



## شبیه سازی عددی جریان غیرماندگار سریع با شرط مرزی درونی با استفاده از روش MacCormak-TVD

حسام قدوسی

استادیار گروه مهندسی آب دانشگاه زنجان Ghodousi\_he@Yahoo.com

محمد علی بنی هاشمی

استادیار دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران banihash@ut.ac.ir

محمد جواد منعم

دانشیار گروه سازه های آبی دانشگاه تربیت مدرس Monem\_mj@Modares.ac.ir

### چکیده

بمنظور شبیه‌سازی جریان‌های غیرماندگار در کانال‌های آبیاری تا کنون مدل‌های مختلفی تهیه و توسعه یافته‌اند. روش‌های حل عددی بکار رفته در این مدل‌ها از نوع روش‌های ضمنی<sup>۱</sup> بوده و ماهیت این روش‌ها بگونه‌ای است که قادر به شبیه‌سازی جریان‌های غیرماندگار با دامنه تغییرات زیاد و ناگهانی نمی‌باشند. لذا در این تحقیق بمنظور شبیه‌سازی جریان‌های غیرماندگار ناگهانی اقدام به توسعه مدل عددی با استفاده از روش‌های عددی که توانایی تثبیت شوک‌ها را دارا می‌باشند گردید. در مدل تهیه شده از ترکیب روش عددی MacCormak که یک روش صریح<sup>۲</sup> و با دقت مرتبه زوج می‌باشد و روش<sup>۳</sup> TVD بمنظور کاهش نوسانات استفاده شده است. در این تحقیق استفاده از روش‌های صریح در شبیه‌سازی جریان‌های غیرماندگار ناگهانی با وجود شرط مرزی درونی، برای اولین بار در شبکه‌های آبیاری بکار رفته است و می‌تواند بعنوان مقدمه‌ای بر تحقیقات آتی در این زمینه تلقی گردد. از جمله دستاوردهای تحقیق حاضر ارائه الگوریتمی برای حل جریان غیردائمی با شرط مرزی درونی می‌باشد که برای کلیه روش‌های صریح نظیر مک کورمک کارایی دارد.

واژه‌های کلیدی: تسخیر شوک، کانال‌های آبیاری، جریان غیرماندگار، روش تی‌وی‌دی، روش مک کورمک

### مقدمه

کانال‌های آبیاری یکی از مهمترین محل‌های تشکیل و انتشار جریان‌های غیرماندگار می‌باشند. انتشار جریان‌های غیرماندگار در کانال‌های آبیاری موجب تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر عملکرد کانال و سازه‌های وابسته و در نهایت موجب کاهش عملکرد شبکه می‌گردد. جریان‌های غیرماندگار در کانال‌های آبیاری به دودسته جریان‌های غیرماندگار تدریجی و ناگهانی تقسیم می‌شوند. در جریان غیرماندگار تدریجی تغییرات دبی در طول زمان قابل ملاحظه‌ای اتفاق افتاده ولی در جریان غیرماندگار سریع تغییرات دبی در زمان کوتاهی اتفاق می‌افتد. بمنظور

