

## برآورد نیروی بالا برنده بر سازه‌های آبی در شرایط غیر داری

محمد رضا شریفی\*<sup>۱</sup>، محمد شکرالهی<sup>۲</sup> و امیر زایری بغلانی نژاد<sup>۳</sup><sup>۱</sup> استادیار گروه عمران - آب، دانشگاه صنعتی جندی شاپور<sup>۲</sup> مربی گروه مهندسی عمران - سازه، دانشگاه صنعتی جندی شاپور<sup>۳</sup> مربی گروه مهندسی عمران - سازه، دانشگاه صنعتی جندی شاپور

## چکیده

نیروی بالا برنده یکی از پارامترهای موثر در بارگذاری انواع سازه‌های آبی محسوب می‌شود. محاسبه نیروی مذکور، اغلب در شرایط جریان آرام و با فرض برقراری قانون داری انجام می‌گیرد. در صورت عدم برقراری شرط داری، معادله حاکم بر نشت آب در خاک غیر خطی و فاقد حل تحلیلی است که می‌بایست از طریق روش‌های عددی نسبت به حل آن اقدام نمود. در این تحقیق با بهره‌گیری از روش عددی احجام محدود و همچنین روش عددی هم‌پیچی منفرد مجزا و مقایسه آن‌ها با روش رایج بلای، نسبت به برآورد نیروی بالا برنده وارد بر پی یک سد بتنی اقدام گردیده است. نتایج نشان می‌دهند دو روش عددی مذکور ضمن تأیید یکدیگر، به دلیل قابلیت محاسبه نیروی بالا برنده با در نظر گرفتن شرایط متنوعی از پارامترهای مؤثر نظیر قطر ذرات، عمق لایه نفوذپذیر، ضرایب مختلف جریان غیر داری نسبت به روش بلای که فاقد قابلیت‌های مذکور است، از اعتماد عملی و محاسباتی بسیار بیشتری برخوردار هستند.

**واژگان کلیدی:** نیروی بالا برنده، احجام محدود، هم‌پیچی منفرد مجزا، بلای.

## ۱- مقدمه

اساس روش‌های تحلیلی مذکور با فرض جریان آرام آب در خاک می‌باشد. این در حالی است که با توجه به نوع خاک پی تراوش آب از زیر سد را می‌توان به دو دسته ورقه‌ای و متلاطم تقسیم نمود. برای حالتی که جریان آب در خاک متلاطم باشد، قانون داری فاقد اعتبار بوده و رابطه بین سرعت و شیب هیدرولیکی غیر خطی خواهد بود و در نهایت رابطه حاکم یک معادله دیفرانسیل غیر خطی خواهد بود. از آنجایی که رابطه اخیر فاقد حل تحلیلی است ناگزیر به استفاده از روش‌های عددی می‌باشد که یکی از جدیدترین آن‌ها، روش هم‌پیچی منفرد مجزا<sup>۱</sup> است. این شیوه در سال ۱۹۹۹ توسط Wei معرفی گردید [۳].

با توجه به این‌که روش متداول محاسبه نیروی بالا برنده در مسائل مهندسی، روش بلای می‌باشد که نوع جریان را در نظر نمی‌گیرد، محاسبه این نیرو در شرایط غیر داری با استفاده از روش‌های دقیق‌تر ضرورت دارد.

در تحقیق حاضر از روش عددی هم‌پیچی منفرد مجزا جهت مدل‌سازی و تحلیل نشت استفاده شده است و برای صحت‌سنجی، نتایج با روش عددی متداول احجام کنترل مقایسه گردیده است. در پایان نتایج به دست آمده با روش تجربی بلای مقایسه گردیده‌اند.

یکی از پارامترهای بسیار مهم در طراحی بدنه سدهای بتنی نیروی بالا برنده است زیرا این نیرو در جهت خلاف اطمینان در برابر پایداری واژگونی عمل می‌نماید. بنابراین در طراحی باید توجه خاصی به این نیرو مبذول شود.

