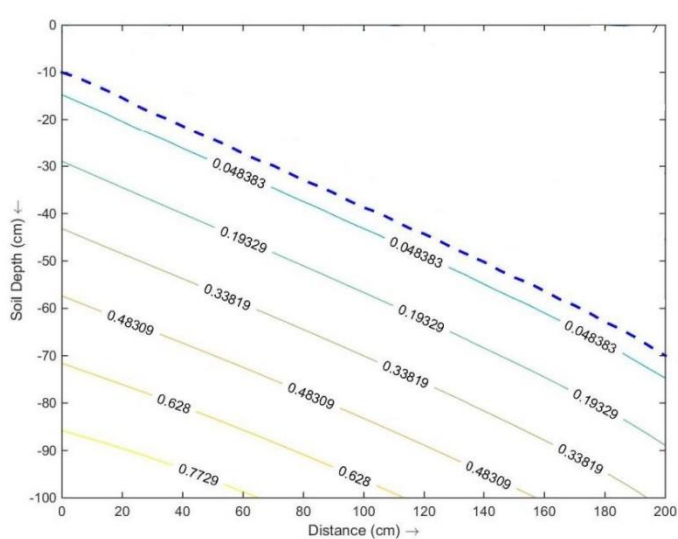
۳-۳ بحث و نتیجه گیری

به منظور بررسی نحوه جریان آب پشت دیواره گود، محدوده مورد مطالعه مطابق شکل ۲ در نظر گرفته شده است و برای صحت سنجی و اطمینان از عملکرد آن، نتایج تحقیق حاضر با نتایج حاصل از شبیه سازی با نرم افزار Seep/w مقایسه شده است. Seep/w یکی از شناخته شده ترین نرم افزارهای ژئوتکنیکی در مدل سازی جریان آب به صورت ماندگار و غیر ماندگار است که از فرمول بندی اجزای محدود و تئوری خاکهای غیر اشباع فرلاند و زینک [۲۲] جهت بررسی جریان استفاده می کند.

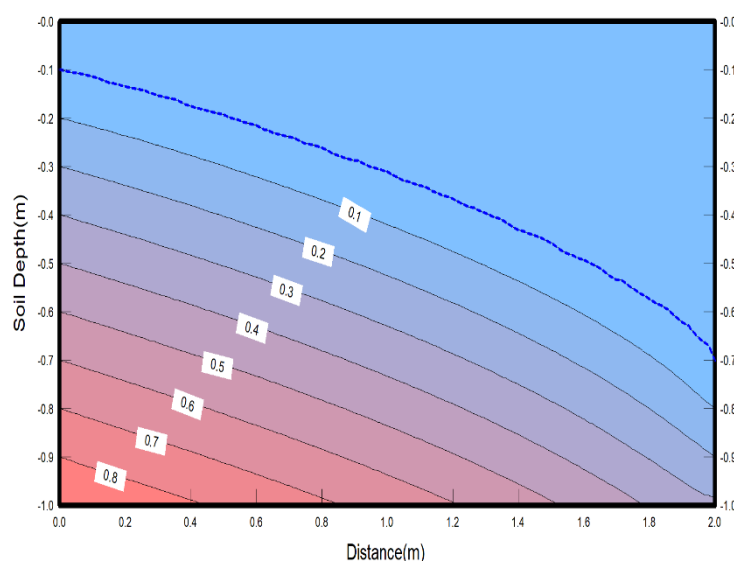
شبکه بندی محیط به صورت منظم و مربعی با ابعاد ۵ در ۵ سانتیمتر در نظر گرفته شده است که در شکل ۲ قابل مشاهده است. به منظور رسیدن به ابعاد بهینه جهت شبکه بندی محیط آنالیز حساسیت مش بندی صورت پذیرفته است بدین گونه که شبکه مش بندی از مقادیر درشت ۱۰*۱۰ سانتی متر تا مقادیر ریز ۱*۱ سانتی متر تغییر داده شده است و موقعیت تراز آب مورد بررسی قرار گرفته است.

نتایج نشان داد که ریز تر کردن شبکه مش بندی به مقادیر کمتر از 5×5 سانتی متر در برآورد نتایج تراز آب، حداکثر میزان تغییر کمتر از ۲ درصد است و ریزتر کردن ابعاش، فقط به طولانی تر شدن زمان محاسبات می انجامد، از این رو مقدار بهینه 5×5 سانتی متر در نظر گرفته شده است.

شکل ۴ الف، خطوط هم فشار محاسبه شده پس از گودبرداری به عمق ۷۰ سانتی متر توسط نرم افزار Seep/w را نشان می دهد. شکل ۴ ب، نیز نتیجه محاسبات حاصل از این تحقیق برای شرایط فوق را نشان میدهد، که در آن خط چین، نشانگر خط آزاد جریان _ خط نشت _ و سایر خطوط، خطوط هم فشار میباشدند. شکل ۵ به منظور مقایسه دقیق تر نتایج حاصل از تحقیق حاضر در بررسی خط آزاد جریان _ خط نشت _ با نتایج نرم افزار Seep/w آمده است. همانگونه که از شکل‌های ۴ و ۵ مشخص است، تطابق خوبی بین نتایج حاصل از تحقیق حاضر که بر اساس روش حجم محدود نوشته شده است با نتایج نرم افزار Seep/w که از روش المان محدود بهره می برد، وجود دارد که این امر موفقیت آمیز بودن روبه تحقیق حاضر را نشان می دهد.

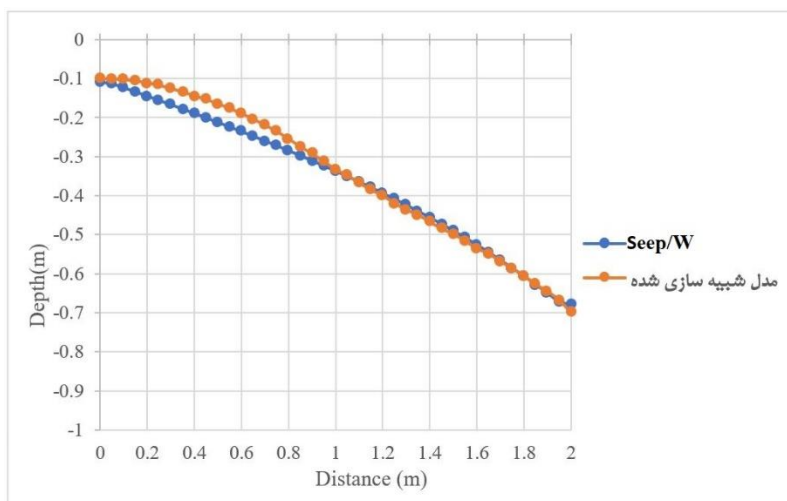


ب



الف

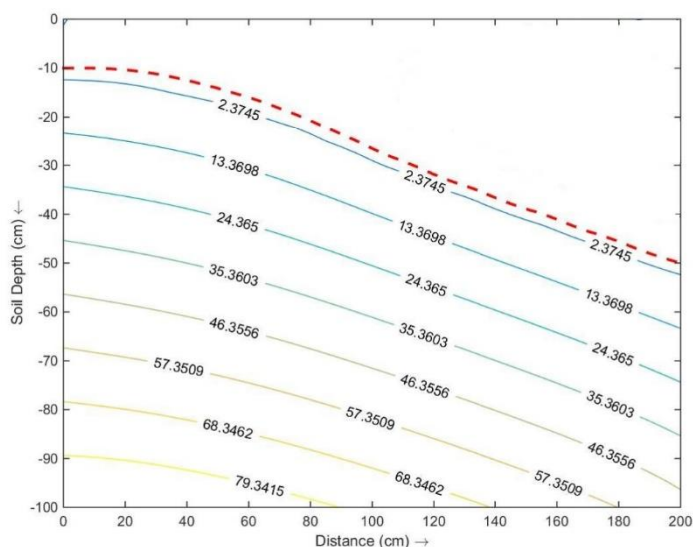
شکل ۴- خطوط هم فشار، الف- نرم افزار Seep/w ب- مدل شبیه سازی شده



