

# توسعه مدل ریاضی روندیابی موج سیل ناشی از شکست سد

## برای کانال های با مقطع ذوزنقه ای

احمد طاهر شمسی<sup>i</sup>; ندا یعقوبیان<sup>ii</sup>; اتابک فیضی خانکندی<sup>iii</sup>

### چکیده

سدهای بزرگ معمولاً برای اهداف متعددی طراحی و ساخته می‌شوند. از طرفی این سدها می‌توانند به دلایل مختلفی شکسته شوند لذا بررسی هیدروگراف سیل حاصله و تخمین دقیق پارامترهای موثر بر استهلاك موج سیل ناشی از فروپاشی سد در طول رودخانه در پائین دست رودخانه ضروری است. در این تحقیق یک مدل تحلیلی جامع برای مقاطع ذوزنقه توسعه یافته است که مقاطع مستطیلی و مثلثی را نیز در بر میگیرد. برای توسعه مدل پارامترهای هندسی مقطع ذوزنقه در معادلات حاکم (سنت و نان) منظور شده و نهایتاً معادلات حاکم خطی گردیده و حل خطی آن‌ها بدست آمده است. نتیجتاً "ضریب استهلاك موج حاصله برای موج سیل تابعی از شیب کناره نیز می‌باشد در حالی که در مقاطع مستطیلی این ضریب تنها تابعی از عدد فرود، تناوب موج بدون بعد و عدد موج بدون بود. در این مدل اگر  $Z=0$  شود (شیب کناره قائم) برای مقطع مستطیلی صادق است و اگر  $b$  عرض کف کانال مساوی صفر باشد ضریب مربوط به مقطع مثلثی خواهد بود. برای تایید صحت عملکرد مدل، نتایج حاصل از مدل با نتایج حاصل از یک مدل عددی مورد مقایسه قرار گرفت. همچنین مشاهدات واقعی سیل ناشی از شکست سد لورلران و همچنین با نتایج حاصل از مدل عددی Chen و Armbruster برای همین سد مورد مقایسه قرار گرفت. این مقایسه‌ها نشان می‌دهد که مدل حاضر برای روندیابی موج سیل ناشی از شکست سد دارای دقت قابل قبولی است.

**کلمات کلیدی:** شکست سد، مقطع ذوزنقه‌ای، شیب کناره مقطع، ضریب استهلاك موج

تاریخ پذیرش مقاله: ۸۹/۲/۱۵

تاریخ دریافت مقاله: ۸۸/۱۲/۱۰

<sup>i</sup> دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیر کبیر، تهران: tshamsi@aut.ac.ir

<sup>ii</sup> دانش آموخته دوره کارشناسی ارشد مهندسی عمران- آب، دانشگاه صنعتی امیر کبیر، تهران.

<sup>iii</sup> دانشجوی دکتری مهندسی عمران- آب، دانشگاه صنعتی امیر کبیر، تهران

### ۱- مقدمه

برخوردار است. برای مدیریت ایمنی مسایل مربوط به شکست سدها، تخمین دقیق پارامترهای موثر بر استهلاك امواج ناشی از فروپاشی سدها و روندیابی سیلاب آنها ضروری می‌باشد. اطلاع قبلی از چگونگی سیلاب حاصل از شکست سد می‌تواند نواحی دره پایین دست را که در معرض خطر سیلاب قرار دارند مشخص کند و به آماده‌سازی موسسات مسئول قبل از وقوع این فاجعه کمک نماید.

احداث سد فوائد زیادی برای جامعه بشری دارد، اما سیلاب ناشی از شکست سدهای بزرگ همراه باخرابی و مصیبت‌بار همراست. مطالعات شکست سد و روندیابی سیلاب ناشی از آن برای تعیین مناطق بحرانی در پایین دست سد در تحقیقات دانشگاهی، برنامه‌ریزی های دولتی و سرمایه‌گذاری در پایاب سدها از اهمیت زیادی

## ۲- بسط مدل

معادلات حاکم بر جریان غیر دائم یک بعدی در مجاری منشوری باز عبارتند از [۴، ۵]:

معادله پیوستگی

$$A \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial A}{\partial x} + T \frac{\partial d}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

و معادله مومنوم

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial d}{\partial x} + S_f - S_0 = 0 \quad (2)$$