Bligh در سال ۱۹۱۰ تئوری طول خزش را پیشنهاد نمود [۱]. براساس این تئوری، توزیع فشار زیر سد خطی فرض می‌شود. در سال ۱۹۲۲ روش تحلیلی پتانسیل مختلط توسط Pavlosky ارائه گردید [۲]. مبنای روش مذکور، حل تابع پتانسیل مختلط با استفاده از نگاشت‌های هم‌دیدی می‌باشد. بعدها این روش توسط محققینی چون Muskat، Khosla، Harr، Chawla و ... تکمیل گردید [۲]. اگر چه این روش راه حل تحلیلی دقیقی جهت حل مسائل با شرایط مرزی مختلف ارائه می‌دهد، ولی معادلات به دست آمده برای کارهای مهندسی بسیار پیچیده‌اند و با اضافه شدن هر سپر ورقه‌ای یا تغییر خطوط و شکل حوزه جریان، انتگرال‌های بسیار پیچیده‌ای به وجود می‌آیند که راه حل مسأله را بیش از پیش مشکل می‌نمایند [۲]. به همین دلیل جهت محاسبه نیروی بالا برنده استفاده از روش بلای<sup>۱</sup> به عنوان یک تقریب قابل قبول پیشنهاد شده است.

## ۲- معادلات حاکم

معادله حاکم بر جریان آب در محیط‌های متخلخل رابطه ریچاردز<sup>۱</sup> می‌باشد که شکل آن به صورت زیر است [۴]:

$$\frac{\partial(\rho_w V_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w V_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w V_z)}{\partial z} + \frac{\partial(\rho_w n S_w)}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

در رابطه فوق  $V_x, V_y, V_z$  مؤلفه‌های سرعت ظاهری جریان،  $\rho_w$  جرم مخصوص آب،  $n$  پوکی خاک،  $S_w$  درجه اشباع خاک و  $t$  بعد زمان است.

با این‌که همه سیستم‌های جریان از لحاظ فیزیکی سه بعد دارند، ولی از آنجایی که حرکت آب در صفحات قائم موازی اساساً یکسان و مشابه است [۲]، لذا برای سادگی محاسبات از بعد سوم  $Z$  صرف نظر می‌شود. بنابراین با فرض محیط اشباع، جریان ماندگار و ثابت بودن  $\rho_w$ ، معادله پیوستگی به شکل زیر خواهد بود:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

جریان متلاطم آب در خاک به کمک رابطه غیر خطی بین سرعت و گرادیان هیدرولیکی بیان شده است. معادله (۳) شکل کلی رابطه مذکور را نشان می‌دهد [۵ و ۶]:

$$V = ai^b \quad (3)$$

در این رابطه  $a$  و  $b$  ثابت‌های تجربی می‌باشند که بستگی به خواص سیال و محیط متخلخل دارند. از جمله پژوهش‌هایی که برای بدست آوردن ضرایب مذکور صورت گرفته است می‌توان به نتایج Parkin [۵] اشاره نمود. او رابطه بین سرعت و گرادیان را برای ذرات با قطر  $0.95 < d < 1.9$  سانتی‌متر مطابق رابطه (۴) پیشنهاد نمود:

$$V = 0.218i^{0.538} \quad (4)$$

در این تحقیق به منظور دستیابی به معادله دیفرانسیل حاکم بر نشت غیر داری از جایگذاری رابطه (۳) در رابطه پیوستگی (۲) استفاده گردیده است [۶]. از آنجایی که معادله حاصل غیر خطی می‌باشد لذا می‌بایست از طریق روش‌های

عددی اقدام به حل آن نمود. جهت حل معادله مذکور از روش‌های عددی هم‌پیچی منفرد مجزا و احجام محدود استفاده شده است.

## ۳- روش عددی هم‌پیچی منفرد مجزا (DSC)

الگوریتم DSC برای اولین بار توسط Wei معرفی شد [۳]. در این جملات یک معادله دیفرانسیل به وسیله عبارات جبری تقریب زده می‌شود که به این ترتیب معادله دیفرانسیل به یک معادله جبری معمولی تبدیل می‌گردد. اساس ریاضی الگوریتم DSC تئوری توزیع<sup>۲</sup> و موجک‌ها<sup>۳</sup> می‌باشد. در صورتی که  $T$  تابع توزیع و  $\eta(t)$  المانی از فضای تابع آزمون باشد، در این صورت انتگرال هم‌پیچی  $T, \eta$  به صورت زیر تعریف می‌گردد [۱۳]:

$$F(t) = (T * \eta)(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} T(t-x)\eta(x)dx \quad (5)$$

