

مدل سازی عددی دوبعدی اثر زاویه دیواره سد با تکیه گاه بر ویژگی های سیلاب ناشی از شکست جزئی سد

زهرا مهرموسوی^۱، رسول قبادیان^{۲*}، میترا جوان^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه های آبی، گروه مهندسی آب، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۲- دانشیار گروه مهندسی آب، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۳- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

* r_ghobadian@razi.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۷/۱۲/۲۲

تاریخ دریافت: ۹۷/۶/۲۴

چکیده

در تحلیل جریان شکست سد فرض شده است که دیواره شکست عمود بر تکیه گاه باشد، از طرفی بخاطر شرایط پایداری به ویژه در سدهای بتنی قوسی دیواره های سد همیشه بر تکیه گاه عمود نیستند. این انحراف از حالت نرمال به دلیل تغییر حجم مخزن و الگوی جریان در داخل سد می تواند بر هیدرولیک جریان ناشی از شکست سد تاثیر گذار باشد که در این پژوهش بررسی شده است. بدین منظور معادلات حاکم بر آب های کم عمق در مختصات منحنی الخط به روش عددی تفاضل محدود صریح منفصل شدند. به منظور پایداری بیشتر به صورت همزمان از الگوریتم های پرش قورباغه و لکس روی شبکه جابه جا شده استفاده شد. با استفاده از داده های اندازه گیری و تحلیلی سایر پژوهشگران، توانایی مدل در شبیه سازی شکست ایده آل در حالت های مختلف بررسی شد و نشان داده شد که مدل در تمام موارد با ارائه نتایج قابل قبول، مشخصات جریان را شبیه سازی می نماید. پس از اعتبار سنجی مدل تاثیر زاویه دیواره سد با تکیه گاه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج مدل نشان داد با افزایش انحراف دیواره شکست از حالت نرمال مقدار دبی اوج و حداکثر رقوم سطح آب در محل شکست، کاهش یافته است به گونه ای که به ازای انحراف ۲/۵، ۵، ۷/۵ و ۱۰ درصد مقدار دبی اوج به ترتیب ۳/۵، ۶/۱، ۹/۲ و ۱۱ درصد و نیز حداکثر رقوم سطح آب به ترتیب ۲، ۶، ۹ و ۱۲ درصد کاهش یافته است.

واژگان کلیدی: شکست سد، روش عددی پرش قورباغه و لکس، مختصات منحنی الخط، زاویه دیواره سد با تکیه گاه.

۱- مقدمه

بودن در شدت فاجعه شکست، برای مهندسین هیدرولیک همواره حائز اهمیت بوده است. عوامل هیدرولیکی، هیدرولوژیکی، ژئوتکنیکی و هندسی مختلفی، وجود دارند که بر ویژگی های جریان

شکست سد منجر به رهاسازی سیل عظیم و حجم غیرقابل کنترل آب در پایین دست آن خواهد شد. بنابراین، شناخت دقیق و پیش بینی مولفه های هیدرولیکی آن، شامل عمق و سرعت به دلیل تاثیرگذار

خروجی شکست سد و در ادامه روی شدت تخریب آن تأثیر می-گذارند. بنابراین با وجود ارائه پژوهشهای بسیار در خصوص پدیده شکست سد، هنوز تحقیقات جامع و مطمئن زیادی در این رابطه وجود ندارد [1]. به منظور بررسی تأثیر عوامل مذکور پژوهش‌هایی به ویژه در زمینه آزمایشگاهی صورت گرفته است، از آن جمله می-توان اشاره داشت به تأثیر هندسه مخزن بر هیدروگراف جریان سیلاب خروجی شکست سد، که طاهرشمسی و همکاران (Tahershamsi et al, 2003) به توسعه روابط تجربی در این خصوص پرداختند [2]. فیضی‌خانکندی و همکاران (Feizi Khankandi et al, 2012) در پژوهشی به بررسی تأثیر شکل مخزن بر هیدروگراف خروجی شکست سد در نقاط مختلف پایین‌دست پرداختند، نتایج نشان داد که شکل مخزن به ویژه در هیدروگراف زنگوله‌ای شکل، بر مقدار دبی اوج و زمان رسیدن به اوج مؤثر است [3]. هوشیاری‌پور و همکاران (Hooshyari et al, 2015) در بررسی آزمایشگاهی به تأثیر شیب کناری مخزن و طول مخزن بر ویژگی‌های سیل ناشی از شکست سد پرداختند، نتایج این پژوهش تایید می‌کند که هرچه شیب کناری دیوار مخزن ملایم‌تر باشد، دبی اوج سیل بیشتر خواهد شد آن‌گونه که می‌توان انتظار خطرات بیشتری از شکست سد داشت، هم‌چنین طول مخزن نیز بر زمان رسیدن به دبی اوج و بر مقدار دبی اوج اثرگذار است [4]. بررسی عددی شکست سد در علم هیدرولیک را، می‌توان با معادلات آب-های کم‌عمق به عنوان معادلات حاکم انجام داد. مدل‌های دوبعدی آب‌های کم‌عمق به لحاظ سادگی نسبی و دقت خوبی که در حد نیازهای مهندسی دارند، در مطالعات شکست سد استفاده فراوانی دارند [5, 6]. پژوهش‌های عددی بسیاری نیز در گذشته روی مسئله شکست سد انجام گرفته که به ندرت تمرکز این بررسی‌ها روی عامل تأثیر گذار هندسی دیوار سد است. بنابراین نیاز به گسترش دامنه پژوهش‌ها در حل عددی عوامل تأثیر گذار بر شکست سد بیش از پیش احساس می‌شود در ادامه به چند مورد اشاره می‌شود.

روش تفاضل محدود بر مبنای معادلات آب‌های کم‌عمق برای شبیه‌سازی مسئله شکست سد توسط ژانگ و لین (Zhang & Lin, 2016) توسعه داده شده است. الگوریتم پرش قورباغه با دقت مرتبه دوم در سیستم شبکه جابه‌جا شده برای گسسته‌سازی معادلات

حاکم استفاده شده است. نشان داده شده است که مدل مذکور در مقایسه با حل تحلیلی و داده‌های آزمایشگاهی قدرتمند بوده و در به دام انداختن ناپیوستگی امواج شکست سد دقت کافی را دارد [7]. مدل‌سازی جریان شکست سد، توسط وود و وانگ (Wood & Wang, 2015) با روش تفاضل محدود ADI ضمنی در مختصات منحنی‌الخط بر روی بستر خشک در کانال همگرا، واگرا و در خم ۴۵ درجه انجام شده است. هم‌چنین برای راستی‌آزمایی بیشتر مدل، جریان شکست در خم ۹۰ درجه نیز شبیه‌سازی شده است. مدل ارائه شده توسط ایشان توانایی ثبت حرکت امواج ضربه‌ای را دارد و در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی همخوانی خوبی را ارائه می‌دهد [8].