که در آنها  $u$  سرعت متوسط،  $A$  سطح مقطع جریان،  $T$  عرض سطح جریان،  $d$  عمق جریان،  $g$  شتاب ثقل،  $S_f$  شیب اصطکاکی،  $S_0$  شیب بستر،  $x$  مکان و  $t$  زمان می باشد. در روش معمول محاسبات پایداری، معادلات (۱) و (۲) باید جریان دارای اختلال (perturbation) را که در آن  $u = u_0 + u'$ ،  $d = d_0 + d'$  و  $\tau = \tau_0 + \tau'$  می باشد، همانند جریان بدون اختلال  $u = u_0$  و  $d = d_0$  و  $\tau = \tau_0$  ارضا کنند. عبارات  $u'$ ،  $d'$  و  $\tau'$  بیان کننده یک اختلال کوچک در جریان یکنواخت دائم است. بنابراین به منظور پایداری خطی تمام عبارات درجه دوم در مولفه های نوسانی در مقایسه با یک اندازه قابل استدلال، قابل حذف می باشند [۶]. جایگزینی متغیرهای نوسانی در (۱)، (۲) بعد از خطی کردن (یعنی حذف عبارات مرتبه دوم و بالاتر) و با توجه به نوزنقه ای شکل بودن سطح مقطع جریان و فرمولهای (۳) و (۴) معادلات (۵) و (۶) را می دهد.

$$A = (B_w + zd)d \quad (3)$$

$$T = (B_w + 2zd) \quad (4)$$

$$A_0 \frac{\partial u'}{\partial x} + u_0 T_0 \frac{\partial d'}{\partial x} + T_0 \frac{\partial d'}{\partial t} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u'}{\partial t} + \frac{u_0}{g} \frac{\partial u'}{\partial x} + \frac{\partial d'}{\partial x} + S_0 \left( \frac{\tau'}{\tau_0} - \frac{d'}{d_0} \right) = 0 \quad (6)$$

که در آن  $S_0 = \tau_0 / \gamma d_0$  است. به منظور ساده سازی با استفاده از رابطه  $\tau = \frac{1}{8} \rho f u^2$  که در آن  $f$  ضریب دارسی-وایسباخ و  $\rho$  جرم مخصوص آب است، معادله

برای جابجایی و انتشار موج سیل (روندیابی) معمولاً از محاسبات یک بعدی به صورت مدل تحلیلی و اغلب به صورت مدل های عددی یک بعدی و شبه دو بعدی استفاده می شود [۱]. محاسبات تحلیلی و کامل و دقیق مربوط به چگونگی و نحوه انتشار امواج سیل از طریق حل معادلات سنت و نان بدست می آید [۲]، اما در بعضی موارد از معادلات ساده شده ای نظیر موج سینماتیک استفاده می شود و گاهی این تحلیل ها به صورت نمودارهای بی بعد ارائه شده و برای حل مسائل پیشنهاد شده اند [۲، ۳]. در موارد ساده، مثلاً "روندیابی هیدروگراف سیل از یک سد کوچک در یک دره مشخص بدون وجود منطقه مسکونی در پایین دست، توصیه می شود که از روشهای با فرضیات ساده کننده و کم هزینه استفاده شود. گزارشات نشان می دهند که روشهای ساده در این موارد تاکنون نتایج معتبری داشته اند. و این در حالی است که استفاده از روشهای ساده شده در موارد پیچیده و برای اهداف مهندسی به اندازه کافی مناسب نیستند و استفاده از مدلهایی که به حل نسبتاً کامل معادلات سنت و نان می انجامد باید استفاده کرد [۱].

## ۱-۱- پیش زمینه های تئوری

Simons و Ponce (۱۹۷۷) یک مدل ریاضی برای انتشار موج در مجاری باز بر اساس فرم خطی شده معادلات سنت و نان ارائه دادند که منجر به یک سیستم از معادلات خطی همگن می شود. این حل خطی مبنا و شروع این تحقیق بوده است.

Ponce و همکاران در سال (۲۰۰۳) مدل ریاضی استهلاک موج سیل در رودخانه های مستطیلی و عریض را بر اساس تحلیل ارائه شده توسط Ponce و Simons (۱۹۷۷) توسعه دادند. برای مطالعه حساسیت موجهای سیل ناشی از شکست سد به محدوده مشخصی از هیدروگرافهای جریان خروجی از شکستگی در مجاری با مقطع مستطیل به کار بردند. تحقیق حاضر با استفاده از قانون نمایی استهلاک موج سیل و منظور کردن مشخصات مقطع نوزنقه از جمله شیب کناره مقطع، فرم کلی معادله استهلاک موج در این مجاری توسعه یافت.