1 - Implicit

2 - Explicit

3 - Total Variation Diminishing

شبیه‌سازی جریان های غیرماندگار در کانال‌های آبیاری و بدلیل پیچیدگی هیدرولیکی این جریان‌ها ناگزیر به استفاده از مدل‌های هیدرودینامیک می‌باشیم. تاکنون بمنظور شبیه سازی جریان های غیرماندگار تدریجی مدل‌های هیدرودینامیک مختلفی ارائه و مورد استفاده قرار گرفته‌اند. یکی از این مدل‌ها، مدل هیدرودینامیک<sup>۱</sup> ICSS می‌باشد که در سال ۱۹۸۵ توسط مانز تهیه شد [۱]. این مدل قادر به شبیه‌سازی جریان‌های ماندگار و غیرماندگار تدریجی یک بعدی در شبکه‌های آبیاری با انواع شکل مقطع کانال همراه با طیف قابل توجهی از سازه‌ها توام با جریان‌های گسترده ورودی و خروجی می‌باشد. در این مدل معادلات جریان‌های غیرماندگار معروف به معادلات سنت‌ونانت با استفاده از روش تفاوت‌های محدود براساس سیستم چهار نقطه‌ای وزنی ارائه شده توسط آمین که از دقت، همگرایی، پایداری و صحت بالایی برخوردار است، حل شده‌اند [۲]. از آن جا که مدل ICSS نیز مانند سایر مدل‌های هیدرودینامیک موجود بدلیل ماهیت روش عددی مورد استفاده در حل معادلات قادر به شبیه‌سازی جریان‌های غیرماندگار با دامنه تغییرات ناگهانی نمی‌باشد، لذا در این تحقیق بمنظور شبیه‌سازی آن دسته از جریان‌های غیرماندگار که با دامنه تغییرات زیاد و ناگهانی در شبکه‌های آبیاری اتفاق می‌افتند، اقدام به تهیه مدل عددی با استفاده از روش های عددی قادر به تثبیت شوک گردیده است. بمنظور توسعه این مدل از ترکیب روش عددی MacCormack که یک روش با دقت مرتبه زوج بوده و روش TVD استفاده شده است. در ادامه به معرفی هر کدام از روش های مورد استفاده پرداخته شده و خصوصیات و دلایل کاربرد آنها ارائه می‌شود. در بررسی جریان‌های غیرماندگار در شبکه‌های آبیاری تا کنون به کنترل و شبیه سازی جریان‌های غیرماندگار با دامنه تغییرات زیاد و ناگهانی نگریسته نشده است و در بررسی جریان‌های غیرماندگار تدریجی نیز از روش‌های عددی ضمنی استفاده شده است. اکثر مطالعات صورت گرفته در زمینه شبیه‌سازی جریان‌های غیرماندگار ناگهانی مربوط به روش‌های ارائه شده جهت محاسبات جریان شکست سد می‌باشند بطوریکه گارسیا و ناوارو در سال ۱۹۹۲ به مدلسازی یک بعدی شکست سد پرداخته و در کار خود روش مک کورمک را با TVD ترکیب نموده‌اند [۳]. اخیراً نیز اورلی و همکاران در دانشگاه پارمای ایتالیا نیز با ترکیب روش مک کورمک و TVD بصورت یک بعدی مسئله شکست سد را با موفقیت شبیه سازی نموده‌اند و نتایج را با کارهای آزمایشگاهی مقایسه کرده‌اند [۴]. در سال ۱۳۸۲ نیز بنی‌هاشمی در یک گزارش تحقیقاتی با استفاده از روش مک کورمک و TVD به شبیه‌سازی دو بعدی مدل شکست سد پرداخت [۵].

### معرفی روش های عددی مورد استفاده

بطور کلی معادلات حاکم بر جریان‌های غیرماندگار ناگهانی از نوع هذلولوی یا هیپربولیک است و روش‌های عددی مناسب برای حل این نوع معادلات همراه با مزایا و معایب شناخته شده می‌باشند. از آنجا که در پدیده‌هایی چون ورود ناگهانی جریان به کانال‌های آبیاری، شکست ناگهانی سازه‌های آب‌بند، مانور سریع و قابل توجه دریچه‌ها و ... با انتقال امواج شدید روبرو می‌باشیم، مایل هستیم که روش عددی مورد نظر حرکت موج را مطابق با واقعیت شبیه‌سازی کند. بطور کلی خطاهای محتمل روش‌های عددی حل معادلات هیپربولیک عبارتند از کاهش غیر واقعی بزرگی موج یا خطای پخش عددی<sup>۲</sup> و ایجاد نوسانات غیر واقعی در شکل موج یا خطای پراکنش عددی<sup>۳</sup>. پخش

1 - Irrigation Conveyance System Simulation

2 - Numerical Diffusion

3 - Numerical Dispersion

عددی معمولاً مربوط به روش های با دقت مرتبه فرد و خطای پراکنش مربوط به روش های با دقت مرتبه زوج می باشد. یکی از راه های مقابله با این مشکل استفاده از لزجت مصنوعی یا عددی<sup>۱</sup> است [۵].

