

توسعه مدل دو بعدی شبیه‌سازی شکست سد مبتنی بر معادلات آب کم‌عمق بر روی شبکه بی‌سازمان مثلثی

ابوالفضل اکبرپور^{۱*}، امید خراشادی‌زاده^۲، مجتبی علی‌پرست^۳ و حسین مهدی‌زاده^۴

چکیده

در این پژوهش یک مدل دو بعدی برای شبیه‌سازی شکست سد براساس روش حجم محدود با استفاده از معادلات جریان آب کم‌عمق توسعه داده شد. ابتدا معادلات جریان آب کم‌عمق به روش حجم محدود به مرکزیت سلول روی شبکه بی‌سازمان مثلثی حل شد. روش‌های محاسبه شار، روش Harten-Lax-van Leer براساس حل تقریبی ریمان بود. برای توسعه مدل، در حل معادلات از روش مرتبه دوم مکانی (Roe's upwind) و مرتبه سوم زمانی (Runge-Kutta) استفاده شد. این امر باعث شد که مدل بتواند ناپیوستگی موجود را مدل‌سازی کند و از ناپایداری‌هایی که در نزدیکی مرز تر و خشک به وجود می‌آید، جلوگیری کند. در نهایت صحت مدل با استفاده از چند مثال استاندارد بررسی شد. نتایج نشان داد که میانگین درصد خطای مدل ارائه شده نسبت به حالت استاندارد حدود ۲/۶ درصد است که بیان‌کننده کارایی مناسب مدل در شبیه‌سازی شکست سد است.

واژه‌های کلیدی: آب کم‌عمق، حجم محدود، شبکه بی‌سازمان مثلثی، شکست سد.

ارجاع: اکبرپور ا. خراشادی‌زاده ا. علی‌پرست م. و مهدی‌زاده ح. ۱۳۹۳. توسعه مدل دو بعدی شبیه‌سازی شکست سد مبتنی بر معادلات آب کم‌عمق بر روی شبکه بی‌سازمان مثلثی. مجله پژوهش آب ایران. ۸(۱۵): ۱۱۵-۱۲۴.

۱- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بیرجند.

۲- دانشجو کارشناسی ارشد منابع آب دانشکده کشاورزی، دانشگاه بیرجند.

۳- کارشناسی ارشد عمران-آب، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه امیر کبیر.

۴- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بیرجند.

* نویسنده مسئول: Akbarpour@birjand.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۲/۰۱/۱۱

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۰۴/۲۶

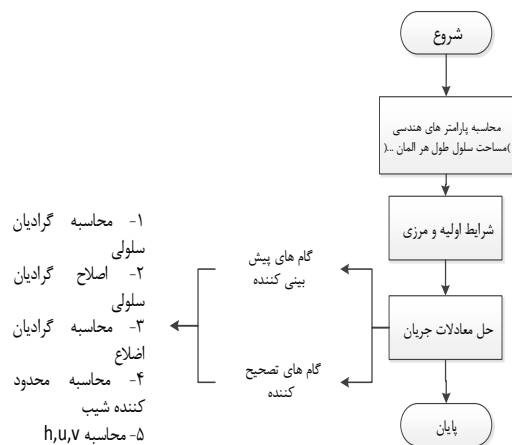
مقدمه

جریان در رودخانه‌ها دارای عمق کم در مقابل عرض و طول زیاد است. در چنین شرایطی می‌توان نشان داد که شتاب جریان در راستای قائم در مقابل شتاب ثقل کوچک و در نتیجه توزیع فشار در عمق هیدرواستاتیک است. با این تقریب ساده‌سازی زیادی در معادلات حاکم به وجود می‌آید که حاصل آن معادلاتی است که به معادلات آب‌های کم‌عمق^۱ معروف است (هادیان و زراتی، ۱۳۸۸). این معادلات در تحلیل جریان در رودخانه‌ها کاربرد زیادی دارند. با توجه به اهمیت و کاربرد زیاد مدل‌های آب‌های کم‌عمق، پژوهش‌های زیادی در دو دهه اخیر در مورد نحوه حل این معادلات انجام شده است. پژوهش‌های هیدرولیکی مدل‌های عددی مبتنی بر جریان‌های کم‌عمق به طور دقیق توانسته‌اند ویژگی‌های این گونه از جریان‌ها را پیش‌بینی کنند. بسیاری از پژوهشگران، اخیراً تمرکز خود را روی مدل‌های حجم محدود با استفاده از روش گادونو^۲ بر روی شبکه‌هایی با ساختار منظم و غیرمنظم کرده‌اند. دانشمندانی مانند (تورو، ۱۹۹۲؛ آناستاسیا و چان، ۱۹۹۷؛ بفا و کانل، ۲۰۰۱؛ یون و کانگ، ۲۰۰۴ و بگنودلی و ساندرس، ۲۰۰۶) به بررسی جامع این نوع مدل‌ها و روش‌های حل آن‌ها پرداخته‌اند. علی‌پرست (۱۳۸۳) به مدل‌سازی فیزیکی و عددی جریان و انتقال رسوب در سدهای انحرافی پرداخت و نتایج پژوهش خود را بر روی بند انحرافی حمیدیه آزمایش کرد. همچنین وی در سال ۱۳۸۵، به توسعه مدل دو بعدی در پلان برای مدل‌سازی شکست سد پرداخت. نوروزی و همکاران (۱۳۸۵) به بررسی میزان تبادل رسوب بستر و جریان با استفاده از مدل عددی دو بعدی آب‌های کم‌عمق پرداختند. اکبرپور و همکاران (۱۳۹۰) مدل‌های عددی با تفکیک بالا در روندیابی سیل ناشی از شکست سد را مطالعه کردند.

در این پژوهش، هدف ارائه مدل دو بعدی برای شبیه‌سازی شکست سد بر روی شبکه بی‌سازمان مثلثی است. برای توسعه مدل از روش مرتبه دوم مکانی و مرتبه سوم زمانی و همچنین برای جلوگیری از نوسانات کاذب از محدود کننده شیب استفاده شد. سپس شبیه‌سازی شکست بند دره در استان خراسان جنوبی با استفاده از این مدل بررسی شد.