در رابطه فوق  $T(t-x)$  هسته منفرد نامیده می‌شود. از هسته‌های منفرد مختلفی در الگوریتم DSC استفاده می‌شود که یکی از کارآمدترین آن‌ها هسته تنظیم شده شانون<sup>۴</sup> (RSK) می‌باشد [۸-۱۴]. هسته RSK به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\delta_{\Delta, \sigma}(x-x_k) = \frac{\sin\left(\frac{\pi}{\Delta}\right)(x-x_k)}{\left(\frac{\pi}{\Delta}\right)(x-x_k)} \exp\left[\frac{(x-x_k)}{2\sigma^2}\right] \quad (6)$$

که در آن  $\Delta$  فاصله بین نقاط شبکه‌بندی است که در جهت  $X$  و  $Y$  تعریف می‌شود و  $\sigma$  پارامتر تنظیم کننده هسته شانون است که به مقدار  $\Delta$  بستگی دارد.

جهت استفاده از انتگرال هم‌پیچی با تقریبی مناسب می‌توان رابطه (۵) را به صورت منقطع شده زیر نوشت [۹]:

$$F_{\alpha}(t) = \sum_k T(t-x_k) f(x_k) \quad (7)$$

در این رابطه  $F_{\alpha}(t)$  تقریب انتگرال هم‌پیچی  $F(t)$  است و  $\{x_k\}$  مختصات نقاط شبکه‌بندی می‌باشد که معادله (۱) روی آن‌ها تعریف می‌گردد.

اگر تابع  $F(x)$  مجهول مسئله باشد، برای استفاده از روش DSC تابع منقطع و مشتقات آن در یک محیط شبکه‌بندی شده

- 2- Distribution
- 3- Wavelets
- 4- Regularized Shannon kernel

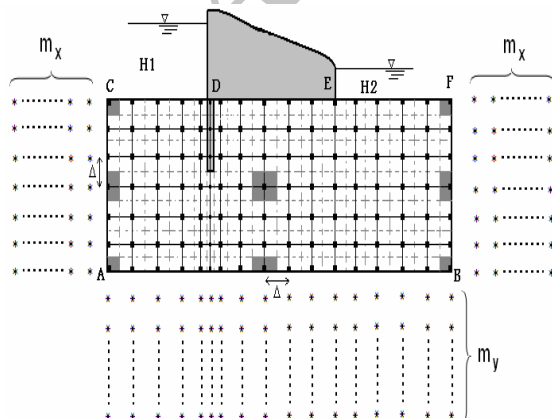
- 1- Richards Equation

$$\left( \sum_{k=-m_x}^{m_x} \delta_{\Delta x, \sigma}^{(1)}(x_{i,j} - x_{i+k,j}) h(i+k, j) \right)^{b-1} \times \left( \sum_{k=-m_x}^{m_x} \delta_{\Delta x, \sigma}^{(2)}(x_{i,j} - x_{i+k,j}) h(i+k, j) \right) + \left( \sum_{k=-m_y}^{m_y} \delta_{\Delta y, \sigma}^{(1)}(y_{i,j} - y_{i,j+k}) h(i, j+k) \right)^{b-1} \quad (13)$$

معادلات فوق برای تمام نقاط محیط شبکه بندی شده به یک دستگاه معادلات جبری غیرخطی منجر می گردند که با استفاده از روش تکرار<sup>۱</sup> قابل حل خواهد بود. با حل دستگاه، مقادیر بار آبی  $h$  در تمام نقاط شبکه بندی به دست می آید که به کمک آن می توان سایر پارامترهای جریان از جمله نیروی بالا برنده وارد به کف سد را محاسبه نمود.

#### ۵- نحوه شبکه بندی و تشریح شرایط مرزی

از آن جا که در این تحقیق مسأله نشت به دو روش عددی هم پیچی منفرد مجزا و احجام محدود حل شده، لازم است نحوه شبکه بندی محیط به دو روش تشریح گردد. در روش احجام محدود محیط به حجم کنترل هایی تقسیم می شود و مقدار بار آبی در گره وسط هر حجم کنترل محاسبه می گردد. در روش هم پیچی منفرد مجزا محیط به گره هایی با فواصل دلخواه تقسیم بندی می شود و مقدار بار آبی در آن ها به دست می آید. جهت توضیح بهتر نحوه شبکه بندی، محیط زیر یک سد بتنی شبکه بندی شده و در شکل (۱) نمایش داده شده است.