روش عددی مک کورمک (MacCormack)

الگوی مک کورمک که در زمره روش های چندگامی قرار دارد، دارای دو مرحله پیش بینی-اصلاح می باشد که بر اساس بسط سری تیلور دارای دقت درجه دو در زمان و مکان می باشد [۶]. این الگو توسط فنما و چادری [۷] در سال ۱۹۸۶ و توسط دامولر و همکاران [۸] در سال ۱۹۸۰ جهت محاسبه جریان های کانال باز یک بعدی غیر دائمی بکار برده شده است. در میان روش های عددی حل معادلات هیپربولیک، روش مک کورمک به دلیل سادگی روش حل، دقت مرتبه دوم و قابلیت تعمیم به معادلات غیر خطی، از محبوبیت خاصی برخوردار است. از دیگر تقسیم بندی های روش های عددی حل معادلات هیپربولیک، روش های صریح و ضمنی می باشند که روش مک کورمک یک روش صریح می باشد. به نظر می رسد با توجه به ماهیت فیزیکی پدیده های مربوط به معادلات هیپربولیک، که در آن ها یک کمیت خاص در امتداد (های) مشخص به نام خطوط (سطوح) مشخصه منتشر می شود، روش های صریح مناسب تر باشند. اما روش مک کورمک نیز مانند بسیاری از روش های حل عددی معادلات هیپربولیک از مشکل ایجاد نوسانات غیر واقعی یا خطای پراکنش رنج می برد که در این تحقیق برای مقابله با این مشکل از تکنیک TVD استفاده شده است [۵]. بمنظور آشنایی با فرمول بندی و جزئیات روش دو مرحله ای مک کورمک می توان به مرجع [۹] یا مراجع دیگر در این زمینه مراجعه نمود.

معادلات حاکم بر جریان های غیرماندگار معادلات سنتونان می باشند که از نوع معادلات دیفرانسیل جزئی غیرخطی بوده و به دو شکل ابقایی و غیرابقایی نوشته می شوند. هر دو شکل ابقایی و غیرابقایی معادلات حاکم را می توان در روش های حل تفاضل محدود بکار برد اما در برخی از روش های تفاضل محدود فقط یکی از اشکال قابل استفاده می باشد. بطور کلی شکل ابقایی معادلات ترجیح داده می شود، زیرا بقاء کمیات مختلف را بنحو بهتری ارضا می کند و سرعت گسترش امواج را دقیق تر از شکل غیرابقایی مشابه سازی می کند [۹].

شکل نگهدارنده، ابقایی یا پایستار معادلات حاکم

معادلات حاکم را در شکل ابقایی می توان بشکل زیر نوشت:

$$U_t + F_x = S \quad (1)$$

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} \quad (2)$$

$$F = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gA\bar{y} \end{pmatrix} \quad (3)$$

$$S = \begin{pmatrix} 0 \\ gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (4)$$

که در آن:

$U_t$  مشتق بردار  $U$  نسبت به زمان،  $F_x$  مشتق بردار  $F$  نسبت به زمان،  $g$  شتاب ثقل،  $Q$  دبی،  $A$  سطح مقطع،  $S_0$  شیب کف،  $S_f$  شیب خط انرژی،  $n$  ضریب مانینگ،  $R$  شعاع هیدرولیکی و  $\bar{y}$  فاصله مرکز سطح مقطع تا سطح آزاد می باشد. فرم نهایی معادلات سنت و نانت با استفاده از روش مک کورمک بصورت زیر می باشد:

$$U_i^{k+1} = 0.5(U_i^* + U_i^{**}) \quad (5)$$

که در آن بالانویس  $*$  مربوط به متغیرهای محاسبه شده در مرحله پیش بینی و بالانویس  $**$  مقادیر متغیرها بعد از مرحله اصلاح و بالانویس  $k+1$  زمان بعد را نشان می دهند.

### روش تی وی دی TVD

تغییرات کل<sup>۱</sup> یک روش حل عددی را به صورت زیر تعریف می کنیم:

$$T.V = \sum_i |U_{i+1} - U_i| \quad (6)$$

هرگاه رابطه زیر برقرار باشد می گویند روش عددی دارای تغییرات کل از بین رفته نسبت به زمان است.