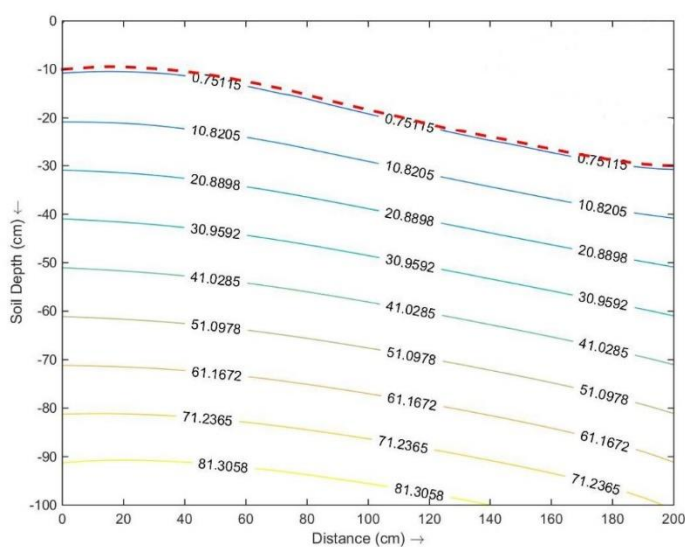
شکل ۵- مقایسه سطح ایستابی آب

شکل ۶ الف و ب، به ترتیب خطوط هم فشار را پس از ۳۰ و ۵۰ سانتی متر گودبرداری را نشان می دهند (خط چین قرمز موقعیت تراز آزاد آب یا خط فریاتیگ را نشان می دهد). در گام بعدی پس از اطمینان از نتایج صحت سنجی به بررسی خطوط هم فشار و پایین افتادگی سطح آزاد جریان ایستابی و دبی تخلیه شده در دیواره گود پرداخته شده است.

از مقایسه شکل‌های ۶ الف و ب، میتوان نتیجه گرفت که با افزایش عمق گود، گرادیان هیدرولیکی جریان آب افزایش مییابد که این امر میتواند منجر به افزایش دبی تخلیه شده از دیواره گود و در نتیجه باعث فرسایش و ناپایداری در دیواره گود گردد.



ب

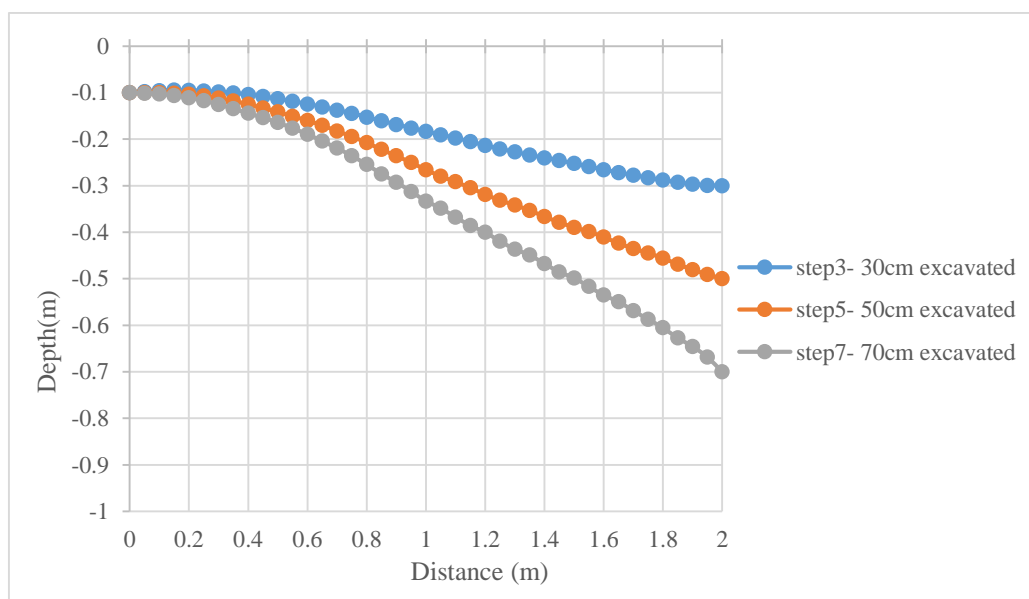


الف

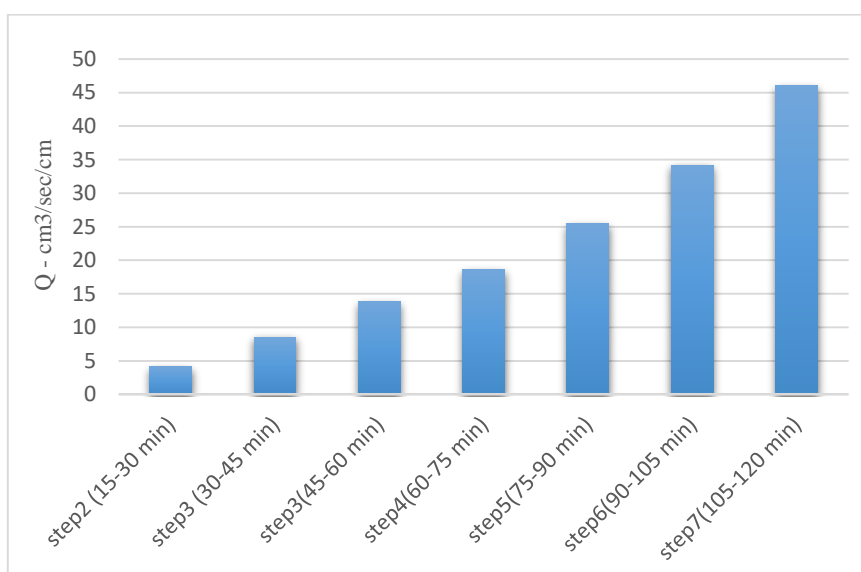
شکل ۶- خطوط هم فشاری الف- پس از ۳۰ سانتی متر گودبرداری ب- پس از ۵۰ سانتی متر گودبرداری

شکل ۷ پایین افتادگی سطح ایستابی (سطح آزاد جریان) در مراحل مختلف گودبرداری را نشان می دهد. همانطور که قبلا بیان شد با پیشرفت عملیات گودبرداری، گرادیان هیدرولیکی و در نتیجه دبی تخلیه بصورت غیر خطی افزایش می یابد. شکل ۸ دبی تراوش یافته

از دیواره گود (در واحد عرض گود) در هر مرحله از گود برداری را نشان می دهد. مشاهده می شود که با پیشرفت عملیات گودبرداری، میزان حجم آب تخلیه شده به درون ناحیه گود افزایش می یابد و دلیل این امر را می توان در افزایش گرادیان هیدرولیکی توجیه کرد.