در نوشتاری توسط ناک و کوتا (Naik & Khatua, 2016) به حل عددی مسئله شکست سد با استفاده از روش عددی تفاضل محدود صریح مک-کورمک در حالت دوبعدی برای حل معادلات آب‌های کم‌عمق پرداخته شده است. در روش مک-کورمک با کوچک کردن گام‌ها، و استفاده از شیب اصطکاک به کنترل نوسان عددی پرداخته شده است که در شبیه‌سازی شوک، هندسه پیچیده دامنه محاسباتی شامل شیب کف و زبری توانایی دارد [9].

بررسی منابع نشان می‌دهد با وجود اینکه دیواره سدهای مخزنی بتنی بر تکیه‌گاه کناری عمود نیست ولی تاکنون تأثیر انحراف دیواره از حالت نرمال بر ویژگی‌های هیدرولیکی سیلاب ناشی از شکست سد مورد توجه قرار نگرفته است. از اینرو در این پژوهش به عنوان هدف اصلی تأثیر چهارانحراف ۲/۵ تا ۱۰ درصد دیواره سد از حالت عمود بر تکیه‌گاه بررسی شد. با در نظر گرفتن این مطلب که انحراف دیواره سد از حالت نرمال فضای فیزیکی را از حالت مستطیلی خارج می‌نماید، اعمال قلمرو محاسباتی مستطیلی (مختصات کارتزین) بر چنین محدوده‌هایی و میان‌یابی برای اعمال شرایط مرزی خط‌هایی با بیشترین حساسیت‌ها را موجب می‌شود. برای چیرگی بر این مشکل از انتقال فضای فیزیکی به فضای محاسباتی توسط دستگاه مختصات منحنی‌الخط استفاده شده است. بدین منظور در این پژوهش مدلی کامپیوتری جامع در مختصات مذکور توسعه داده شده است که با استفاده از روش تفاضل محدود صریح و به کارگیری هم‌زمان الگوریتم‌های پرش قورباغه و لکس بر روی شبکه جابه‌جا

شده به عنوان یک نوع آوری معادلات حاکم بر آب‌های کم‌عمق در مسئله شکست سد حل شدند. این عمل با افزایش تعداد نقاط درگیر در محاسبات و ایجاد ارتباط بیشتر بین آن‌ها بدون استفاده از مستهلک‌کننده‌های مصنوعی باعث می‌شود گرادیان‌های تیز هندسی و هیدرولیکی هموار شده و احتمال رخ دادن نوسان و عدم همگرایی کمتر شود.

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- معادلات حاکم

معادلات آب‌های کم‌عمق به عنوان معادلات حاکم معرفی شده است. این معادلات به شکل دوبعدی با فرض اولیه توزیع فشار هیدرواستاتیک و هم‌چنین سیال غیرقابل تراکم از متوسط-گیری معادلات سه بعدی ناویر-استوکس در عمق حاصل می‌شوند [10]. معادلات دوبعدی آب کم‌عمق برای سیال تراکم-ناپذیر در دستگاه مختصات کارتزین در راستای محورهای x و y به صورت معادلات شماره ۱ تا ۳ ارائه می‌شوند [3,11,12]:

که در این معادلات:

$$\tau_{bx} = \frac{\lambda}{8} \rho_w \frac{U \sqrt{U^2 + V^2}}{(\eta - d)^2}$$

$$\tau_{by} = \frac{\lambda}{8} \rho_w \frac{V \sqrt{U^2 + V^2}}{(h - d)^2}$$

$$f = 2\omega \sin \phi$$

$$\bar{\varepsilon} = 0.7 \times u^* (h - d)$$

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho_w}}$$

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{C^2}{8g}, \quad C = \frac{(h - d)^{1/6}}{n}$$

$$\beta = (1 + \frac{g}{C^2 k^2})$$

$$\text{for } W_s \leq 1 \text{ m/s}$$

$$C_f = 1.25 \times 10^{-3} W_s^{-0.2}$$

$$\text{for } 1 < W_s < 15 \text{ m/s}$$

$$C_f = 0.5 \times 10^{-3} W_s^{0.5}$$

$$\text{for } W_s \geq 15 \text{ m/s}$$

$$C_f = 2.6 \times 10^{-3}$$

در روابط فوق: U دبی در واحد پهنا در جهت x ، V دبی در واحد پهنا در جهت y ، $h = h(x, y, t)$ رقوم سطح آب، $d = d(x, y, t)$ رقوم بستر، $\tau_s = \tau_s(x, y, t)$ تنش برشی ناشی از باد، $\tau_b = \tau_b(x, y, t)$ تنش برشی ناشی از زبری بستر،

۲-۲- ساخت شبکه محدوده مورد مطالعه

در این پژوهش با ارائه برنامه کامپیوتری، شبکه میدان محاسباتی در مختصات کارتزین ایجاد شده است. سپس با تبدیل مختصات از دستگاه کارتزین (x, y) به مختصات منحنی الخط (ξ, η) ، شبکه‌بندی میدان محاسباتی انجام شده و در آن مقادیر متریک‌ها و ژاکوبین‌ها در محل گره‌ها محاسبه شده‌اند.

۲-۴- منفصل‌سازی معادلات حاکم به روش تفاضل محدود (پرش قورباغه و لکس) روی مش جابه‌جا شده

در این پژوهش معادلات حاکم روی شبکه‌ای از نقاط در مختصات منحنی الخط که با فواصل $\Delta \xi$ و $\Delta \eta$ از یکدیگر قرار دارند به روش جابه‌جا شده منفصل شده‌اند. معادله مومنتم در جهت ξ در $(i+1/2, j, n+1/2)$ ، معادله مومنتم در جهت η در $(i, j+1/2, n+1/2)$ و معادله پیوستگی در $(i, j, n+1)$ منفصل می‌شوند که نمادهای i, j برای مکان و n برای زمان بکار می‌رود (شکل ۱).