(۶) را می‌توان چنین نوشت [۷،۶]:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u'}{\partial t} + \frac{u_0}{g} \frac{\partial u'}{\partial x} + \frac{\partial d'}{\partial x} + S_0 \left( 2 \frac{u'}{u_0} - \frac{d'}{d_0} \right) = 0 \quad (۷)$$

حل (۷) و (۵) برای یک اختلال کوچک طبق قضایای زیر که دارای معادلاتی نمائی هستند، ارائه می‌شود [۷،۶]:

$$\frac{u'}{u_0} = \hat{u} \exp[i(\hat{\sigma}\hat{x} - \hat{\beta}\hat{t})] \quad (۸)$$

$$\frac{d'}{d_0} = \hat{d} \exp[i(\hat{\sigma}\hat{x} - \hat{\beta}\hat{t})] \quad (۹)$$

که در آنها  $u'$  و  $d'$  یک اختلال کوچک وارد بر  $u_0$  و  $d_0$  می‌باشند،  $\hat{u}$  و  $\hat{d}$  توابع نوسانی بدون بعد سرعت و عمق،  $\hat{\sigma}$  یک عدد موج بدون بعد،  $\hat{\beta}$  ضریب انتشار بدون بعد مختلط و  $i = \sqrt{-1}$  و

$$c = \frac{L}{T_t} \quad (۱۰)$$

$$\hat{\sigma} = \left( \frac{2\pi}{L} \right) L_0 \quad (۱۱)$$

$$L_0 = \frac{d_0}{S_0} \quad (۱۲)$$

$$\hat{x} = \frac{x}{L_0} \quad (۱۳)$$

$$\hat{t} = \frac{t u_0}{L_0} \quad (۱۴)$$

که  $c$  سرعت موج،  $L$  طول موج آشفتگی،  $T_t$  دوره آشفتگی،  $\hat{x}$  و  $\hat{t}$  مختصات مکان و زمان بی بعد و  $L_0$  طول افقی که در آن جریان یکنواخت دائم، به بلندای معادل عمق  $d_0$  می‌رسد [۷،۶]. جایگذاری (۸) و (۹) در (۷) و (۵) برای مقاطع نوزنقه‌ای به ترتیب چنین نتیجه می‌دهد:

$$(B_w + z d_0) \hat{u} \hat{\sigma} + (\hat{\sigma} - \hat{\beta}) T_0 \hat{d} = 0 \quad (۱۵)$$

$$\left[ 2 + i F_0^2 (\hat{\sigma} - \hat{\beta}) \right] \hat{u} + (i \hat{\sigma} - 1) \hat{d} = 0 \quad (۱۶)$$

که در آن  $D_0 = A_0 / T_0$  و  $F_0^2 = u_0^2 / g D_0$  می‌باشد که  $D_0$  عمق هیدرولیکی اولیه،  $A_0$  سطح مقطع اولیه

و  $T_0$  عرض سطح مقطع  $A_0$  تعریف می‌شوند.

معادلات (۱۵) و (۱۶) یک سیستم همگن از معادلات خطی را بر حسب مجهولات  $\hat{u}$  و  $\hat{d}$  تشکیل می‌دهند. برای حل غیر جزئی این سیستم، دترمینان ماتریس ضرایب این دو معادله باید برابر صفر گردد [۶] که حاصل آن برای مقطع نوزنقه چنین است:

$$T_0 F_0^2 \hat{\beta}^2 - 2 T_0 (\hat{\sigma} F_0^2 - i) \hat{\beta} - \left[ \hat{\sigma}^2 [(B_w + z d_0) - T_0 F_0^2] + i \hat{\sigma} [(B_w + z d_0) + 2 T_0] \right] = 0 \quad (۱۷)$$

معادله (۱۷) در واقع بیان کننده مدل موج دینامیک در مقاطع نوزنقه‌ای است، چنانچه  $z=0$  باشد مدل موج دینامیک در مقاطع مستطیلی به دست خواهد آمد:

$$F_0^2 \hat{\beta}^2 - 2 (\hat{\sigma} F_0^2 - i) \hat{\beta} - \left[ \hat{\sigma}^2 (1 - F_0^2) + 3 \hat{\sigma} i \right] = 0 \quad (۱۸)$$

و چنانچه  $B_w = 0$  باشد، مدل موج دینامیک در مقاطع مثلثی بدست می‌آید:

$$2 F_0^2 \hat{\beta}^2 - 4 (\hat{\sigma} F_0^2 - i) \hat{\beta} - \left[ \hat{\sigma}^2 (1 - 2 F_0^2) + 5 \hat{\sigma} i \right] = 0 \quad (۱۹)$$