مواد و روش‌ها

مسائل شکست سد جزء جریان‌های غیرماندگار با تغییرات ناگهانی هستند که از این مسائل برای نشان دادن حد نهایی پایداری عددی و کارایی مدل استفاده می‌شود (ونگ و لیو، ۲۰۰۰). همانند عموم مدل‌های عددی، مدل مورد استفاده در این پژوهش نیز از سه بخش عمده پیش‌پردازنده، پردازنده اصلی یا موتور محاسباتی و در نهایت پس‌پردازنده تشکیل شده است. در قسمت پیش‌پردازنده، از برنامه‌های آرک جی‌آی‌اس^۳ برای استخراج مدل ارتفاع رقومی و ورود نقاط ارتفاعی استفاده می‌شود. علاوه بر این، در همین بخش برای انجام تولید شبکه محاسباتی، از برنامه Triangle که در دانشگاه برکلی تدوین شده، استفاده می‌شود. در بخش پردازنده اصلی نیز برنامه‌نویسی در محیط فرترن^۴ انجام می‌شود. با توجه به امکانات بسیار قوی و مناسبی که برنامه تک پلات^۵ در اختیار کاربران قرار می‌دهد، این برنامه به‌عنوان پس‌پردازنده ملاک عمل قرار گرفته و خروجی محاسبات در این محیط به نمایش در آمده و تحلیل و بررسی می‌شود. شکل ۱ نمودار گردش مدل ارائه شده را نشان می‌دهد.



شکل ۱- نمودار گردش مدل

معادلات حاکم

معادلات دو بعدی در پلان آب کم‌عمق، با انتگرال‌گیری روی عمق از معادلات ناویر-استوکس با فرض‌های سیال تراکم‌ناپذیر، توزیع سرعت در عمق یکنواخت، توزیع فشار

3- Arc GIS

4- Intel(R) Visual Fortran Composer XE 2011

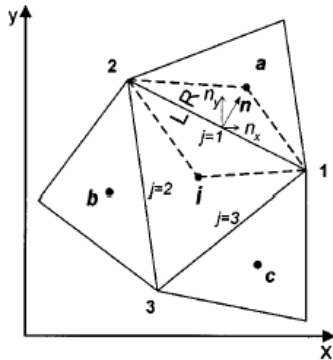
5- Tecplot 360 2012 R1

1- Shallow Water Equation (SWE)

2- Godunov

که $E=(F,G)$ و A_i مساحت حجم کنترل است. با استفاده از قضیه دیورژانس، دومین عبارت انتگرالی در سمت چپ معادله ۵ با انتگرال خطی که منحنی بسته آن، محیط سلول است جایگزین می‌شود.

$$\int_{A_i} \frac{\partial U}{\partial t} dA + \oint_{L_i} E \cdot n dL = \int_{A_i} S dA \quad (6)$$



شکل ۲- نمای کلی از یک سلول محاسباتی

که L_i مرز حجم کنترل Δ و n بردار واحد برون سوی عمود بر مرز است. با استفاده از قضیه نقطه میانی، انتگرال خطی با یک مجموع جایگزین می‌شود.

$$\frac{dU_i}{dt} = -\frac{1}{A_i} \sum_{j=1}^3 E^* \cdot n_{ij} \Delta L_{ij} + S_i \quad (7)$$

که i ضلع j ام از مثلث Δ را نشان می‌دهد و ΔL_{ij} طول ضلع j ام و E^* شار عددی مار از هر ضلع است که براساس روش‌های دقیق یا تقریبی حل مسئله ریمان محاسبه می‌شود. در مدل حاضر از روش حل تقریبی ریمان به نام HLL برای محاسبه شار عمودی عبوری از وجه سلول محاسباتی از رابطه ۸ استفاده می‌شود.

$$E^* \cdot n = \begin{cases} (E_L)_{ij} \cdot n & \text{if } S_L \geq 0 \\ \frac{S_R(E_L)_{ij} \cdot n - S_L(E_R)_{ij} \cdot n + S_L S_R [(U_R)_{ij} - (U_L)_{ij}]}{S_L - S_R} & \text{if } S_L < 0 < S_R \\ (E_R)_{ij} \cdot n & \text{if } S_R \leq 0 \end{cases} \quad (8)$$

سرعت امواج وجود دارد. در این پژوهش از روش (تورو، ۱۹۹۲) استفاده شد.

هیدرواستاتیک و کم بودن شیب بستر به دست می‌آیند. معادلات آب کم‌عمق، حاصل یک دستگاه غیرخطی دو بعدی وابسته زمانی از نوع معادلات دیفرانسیل جزئی هذلولوی هستند. شکل برداری این معادلات به صورت زیر است (یون و کانگ، ۲۰۰۴):

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = S \quad (1)$$

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix}, F = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{gh^2}{2} \\ huv \end{pmatrix}, G = \begin{pmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix}, S = \text{sourceterms} \quad (2)$$

$$S = S_o + S_f = \begin{pmatrix} 0 \\ ghS_{ox} \\ ghS_{oy} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ -ghS_{fx} \\ -ghS_{fy} \end{pmatrix} \quad (3)$$

شیب‌های بستر در جهات x و y هستند و (S_{fx}, S_{fy}) شیب‌های اصطکاکی در جهات x و y ، h عمق آب، u مؤلفه افقی سرعت، v مؤلفه عمودی سرعت هستند که از رابطه ۴ محاسبه می‌شوند و n ضریب مانینگ است.

$$S_{fy} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{3/4}}, S_{fx} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{3/4}} \quad (4)$$

حل عددی معادلات

حال از معادلات حاکم بر روی سلول اختیاری Δ انتگرال‌گیری می‌شود (شکل ۲).

$$\int_{A_i} \frac{\partial U}{\partial t} dA + \int_{A_i} \nabla \cdot E dA = \int_{A_i} S dA \quad (5)$$