برای نمونه چگونگی منفصل‌سازی برخی از ترم‌های معادله مومنتم در جهت ξ (رابطه ۵) در گره $(i+1/2, j)$ شکل (۲-الف) در ادامه آورده شده است. منفصل‌سازی رابطه پیوستگی و معادله مومنتم در جهت η به روش مشابه انجام شده که به دلیل کاهش حجم مقاله از آرایه آن صرف نظر شده است.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \beta \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{U^2}{h-d} \right) + \beta \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{UV}{h-d} \right) - fV = -g(\eta-d) \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{(h-d)}{\rho_w} \frac{\partial P_s}{\partial x} + \frac{1}{\rho_w} (\tau_{sx} - \tau_{bx}) + \bar{\varepsilon}(h-d) \left[\frac{\partial^2 (U/(h-d))}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 (U/(h-d))}{\partial x^2} \right] \quad (2)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \beta \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{UV}{h-d} \right) + \beta \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{V^2}{h-d} \right) + fU = -g(h-d) \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{(h-d)}{\rho_w} \frac{\partial P_s}{\partial y} + \frac{1}{\rho_w} (\tau_{sy} - \tau_{by}) + \bar{\varepsilon}(h-d) \left[\frac{\partial^2 (V/(h-d))}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (V/(h-d))}{\partial y^2} \right] \quad (3)$$

شکل ۲. الف) گسسته سازی U مومنتم ب) گسسته سازی V مومنتم ج) گسسته سازی معادله پیوستگی

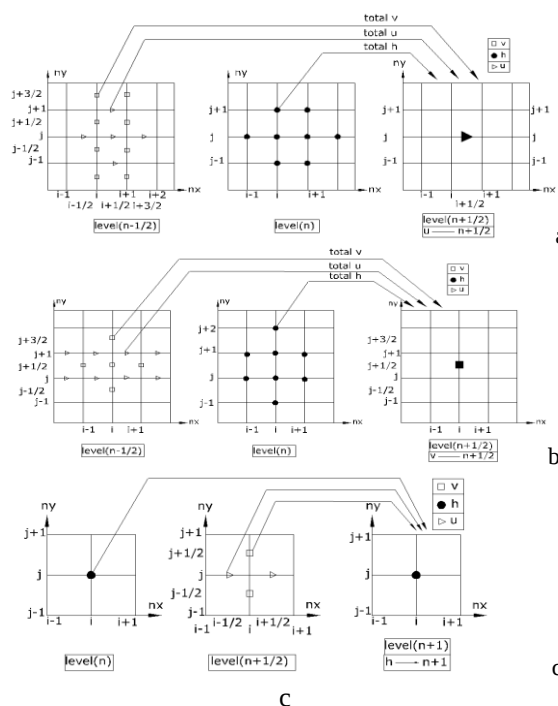


Fig. 2. a) Discretization U-momentum b) Discretization V-momentum c) Discretization of the continuity equation

$$U_t = \frac{U_{i,j}^{n+1/2} - \bar{U}_{i,j}^{n-1/2}}{\Delta t} \quad (4)$$

$$\bar{U}_{i+1/2,j}^{n-1/2} = 0.25 \times U_{i-1/2,j}^{n-1/2} + 0.5 \times U_{i+1/2,j}^{n-1/2} + 0.25 \times U_{i+3/2,j}^{n-1/2} \quad (4)$$

ب)

$$\beta \frac{1}{J} \left[y_\eta \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_\xi - y_\xi \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_\eta \right] = \beta \frac{y_\eta}{J} \left[\frac{\left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{i+\frac{3}{2},j}^{n-1/2} - \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{i+\frac{1}{2},j}^{n-1/2}}{\xi_{i,j+1} - \xi_{i,j-1}} \right] - \beta \frac{y_\xi}{J} \left[\frac{\left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{i+\frac{1}{2},j+1}^{n-1/2} - \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{i+\frac{1}{2},j-1}^{n-1/2}}{\eta_{i+1,j} - \eta_{i,j}} \right] \quad (5)$$

$$\frac{-g(h-d)}{J}(y_{\eta} h_{\xi} - y_{\xi} h_{\eta}) = \left[\frac{-g(h-d)_{i,j} + g(h-d)_{i-1,j}}{2} \right] \times \left[\frac{\frac{y_{\eta}}{J} \left(\frac{h_{i,j} - h_{i-1,j}}{\xi_{i,j} - \xi_{i-1,j}} \right)^n - \frac{y_{\xi}}{J}}{\frac{\left(\frac{h_{i,j+1} + h_{i-1,j+1}}{2} \right)^n - \left(\frac{h_{i,j-1} - h_{i-1,j-1}}{2} \right)^n}{\eta_{i,j+1} - \eta_{i,j-1}}} \right] \quad (6)$$

$$\beta \frac{1}{J} \left[x_{\xi} \left(\frac{UV}{h-d} \right)_{\eta} - x_{\eta} \left(\frac{UV}{h-d} \right)_{\xi} \right] = \frac{x_{\xi}}{J} \left[\frac{\left(\frac{U^{n-\frac{1}{2}} \bar{V}^{n-\frac{1}{2}}}{i+\frac{1}{2},j+1} \right)}{\eta_{i+1,j} - \eta_{i,j}} + \frac{\left(\frac{U^{n-\frac{1}{2}} \bar{V}^{n-\frac{1}{2}}}{i+\frac{1}{2},j-1} \right)}{\eta_{i+1,j} - \eta_{i,j}} \right] \quad (7)$$

$$- \frac{x_{\eta}}{J} \left[\frac{\left(\frac{U^{n-\frac{1}{2}} \bar{V}^{n-\frac{1}{2}}}{i+\frac{3}{2},j} \right)}{\xi_{i,j+1} - \xi_{i,j-1}} + \frac{\left(\frac{U^{n-\frac{1}{2}} \bar{V}^{n-\frac{1}{2}}}{i-\frac{3}{2},j} \right)}{\xi_{i,j+1} - \xi_{i,j-1}} \right]$$

$$\bar{V}_{i+1/2,j+1}^{n-1/2} = \frac{1}{4} [V_{i,j+1/2}^{n-1/2} + V_{i,j+3/2}^{n-1/2} + V_{i+1,j+1/2}^{n-1/2} + V_{i+1,j+3/2}^{n-1/2}], \quad \bar{V}_{i+1/2,j-1}^{n-1/2} = \frac{1}{4} [V_{i,j-1/2}^{n-1/2} + V_{i,j-3/2}^{n-1/2} + V_{i+1,j-1/2}^{n-1/2} + V_{i+1,j-3/2}^{n-1/2}] \quad (8)$$

نسبت به محور افق موازی یا عمود نیست بلکه زاویه θ می‌سازد، در مرزهای انعکاسی برآیند بردار سرعت در نقطه مجازی خارج از مرز با بردار سرعت در نقطه داخل مرز، موازی دیوار باشد. از آنجا که مدل تهیه شده در این پژوهش بر مبنای روش صریح است بنابراین شرط پایداری آن عدد کورانت کمتر از یک است.

$$C_r = \sqrt{g(h-d)} \frac{\Delta t}{\min(\Delta \xi, \Delta \eta)} \quad (9)$$

۳- نتایج و بحث

همان‌گونه که در ادامه آورده شده است به منظور راستی آزمایی این مدل نتایج آن با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی توسط پژوهشگران قبلی مقایسه شد. در این پژوهش بزرگترین اندازه مش که بعد از آن با ریزکردن اندازه شبکه تغییرات سرعت و رقوم سطح آب کمتر