شکل ۱- نحوه شبکه بندی محیط زیر سد بتنی نمونه

در نقاط  $x_i$  روی بازه  $[x - x_m, x + x_m]$  تخمین زده می شود. این تخمین به کمک شکل منفصل شده انتگرال هم پیچی معادله (۷) صورت می پذیرد. به عبارت ساده تر برای مشتق مرتبه  $n$  تابع  $F(x)$  می توان نوشت [۱۶]:

$$\left. \frac{d^n f(x)}{dx^n} \right|_{x=x_i} = f^n(x_i) \approx \sum_{k=-m}^m \delta_{\Delta, \sigma}^n(x_i - x_k) f(x_k); \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad (8)$$

در رابطه اخیر  $F(x_k)$  مقدار تابع مورد نظر در نقاط شبکه بندی شده روی بازه  $[x - x_m, x + x_m]$  است.  $\delta_{\Delta, \sigma}^n(x_i - x_k)$  مشتق مرتبه  $n$  هم پیچی مورد استفاده در نقاط بازه مذکور و  $2m+1$  عرض بازه محاسباتی می باشد.

#### ۴- منقطع سازی و حل معادلات به روش هم پیچی منفرد مجزا

با ترکیب معادلات (۲) و (۳)، معادله دیفرانسیل حاکم بر نشت متلاطم به شکل زیر تبدیل می شود:

$$\frac{\partial(a i_x^b)}{\partial x} + \frac{\partial(a i_y^b)}{\partial y} = 0 \quad (9)$$

با توجه به این که پارامترهای  $a$  و  $b$  برای یک محیط خاص مقادیر ثابتی هستند:

$$a \frac{\partial i_x^b}{\partial x} + a \frac{\partial i_y^b}{\partial y} = 0 \quad (10)$$

$$a b i_x^{b-1} \frac{\partial i_x}{\partial x} + a b i_y^{b-1} \frac{\partial i_y}{\partial y} = 0 \quad (11)$$

از طرفی  $i_x = -\frac{\partial h}{\partial x}$  و  $i_y = -\frac{\partial h}{\partial y}$  است که  $h$  بار آبی نقاط مختلف محیط خاک می باشد لذا:

$$a b \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right)^{b-1} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) + a b \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right)^{b-1} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) = 0$$

$$\left( \frac{\partial h}{\partial x} \right)^{b-1} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) + \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right)^{b-1} \left( \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) = 0 \quad (12)$$

معادله اخیر شکل نهایی معادله دیفرانسیل غیر خطی حاکم بر نشت غیر داریسی است که برای حل آن جملات  $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$  و  $\frac{\partial h}{\partial x}$

باید به وسیله معادله (۸) تقریب زده شوند:

برای برآورد برآیند نیروی بالا برنده وارد به کف سد شکل (۲) از رابطه زیر استفاده می‌گردد.

$$F = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_w \Delta x_i \quad (14)$$

در این رابطه،  $h_i$  بلندای هیدرولیکی در گره  $i$  ام واقع در کف سد،  $\Delta x_i$  فاصله مرکز تا مرکز دو طرف گره،  $F$  نیروی بالا برنده برآیند و  $\gamma_w$  وزن مخصوص آب می‌باشد.

#### ۷- صحت سنجی و ارزیابی مدل‌ها

نظر به این‌که روش احجام محدود برای حل معادله دیفرانسیل غیر خطی حاکم بر جریان آب در خاک به عنوان یک روش پذیرفته شده و قابل قبول مطرح می‌باشد [۶]، لذا در این تحقیق نتایج مربوط به تحلیل نشت غیر داریسی توسط روش مزبور، به عنوان مبنای ارزیابی و اعتبارسنجی روش جدید DSC و همچنین روش سنتی بلای قرار گرفت. لذا به منظور اعتبار سنجی روش‌های بکار رفته، از ملاک‌های آماری شامل میانگین خطا<sup>۳</sup> (ME)، میانگین قدر مطلق خطا<sup>۴</sup> (MAE)، جذر میانگین مربعات خطا<sup>۵</sup> (RMSE) و ضریب تعیین<sup>۵</sup>  $R^2$  استفاده شده است. میانگین خطا (ME)، بیانگر میزان نا اریب بودن برآورد مدل است. پارامتر مزبور نشان دهنده کمتر یا بیشتر بودن مقادیر برآوردی نسبت به مقدار مبنا نیز می‌باشد. این پارامتر از طریق رابطه (۱۵) محاسبه می‌گردد [۲۳]:

$$ME = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [x_i - y_i] \quad (15)$$