در این معادله $(U_R)_{ij}$ و $(U_L)_{ij}$ به ترتیب مقدار U در طرف راست و چپ هر ضلع سلول محاسباتی هستند. این مقادیر از بازسازی اطلاعات مرکز سلول و گرادیان سلولی برای نقطه مرکزی هر ضلع محاسبه می‌شوند. به همین ترتیب S_R و S_L نیز سرعت امواج در دو طرف هر ضلع است که باید محاسبه شوند. روش‌های متفاوتی برای محاسبه

$$S_L = \begin{cases} \min(q_L \cdot \mathbf{n} - \sqrt{gh_L}, u^* - \sqrt{gh^*}) & \text{اگر هر دو طرف خیس است} \\ q_L \cdot \mathbf{n} - \sqrt{gh_L} & \text{اگر طرف راست خشک است} \\ q_R \cdot \mathbf{n} - 2\sqrt{gh_R} & \text{اگر طرف چپ خشک است} \end{cases}$$

$$S_R = \begin{cases} \min(q_R \cdot \mathbf{n} - \sqrt{gh_R}, u^* - \sqrt{gh^*}) & \text{اگر هر دو طرف خیس است} \\ q_L \cdot \mathbf{n} + 2\sqrt{gh_L} & \text{اگر طرف راست خشک است} \\ q_R \cdot \mathbf{n} + \sqrt{gh_R} & \text{اگر طرف چپ خشک است} \end{cases} \quad (9)$$

$$\nabla U_A^{\text{mod}} = \frac{1}{2}(\nabla U_A + W_B \nabla U_B + W_C \nabla U_C + W_D \nabla U_D) \quad (13)$$

$$W_B = \frac{r_{AC} \cdot r_{CD}}{r_{BC} \cdot r_{CD}}, W_C = \frac{r_{AD} \cdot r_{DB}}{r_{BC} \cdot r_{CD}}, W_D = \frac{r_{AB} \cdot r_{BC}}{r_{BC} \cdot r_{CD}} \quad (14)$$

که در آن $\nabla U_{B,C,D}$ به ترتیب بردارهای گرادیان سلول‌های B, C, D هستند که براساس قضیه گوس محاسبه می‌شود و بردارهای r بردارهای فاصله‌ای هستند که از مرکز سلول A به مرکز سلول‌های مجاور وصل می‌شوند. پس از محاسبه گرادیان‌های سلولی و تصحیح آن‌ها با اعمال میانگین وزنی، برای جلوگیری از ایجاد نوسانات کاذب و پخشیدگی اطراف ناپیوستگی‌ها و همچنین تضمین حفظ یکنواختی جواب باید از توابع محدودکننده شیب به صورت معادله ۱۵ استفاده شود تا در صورت نیاز از مقدار گرادیان‌های محاسبه شده کاسته شود.

$$U(x, y) = U_i + \phi \nabla U_i \cdot \mathbf{r} \quad (15)$$

که در آن ϕ یک محدودکننده اختیاری است. این روش در نهایت باعث یک روش با دقت مرتبه دوم مکانی می‌شود. اگر ϕ برابر صفر قرار داده شود در این صورت روش حاصل دارای دقت مرتبه اول خواهد بود. برای محاسبه ϕ ، بارس و یسپرسن (۱۹۸۹) تابع محدود کننده‌ای به صورت معادله‌های ۱۶ تا ۱۹ تعریف کردند.

$$\phi = \min(\phi_j), j = k(i) \quad (16)$$

$$\phi_j(r_j) = \max[\min(\beta r_j, 1), \min(r_j, \beta)] \quad (17)$$

$$r_j(Q_j) = \begin{cases} \frac{Q_0^{\max} - Q_0}{Q_j - Q_0} & \text{if } Q_j - Q_0 > 0 \\ \frac{Q_0^{\min} - Q_0}{Q_j - Q_0} & \text{if } Q_j - Q_0 < 0 \\ 1 & \text{if } Q_j - Q_0 = 0 \end{cases} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} Q_0^{\min} &= \min(Q_0, Q_{\text{neighbour}}) \\ Q_0^{\max} &= \max(Q_0, Q_{\text{neighbour}}) \end{aligned} \quad (19)$$

$$u^* = \frac{1}{2}(q_L + q_R) \cdot \mathbf{n} + \sqrt{gh_L} - \sqrt{gh_R}$$

$$\sqrt{gh^*} = \frac{1}{2}(\sqrt{gh_L} - \sqrt{gh_R}) + \frac{1}{4}(q_L + q_R) \cdot \mathbf{n} \quad (10)$$

$$\mathbf{q} = [u, v]^T$$

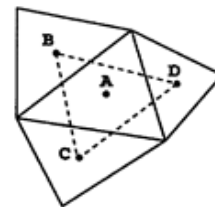
حال برای بازسازی U_L و U_R از یک روش Upwind به صورت معادله ۱۱ استفاده می‌شود. برای سلول V_i به مرکز i بازسازی یک متغیر اسکالر مانند U به صورت معادله ۱۱ انجام می‌شود.

$$U(x, y) = U_i + \nabla U_i \cdot \mathbf{r} \quad (11)$$

که در آن r برداری است از مرکز سلول به هر نقطه (x, y) در داخل سلول و ∇U_i بردار گرادیان مرکز سلول است. با استفاده از قضیه گوس، با انتگرال‌گیری روی منحنی بسته مرز سلول Ω این بردار گرادیان به صورت معادله ۱۲ محاسبه می‌شود.

$$U_i = \frac{1}{\Omega} \oint_{\partial\Omega} U \cdot \mathbf{n} d\Omega \quad (12)$$

که Ω مساحت سطح انتگرال‌گیری و $\delta\Omega$ مسیر انتگرال‌گیری است. یک مسیر ساده برای انتگرال‌گیری، مطابق شکل ۳، مسیری است که مراکز سه سلول همسایه سلول مورد نظر را به هم وصل می‌کند.