۲-۵- شرایط مرزی و پایداری

عمق جریان مشخص و گرادین صفر برای سرعت‌های عمود بر مرز به عنوان شرط مرزی، در مرز باز خروجی برای مدل تعریف شده است. در مرز خروجی و ورودی سرعت مماس بر صفحه برابر صفر در نظر گرفته شده است. در نقاط فرضی خارج از مرز تقارن عمق جریان و مولفه سرعت موازی با مرز برابر عمق و سرعت نقاط همسایه داخلی مرز و مولفه سرعت عمود بر مرز تقارن صفر در نظر گرفته شد. در نقاط فرضی خارج از دیوار صلب سرعت عمودی با تغییر علامت نقاط همسایه داخلی جایگزین شده‌اند که انعکاس غیرمتقارن حاصل می‌شود در حالی که سرعت مماس در نقطه فرضی برابر و هم علامت نقطه همسایه داخلی در نظر گرفته شده است. در مرزهای صلب که دیوار دامنه محاسباتی

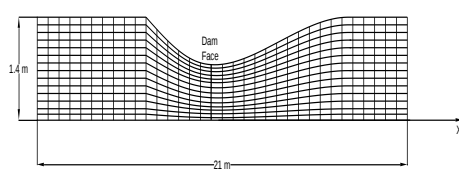
شده است که از مقاله بلوس اقتباس شده است. با مقایسه نمودارهای ارائه شده در شکل (۴) ملاحظه می شود که نتایج مدل حاضر با نتایج مدل آزمایشگاهی برای حالت بدون شیب و شیبدار سازگار است. برای مقایسه مقادیر محاسبه شده عمق جریان در محل سد ($x=8.5\text{ m}$) و مقادیر اندازه گیری بلوس و همکاران به همراه مقدار خطا در جدول (۱) ارایه شده است. با توجه به مقادیر ذکر شده در جدول میانگین خطا در نتایج مدل عددی حاضر نسبت به نتایج اندازه گیری بلوس برای کانال بدون شیب کف، $4/0.2$ درصد و برای کانال با شیب کف یک صدم، $1/65$ درصد است. در شرایط شکست ایده آل محاسبات نشان می دهد موج منفی بعد از $4/9$ ثانیه به دیواره مخزن در بالادست می رسد در حالیکه در شرایط مخزن این پژوهش اندازه گیری ها و محاسبات نشان می دهد پس از زمان 4 ثانیه از شکست سد موج منفی به دیواره بالادست رسیده است. همچنین عمق جریان در محل شکست سد در حالت ایده آل 0.133 متر است و در این مخزن مقادیر اندازه گیری و محاسباتی به ترتیب 0.156 و 0.165 متر است. این موضوع نشان می دهد که تغییر عرض شکست نسبت به عرض مخزن سد تاثیر قابل ملاحظه بر هیدرولیک جریان ناشی از شکست سد دارد.

از 10 درصد اختلاف داشت به عنوان مش بهینه در نظر گرفته شد.

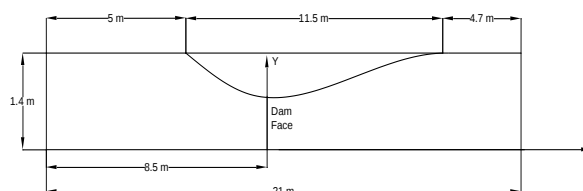
۳-۱- شکست سد در کانال همگرا- واگرا بدون شیب و شیبدار

به منظور بررسی توانایی مدل در شبیه سازی امواج ناشی از شکست سد در محدوده هایی که فیزیک آنها بیشتر با مختصات منحنی الخط همپوشی دارد نتایج آن با نتایج مدل آزمایشگاهی بلوس و همکاران (Bellos et al, 1992) مقایسه شده است [13]. بدین منظور کانالی به طول 21 متر به پهنای $1/4$ متر بدون اصطکاک کف و دیواره ها، با شیب کف صفر و یک صدم در نظر گرفته شده است. همان گونه که در شکل (۳-الف) نشان داده شده است یک دریچه در محل انقباض و در فاصله $x=8.5\text{ m}$ از ابتدای کانال نصب شده است. عمق جریان در بالادست دریچه 0.3 متر و در پایین دست به صورت بستر خشک در نظر گرفته شده است. مش بندی دامنه محاسباتی با ایجاد شبکه دارای 421 گره در جهت x و 57 گره در جهت y صورت گرفته است. همان گونه که در شکل (۴) ملاحظه می شود موج منفی در داخل مخزن سد و موج مثبت پایین رونده در کانال پایین دست قابل مشاهده است. پروفیل سطح آب مدل آزمایشگاهی برای زمان های مختلف {صفر، 4 ، 20 ، 60 } ثانیه ارائه

شکل ۳. الف) محدوده مورد مطالعه، فلوم آزمایشگاهی همگرا-واگرا بلوس و همکاران [13] (Bellos et al, 1992) ب) نمونه مش ساخته شده برای محدوده مطالعه شده



b



a

Fig.3.a) The studied area, the convergent – divergent experimental flume in the study of Bellos et al, 1992 b) a sample of meshing in the desired area

جدول ۱: رقوم سطح آب (متر) محاسبه شده توسط مدل عددی حاضر و نتایج اندازه گیری بلوس و همکاران (Bellos et al, 1992) در محل شکست [13].

60sec	20sec	12sec	6sec	4sec	2sec	The used methods for calculating the water surface profiles
0.0392	0.102	0.141	0.180	0.174	0.156	The results of Bellos et al measurements (without sloping channel)
0.0341	0.106	0.143	0.181	0.175	0.165	The results of the present numerical model (without sloping channel)
12.8	3.92	1.42	0.0	0.57	5.76	Error (channels bottom without slope)
0.195	0.248	0.296	0.320	0.316	0.314	The results of Bellos et al. measurements (channels bottom with 0.01 of slope)
0.197	0.249	0.295	0.328	0.326	0.322	The results of present numerical model (channels bottom with 0.1 of slope)
1.02	0.40	0.33	2.5	3.16	2.54	Error (channels bottom with 0.1 of slope)

Table 1: The water surface elevation (m) that are calculated by the present numerical model and the results of measurements by Bellos et al, 1992 in the dam break model

شکل ۴. مقایسه نتایج مدل حاضر و نتایج اندازه‌گیری مدل آزمایشگاهی بلوس و همکاران (Bellos et al, 1992) در شبیه‌سازی عمق آب در شکست سد برای زمان‌های مختلف [13].