که در آن  $x_i$  نتایج مدل مورد ارزیابی،  $y_i$  نتایج روش مبنا و  $n$  تعداد نتایج هر یک از روش‌ها در حالات مختلف می‌باشد. میانگین قدر مطلق خطا (MAE)، مقدار خطای مدل را نشان می‌دهد و از رابطه ذیل محاسبه می‌شود:

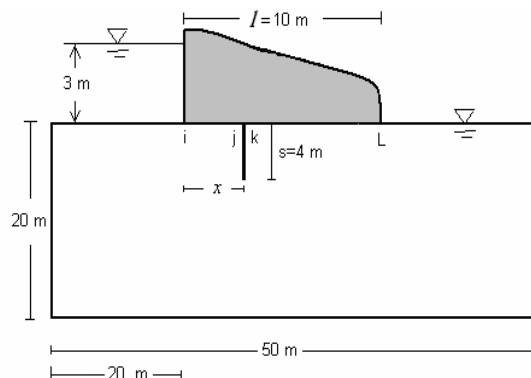
$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |x_i - y_i| \quad (16)$$

در شکل (۱) خطوط خطچین، وجوه حجم کنترل‌ها می‌باشند و نقاط سیاه رنگ نشان دهنده گره‌ها هستند. با توجه به این‌که در روش DSC هر گره براساس  $m$  گره دو طرف خود در جهت  $x$  و  $y$  تخمین زده می‌شود، نوشتن معادلات منقطع‌سازی شده روی گره‌های نزدیک مرز نیازمند گره‌های کمکی در خارج از مرزها می‌باشد. این نقاط به صورت ستاره در شکل (۱) نمایش داده شده‌اند. جهت جلوگیری از شلوغ شدن شکل از ترسیم نقاط بالای مرز  $CF$  پرهیز گردیده است. مقادیر  $m_x$  و  $m_y$  بکار رفته در این تحقیق برابر ۲۱ و پارامتر تنظیم کننده  $\sigma$  نیز برابر با ۲/۸ لحاظ گردیده است.

در مورد شرایط مرزی مساله، با توجه به شکل (۱) ملاحظه می‌شود که به طور کلی دو نوع مرز متفاوت وجود دارد: الف) مرز با بار هیدرولیکی ثابت: این مرزها عبارتند از خطوط  $AC$  و  $CD$  که نقاط روی آن‌ها همگی دارای پتانسیل  $H_1$  هستند و همچنین مرزهای  $ED$  و  $EF$  که نقاط روی آنها دارای پتانسیل  $H_2$  می‌باشند. ب) مرز با لایه غیر قابل نفوذ: این مرزها با توجه به شکل عبارتند از دو مرز  $AB$  و  $DE$ . در این مرزها از شرط نیومن استفاده می‌شود.

#### ۶- روش برآورد نیروی بالا برنده

به منظور ارزیابی روش‌ها، نیروی بالا برنده در موقعیت‌های مختلف سپر شامل نسبت بی‌بعد  $x/l$  با مقادیر متفاوت  $0.0, 0.2, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 1.0$  با استفاده از هر یک از روش‌ها برآورد شد.  $x$  و  $l$  مطابق شکل (۲) به ترتیب فاصله از بدنه بالادست و طول سد می‌باشد.

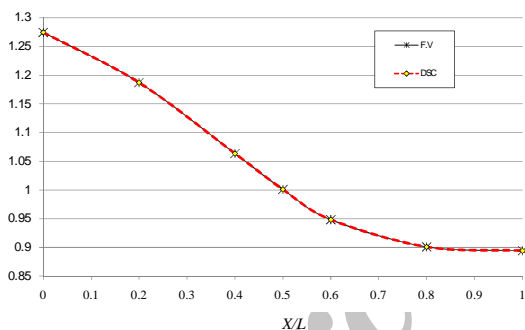


شکل ۲- ابعاد هندسی سد بتنی نمونه

- 2- Mean error
- 3- Mean absolute error
- 4- Root mean square error
- 5- Determination coefficient

به منظور مقایسه کمی هر یک از دو روش FV و DSC با روش سنتی BL از نسبت‌های بی‌بعد  $\frac{F_{numerical}}{F_{Bligh}}$  و  $x/l$  که در شکل (۳) ترسیم شده است استفاده گردید.