معادلات (۱۷)، (۱۸) و (۱۹) از درجه دوم هستند، بنابراین دارای دو ریشه می‌باشند. این مسئله از نظر فیزیکی بدین معنا است که موجهای دینامیک در طول دو مسیر مشخص انتشار می‌یابند که می‌تواند به صورت: (۱) یکی بالادست و دیگری پایین دست، یا به صورت: (۲) هر دو پایین دست باشد [۶]. حل معادله (۱۷) برای موج اولیه در مقاطع نوزنقه‌ای به صورت زیر می‌باشد:

$$\hat{\beta} = \hat{\sigma} (1 - i \zeta) + \hat{\sigma} \left[ i \zeta \left( \frac{B_w + z d_0}{T_0} \right) + \left( \frac{B_w + z d_0}{T_0 F_0^2} - \zeta^2 \right)^{0.5} \right] \quad (۲۰)$$

که در آن  $\zeta$  عبارت است از [۷،۶]:

$$\zeta = \frac{1}{\hat{\sigma} F_0^2} \quad (۲۱)$$

به طور کلی  $\hat{\beta}$  یک عدد مختلط است، بنابراین دارای دو جزء موهومی  $\beta_I$  و حقیقی  $\beta_R$  می‌باشد:  $(\hat{\beta} = \beta_R + i \beta_I)$

در صورتی که  $t_0 = 0$  باشد،  $\hat{t} = t u_0 / L_0$  می‌شود، که در آن  $t = X/c$ ، که  $c$  برابر سرعت موج و  $X$  فاصله در طول رودخانه از محل شکست سد تا نقطه مورد نظر می‌باشد، در این صورت با فرض موج سینماتیک و با در نظر گرفتن فرمول  $Q_p / Q_{p0} = \exp(-\hat{\alpha} \hat{X})$  [۷]، ضریب استهلاک دبی  $\hat{\alpha}$  برابر خواهد بود با:

$$\hat{\alpha} = \frac{2\pi u_0^2}{\hat{t} C_k^2} \left[ \zeta - \left( \frac{C-A}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (29)$$

و با فرض موج دینامیک  $\hat{\alpha}$  برابر است با:

$$\hat{\alpha} = \frac{2\pi F_0^2}{\hat{t}} \left[ \zeta - \left( \frac{C-A}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (30)$$

و  $\hat{X} = \frac{X}{L_0}$ ، فاصله بدون بعد می‌باشد [۷].

همانطور که از روابط (۲۴)، (۲۵)، (۲۹) و (۳۰) برمی‌آید،  $\hat{\alpha}$ ، علاوه بر عدد فرود، عدد موج بدون بعد و تناوب موج بدون بعد که در تحقیقات گذشته بدست آمده بود، تابعی از مشخصات کانال از جمله شیب کناره مقطع نیز می‌باشد

### ۳- مطالعه موردی

به منظور بررسی صحت، اعتبار و کارایی مدل تحلیلی ارائه شده، ابتدا با استفاده از مدل توسعه یافته در این تحقیق، سیل ناشی از شکست سد Laurel Run Reservoir مدل‌سازی شده و سپس با اطلاعات مربوط به برداشتهای صحرائی و نتایج بدست آمده توسط Chen و Armbruster در یک مدل عددی برای همین سد، مقایسه گردیده است.

#### ۳-۱- سیل ناشی از شکست سد لورال ران

در ۱۹ و ۲۰ July سال ۱۹۷۷ طوفان شدیدی باعث ایجاد سیل عظیمی در بسیاری از مناطق نزدیک جانستون (Johnstown) گردید. سیل ناشی از این بارندگی سهمگین با شکست سد لورال ران (Laurel Run Reservoir)

$$\beta_R = \hat{\sigma} \left[ 1 \pm \left( \frac{C+A}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (22)$$

$$\beta_I = -\hat{\sigma} \left[ \zeta \mp \left( \frac{C-A}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (23)$$

که با توجه به (۲۰)،  $A$  و  $C$  در مقاطع ذوزنقه‌ای عبارتند از:

$$A = \frac{(B_w + z d_0)}{T_0 F_0^2} - \zeta^2 \quad (24)$$

$$C = \left[ \left( \frac{(B_w + z d_0)}{T_0 F_0^2} - \zeta^2 \right)^2 + \left( \frac{(B_w + z d_0)}{T_0} \zeta \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (25)$$