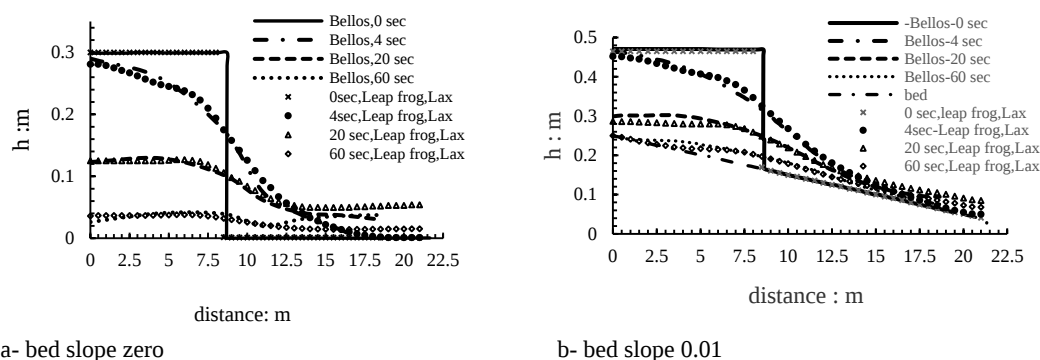


Fig. 4. Comparing the results of the present study and the results of measuring the experimental model of Bellos et al, 1992 [13] in simulating the water depth in dam break for different times

مقدار دبی پیک تاثیر چندانی ندارد، این موضوع پیشتر در پژوهش مهرموسوی و همکاران (Mehrmousavi et al, 2018) نیز بررسی شده است که تاثیر شکل مخزن بر شاخه پایین رونده هیدروگراف دبی و هیدروگراف مربوط به رقوم سطح آب در محل شکست مشهود است [15]. در این مورد مطالعه شده نیز با توجه به اینکه مخزن دوزنقه‌ای شکل بوده و از حالت مستطیل خارج شده است انتظار آن می‌رود که مانند پژوهش‌های قبلی مقدار دبی پیک نسبت به مخزن مستطیل شکل تفاوت چندانی نداشته باشد و شکل مخزن روی شاخه پایین‌رونده هیدروگراف تاثیرگذار باشد. ضرایب همبستگی و شیب خط رگرسیون برای پارامترهای مورد محاسبه در جدول (۲) نشان می‌دهد مدل با دقت مناسبی کالیبره شده و توانایی شبیه‌سازی عمق و دبی آب را دارد.

۳-۳- تاثیر زاویه دیواره شکست جزئی متقارن سد در بستر خشک

پس از اعتبارسنجی مدل به منظور رسیدن به هدف این پژوهش و بررسی تاثیر زاویه دیواره سد یک مخزن مربع شکل با طول و عرض ۱ متر در نظر گرفته شده است که در آن دیواره سد با ضخامت ۰/۰۵ متر دارای شکاف متقارن به عرض ۰/۲ متر در وسط مخزن است. علاوه بر حالت عمود، چهارانحراف (۲/۵٪، ۵٪، ۷/۵٪ و ۱۰٪) دیواره سد از حالت عمود بر تکیه‌گاه نسبت به حالت قائمه در نظر گرفته شده است. عمق آب در بالادست مخزن ۰/۵ متر و در پایین دست برای شبیه‌سازی بستر خشک به میزان ۵ سانتی‌متر لحاظ شده است. در شکل (۷) همان‌گونه که مشاهده می‌شود انحراف دیواره

۳-۲- شکست سد در کانال با بستر خشک با مخزن دوزنقه‌ای

در ادامه برای راستی‌آزمایی بیشتر مدل در خصوص شبیه‌سازی امواج ناشی از شکست سد در مخزن تغییر شکل یافته (مخزن دوزنقه‌ای)، نتایج مدل حاضر با نتایج آزمایشگاهی میرمحمدحسینی و همکاران (Mir mohammad hoseyni et al, 2016) مقایسه شد [14]. همان‌گونه که در شکل (۵) نشان داده شده است، محدوده مورد مطالعه شامل مخزنی با قابلیت شکل‌دهی مختلف و فلویم مستطیل شکل با عرض ۰/۵۱ و طول ۹/۳۰ متر استفاده شده است. شبیه‌سازی در این پژوهش برای مخزن دوزنقه با قاعده بزرگ ۲/۰۴ متر، قاعده کوچک ۰/۵۱ متر و ارتفاع ۲/۰۲ متر انجام شده است. عمق جریان در بالادست دریچه، داخل مخزن ۰/۴ متر و در پایین‌دست دریچه در فلویم شرایط بستر خشک در نظر گرفته شده است. همچنین ضریب زبری معادل (۰/۰۱۵) لحاظ شده است. شبکه‌بندی دامنه محاسباتی با ایجاد ۱۳۶ گره در جهت ξ و ۴۲ گره در جهت η صورت گرفته است (شکل ۵-ب). رقوم سطح آب محاسباتی در فاصله ۸۰ سانتی‌متری از دریچه توسط این مدل و مقادیر آزمایشگاهی در شکل (۶) نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل مشهود است نتایج مدل برای هیدروگراف دبی و همچنین تغییرات سطح آب نسبت به زمان روند مشابهی با نتایج آزمایشگاهی طی می‌کند. مقدار خطا در نواحی پیک که دارای اهمیت بیشتر است قابل ملاحظه نیست. نکته قابل توجه آن است که شکل مخزن بر

شکست از حالت نرمال، بر مقدار دبی اوج و حداکثر رقوم سطح آب تأثیرگذار است، به گونه‌ای که با افزایش انحراف دیواره شکست مقدار دبی اوج و حداکثر رقوم سطح آب، کاهش یافته است. بررسی دقیق تر نشان می‌دهد به ازای انحراف ۱۰، ۷/۵، ۵ و ۲/۵ درصد مقدار دبی اوج به ترتیب ۱۱٪، ۹/۲٪، ۶/۱٪ و ۳/۵٪ و نیز حداکثر رقوم سطح آب به ترتیب ۱۲٪، ۹٪، ۶٪ و ۲٪ کاهش یافته است. دلیل این کاهش می‌تواند ناشی از کاهش حجم مخزن در اثر انحراف بیشتر دیواره سد از تکیه‌گاه و متمایل شدن آن به سمت دریاچه سد باشد. پژوهش‌های پیشین نیز، هوشیاری‌پور و همکاران (Tahershamsi & Hooshyaripor, 2015) نشان دادند با کاهش حجم مخزن سد مقدار دبی پیک و حداکثر رقوم سطح آب موج شکست کاهش می‌یابد. از اینرو در نظر نگرفتن انحراف دیواره در

محاسبات شکست سد در جهت اطمینان است [4]. در شکل (۸) همان‌گونه که ملاحظه می‌شود در تمام شرایط تغییرات دبی در واحد عرض (در امتداد محور طولی شکست $y=0.5$ m) از دیواره بالادست مخزن تا محل شکست به شدت افزایش و در محل شکست به حداکثر مقدار خود می‌رسد سپس به آرامی تا دیواره پایین دست مخزن کاهش می‌یابد. اختلاف بین دبی حداکثر در محل شکست مربوط به زمان‌های ۰/۵ و ۲/۵ ثانیه با افزایش زاویه انحراف دیوار شکست از تکیه‌گاه افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که در انحراف ۲/۵، ۵، ۷/۵ و ۱۰٪ میزان این اختلاف به ترتیب ۱، ۵، ۸ و ۱۰ درصد بیشتر از میزان اختلاف در حالت نرمال است

شکل ۵. محدوده مورد مطالعه، مخزن و فلوم مدل آزمایشگاهی میرمحمدحسینی [14].