شکل ۳- مسیر انتگرال‌گیری برای ∇U_A را نشان می‌دهد (ونگ و لیو، ۲۰۰۰)

برای تعیین دقیق‌تر گرادیان باید پس از محاسبه گرادیان مرکزی سلول‌ها، گرادیان هرسلول با استفاده از میانگین وزنی معادله ۱۳ اصلاح شود (بروفا و همکاران، ۲۰۰۴).

$$U^{(2)} = \frac{3}{4}U^n + \frac{1}{4}U^{(1)} + \frac{1}{4}\Delta t L(U^{(1)}) \quad (*)$$

$$U^{(n+1)} = \frac{1}{3}U^n + \frac{2}{3}U^{(2)} + \frac{2}{3}\Delta t L(U^{(2)}) \quad (*)$$

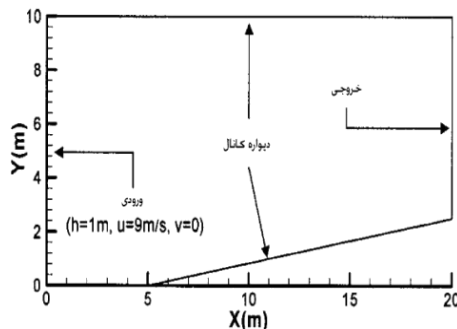
تأثیر معادلات ۲۲ به مرتبه ۳ زمانی معروف است و با حذف معادلات ستاره مرتبه اول زمانی شکل می‌گیرد.

صحت‌سنجی

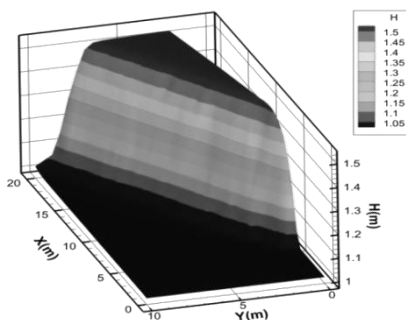
پس از تدوین مدل باید از صحت عملکرد مدل اطمینان حاصل کرد. بدین منظور از دو مثال استاندارد استفاده شد. مثال اول جهش هیدرولیکی مایل است که حل تحلیل آن موجود است و مثال دوم مقایسه با نتایج مدل آزمایشگاهی است.

جهش هیدرولیکی مایل

در این مثال (شکل ۴) جریان فوق‌بحرانی وارد کانال با مقطع مستطیلی شده و پس از برخورد با دیواره‌ای که فقط ۸/۹۵ درجه تغییر دارد، منحرف شده، عمق آب به طور ناگهانی افزایش یافته و جهش هیدرولیکی مایل تشکیل می‌شود (شکل ۵). جدول ۱ هماهنگی مناسب بین نتایج حل تحلیل و عددی را نشان می‌دهد.



شکل ۴- هندسه مسئله



شکل ۵- نتیجه مدل‌سازی عددی جهش هیدرولیکی مایل

که در این رابطه‌ها Q_i مقدار محدود نشده متغیر در وسط ضلع سلول براساس اطلاعات بازسازی شده سلول مجاور، Q_0 مقدار مرکزی سلول و $j=K(i)$ شماره ضلع سلول محاسباتی است که در این‌جا عبارت است از: $j=1,2,3$. پارامتر β در معادله می‌تواند مقداری بین یک تا دو داشته باشد. در حالت خاص اگر $\beta=1$ محدودکننده از نوع minmod و اگر $\beta=2$ باشد محدودکننده از نوع Superbee خواهد بود. در این پژوهش محدودکننده از نوع minmod انتخاب شد. لازم به توضیح است چنانچه فقط معادلات ۱۱ تا ۱۵ در محاسبات اعمال شوند، مدل حاصل، دارای دقت مرتبه دوم مکانی خواهد بود. لیکن با توجه به مزیت‌های استفاده از محدودکننده‌های شیب که باعث تجمع مزایای مدل‌های مرتبه اول و دوم می‌شوند، با استفاده از رابطه‌های ارائه شده ۱۶ تا ۱۹ و اعمال محدودکننده شیب، مدل توسعه داده شده جز دسته روش‌های با دقت تفکیک بالا به حساب خواهد آمد. از جمله مزایای دیگر محدودکننده‌ای که در این پژوهش استفاده شده، می‌توان به فراهم‌آوری امکان استفاده از یک طیف محدودکننده به جای استفاده تنها از یک نوع اشاره کرد. به این ترتیب که با تغییر ضریب β بین محدوده ذکر شده، امکان استفاده از طیفی از محدودکننده‌ها فراهم می‌آید.

چنانچه جمله‌های اصطکاکی به‌صورت صریح گسسته شوند، عمق کم جریان ممکن است باعث ناپایداری مدل شود. پس با استفاده از روش عملگر تجزیه، جمله‌های اصطکاکی به طور کامل غیرصریح گسسته‌سازی می‌شوند. معادله ۷ به دو معادله زیر تجزیه می‌شود.

$$\frac{dU_i}{dt} = S_{f,i} \quad (20)$$

$$\frac{dU_i}{dt} = -\frac{1}{A_i} \sum_{j=1}^3 E^*_{ij} \cdot n_{ij} \Delta L_{ij} + S_{oi} \quad (21)$$

ابتدا معادله ۲۰ به طور کامل غیرصریح حل شده و از نتایج آن به‌عنوان شرایط اولیه معادله ۲۱ استفاده می‌شود. معادله ۲۱ نیز با استفاده از گسسته‌سازی زمانی Runge-Kutta مرتبه سوم زمانی معادله ۲۲ حل می‌شود. معادله ۲۲ به دلیل استفاده از روش صریح، گام‌های زمانی باید به شرط Courant-Friedrichs Lewy (CFL) محدود شود.