در نتیجه معادله (۲۰) تبدیل می‌شود به:

$$\hat{\beta} = \hat{\sigma} (1 - i \zeta) \pm \hat{\sigma} \left[ \left( \frac{C+A}{2} \right)^{\frac{1}{2}} + i \left( \frac{C-A}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (26)$$

بر طبق (۸) و (۹) تغییر مشخصات موج سیل از قانون نمائی پیروی می‌کند [۶]، بطوریکه:

$$Q_p = Q_{p0} e^{\hat{\beta} \hat{t}} \quad (27)$$

که در آن  $Q_p$  مقدار پیک در یک زمان معین  $t$  و  $Q_{p0}$  مقدار پیک در زمان  $t_0$  و  $\hat{t} = (t - t_0) u_0 / L_0$  است. این معادله در واقع بیانگر پوش گذرا از نقطه پیک موج سیل از لحظه شکست سد تا تضعیف نهائی آن می‌باشد. با توجه به (۲۳)، می‌توان (۲۷) را چنین نوشت:

$$\frac{Q_p}{Q_{p0}} = \exp \left[ -\hat{\sigma} \left[ \zeta - \left( \frac{C-A}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \hat{t} \right] \quad (28)$$

که در آن  $A$  و  $C$  طبق روابط (۲۴) و (۲۵) بدست می‌آیند. به طور کلی سرعت موج سینماتیک در کانالهای طبیعی از رابطه  $C_k = \frac{1}{T} \left( \frac{dQ}{dy} \right)$  [۸،۹] و سرعت موج دینامیک از رابطه  $C_d = \sqrt{gh}$  [۱۰،۸] بدست می‌آید. با توجه به سرعت این دو نوع موج در مقاطع ذوزنقه‌ای و

اطلاعات مستقیماً در مدل ریاضی مورد استفاده قرار گرفته است. این اطلاعات به همراه عدد مانینگ مربوط به ۱۶ مقطع نوزنقه‌ای نامتقارن از لورل ران (Laurel Run) در جدول شماره (۲) آمده است. بعلاوه این جدول شامل شیب بستر بین هر دو مقطع مجاور نیز می‌باشد.

جدول (۱): مشخصات ارتفاع پیک سطح آب نقاط مشاهده‌ای [۱۱]

| ارتفاع پیک (متر) | فاصله از سد (متر) |
|------------------|-------------------|
| ۴۲۳/۹۸           | ۳۳۵               |
| ۴۱۲/۳۹           | ۱۰۶۵              |
| ۴۰۳/۸۶           | ۱۴۳۳              |
| ۳۸۹/۲۳           | ۲۰۶۴              |
| ۳۷۷/۳۴           | ۲۷۷۱              |
| ۳۵۹/۳۶           | ۳۶۶۷              |

همراه شد. شکست سد باعث رها شدن ناگهانی حدود  $550000 m^3$  (acre-ft) ۴۵۰) آب گردید [۱۱]. در صبح روز ۲۱ July سال ۱۹۷۷ از نقاط مناسب مخزن و دره عکسهای هوایی تهیه گردیده است و نقاط مناسب و مهم با استفاده از عکسهای هوایی و بررسیهای محلی تعیین شده‌اند. بررسیها نشان می‌دهند که مقاطع رودخانه تقریباً به شکل نوزنقه و نامتقارن بوده و خط داغ آب تقریباً در لبه تمام مقاطع نقشه‌برداری شده قرار داشته‌اند. اطلاعات مربوط به موقعیتهای مکانی ارتفاع پیک سطح آب با استفاده از گرافها و اطلاعات موجود در مرجع [۱۱] استخراج شده‌اند. تعداد نقاط مشاهده‌ای گزارش شده در مرجع [۱۱] شش مورد می‌باشد که در جدول (۱) به صورت زیر ارائه می‌شود. بر اساس نتایج نقشه‌برداری، سیستم فیزیکی دره به کمک مشخصات هندسی رودخانه و تراز بستر آن قابل توصیف است. که نتیجتاً همین

جدول (۲): اطلاعات هندسی، ارتفاع بستر، شیب و عدد مانینگ مربوط به ۱۶ مقطع نوزنقه‌ای