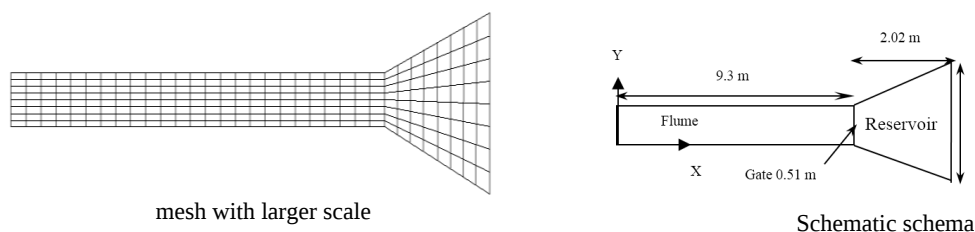


Fig. 5. study area, reservoir and flume of Mirmohammad Hosseini's experimental model

شکل ۶. مقایسه الف) هیدروگراف دبی محاسباتی و اندازه گیری ب) تراز سطح آب محاسباتی و اندازه گیری در فاصله ۸۰ سانتی متری از دریچه در مدل حاضر و مدل آزمایشگاهی میرمحمدحسینی [14].

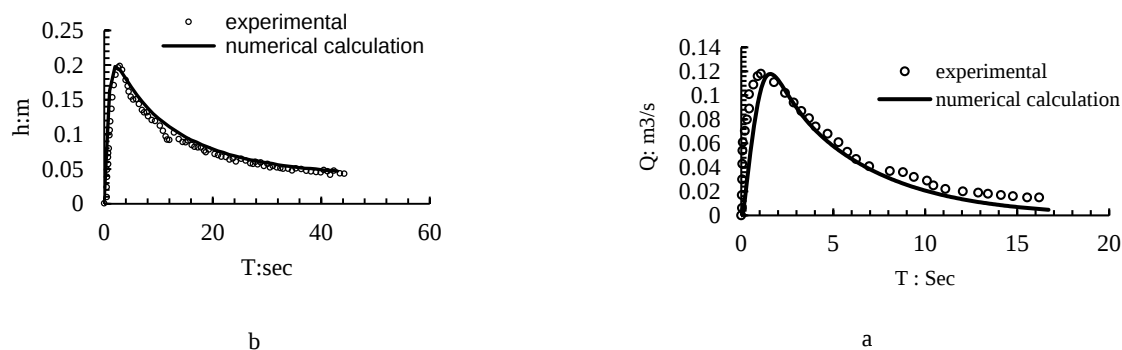


Fig. 6. Comparison a) calculated- measurement of discharge hydrograph b) calculated and measurement water surface elevation in $x=80$ cm from gate in present model and experimental model by Mirmohammadhosseyni

جدول ۲. مقایسه آماری عمق و دبی محاسبه شده با مقادیر آزمایشگاهی

Ave squared error	Ave absolute error	slope regression line	coefficient of determination (R^2)	parameter
0.0000597	0.000405	1.037	0.972	Discharge(m ² /s)
0.00011	0.0068	1.15	0.9966	Depth(m)

Table 2 Statistical comparison of calculated depth and discharge with experimental values

شکل ۷. مقایسه دبی در واحد عرض و پروفیل سطح آب در محل شکست سد با شیب کناره و بدون شیب کناره دیوار سد

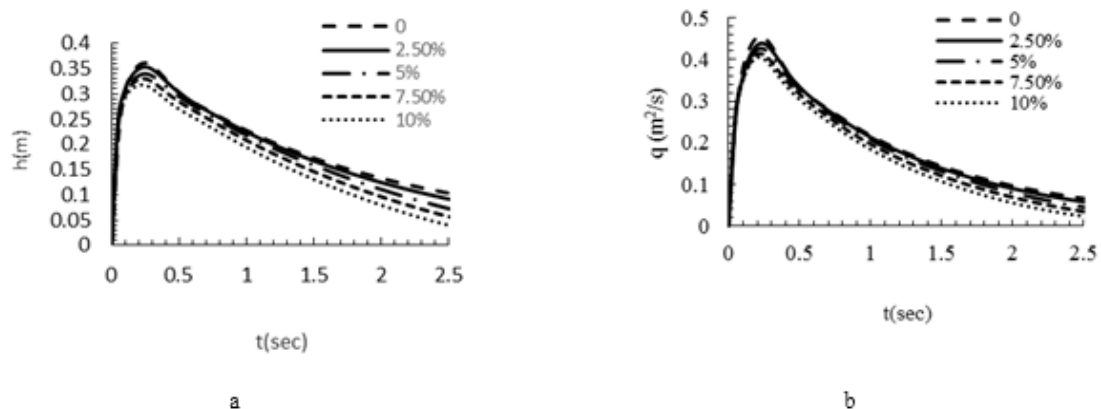


Fig. 7. Comparison of discharge and water surface elevation in site of dam-break with and without wall side slop of dam