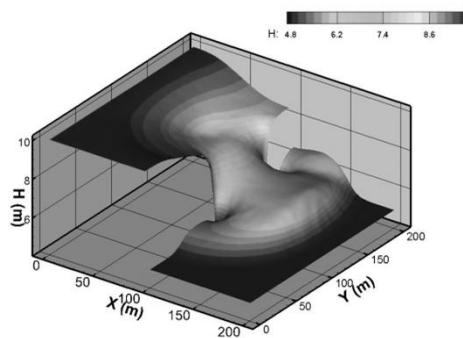
$$U^{(1)} = U^n + \Delta t L(U^{(1)}) \quad (22)$$

جدول ۱- مقایسه نتایج حل عددی و تحلیلی

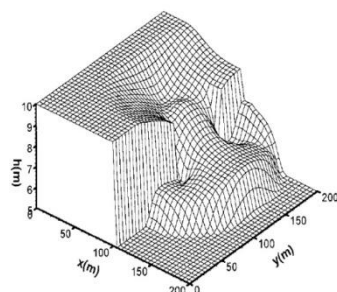
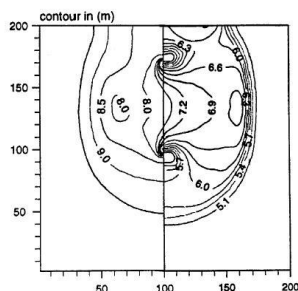
درصد خطا (علی پرست، ۱۳۸۵)	درصد خطا (مدل ارائه شده)	حل عددی (علی پرست، ۱۳۸۵)	حل عددی (مدل ارائه شده)	حل تحلیلی
۳	۲/۶	۲۹/۱۰	۲۹/۲۰	۳۰ زاویه انحراف (درجه)
۳/۸	۱/۹۳	۱/۴۹	۱/۵۲	۱/۵۵ عمق (متر)

شکست سد

برای نشان دادن برخی از قابلیت های مدل توسعه داده شده در این پژوهش، دو مثال شکست سد که در چندین مقاله به آن پرداخته شده، بررسی می شود (آناستاسیا و چان، ۱۹۹۷؛ ونگ و لیو، ۲۰۰۰ و ژاوو و همکاران، ۱۹۹۶). دامنه حل مسئله اول به ابعاد $200m \times 200m$ است. بر طبق شکل ۶، عرض دهانه خروجی ۷۵ متر است.

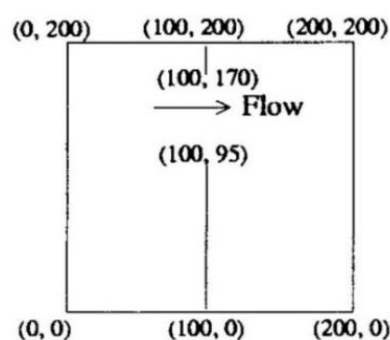


ادامه شکل ۷-



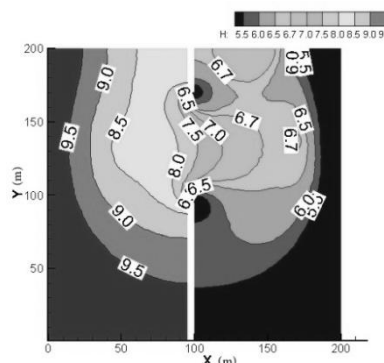
شکل ۸- ارتفاع آب در ۷/۲ ثانیه پس از شکست سد (ونگ و لیو، ۲۰۰۰)

دامنه حل مسئله دوم به ابعاد $300m \times 500m$ است (شکل ۹). در لحظه شکست دهانه ۷۰ متری ناگهانی باز می شود. در فاصله ۱۲۵ متری از دهانه، ستونی به ابعاد $40m \times 50m$ که از ساحل راست ۱۴۰ متر و از ساحل چپ ۱۱۰ متر فاصله دارد، قرار گرفته است. ارتفاع آب در بالادست ۱۰ متر و در پایین دست ۲ متر است. شکل ۱۰ نمایی از شبکه محاسباتی را نشان می دهد.

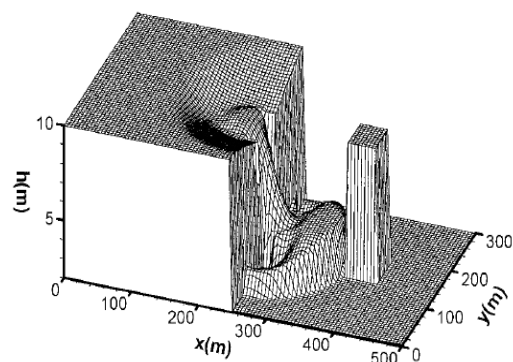


شکل ۶- پلان مسئله

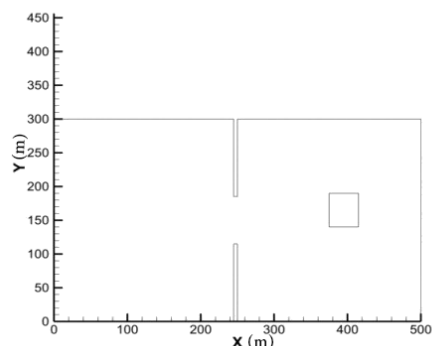
ارتفاع آب در بالا دست ۱۰ متر و در پایین دست ۵ متر است. در لحظه شکست، دهانه ۷۵ متری به طور ناگهانی باز می شود. شکل ۷ رقوم سطح آب در زمان ۷/۲ ثانیه پس از شکست سد با استفاده از مدلی که در این پژوهش معرفی شد و شکل ۸ رقوم سطح آب در زمان ۷/۲ ثانیه پس از شکست سد در مثال استاندارد که مبتنی بر روش HLL-MUSCL است.