نامتقارن در دره Laurel Run [۱۱]

| مانینگ | شیب کناره راست | شیب کناره چپ | عرض کف (متر) | شیب بستر | ارتفاع بستر (متر) | محل مقطع (متر) |
|--------|----------------|--------------|--------------|----------|-------------------|----------------|
| ۰/۰۶۰  | ۱/۱۴۳          | ۲/۲۸۶        | ۱۹/۵         | ۰/۰۰۰۷۷۴ | ۴۲۹/۷۷            | ۰              |
| ۰/۰۳۰  | ۵/۵۹۱          | ۳/۰۳۵        | ۹۹/۱         | ۰/۰۰۰۷۷۴ | ۴۲۹/۳۷            | ۵۱۲            |
| ۰/۰۳۰  | ۴/۸۹۵          | ۱/۴۴۷        | ۱۲۷/۱        | ۰/۰۱۶۸   | ۴۲۷/۳۳            | ۶۴۳            |
| ۰/۰۲۸  | ۲/۵۴۷          | ۱/۳۰۵        | ۹/۸          | ۰/۰۴۳۲   | ۴۲۴/۴۳            | ۷۰۱            |
| ۰/۰۴۰  | ۴/۷۴۴          | ۳/۹۱۰        | ۱۱۲/۲        | ۰/۰۰۰۴۵۵ | ۴۲۴/۴۰            | ۷۶۸            |
| ۰/۰۴۰  | ۲/۵۳۲          | ۱/۳۹۲        | ۳۵/۱         | ۰/۰۱۸۴   | ۴۱۹/۴۷            | ۱۰۳۶           |
| ۰/۰۵۰  | ۳۳/۴۵۱         | ۱/۲۶۸        | ۲۸/۰         | ۰/۰۱۵۲   | ۴۰۸/۳۷            | ۱۷۶۶           |
| ۰/۰۴۵  | ۱/۴۰۸          | ۸/۱۵۵        | ۸/۵          | ۰/۰۲۷۰   | ۴۰۰/۹۳            | ۲۰۴۲           |
| ۰/۰۴۰  | ۱/۵۱۸          | ۲/۱۰۱        | ۱۰/۷         | ۰/۰۳۰۳   | ۳۹۸/۱۶            | ۲۱۳۴           |
| ۰/۰۴۵  | ۶/۶۹۷          | ۰/۶۴۰        | ۲۵/۳         | ۰/۰۱۶۱   | ۳۹۴/۴۷            | ۲۳۴۲           |
| ۰/۰۴۵  | ۱۱/۲۶۸         | ۲۰/۰۷۰       | ۱۹/۸         | ۰/۰۲۲۰   | ۳۸۵/۲۱            | ۲۷۶۵           |
| ۰/۰۴۰  | ۳/۶۰۵          | ۱/۳۳۷        | ۱۴/۰         | ۰/۰۱۹۳   | ۳۷۵/۶۴            | ۳۲۶۱           |
| ۰/۰۴۵  | ۴/۸۱۳          | ۲/۱۲۵        | ۱۸/۰         | ۰/۰۱۲۱   | ۳۷۳/۰۸            | ۳۴۷۲           |
| ۰/۰۴۰  | ۴/۵۲۷          | ۱/۳۵۱        | ۱۸/۰         | ۰/۰۱۸۶   | ۳۶۷/۹۵            | ۳۷۴۹           |
| ۰/۰۴۸  | ۰/۶۷۲          | ۲۴/۵۵۲       | ۲۰/۷         | ۰/۰۲۲۰   | ۳۵۴/۳۶            | ۴۳۶۸           |
| ۰/۰۴۸  | ۵/۰۰۰          | ۵/۰۰۰        | ۲۲/۹         | ۰/۰۰۴۰۹  | ۳۴۹/۶۱            | ۴۷۸۵           |

سازه‌ای در مسیر موج سیل به طور آنی تخریب گردیده و اتلاف انرژی موج توسط تخریب آن صفر در نظر گرفته

در مدل حاضر به هنگام حرکت موج سیل بارندگی، نفوذ و نخیره صفر در نظر گرفته شده و فرض شده است که هر

عددی Chen و Armbruster تقریباً بر روی نمودار محاسباتی مدل ارائه شده قرار گرفته است. همچنین مشاهده می‌شود که نتایج این دو مدل با مقادیر مشاهده‌ای نیز تقریباً اختلافی ندارند.

### ۳-۴- مقایسه زمان رسیدن پیک موج به انتهای دره

اطلاعات موجود در مرجع [۱۱] نشان می‌دهد که زمان رسیدن پیک موج سیل به نقطه انتهایی دره برابر ۱۲ دقیقه و ۵۴ ثانیه بوده است. محاسبه این زمان در تحلیل حاضر با استفاده از سرعت دینامیک موج در هر بازه مکانی صورت گرفته و برابر ۱۴ دقیقه و ۳۴ ثانیه می‌باشد که حدود ۱ دقیقه و ۴۴ ثانیه بیش از مقدار گزارش شده است.