شکل ۷- پایین افتادن سطح ایستابی

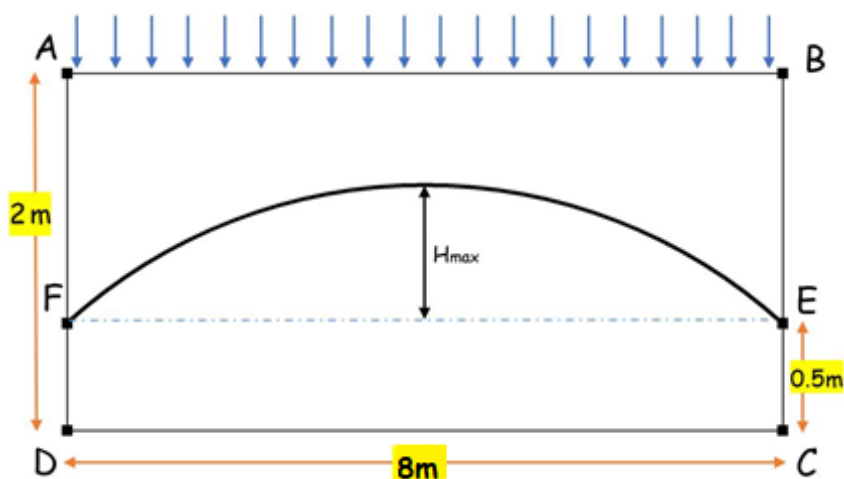


شکل ۸- دبی تراوش یافته از دیواره گود در واحد عرض گود

۴- بررسی نحوه تخلیه آب باران از طریق زهکش های زیرسطحی هم سطح

یکی از کاربردهای کانال های زهکشی در مناطق پر بارش کمک به تخلیه سریعتر آب ناشی از باران از بستر راه ها و یا جلوگیری از شوره زدن خاکهای سطحی بر اثر حرکت نمک موجود در عمق های پایینتر با جریان آب است. از این رو در این قسمت سعی بر بررسی روند زهکشی آب ناشی از باران در بستر راه شده است. محدوده مورد مطالعه مطابق شکل ۹ می باشد، که کانال های زهکشی یا لوله های زهکشی در طرفین مدل، و در عمق ۱٫۵ متری (نقاط E و F در شکل ۹) تعبیه شده اند.

فرض بر این است سطح آب زیرزمینی در شرایط عادی و قبل از بارندگی، هم سطح رقوم کانالهای زهکشی (خط EF شکل ۹) است. بارندگی با شدت $I=0.002 \text{ cm/sec}$ به مدت ۱۲ ساعت (در امتداد خط AB) صورت می پذیرد و پایش سطح ایستابی تا زمان تخلیه کامل آب باران صورت پذیرفته است. مشخصات خاک مطابق جدول ۲ می باشد که در آن هدایت هیدرولیکی اشباع، θ_r و θ_s رطوبت باقیمانده و اشباع، α و n پارامترهای تجربی هستند



شکل ۹- محدوده مورد مطالعه

جدول ۲- مشخصات خاک محدوده مورد مطالعه

θ_r	θ_s	$K_s \text{ (cm / sec)}$	$\alpha \text{ (1 / cm)}$	n
0.186	0.363	0.001	0.01	1.53

۴-۱ شرایط مرزی

شرایط مرزی مشابه مسئله قبلی است منتها در مرز AB بعلاوه وجود بارندگی شرایط مرزی متفاوت است و خواهیم داشت:

$$\frac{\partial \psi}{\partial y} = \frac{I}{Ky(\psi)} - 1 \quad (34)$$

از این رو معادله جبری (۱۰) بصورت زیر خلاصه می شود:

$$A_E \psi_E^{t+dt} + A_W \psi_W^{t+dt} + A_S \psi_S^{t+dt} + A_P \psi_P^{t+dt} = F_P \quad (35)$$

$$A_W = \phi K(\psi)_w \frac{dydt}{2\delta x_w} \quad (36)$$

$$A_E = \phi K(\psi)_E \frac{dydt}{2\delta x_w} \quad (37)$$

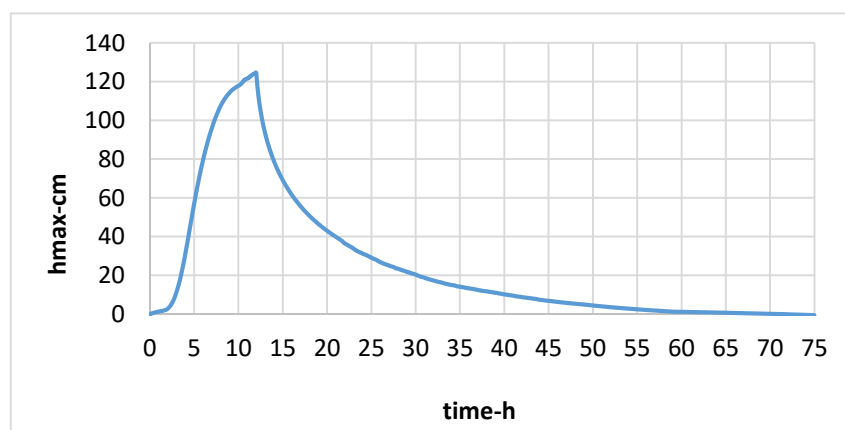
$$A_S = \phi K(\psi)_S \frac{dxdt}{\delta y_S} \quad (38)$$

$$A_P = -(A_E + A_W + A_S) - 0.5 * f(\psi) dx dy \quad (39)$$

$$F_P = (K(\psi)_S - K(\psi)_N) dx dt - 0.5 * f(\psi) dx dy \psi_P^t + (1 - \phi) K(\psi)_e \frac{dydt}{2\delta x_e} (\psi_P^t - \psi_E^t) + (1 - \phi) K(\psi)_w \frac{dydt}{2\delta x_e} (\psi_P^t - \psi_W^t) + (1 - \phi) K(\psi)_S \frac{dxdt}{\delta y_e} (\psi_P^t - \psi_S^t) \quad (40)$$

۲-۴ بحث و نتیجه گیری

در طی بارندگی مفروض، از یک سو بدلیل انباشت آب در مدل، سطح ایستابی افزایش می یابد و از سوی دیگر بدلیل وجود زهکش در طرفین مدل، سطح ایستابی متأثر از حضور زهکشها تغییر خواهد یافت. لذا برآیند این دو پدیده، سطح ایستابی بصورت منحنی نشان داده شده در شکل ۹ خواهد بود. بدیهی است اگر زهکشی صورت نمی گرفت، در طی بارش سطح ایستابی بصورت افقی افزایش می یافت، اما بدلیل وجود زهکشها در طرفین مدل، سطح ایستابی در طی بارش بصورت منحنی در خواهد آمد. شکل ۱۰ تغییرات حداکثر ارتفاع سطح ایستابی (Hmax) از رقوم کانال های زهکشی (خط EF در شکل ۹) بر حسب زمان را نشان می دهد. مطابق شکل، نقطه اوج منحنی (بالاترین تراز ایستابی) در طی بارش (دوازده ساعت بارش) به شدت افزایش یافته و تا تراز ۱۲۵ سانتیمتر رسیده است. اما بعد از توقف بارش، نقطه اوج تراز ایستابی با آهنگی آرام تقلیل یافته است. مدت زمان تخلیه کامل آب باران و به تعادل رسیدن محیط حدود ۷۵ ساعت می باشد.