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود به موازات موقعیت‌های مختلف سپر، میزان تفاوت دو روش FV و DSC در مقایسه با روش BL تغییر می‌کند. به طوری که در مقادیر  $x/l < 0.5$  برآورد مدل‌های عددی بیش از مقدار تخمین زده شده توسط روش BL می‌باشد. در حالی که در  $x/l > 0.5$  مقادیر برآوردی توسط روش‌های عددی کمتر از روش BL می‌باشد. لازم به ذکر است اختلاف نتایج بالای با دو روش عددی در حالی که  $x/l < 0.5$  باشد با مقدار حداکثر اختلاف ۲۷ درصد به مراتب بیشتر از حالتی است که سپر در موقعیت  $x/l > 0.5$  با حداکثر اختلاف ۱۱ درصد قرار داشته باشد. این در حالی است که در موقعیت قرارگیری سپر در وسط طول پی سد، هر دو روش عددی FV و DSC با روش BL تطابق بسیار بالایی دارند.



شکل ۳- نمودار اختلاف بین نیروی بالابرنده روش بالای و روش‌های عددی

#### ۹- نتایج اعتبار سنجی

مقادیر ملاک‌های مقایسه‌ای روش‌های DSC و BL شامل میانگین خطا، میانگین قدر مطلق خطا، جذر میانگین مربعات خطا و ضریب تعیین در جدول (۲) آورده شده است. پایین بودن میانگین خطا، میانگین قدر مطلق خطا و جذر میانگین مربعات خطا در روش DSC در مقایسه با مقادیر مزبور در روش DSC بیانگر انطباق تقریباً کامل روش DSC با روش مبنای FV می‌باشد. در مقابل ملاک‌های نام برده شده به ترتیب با مقادیر ۰/۳۰۹۶- و ۱۴/۳۷۳ و ۱۶/۷۸۶۳ نشان دهنده انحراف مقادیر برآوردی توسط روش BL در مقایسه با روش FV

جذر میانگین مربعات خطا (RMSE) معیاری برای بیان میزان پراکندگی خطای حاصل از برآورد مدل محسوب می‌شود [۱۸]. هر چقدر این معیار کوچک‌تر باشد بیانگر دقت بیشتر تخمین‌گر است:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum [x_i - y_i]^2} \quad (17)$$

کیفیت برازش مدل از طریق محاسبه ضریب تعیین ( $R^2$ ) امکان‌پذیر است [۱۹]. هر چه مقدار  $R^2$  به عدد یک نزدیک‌تر باشد، تطابق بیشتری بین نتایج مدل و روش مبنا وجود دارد.

$$R^2 = \frac{[\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})]^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (18)$$

در رابطه فوق  $\bar{x}$  و  $\bar{y}$  به ترتیب میانگین نتایج مدل مورد ارزیابی و روش مبنا می‌باشند.

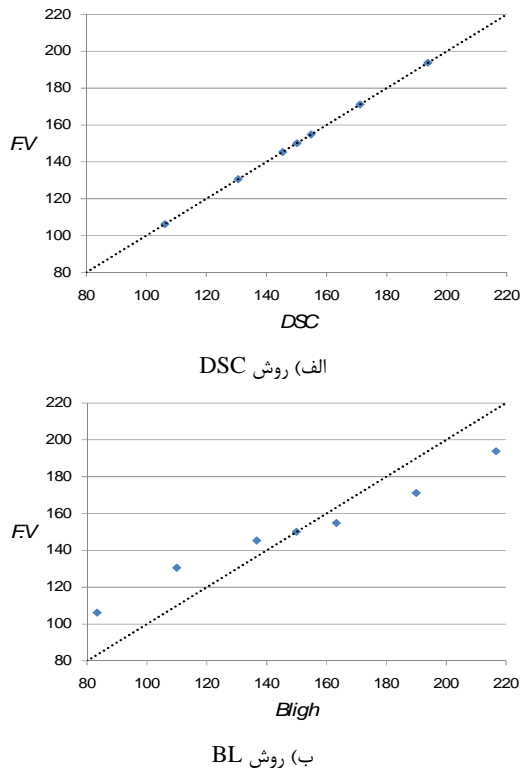
محاسبه ملاک‌های فوق، ضمن آن‌که اعتبار مدل را از نظر انحراف از مقادیر مبنا نشان می‌دهد، امکان مقایسه نتایج حاصل از برآورد در روش‌های مختلف را نیز با یکدیگر فراهم می‌نماید.