### ۴- نتیجه‌گیری

در این مطالعه با منظور کردن پارامتر  $\tau$  (شیب کناره مقاطع) و با استفاده از قانون نمائی استهلاك امواج سیل، نحوه انتقال و استهلاك امواج سیل ناشی از شکست سد در مجاری نوزنقه‌ای توسعه یافته که قابل استفاده برای مقاطع مثلث و مستطیل نیز می‌باشد. بعلاوه مدل موج دینامیک در مقاطع نوزنقه‌ای با استفاده از فرم خطی شده معادلات سنت و نان و بکارگیری تئوری پایداری خطی در مجموعه معادلات حاکم بر جریان در مجاری باز و حل آنها به فرم سینوسی که منجر به یک سیستم خطی همگن می‌شود، بدست آمده که در صورت صفر بودن شیب کناره مقطع، مدل موج دینامیک در مقاطع مستطیلی و در صورت صفر بودن عرض کف، مدل موج دینامیک در مقاطع مثلثی بدست می‌آید.

بعلاوه با توجه به فرمولهای ضریب استهلاك موج سیل در دو حالت امواج دینامیک و سینماتیک، چنین برمی‌آید که این ضریب علاوه بر عدد فرود، تناوب موج بدون بعد و عدد موج بدون بعد که در تحقیقات گذشته به دست آمده بود، تابعی از مشخصات کانال از جمله شیب کناره مقطع نیز می‌باشد. همچنین با استفاده از مقایسه‌های انجام شده چنین برمی‌آید که مدل حاضر برای روندیابی موج سیل ناشی از شکست سد دارای دقت قابل قبولی می‌باشد.

شده است. بعلاوه فرض شده است که کف و دیواره‌های مجرای رودخانه در حین حرکت موج سیل دچار هیچگونه تخریبی نشده‌اند. همچنین بر اساس یک سری محاسبات مقدماتی در برنامه مشخص شد که فرض  $\Delta x$  برابر ۱۰ cm می‌تواند دقت مناسبی داشته باشد.

با توجه به اطلاعات ارائه شده مربوط به دره لورل ران (Laurel Run) مشاهده می‌شود که مسیر رودخانه دارای تنگ‌شدگی و بازشدگیهای شدیدی می‌باشد. از آنجا که معادلات جریان غیرماندگار یک‌بعدی، حاکم بر مدل حاضر مربوط به مجاری منشوری می‌باشد، بین اطلاعات مربوط به هر دو مقطع مجاور یک میانیابی صورت گرفته است.

### ۳-۲- معرفی مدل عددی Chen و Armbruster

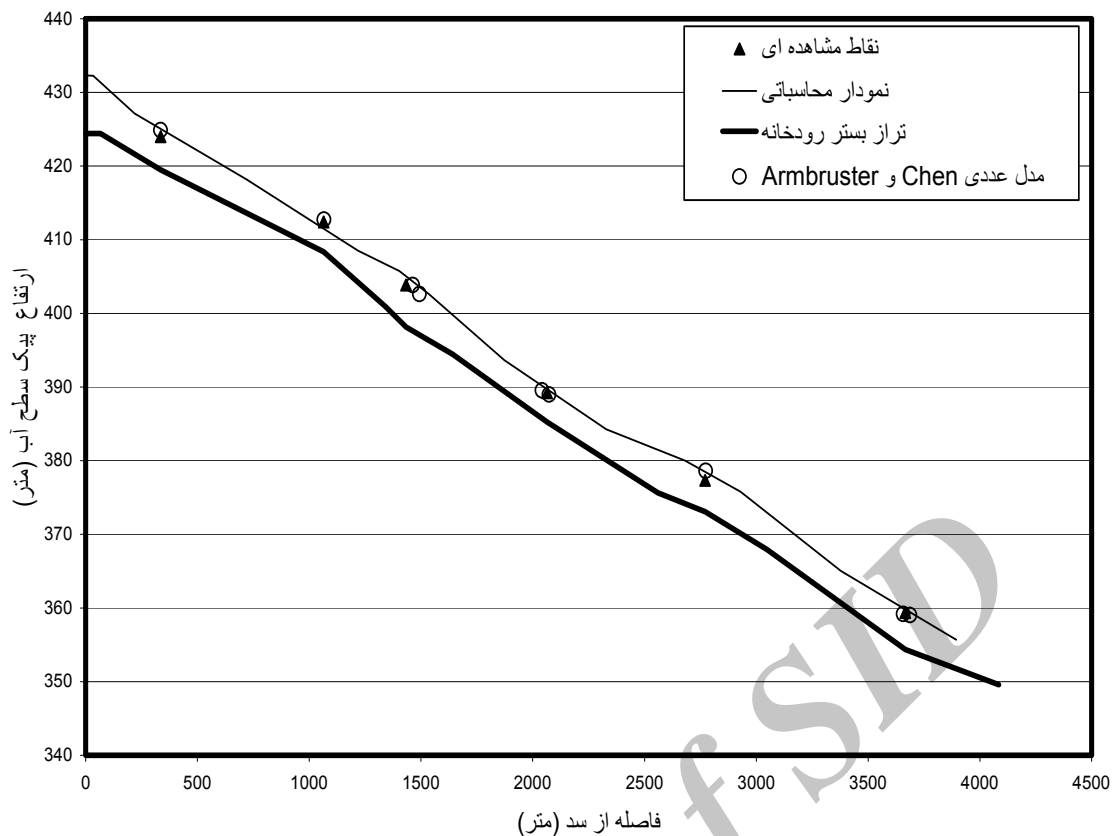
Chen و Armbruster در سال ۱۹۸۰ با استفاده از روش یک بعدی خطوط مشخصه، یک مدل عددی برای روندیابی سیل ناشی از شکست سد ارائه دادند. معادلات جریان یک بعدی بکار رفته در این مدل، در واقع معادلات جریانهایی سطحی با در نظر گرفتن ترم جریان ورودی انشعابی می‌باشد.