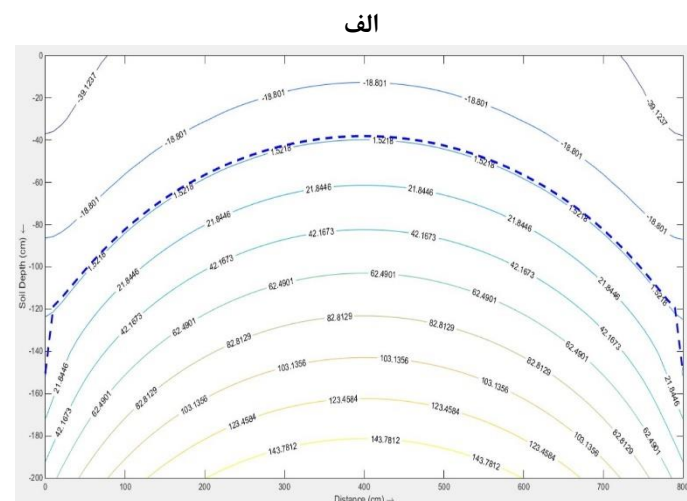
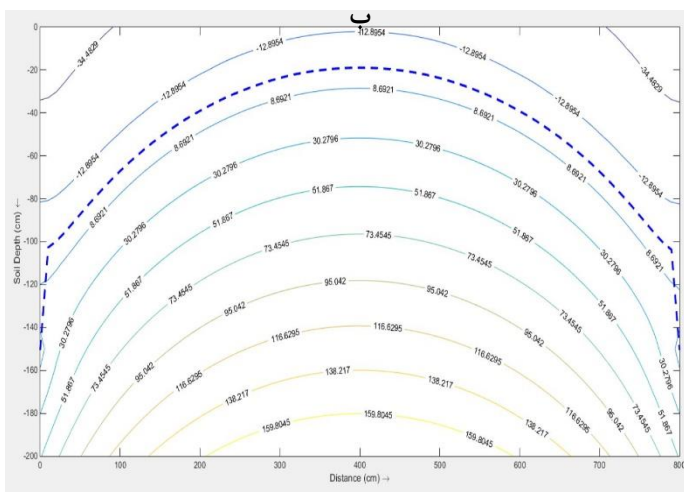
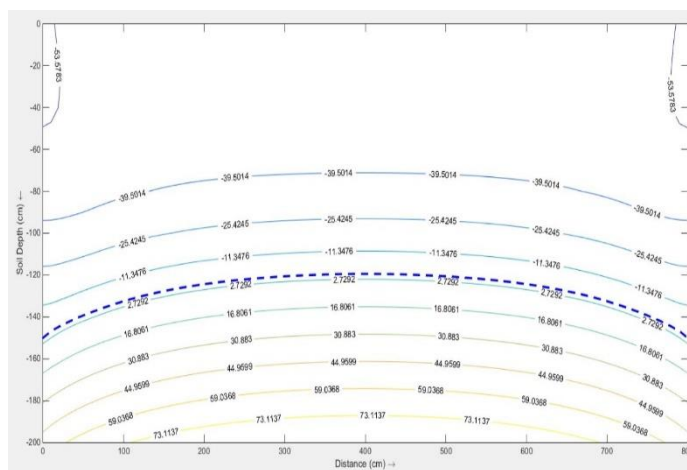
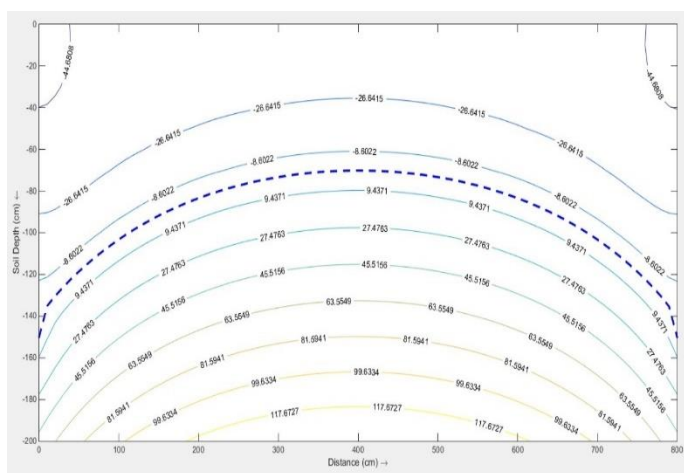
شکل ۱۰- حداکثر ارتفاع سطح ایستابی از رقوم کانال های زهکشی

شکل ۱۱ به ترتیب خطوط هم فشار را در ۴ ساعت، ۶ ساعت، ۸ ساعت و ۱۲ ساعت پس از شروع بارش نشان می دهد. براین اساس میتوان دریافت که با گذشت زمان و ثابت بودن شدت بارش میزان انباشتگی آب در خاک افزایش می یابد، بطوریکه بعد از ۴ ساعت بالاترین تراز سطح ایستابی در عمق ۳۰/۵۴ سانتی متری نسبت به خط تراز زهکشها در طرفین مدل، ۶ ساعت پس از شروع بارش در عمق ۷۹/۸۵

سانتی متری، ۸ ساعت پس از شروع بارش در عمق ۱۱۱/۹۷ سانتی متر و ۱۲ ساعت پس از بارش در عمق ۱۳۱/۱۲ سانتی متری نسبت به خط تراز زهکشها در طرفین مدل قرار دارد (خطوط خط چین آبی تراز آزاد آب یا خط فریاتیک را نشان می دهند).

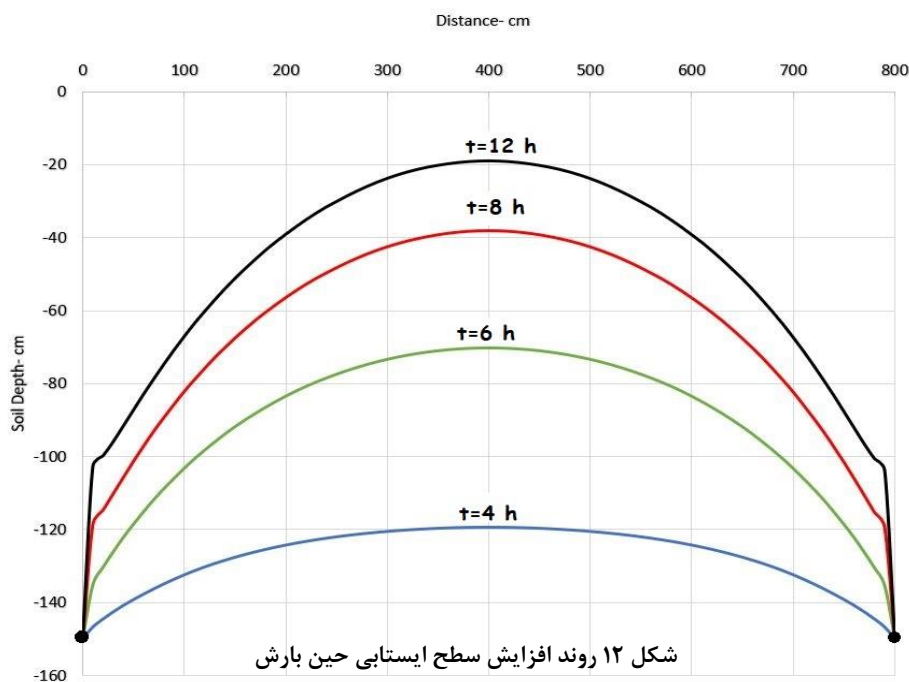
ضمناً در هر کدام از شکل ها خطوط هم فشار بالاتر از خط فریاتیک دارای فشار منفی (مکش) و خطوط هم فشار پایین تر از خط فریاتیک فشار مثبت را نشان می دهند و همچنین وجود زهکش های موازی در طرفین مدل سبب کاهش فشار و در نتیجه تغییرات فشار در مقطع عرضی مدل شده است.

شکل ۱۲ روند افزایش سطح ایستابی را در طی زمان بارش نشان می دهد. مشاهده می شود با گذشت زمان اگرچه بارندگی ثابت است ولی نرخ روند اشباع شدن محیط و افزایش سطح ایستابی کاهش می یابد که دلیل آن را میتوان در افزایش نرخ تخلیه از زهکش ها و افزایش شیب هیدرولیکی دانست.



شکل ۱۱- خطوط هم فشار الف- ۴ ساعت پس از شروع بارش ب- ۶ ساعت پس از شروع بارش

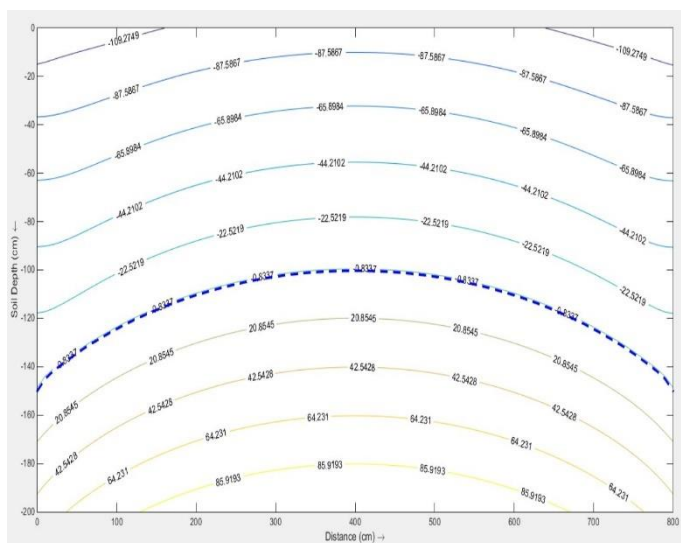
ج- ۸ ساعت پس از شروع بارش د- ۱۲ ساعت پس از شروع بارش