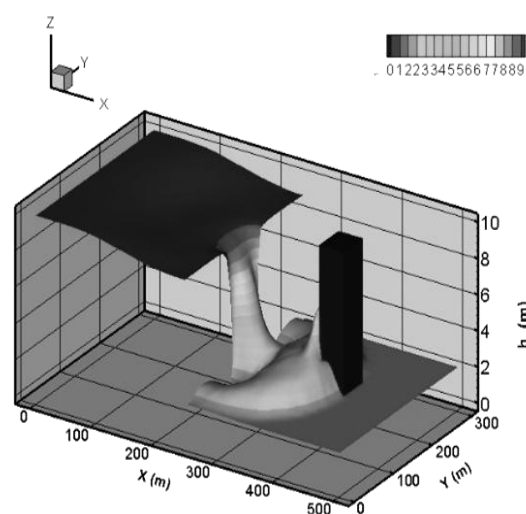
شکل ۷- ارتفاع آب در ۷/۲ ثانیه پس از شکست سد (مدل عددی)



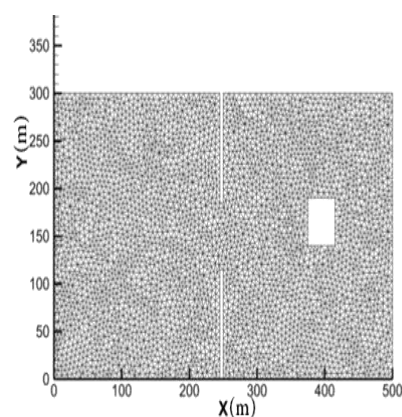
شکل ۱۲- ارتفاع آب در ۱۲ ثانیه پس از شکست سد (وینگ و لیو، ۲۰۰۰)



شکل ۹- پلان مسئله

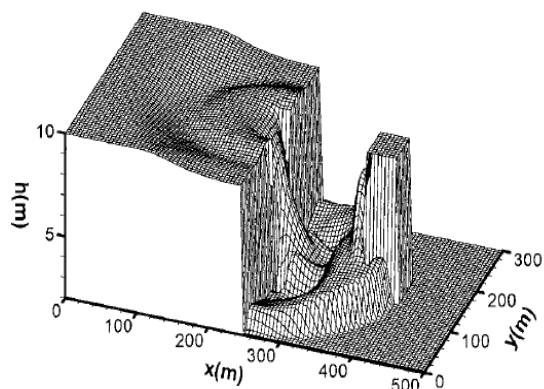


شکل ۱۳- ارتفاع آب در ۱۸ ثانیه پس از شکست سد (مدل عددی)

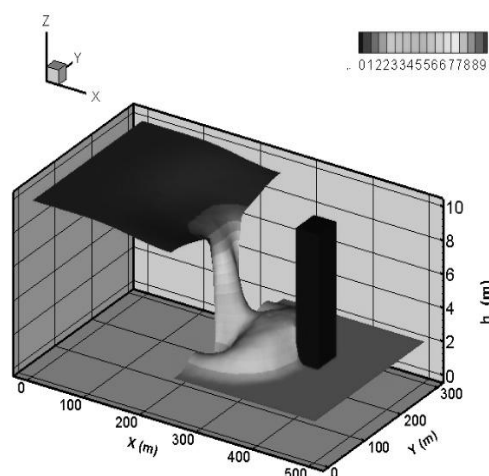


شکل ۱۰- نمایی از شبکه محاسباتی

در شکل‌های ۱۱ تا ۱۶ در زمان‌های ۱۲، ۱۸، ۳۲ ثانیه بعد از شکست سد، نتایج مدل عددی به کار رفته در این پژوهش با مثال استاندارد مبتنی بر روش TVD مقایسه شد که با مقایسه نتایج، هماهنگی مناسبی بین نتایج مدل با مثال استاندارد مشاهده شد که نشان از درستی عملکرد مدل است.



شکل ۱۴- ارتفاع آب در ۱۸ ثانیه پس از شکست سد (وینگ و لیو، ۲۰۰۰)



شکل ۱۱- ارتفاع آب در ۱۲ ثانیه پس از شکست سد (مدل عددی)

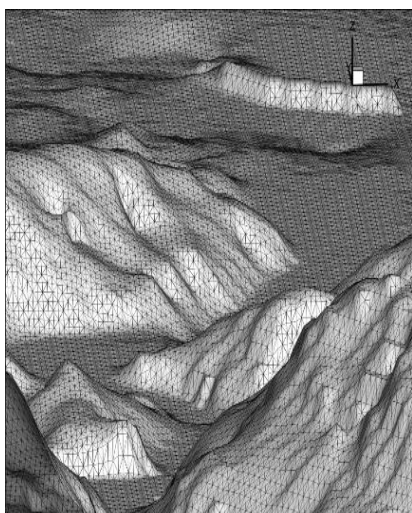
دلیل‌های وجود خطا در مسائل بالا می‌تواند ناشی از تفاوت در دسته روش‌های HLL، ریز یا درشت بودن سلول‌های شبکه و همچنین تفاوت در مراتب مکانی و زمانی باشد. جدول ۲ میزان خطا مدل نسبت به مثال استاندارد را نشان

کاربرد در مسائل واقعی

پس از اطمینان از درستی عملکرد مدل توسعه داده شده، در عمل برای مدل سازی شکست سد و برای بررسی آثار شکست بند دره از این مدل استفاده شد. بند دره در استان خراسان جنوبی و در پنج کیلومتری از شهرستان بیرجند قرار دارد. ابتدا از روی نقشه برداری توپوگرافی ۱:۲۵۰۰۰ رقوم منطقه، نقشه نقطه ای با تعداد ۳۵۰۰ نقطه تهیه شد، سپس نقشه به دست آمده وارد نرم افزار Triangle شد و شبکه مثلثی شکل گرفت در نهایت خروجی نرم افزار Triangle که شامل تعداد گره ها، المان ها و همسایه های هر المان است به عنوان ورودی به مدل معرفی شد. شکل ۱۷ نمایی از شبکه محاسباتی تهیه شده را نشان می دهد.