آنها برای حل عددی معادلات مشخصه بدست آمده از یک روش صریح خطی بر اساس یک شبکه‌بندی زمانی مشخص استفاده کردند و برای بررسی اعتبار و کارایی مدل عددی حاصل، سیل ناشی از شکست سد Laurel Run را مدل‌سازی نموده و با مقادیر مشاهده‌ای مورد مقایسه قرار دادند.

### ۳-۳- مقایسه نتایج حاصل از مدل حاضر و نتایج

#### مدل عددی Chen و Armbruster و مقادیر مشاهده‌ای

مقادیر مربوط به نتایج بدست آمده توسط Chen و Armbruster در مدل عددی که در سال ۱۹۸۰ بدست آورده‌اند، در شکل (۱) توسط دوایر توخالی نشان داده شده‌اند. همچنین به منظور مقایسه نتایج، مقادیر مشاهده‌ای توسط مثلثهای توپر نشان داده شده‌اند. شکل (۱) نشان دهنده ارتفاع پیک سطح آب نسبت به فاصله از محل سد می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود نتایج مدل



شکل (۱): تراز پیک سطح آب در مقابل فاصله در طول کانال از محل سد

## ۵- مراجع

- Ponce, V. M.; Simons, D. B., "Shallow wave propagation in open channel flow", J. Hydraul. Div., Vol. 103, No. HY12, P.P. 1461-1476, 1977. [۸]
- Ponce, V. M.; Tahershamsi, A.; Shetty, V. Sh., "Dam-breach flood wave propagation using dimensionless parameters", J. Hydraul. Eng., Vol. 129, No. 10, P.P. 777-782, 2003. [۹]
- Sakkas, J. G.; Strelkoff, T., "Dimensionless solution of dam-break flood waves", J. Hydraul. Division, ASCE, Vol. 102, No. 2, 1976. [۱۰]
- Wu, C.M., A comparative study on kinematic and dynamic-wave dam-breaching flood routing models, Proc., 4<sup>th</sup> Congr.-Asian and Pacific Div. of IAHR, 53-66, 1994. [۱۱]
- Chaudhry, M. H., Applied hydraulic transients, Van Nostrand Reinhold, New York. [۱]
- Chen, C.; Armbruster, J.T., "Dam-break wave model: formulation and verification", J. Hydraul. Division, Vol. 106, No. HY5, pp. 777-782, 1980. [۲]
- Chow, V. T., Open-channel hydraulics, McGraw-Hill, New York, 1959. [۳]
- French, R. H., Open-channel hydraulics, McGraw-Hill, New York, 1987. [۴]
- Henderson, F. M., Open channel flow, Macmillan, New York, 1966. [۵]
- Paquier, A.; Robin, O., "CASTOR: Simplified dam-break wave model", J. Hydraul. Eng., Vol. 123, No. 8, p.p. 724-727, 1997. [۶]
- Ponce, V. M., "The kinematic wave controversy", J. Hydraul. Eng., Vol. 117, No. 4, P.P. 511-525, 1991. [۷]