#### ۸- نتایج و بحث

جدول (۱) مقادیر برآورد شده برآیند نیروی بالابرنده توسط روش‌های FV و DSC و BL را در موقعیت‌های مختلف قرارگیری سپر در زیر سد نشان می‌دهد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود مقادیر دو روش FV و DSC تقریباً مشابه یکدیگرند و هر دو روش در مقایسه با روش سنتی BL دارای تفاوت قابل توجهی می‌باشند.

جدول ۱- مقادیر نیروی بالا برنده روش‌های FV و DSC و BL

x/l	FV	DSC	BL
۰	۱۰۶/۲۰۶	۱۰۶/۲۱۲	۸۳/۳۳
۰/۲	۱۳۰/۵۹۱	۱۳۰/۵۸۰	۱۱۰
۰/۴	۱۴۵/۳۶۴	۱۴۵/۳۶۲	۱۳۶/۶۷۰
۰/۵	۱۵۰/۱۵۳	۱۵۰/۱۵۲	۱۵۰
۰/۶	۱۵۴/۹۰۱	۱۵۴/۸۹۷	۱۶۳/۳۳۰
۰/۸	۱۷۱/۱۸۰	۱۷۱/۱۸۸	۱۹۰
۱	۱۹۳/۷۷۲	۱۹۳/۷۸۰	۲۱۶/۶۷۰



شکل ۴- مقادیر نیروی بالا برنده نسبت به روش مینا

#### ۱۰- نتیجه گیری

مقایسه نتایج مربوط به محاسبه نیروی بالا برنده حاصل از دو روش DSC و FV بیانگر تأیید کاربرد روش DSC به عنوان یک روش عددی پیشرفته محسوب می شود. لذا با توجه به قابلیت چنین روشی در حل معادلات غیر خطی حاکم بر نشت آب در خاک، می توان آن را برای حل مسائل نشت و به خصوص محاسبه نیروی بالا برنده در شرایط غیر داریسی بکار برد.

از سوی دیگر در خصوص استفاده از روش سنتی بلای که عموماً در مسائل نشت و بدون توجه به شرایط حاکم بر رژیم جریان، مورد استفاده طراحان قرار می گیرد، نتایج این تحقیق نشان داد که در مواقعی که سپر در نیمه پایین دست طول سد اجرا گردد می توان از این روش به دلیل در جهت اطمینان بودن برآورد به عنوان یک روش طراحی استفاده نمود. لیکن در مواقعی که سپر در نیمه بالادست پی سد واقع شده باشد این روش در مقایسه با روش های عددی فاقد اطمینان لازم در طراحی است.

#### ۱۱- مراجع

- [1] Bligh, W. G., "Dams Barrages and Weirs on Porous Foundations", Engineering News, 1910, 64, 708-710.
- [2] Harr, M. E., "Groundwater and Seepage", McGraw-Hill, New York, 1962.

می باشد. همان گونه که ملاحظه می شود مقدار قدر مطلق خطا که مبین صرفاً خطای روش می باشد، در روش بلای با مقدار  $14/6373$  بیانگر انحراف قابل توجه این روش است. علاوه بر وجود اختلاف بین نتایج حاصل از روش BL و روش FV به عنوان یک روش مینا، منفی شدن میانگین خطا بیانگر این نکته است که اندازه اختلاف فی ما بین برآورد حاصل از دو روش، در مواردی که روش BL تخمین کمتری نسبت به روش مینا دارد بزرگتر از حالتی است که برآورد مذکور بیش از روش FV باشد.

به عبارت دیگر در مواقعی که روش BL منجر به نتایج کوچکتری نسبت به مقدار روش مینا می شود خطای آن به مراتب بزرگتر از حالتی است که این روش منجر به برآوردهای بزرگتر از روش مینا شود.