شکل ۸- مقایسه دبی در واحد عرض در راستای افقی برای محل شکست سد

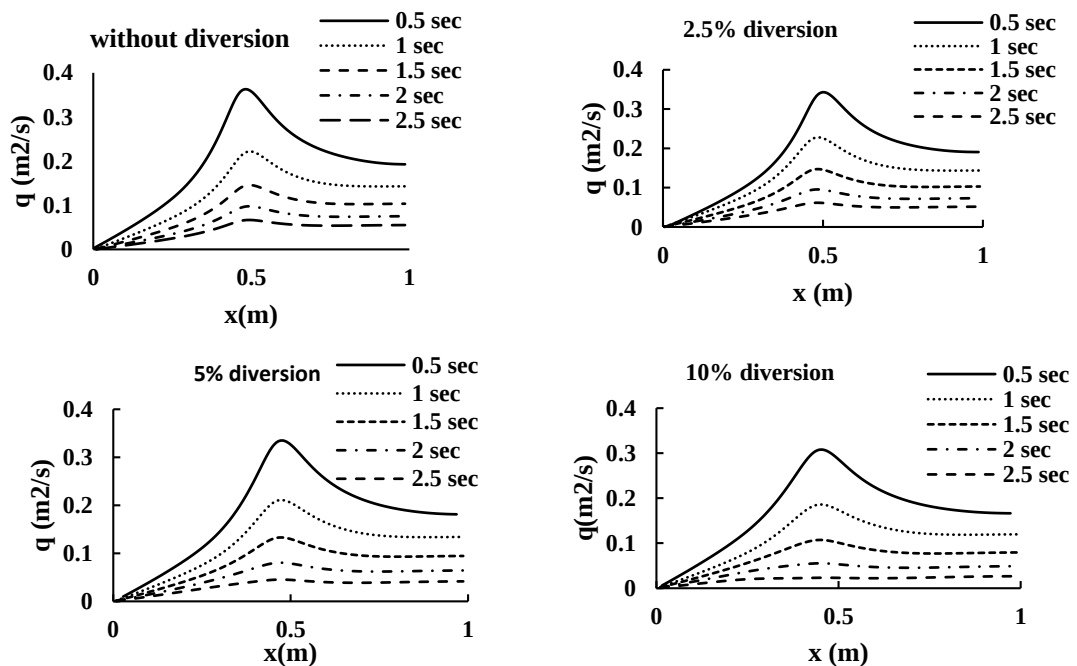


Fig. 8. Comparison of discharge on center line on dam break site with different side slop of wall da

انحراف، با افزایش گذشت زمان از وقوع شکست، سطح آب پایین تر می افتد. پس از زمان ۲/۵ ثانیه سطح آب در ابتدای مخزن، در انحراف ۲/۵، ۵، ۷/۵ و ۱۰ درصد، به ترتیب ۳٪، ۱۵٪، ۲۴٪ و ۳۶٪ پایین تر از سطح آب در حالت بدون انحراف است.

در شکل (۹) ملاحظه می شود تغییرات رقوم سطح آب با فاصله گرفتن از دیواره بالادست و حرکت به سمت محل شکست بیشتر شده و در محل شکست و بعد از آن بیشترین مقدار را به خود می گیرد. این تغییرات با رسیدن به دیواره پایین دست مخزن به کمترین مقدار خود می رسد به گونه ای که سطح آب حالت افقی به خود می گیرد. همچنین نمودارهای پروفیل سطح آب نیز نمایش دهنده این مطلب است که با افزایش

شکل ۹. مقایسه پروفیل سطح آب روی محور طولی سد در محل شکست با انحراف زاویه دیوار سد از حالت نرمال

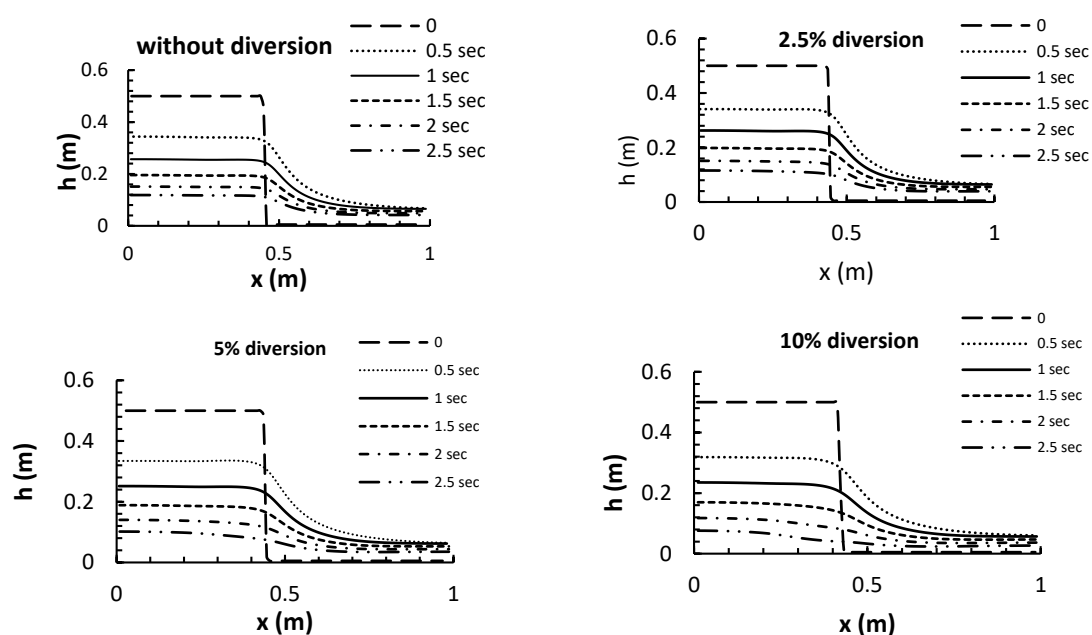


Fig. 9. Comparison water surface profile along centerline

۱- در شبیه سازی پدیده شکست سد در کانال همگرا- واگرا بدون شیب و شیبدار با نتایج اندازه گیری مقاله بلوس و همکاران (Bellos et al, 1992) [13] مقایسه، و مشخص شد مدل عددی با میانگین خطای کمتر از ۵ درصد عمق جریان در محل شکست را تخمین می زند.

۲- در بررسی دیگر نتایج مدل در شبیه سازی شکست ایده آل مخزن تغییر شکل یافته روی بستر خشک پایاب نتایج مدل عددی حاضر با نتایج بدست آمده از مدل فیزیکی میرمحمدحسینی و همکاران (Mirmohammad hoseyni et al, 2016) همخوانی دارد [14].

۴- نتیجه گیری

با توجه به تنوع عوامل تاثیرگذار بر ویژگی های سیلاب ناشی از شکست سد، هدف از این پژوهش بررسی تاثیر زاویه دیوار سد با تکیه گاه با استفاده از مدل عددی دوبعدی به روش تفاضل محدود صریح و استفاده همزمان از الگوریتم پرش قورباغه و لکس روی مش جابه جاشده در دستگاه مختصات منحنی الخط است. با استفاده از این روش، تعداد نقاط درگیر در محاسبات افزایش می یابد و با ایجاد ارتباط بیشتر بین آنها گرادیان های تیز هندسی و هیدرولیکی هموار می شود و احتمال رخ دادن نوسان و عدم همگرایی کمتر می شود. کاربرد مدل در مسایل مختلف هیدرولیکی نشان داد:

- International Congress on Civil Engineering, 7-9 May. 2015. International Congress on Civil Engineering. Tabriz, Iran. (In Persian)
- [7] Zhang, Y. & Lin, P. 2016. an improved SWE model for simulation of dam-break flow. water management- proceeding of institution of civil engineers. 169 (6), 260-274.
- [8] Wood M. & Wang K. 2015. Modeling dam-break flows in channels with 90 degree bend using an alternating-direction implicit based curvilinear hydrodynamic solver. *Computers & Fluids*, 114, 254-264.
- [9] Naik S. & Khatua K.K. 2016. Numerical Simulation of a Dam Break Flow Using Finite Difference Method. *mechanical and civil engineering*. 32(1), 37-41.
- [10] Alamatyian A. & Jafarzadeh M. 2010. Evaluation of turbulence models in the simulation of oblique standing shock waves in supercritical channel flows. *Science and Technology*, 28-2(1), 17-27. (In Persian)
- [11] Sobey R., Harper B. & Mitchell G. 1980. Numerical modeling of tropical cyclone storm surge. *costal engineering proceeding*, 725-745.
- [12] Hafman K. & Chiyang S.T. 1995. Computational Fluid Dynamic for Engineering. Industrial University of Esfahan, Esfahan.
- [13] Bellos C. V., Soulis. V. & Sakka. J. 1992. Experimental investigation of two dimensional dam-break induced flows. *Hydraulic Research*. 30(1), 47-63.
- [14] Mir mohammad hoseyni T., Tahershamsi A. & Mir mohammad hoseyni M. 2016. Experimental study of the effect of reservoir coefficient on flood characteristics due to dam failure. *Science and Technology*, 32-2(1/2), 119-125. (In Persian)
- [15] Mehrmousavi Z., Ghobadian R. & Javan M. 2018. Effect of reservoir shape factor on dam-break waves by using of Leap-Frog and Lax methods in curvilinear coordinates. *protection of water and soil*, prepare to print. (In Persian)

۴- به منظور رسیدن به هدف اصلی پژوهش، به بررسی نتایج مدل عددی حاضر در شبیه‌سازی شکست جزئی متقارن سد روی بستر خشک پرداخته شده است. مشاهده شد انحراف زاویه دیوار سد در محل شکست، روی حداکثر رقوم سطح آب و دبی پیک سیلاب تأثیر- گذار است، به گونه‌ای که با افزایش انحراف دیوار سد از حالت عمود، مقدار دبی و حداکثر رقوم سطح آب به میزان بیشتری کاهش یافته است. هم‌چنین ملاحظه می‌شود با بیشتر شدن مقدار انحراف زاویه دیوار سد، اختلاف در دبی پیک و هم‌چنین حداکثر رقوم سطح آب بین زمان‌های اولیه و پایانی بعد از شکست بیشتر می‌شود.

مراجع

- [1] Hooshyaripor F., Tahershamsi A. & Rzi S. 2017. Dam break flood wave under different reservoir's capacities and lengths. *Indian Academy of Sciences*, 42, 1557-1569
- [2] Tahershamsi A., Ponce V. & Shety A. 2003. Dam breach flood wave propagation using dimensionless parameters. *Hydraulic engineering*, 129, 777-782.
- [3] Feizi Khankandi A., Tahershamsi A. & Frazo s. 2012. Experimental investigation of reservoir geometry effect on dam break flow. *Hydraulic research*, 50(4), 376-387.
- [4] Hooshyaripor F. & Tahershamsi A. 2015. Effect of reservoir side slopes on dam-break flood waves. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, 9, 458-468.
- [5] Hadian M. & Zarati A. 2008. Numerical models in shallow waters and their application in river and coastal engineering. Amirkabir university publication, Tehran. (In Persian)
- [6] Hoseinzadeh Tabrizi A. & Hesarouieh M. 2015. Use of HLLC Efficient Method for Wave Dam Break Modeling, p. 1-9. In E.D. Martin (ed.) *Proceedings of the 10th*

Two-Dimensional Numerical Modeling of the Effect of the Angle of the Dam with Support on the Parameters of the Flood Due to Partial Dam Break

Zahra Mehrmousavi¹, Rasoul Ghobadian^{2,*}, Mitra Javan³

1- Ph.D. Student, School of water Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran, email:

2- Associate Professor water Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

3- Assistant Professor, School of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

r_ghobadian@razi.ac.ir

Introduction Prediction of dam break flood flow characteristic such as water depth and velocities component has always been interesting of hydraulic engineers because of its impact on the severity of the terrible dam break. There are various factors such as hydraulic, hydrological, geotechnical and geometric that affect the characteristics of the dam break flood flow. In order to investigate the effect of the factors, research has been carried out especially experimental, but few numerical research has been done. Resource surveys show that although the walls of concrete reservoir dams are not perpendicular to the lateral support, but so far, the effect of wall diversion on the hydraulic properties of the dam break flood flow has not been considered. Therefore, in this research, the effect four of 2.5 to 10 percent of the wall diversion of the dam was examined from the normal base. Since the wall diversion of the dam from the normal state removes physical space from a rectangular state, the use of Cartesian coordinate system is not possible. Therefore, in this study, using the curvilinear coordinate system of the physical non- rectangular space studied, It is very accurately converted to computational space and the governing equations are solved.

Materials and Methods The governing equations in the present research are the shallow water equations. Due to the inability of the Cartesian coordinate system to reflect the physical irregular boundaries of domain, the governing equations were discretized on the curvilinear coordinate system. The explicit method and simultaneously utilize of Leap-Frog and Lax algorithms was used to discretization of the governing equations.

Results and Discussion In order to validate the present model, the model results were compared to experimental data. 1- Failure of the dam in the convergent-divergent channel without sloping and sloping: The water surface profile of the experimental model is presented for different times (zero, 4, 20, 60) seconds. The mean error in the results of the present numerical model is 4.02% for the results of the measurements for the non-slope channel and for the channel with a 0.01 slope, 1.65%. 2- Simulation of the dam break of a trapezoidal reservoir: The calculated flow and stage hydrographs at dam location were closed to the experimental measured data with reasonable accuracy. 3- The partial symmetric dam break in dry bed is another case investigated in this study, simulation of stage and discharge hydrographs in symmetric dam break in a reservoir with a length and width of one meter for four different diversion of 2.5, 5, 7.5 and 10 percent from normal state was performed in this case. It was observed in the dam break site, depth and flow discharge decreased more. A closer examination shows that for diversion of 2.5, 5, 7.5 and 10 percent, peak discharge values were decreased 3.5, 6.1, 9.2, 11 percent, and the maximum water level was 2, 6, 9 and 12 percent.

Conclusions In this research, a numerical model has been developed on curvilinear coordinate in which using simultaneous Leap-Frog and Lax algorithms on the staggered mesh the shallow water equations were solved to simulated dam break phenomenon. In another study, the results of the model were compared in the simulation of the dam break phenomenon in the convergent-divergent channel without sloping and sloping with the results of the experimental data. It was determined that a numerical model with an average error of less than 5% estimated the depth of the flow in the break location. In the simulation of dam break in trapezoidal reservoirs on the dry bed, the results of the present numerical model are in agreement with experimental results, also in studying the main objective of the research, the results of the present numerical model for simulating partial symmetric dam break with different diversion (2.5, 5, 7.5 and 10 percent) of dam wall from normal state in dry bed have been investigated. It was observed that water surface profile and the amount of discharge flow per unit width changes by changing the diversion of dam wall from normal state it decrease.

Keywords Dam-Break, Leap-frag and Lax scheme, Curvilinear grid, Angel of Dam Wall with Support.