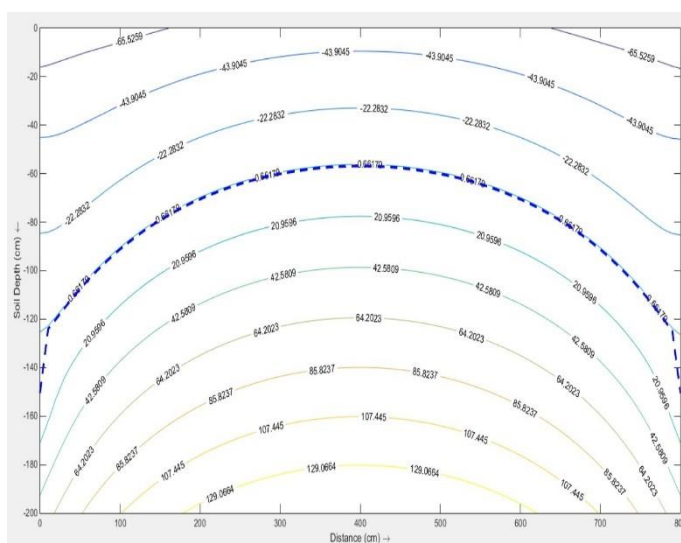
پس از اتمام مدت زمان بارش و افزایش سطح ایستابی، روند تخلیه محیط از آب ناشی از باران، نمود بیشتری پیدا می کند.

در شکل ۱۳ خطوط هم فشار به ترتیب در ۱۳ ساعت، ۱۷ ساعت، ۲۴ ساعت و ۴۸ ساعت پس از شروع بارندگی ها نشان می دهد.

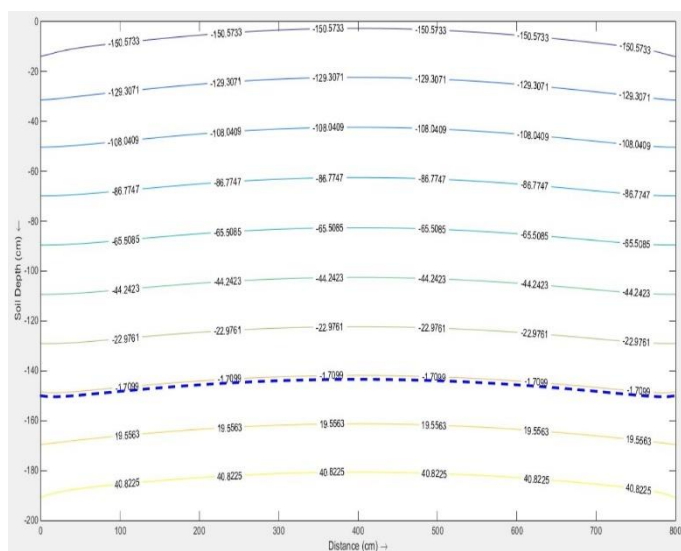
شکل ۱۴ روند پایین افتادگی سطح ایستابی را برای زمان ها مختلف پس از اتمام بارندگی را نشان می دهد. به روشنی مشخص است که با افزایش زمان و کاهش گرادیان هیدرولیکی بسمت زهکش ها، روند پایین افتادگی سطح ایستابی کندتر می شود.



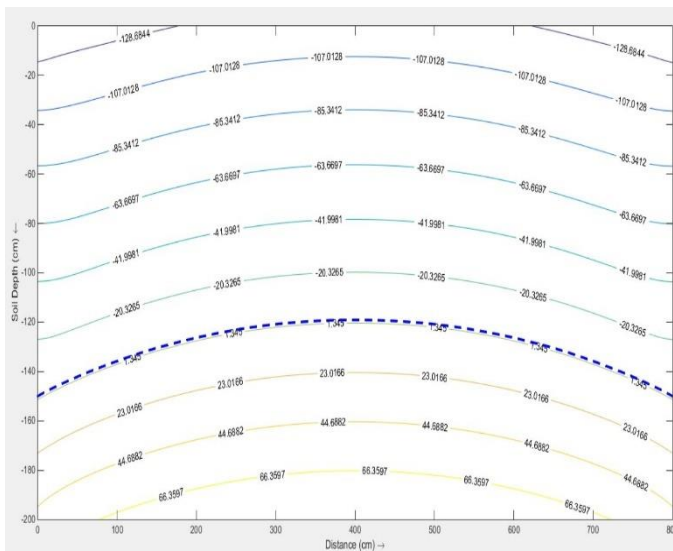
ب



الف



د

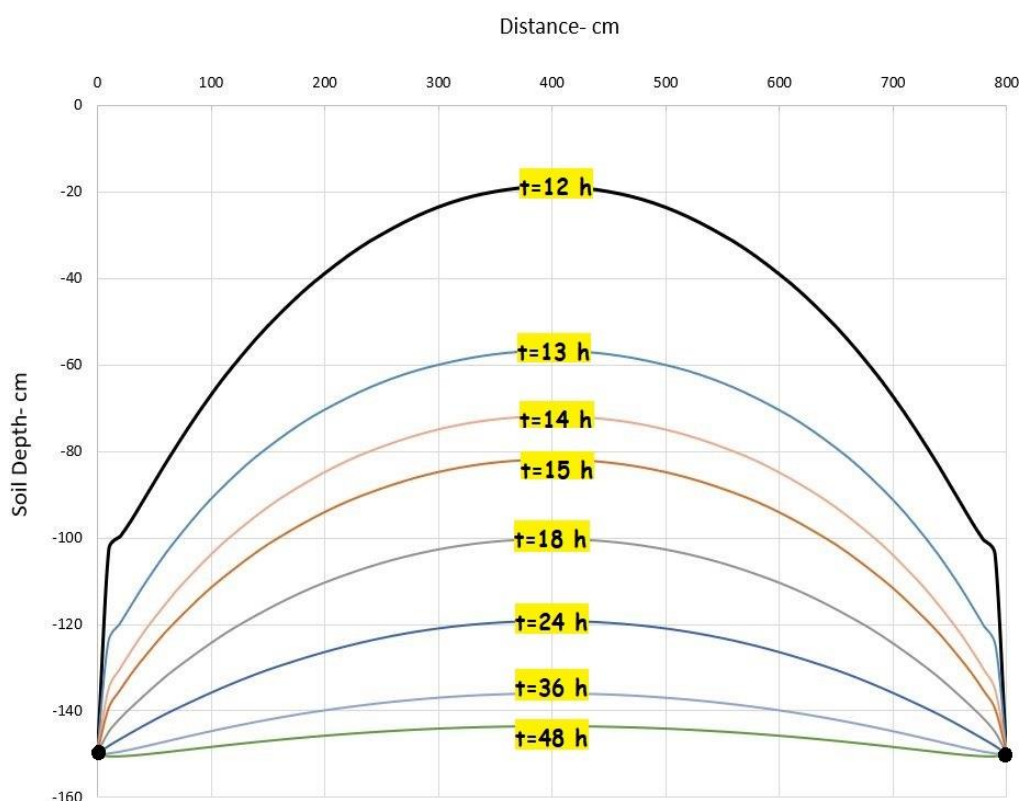


ج

شکل ۱۳- خطوط هم فشار الف- ۱۳ ساعت پس از شروع بارش (۱ ساعت پس از اتمام بارش)

ب- ۱۷ ساعت پس از شروع بارش (۵ ساعت پس از اتمام بارش) ج- ۲۴ ساعت پس از شروع بارش (۱۲ ساعت پس از اتمام بارش)

د- ۴۸ ساعت پس از شروع بارش (۲۴ ساعت پس از اتمام بارش)



شکل ۱۴ روند کاهش سطح ایستابی پس از بارش

۵- بررسی نحوه تخلیه آب باران از طریق زهکش های زیرسطحی غیر هم سطح

در برخی از پروژه های ژئوتکنیکی با توجه به شرایط محل ممکن است حالتی پیش آید که امکان استفاده از زهکش های هم سطح مقدور نباشد و یا اینکه با توجه به شرایط و اهداف مدنظر، استفاده از زهکش های غیر هم سطح در دستور کار قرار گیرد، لذا بررسی تغییرات روند اشباع و خشک شدگی محیط حین بارش و پس از بارش برای زهکش های غیر هم سطح امری ضروری و مهم می باشد.