همان گونه که در جدول (۲) مشاهده می شود علی رغم خطای قابل توجه در برآورد روش BL مقدار ضریب تعیین به عدد یک نزدیک می باشد. به منظور تفسیر اختلاف مذکور مقادیر نیروی بالا برنده حاصل از هر یک از دو روش DSC و BL در یک دستگاه مختصات نسبت به روش مینای FV ترسیم شده اند. شکل های (۴- الف) و (۴- ب) به ترتیب همبستگی بین مقادیر هر یک از روش ها را نسبت به روش FV نشان می دهند.

#### جدول ۲- مقادیر ملاک های آماری برای روش های DSC و BL

	ME	MAE	RMSE	R <sup>2</sup>
DSC	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۶۶	۱
BL	-۰/۳۰۹۶	۱۴/۶۳۷۳	۱۶/۷۸۶۳	۰/۹۸۳۷

همان طور که مشاهده می شود شکل (۴- الف) با ضریب تعیین  $R^2=1$  ناشی از همبستگی کامل بین روش DSC و FV می باشد.

حال آن که علی رغم بالا بودن مقدار  $R^2=0.9837$  تطابق مناسبی بین مقادیر برآورد شده توسط مدل بلای و روش FV وجود ندارد. زیرا بالا بودن مقدار مزبور صرفاً ناشی از تقارن پراکنندگی مقادیر برآورد شده توسط BL و FV، حول نیمه ساز ۴۵ درجه است.

- [12] Guan, S., Lai, C. h., Wei, G. W., "Bessel-Fourier Analysis of Patterns in a Circular Domain", *Physica D* 2001, 151 83-98.
- [13] Wei, G. W., Zhao, Y. B., Xiang, Y., "The Determination of the Natural Frequencies of Rectangular Plates with Mixed Boundary Conditions by Discrete Singular Convolution", *Int. J. Mech. Sci*, 2001, 43, 1731-1746.
- [14] Zhao, Y. B., Wei, G. W., Xiang, Y., "Discrete Singular Convolution for the Prediction of High Frequency Vibration of Plates", *International Journal of Solids and Structures*, 2002, 39, 65-88.
- [15] Walter, G. G., Blum, J., "Probability Density Estimation Using Delta Sequences", *the Annals of Statistics*, 1979, 7, 328-340.
- [16] Wei, G. W., "Discrete Singular Convolution for Beam Analysis", *Engineering Structures*, 2001, 23, 1045-53.
- [17] Webster, R., liver, M. A., "Geostatistics for Environmental Scientists", John Wiley and Sons, New York, 2001.
- [18] Isaaks, E. H., Srivastava, R. M., "Introduction to Applied Geostatistics", Oxford University Press, New York, 1989, 538.
- [19] Johnson, R. A., Wichern, D.W., "Applied Multivariate Statistical Analysis", Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1998.
- [3] Wei, G. W., "Discrete Singular Convolution for the Fokker-Planck Equation", *Journal of Chemical Physics*. 1999, 110, 8930-8942.
- [4] Richards, L. A., "Capillary Conduction of Liquids through Porous Mediums", *Physics*, 1931, 1, 318-333.
- [5] Parkin, A. K., "Rockfill Dams with Inbuilt Spillway", *Bullent*, No. 6, Water Research Foundation of Australia, University of Melbourne. Dept. of Civil Engineering, 1963.
- [6] Samani, H. M. V., Samani, J. M. V., Shaiannejad, M., "Reservoir Routing Using Steady and Unsteady Flow Through Rockfill dams", *ASCE, Journal of Hydraulic Engineering*, 2003, 129 (6), 448-454.
- [7] Wei, G. W., "Quasi-Wavelets and Quasi Interpolating Wavelets", *Chemical Physics Letters*, 1988, 296 215-222.
- [8] Wei, G. W., "Solving Quantum Eigenvalue Problems by Discrete Singular Convolution", *Journal of Physics*, 2000, B 33, 343-359.
- [9] Wei, G. W., "Vibration Analysis by Discrete Singular Convolution", *Journal of Sound and Vibration*, 2001, 244 535-553.
- [10] Wan, D. C., Wei, G. W., "Numerical Study of Euler and Navier-Stokes Equations by Efficient Discrete Singular Convolution Method", *ACTA Mechanical Sinica*, 2000, 16, 223
- [11] Wan, D. C., Zhou, Y. C., Wei, G. W., "Numerical Solutions for Unsteady Incompressible Flow Using Discrete Singular Convolution Method", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 2002, 38, 789.