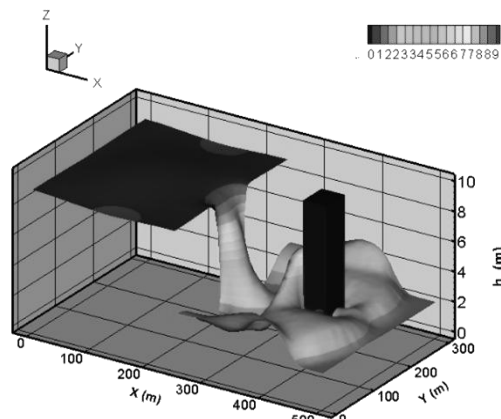
در پایین دست سد، چهار نقطه که مهم و حساس است انتخاب و هیدروگراف سیل ناشی از شکست سد در این نقاط با کمک مدل نوشته شده برآورد می شود (شکل ۱۸). شکل ۱۹ تا ۲۲ هیدروگراف های استخراجی از مدل در نقطه های G1 تا G4 نشان می دهد.

شکل های ۲۰ و ۲۱ نشان می دهد که در دو مرحله بخش های از جاده منتهی به بند در زمان های ۲۵ ثانیه و ۵۰ ثانیه بعد از شکست بند دچار آبگرفتگی می شود که می تواند خساراتی را به جاده وارد کند که نقشه آبگرفتگی مسیر در شکل های ۲۳ و ۲۴ ارائه شده است.

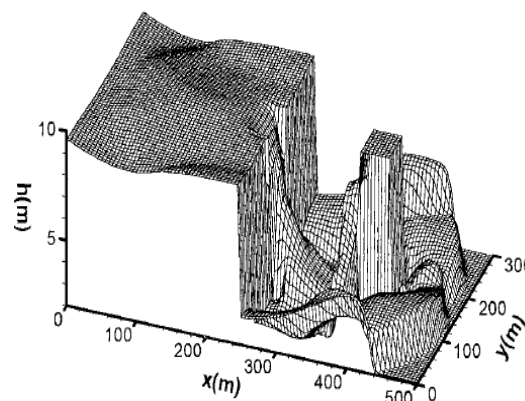


شکل ۱۷- نمایی از شبکه محاسباتی

می دهد. شکل های بالا نشان می دهد که میزان خطا در مدل ارائه شده در این پژوهش با مثال استاندارد تفاوتی چندانی نداشته است که حاکی از کارایی بسیار خوب مدل در شبیه سازی شکست سد است.



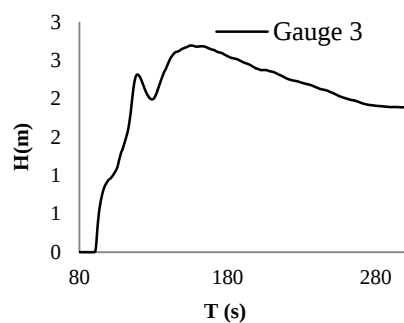
شکل ۱۵- ارتفاع آب در ۳۲ ثانیه پس از شکست سد (مدل عددی)



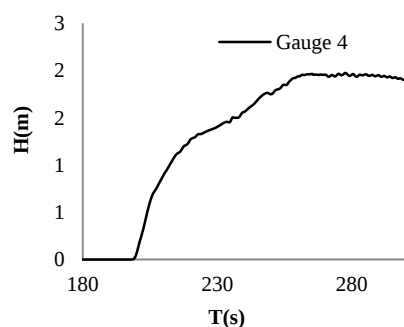
شکل ۱۶- ارتفاع آب در ۳۲ ثانیه پس از شکست سد (ونگ و لیو، ۲۰۰۰)

جدول ۲- مقایسه نتایج مدل ارائه شده مثال استاندارد

	نقاط	ارتفاع آب به متر				
		۱	۲	۳	۴	۵
ثانیه ۱۲	مدل عددی	۸/۸	۷/۹	۴/۵	۴/۱	۴/۱
	مثال استاندارد	۹	۸/۱	۴/۶	۴/۲	۴/۳
	در صد خطا	۲/۵	۲/۲	۱/۳	۲/۱	۳/۹
ثانیه ۱۸	مدل عددی	۸/۲	۶/۶	۳/۳	۳/۵	۶/۵
	مثال استاندارد	۸/۴	۶/۸	۳/۴	۳/۷	۶/۸
	درصد خطا	۲/۲	۲/۴	۲/۱	۴/۷	۴/۹
ثانیه ۳۲	مدل عددی	۷/۸	۶/۴	۳/۲	۲	۶/۱
	مثال استاندارد	۸	۶/۶	۳/۳	۲/۲	۶/۳
	درصد خطا	۲	۲/۳	۲/۱	۲/۹	۲/۴



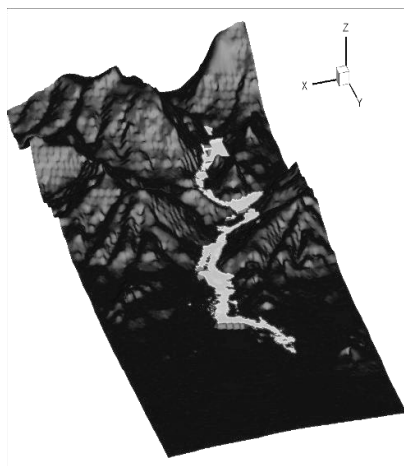
شکل ۲۱- هیدروگراف در نقطه G3



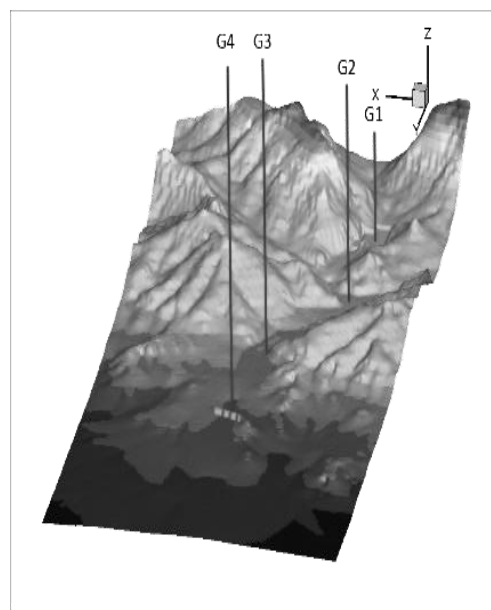
شکل ۲۲- هیدروگراف در نقطه G4



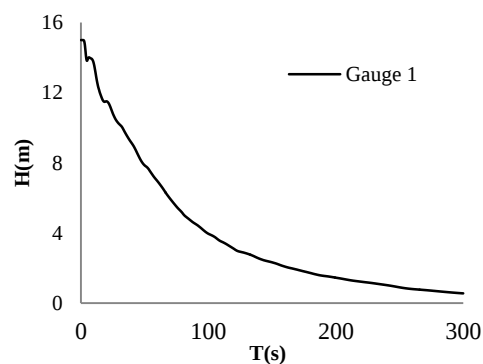
شکل ۲۳- نقشه آبرفتگی بر روی تصویر ماهواره‌ای