محدوده مورد مطالعه و شرایط مرزی دقیقاً مطابق مسئله ۲ می باشد با این تفاوت که عمق زهکش سمت چپ (Dpl) و زهکش سمت راست (Dpr) باهم متفاوت است. سه حالت کلی در این بخش مورد بررسی قرار گرفته است که عبارتند از:

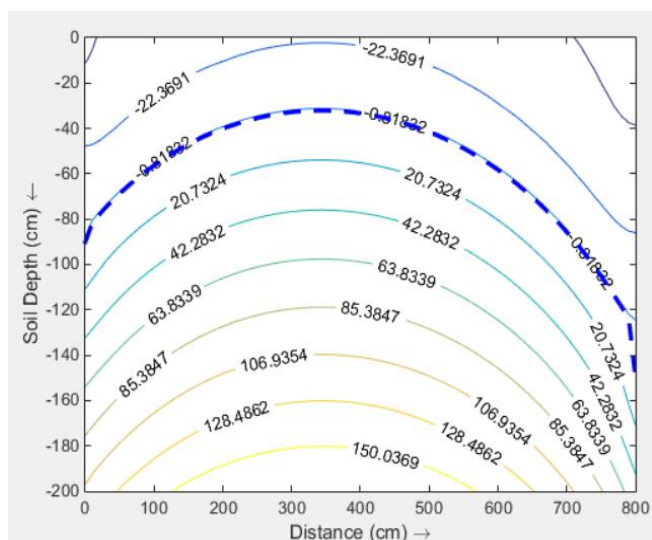
۱. $dh=30\text{ cm}$ معرف اختلاف عمق ۳۰ سانتی متری زهکش چپ و راست ($Dpl=120\text{ cm}$ و $Dpr=150\text{ cm}$)

۲. $dh=60\text{ cm}$ معرف اختلاف عمق ۶۰ سانتی متری زهکش چپ و راست ($Dpl=90\text{ cm}$ و $Dpr=150\text{ cm}$)

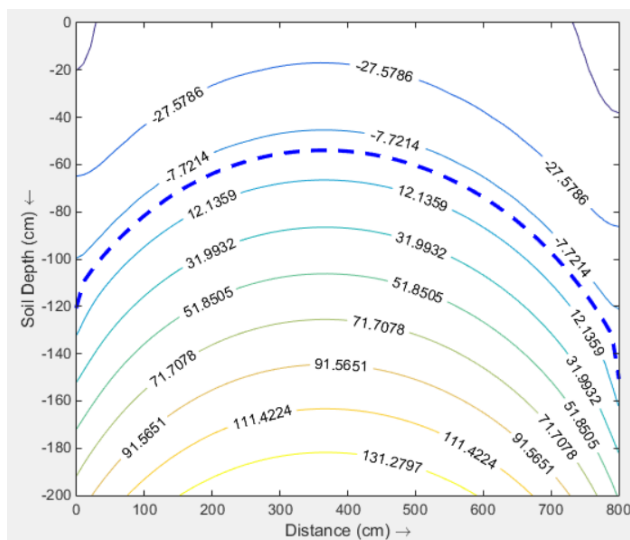
۳. $dh=90\text{ cm}$ معرف اختلاف عمق ۹۰ سانتی متری زهکش چپ و راست ($Dpl=60\text{ cm}$ و $Dpr=150\text{ cm}$)

شکل ۱۵-الف و ۱۵-ب و ۱۵-ج نمودار خطوط هم فشار را ۷ ساعت پس از شروع بارش به ترتیب در سه حالت بالا نمایش می دهد.

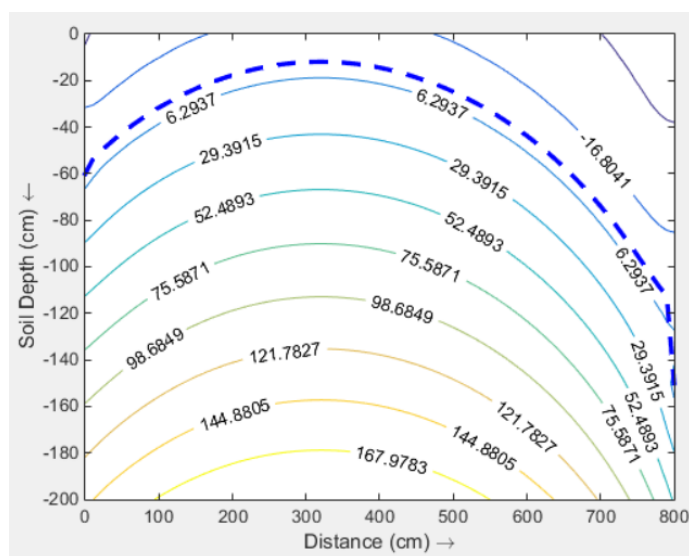
مطابق آنچه که در مورد زهکشهای هم سطح ملاحظه شد، در حالت زهکشهای غیر هم سطح نیز سطح ایستابی بصورت منحنی با انحنای بیشتر در سمت زهکش پایین تر شکل می‌گیرد. بدیهی است در این حالت دبی تخلیه زهکش پایین تر بیشتر است. هرچقدر اختلاف عمق زهکش‌ها بیشتر باشد حجم محیط اشباع شده در اثر بارندگی بعلت زهکشی بیشتر، کمتر است.



ب



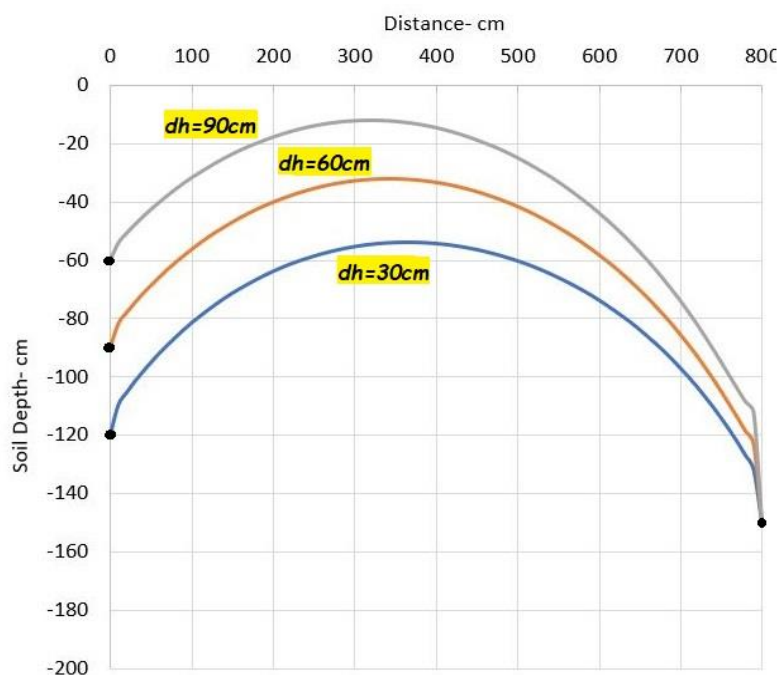
الف



ج

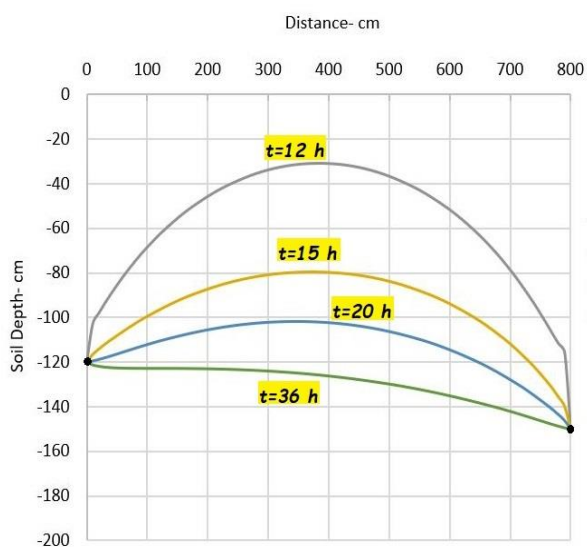
شکل ۱۵- خطوط هم فشار ۷ ساعت پس از بارش الف- dh=30cm ب- dh=60 cm ج- dh=90 cm

شکل ۱۶ سطح ایستابی آب را ۷ ساعت پس از شروع بارش در هر سه حالت نشان می دهد. هرچه اختلاف عمق دو زهکش بیشتر باشد یا به تعبیری دیگر با ثابت بودن عمق زهکش سمت راست، زهکش سمت چپ به سطح خاک نزدیکتر باشد حداکثر تراز آب حین بارش به سطح نزدیکتر است.

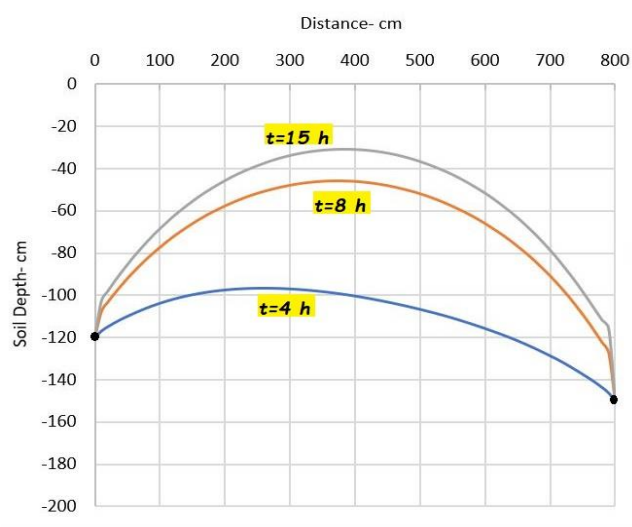


شکل ۱۶- خطوط سطح آزاد جریان ۷ ساعت پس از بارش

شکل ۱۷، ۱۸ و ۱۹ به ترتیب روند افزایش و یا کاهش سطح ایستابی حین بارش و تخلیه پس از بارش را در سه حالت $dh=90\text{cm}$ و $dh=60\text{cm}$ ، $dh=30\text{cm}$ نشان می دهد. از مقایسه نتایج در زمان های بارش میتوان دید که هر چه قدر اختلاف عمق بین دو زهکش بیشتر باشد یا به عبارت دیگر یکی از آنها به سطح زمین نزدیکتر باشد، سرعت اشباع شدن محیط بعلت کوتاهتر شدن مسیر زهکشی، کاهش می یابد. بررسی ها نشان می دهد که با افزایش اختلاف عمق دو زهکش یا نزدیک شدن یکی از زهکش ها به سطح زمین بر خلاف حالت قبل، سرعت خشک شدن محیط، افزایش می یابد.