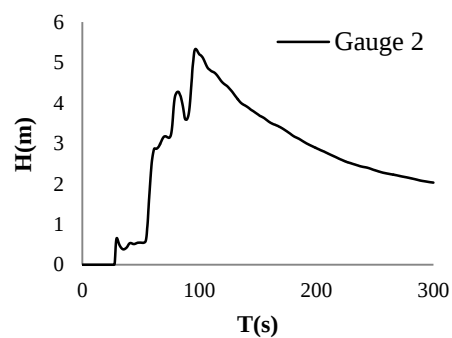
شکل ۲۴- نقشه آبرفتگی در تک پلات



شکل ۱۸- محل نقاط پایین دست سد



شکل ۱۹- هیدروگراف در نقطه G1



شکل ۲۰- هیدروگراف در نقطه G2

نتیجه‌گیری

در این پژوهش مدلی دو بعدی برای شبیه‌سازی شکست سد در بستر خشک و تر توسعه داده شد و ناپیوستگی‌های موجود در آن با روش حجم محدود به مرکزیت سلول مرتبه دوم Upwind مدل شد. برای کاهش تعداد المان‌ها و نیز مدل‌سازی هندسه‌های پیچیده، شبکه بی‌سازمان مثلثی پیشنهاد شد. توسعه مدل برای حل معادلات آب کم‌عمق براساس مرتبه دوم مکانی و نیز برای گسسته‌سازی زمانی معادلات از مرتبه سوم زمانی Runge-Kutta استفاده شد. این امر موجب افزایش دقت مدل و جلوگیری از نوسانات کاذب شد. مقایسه مدل توسعه داده شده با مثال‌های استاندارد مشخص شد که درصد خطا کم با میانگین ۲/۶ درصد بود، که نشان از کارایی مناسب مدل برای شبیه‌سازی شکست سد است. پس مدل ارائه شده در خصوص شبیه‌سازی شکست سدها و دست‌یابی به نتایج خوب برای عملیاتی کردن برنامه‌های شرایط ضروری عمل و هشدار سیل کارایی خوبی می‌تواند داشته باشد.

منابع

- تهران: انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران). ۲۰۰ ص.
- Anastasiou K. and Chan C. T. 1997. Solution of the 2D shallow water equations using the finite volume method on unstructured triangular meshes. *International Journal of Numerical Methods in Fluids*, 24(11):1225-1245.
 - Beffa C. and Connell R. J. 2001. Two-dimensional flood plain flow. I: Model description. *Journal of Hydrologic Engineering*, 6(5):397-405.
 - Begnudelli L. and Sanders B. F. 2006. Unstructured grid finite volume algorithm for shallow-water flow and scalar transport with wetting and drying. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(4):371-384.
 - Brufau P. Garcia-Navarro P. and Vázquez-Cendón M. E. 2004. Zero mass error using unsteady wetting-drying conditions in shallow flows over dry irregular topography. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 45(10):1047-1082.
 - Barth T. J. and Jespersen D. C. 1989. The design and application of upwind schemes on unstructured meshes. 27th AIAA Aerospace Sciences Meeting and Exhibit, Reno NV USA. 356-366.
 - Toro F. E. 1992. Shock-capturing methods for free-surface shallow flows. John Wiley & Sons. Chichester, England. 220 p.
 - Wang J. W. and Liu R. X. 2000. A comparative study of finite volume methods on unstructured meshes for simulation of 2D shallow water wave problems. *Journal Mathematics and Computers in Simulation archive*, 53(3):171-184.
 - Yoon T. H. and Kang S. K. 2004. Finite volume model for two dimensional shallow water flows on unstructured grids. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(7):678-688.
 - Zhao D. H. Shen H. W. Lai J. S. and Tabious G. Q. 1996. Approximate Riemann solvers in FVM for 2D hydraulic shock wave modeling. *ASCE. Journal of Hydraulic Engineering*, 122(12):692-702.

- اکبرپور ا. کبارفرد م. و علی‌پرست م. ۱۳۹۰. مدل‌های عددی با تفکیک بالا در روندیابی سیل ناشی از شکست سد به کمک روش حجم محدود با استفاده از شبکه بی‌سازمان مثلثاتی. مجموعه مقالات اولین کنفرانس بین‌المللی سد و نیروگاه‌های برق آبی. ۱۱۰-۱۱۸.
- علی‌پرست م. ۱۳۸۵. توسعه مدل دو بعدی در پلان برای مدل‌سازی شکست سد. مجموعه مقالات هفتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران. ۱۲۵-۱۳۴.
- علی‌پرست م. ۱۳۸۳. مدل سازی فیزیکی و عددی جریان و انتقال رسوب در سدهای انحرافی. پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر تهران. ایران. ۱۲۵ ص.
- نوروزی س. کلاهدوزان م. و زراتی ا. ۱۳۸۵. بررسی میزان تبادل رسوب بستر و جریان با استفاده از مدل عددی دو بعدی آب‌های کم‌عمق. مجموعه مقالات هفتمین سمینار بین‌المللی مهندسی رودخانه. ۲۳۹-۲۴۷.
- هادیان م. و زراتی ا. ۱۳۸۸. مدل عددی آب‌های کم‌عمق و کاربرد آن در مهندسی رودخانه و سواحل.