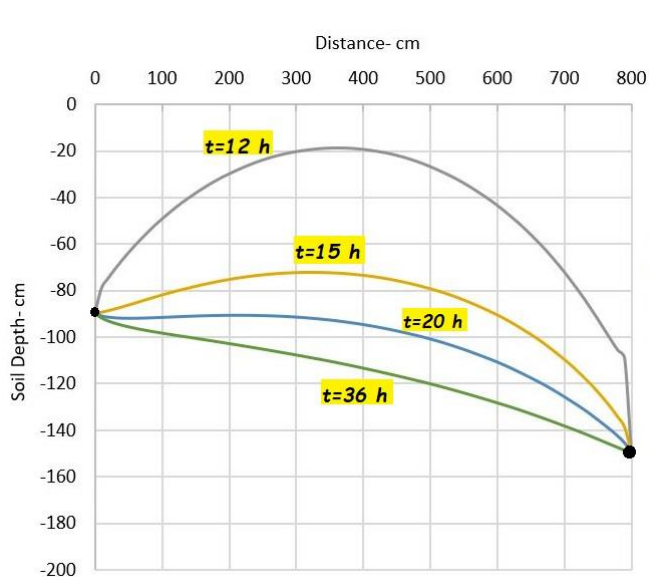


ب

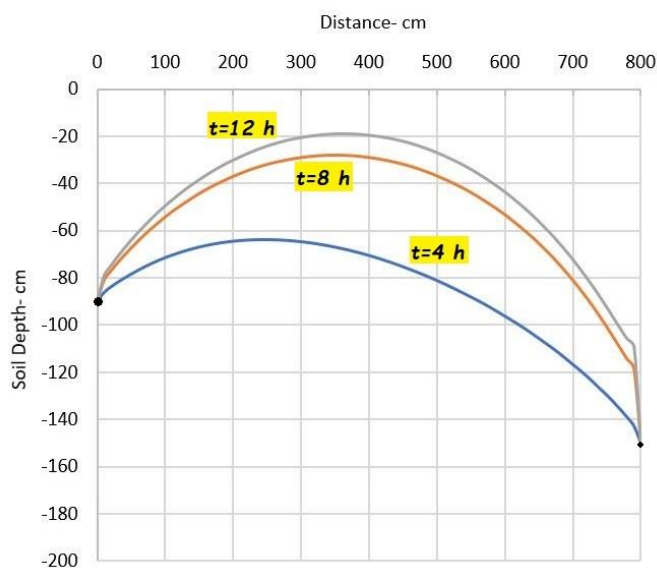


الف

شکل ۱۷- خطوط سطح آزاد جریان حالت $dh=30\text{ cm}$ الف- حین بارش ب- زمان تخلیه

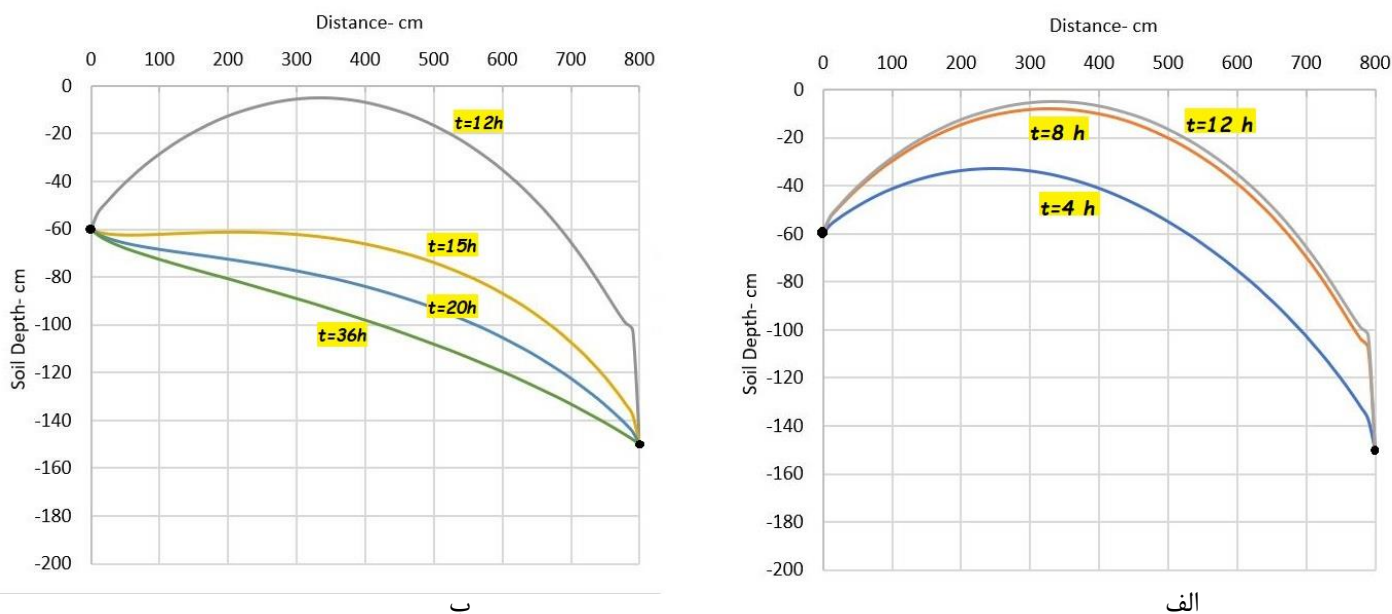


ب



الف

شکل ۱۸- خطوط سطح آزاد جریان حالت $dh=60\text{ cm}$ الف- حین بارش ب- زمان تخلیه



شکل ۱۹- خطوط سطح آزاد جریان حالت $dh=90\text{cm}$ الف- حین بارش ب- زمان تخلیه

۶- نتیجه گیری

در این پژوهش سعی بر آن شده است که حرکت آب در محیط خاک اشباع و غیر اشباع با استفاده از تئوری ریچارد و روش حجم محدود مورد بررسی قرار گیرد، بدین منظور سه مسئله ژئوتکنیکی پر کاربرد مورد بررسی قرار گرفته شده است.

۱- در مسئله اول به بررسی تغییرات سطح آب پشت دیواره گود در مواقعی که سطح ایستابی اولیه آب نزدیک سطح زمین یا بالاتر از کف گود باشد، پرداخته شده است. به منظور صحت سنجی این مسئله با نرم افزار Seep/w نیز مورد شبیه سازی قرار گرفت، ارزیابی نتایج حاصله دقت بالای روش ارائه شده بر مبنای روش حجم محدود در عین سادگی را نشان می دهد.

۲- بدیهی است که با پیشرفت گود برداری، دبی تخلیه شده درون گود به علت افزایش گرادیان هیدرولیکی افزایش می یابد. با بکار گیری این مدل عددی میتوان نسبت به ارزیابی فرسایش ناشی از افزایش سرعت جریان زهکشی که معلول امر گودبرداری است و یا مدیریت سرعت انجام گود برداری اظهار نظر نمود.

۳- در مسئله دوم نحوه تخلیه آب باران درون زهکش های زیر سطحی هم تراز مورد بررسی قرار گرفته شده است که از مهم ترین نتایج این قسمت می توان به این موضوع اشاره کرد که نرخ پایین افتادگی حداکثر ارتفاع سطح ایستابی بین دو زهکش (H_{max}) پس از قطع بارش باران نزولی است و با گذشت زمان کاهش می یابد، همچنین نرخ بالا رفتن حداکثر ارتفاع سطح ایستابی بین دو زهکش (H_{max}) با گذشت زمان از شروع بارندگی، نزولی است و علت آن را میتوان در افزایش گرادیان هیدرولیکی و تخلیه سریعتر آب درون زهکش ها جستجو کرد.

۴- در مسئله سوم اثر ناهم سطح بودن زهکش های مسئله دوم مورد بررسی قرار گرفته است. بررسی نتایج نشان داد که هر چقدر اختلاف ارتفاع بین دو زهکش بیشتر باشد بعبارت دیگر یکی از آنها به سطح زمین نزدیکتر باشد، سرعت اشباع شدن محیط حین بارش کمتر است و سرعت خشک شدگی محیط پس از قطع بارش بیشتر است.

مراجع

1. Li, X.G., Yuan, D.J., 2012. Response of a double-decked metro tunnel to shield driving of twin closely under-crossing tunnels. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 28, 18–30.
2. El-Nahas, F.M., 1999. Soft ground tunnelling in Egypt: geotechnical challenges and expectations. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 14 (3), 245–256
3. Jurado, A., De Gaspari, F., Vilarrasa, V., Bolster, D., Sánchez-Vila, X., Fernández-García, D., Tartakovsky, D., 2012. Probabilistic analysis of groundwater-related risks at subsurface excavation sites. *Eng. Geol.* 125, 35–44
4. DAM, Ca Le; VAN, Tuan Nguyen; QUANG, Manh Truong. Dewatering experiences in deep excavation—Case studies in Vietnam. In: *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*. Springer, Singapore, 2020. p. 403-409.
5. Powers, J.P., Corwin, A.B., Schmall, P.C., Kaeck, W.E., 2007. *Construction Dewatering and Groundwater Control — New Methods and Applications*, third ed. John Wiley and Sons, United States of America.
6. UFFINK, Gerardus Jacobus Maria. Determination of denitrification parameters in deep groundwater. A pilot study for several pumping stations in the Netherlands. 2004.
7. WILLIAM, Powrie. Chapter 16 Groundwater flow. In: *ICE manual of geotechnical engineering*. Thomas Telford Ltd, 2012. p. 167-174.
8. Boersma, L., Cary, J. W., Evans, D. D., Ferguson, A. H., Gardner, W. H., Hanks, R. J., Jackson, R. D., Kemper, W. D., Miller, D. E., Nielsen, D. R., and Uehara, G. 1972. *Soil Physics*. American Society of Agronomy, Soil Science of America.
9. Campbell, j. d. 1974. A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data. *Soil Science*, 117: 311–314.
10. Diaw, E. B., Lehmann, F., Ackerer, Ph. 2001. One-dimensional simulation of solute transfer in saturated–unsaturated porous media using the discontinuous finite elements method. *Journal of Contaminant Hydrology*, 51:197–213.
11. Ding, H. S., Hu, C., K. Yeo. S., and Xu. D. 2006. Numerical computation of three-dimensional incompressible viscous flows in the primitive variable form by local multiquadric differential quadrature method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195:516–533.
12. Gardner, W. 1958. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science*, 85: 228–232.
13. Hashemi, M. R., and Hatam, F. 2011. Unsteady seepage analysis using local radial basis function-based differential quadrature method. *Applied Mathematical Modelling*, 35:4934–950.
14. Manzini, G and Ferraris, S. 2004. Mass-conservative finite volume methods on 2-D unstructured grids for the Richards' equation. *Advances in Water Resources*. 27.12: 1199-1215.
15. Misiats, O and Lipnikov, K. 2013. Second-order accurate monotone finite volume scheme for Richards' equation. *Journal of Computational Physics*. 239: 123-137.
16. Ghalambor, A. Hashemi, S.M.R. and Zandparsa, S. (2013). On the Numerical Analysis of Richards' Equation for Modeling Flow in Unsaturated Soils, *Journal of Irrigation Science and Engineering*, 36(2):71-81.
17. Ghobadian, R. (2014). Numerical Simulation of Saturated-unsaturated 2D- unsteady Flow Toward Drain Using Finite Volume Method, *Journal of Water and Soil*, 28(3), 546-555.
18. KUMAR, K., et al. Formal upscaling and numerical validation of fractured flow models for Richards equation. *J Comput Phys*, 2019, 407: 109138.
19. KEITA, Sana; BELJADID, Abdelaziz; BOURGAULT, Yves. Implicit and semi-implicit second-order time stepping methods for the Richards equation. *Advances in Water Resources*, 2021, 148: 103841.

20. SIDDIQUI, M. Salman, et al. Finite-volume high-fidelity simulation combined with finite-element-based reduced-order modeling of incompressible flow problems. *Energies*, 2019, 12.7: 1271.
21. Leij F.J., Russel W.B. and Lesch S.M. 1997. Closed form expressions for water retention and conductivity data. *Ground water*, 35:848-858.
22. Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D., & Barbour, S. L. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 33(3), 440-448.
23. VAN GENUCHTEN, M. Th. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 1980, 44.5: 892-898.
24. Versteeg, H. K., Malalasekera, W. 1995. An introduction to computational fluid dynamics - The finite volume method. Longman Group Ltd. P, 255.