$$T.V(u^{n+1}) \leq T.V(u^n) \quad (7)$$

روشهای T.V.D به دو دسته مرتبه اول و مرتبه دوم دسته بندی می شوند و توسط محققین اثبات شده است که کلیه روشهای یکنوا، از نوع T.V.D مرتبه اول هستند و همچنین کلیه روشهای T.V.D نگهدارنده یکنوایی می باشند. در جاهایی که با روشهای خطی T.V.D مواجه هستیم، اثبات شده است که این روشها نه تنها نگهدارنده یکنوایی بلکه، یکنوا هم هستند، لذا نمی توانند دقت بیشتر از مرتبه یک داشته باشند و در مواقعی که ما بخواهیم دقت مراتب بالاتر داشته باشیم الزاماً می بایست به روشهای غیر خطی روی بیاوریم. روش T.V.D برای اولین بار توسط هارتن [۱۰] در حل معادله اولر در دینامیک گازها استفاده گردید و امروزه کاربرد آن در دینامیک سیالات، وسعت زیادی پیدا کرده است. به منظور اعمال روش TVD به شکل زیر عمل می کنیم.

$$U^{k+1} = \frac{1}{2}(U_p + U_c) + \tau(D_{i+\frac{1}{2}}^n - D_{i-\frac{1}{2}}^n) \quad (8)$$

بطوریکه اندیس های  $p$  و  $c$  بترتیب بیانگر مراحل پیش بینی و اصلاح می باشند. بمنظور تعیین جزییات مربوط به محاسبه پارامترهای  $D_{i-\frac{1}{2}}$ ،  $D_{i+\frac{1}{2}}$  و  $\tau$  می توان به مراجع [۵ یا ۱۱] مراجعه نمود.

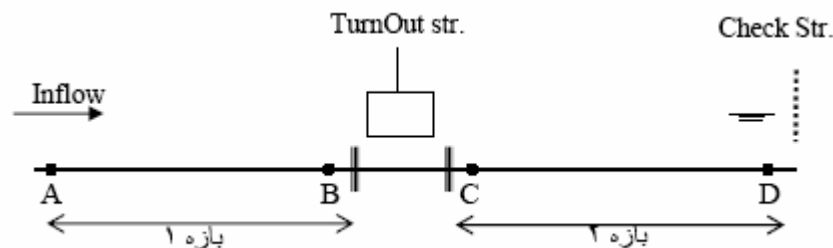
صحت عملکرد مدل تهیه شده در این تحقیق با معرفی مسائلی نظیر شکست سد که در آن ها جریان غیرماندگار سریع بوده و دارای حل تحلیلی می باشند بررسی شده که گزارش آن در مرجع [۱۱] موجود می باشد و در ادامه فقط کاربرد مدل برای یک کانال خاص آبیاری با شرط مرزی درونی ارائه می شود.

### معرفی کانال و گزینه شبیه سازی شده

کانال مورد استفاده در شبیه سازی جریان غیرماندگار ناگهانی یک کانال بتنی با مقطع دوزنقه ای و دبی طراحی  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  می باشد. عرض کف آن در طول کانال ثابت و برابر  $13/25 \text{ m}$  می باشد. شیب جانبی کانال  $1V:1.5H$ ، شیب طولی کانال  $0/0001$  و ضریب زبری مانینگ برابر  $0/15$  می باشد. این کانال دارای دو بازه هر کدام با طول  $1000 \text{ m}$  می باشد که در انتهای بازه اول یک دریچه آبیاری کشویی مستطیلی تعبیه شده و در انتهای بازه دوم نیز از یک دریچه آب بند بمنظور تنظیم و کنترل سطح آب و همچنین خروج جریان به پایین دست استفاده شده است. بمنظور شبیه سازی جریان، دبی اولیه کانال معادل  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  در نظر گرفته شده و همزمان با بازشدگی ناگهانی دریچه در ابتدای کانال، جریان ورودی به کانال در مدت  $4$  دقیقه از  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  به  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  (معادل  $150\%$ ) افزایش می یابد [۱۱].

### معرفی الگوریتم حل در نظر گرفته شده در مدل

همانطور که گفته شد شبیه سازی جریان در کانالی با دو بازه و دو نوع سازه آبیاری و آب بند کشویی انجام گرفته است. در زیر شکل شماتیکی از کانال شبیه سازی شده بمنظور تعریف و معرفی پارامترهای استفاده شده در مدل ارائه شده است.



شکل ۱: شمای کلی کانال شبیه سازی شده

بطوریکه:

A: دهانه ورودی کانال، B: بالادست دهانه آبیاری کشویی، C: پایین دست دهانه آبیاری کشویی، D: محل دریچه انتهایی کنترل و تنظیم سطح آب،  $Y_A, Y_B, Y_C, Y_D$  و  $Q_A, Q_B, Q_C, Q_D$  بترتیب عمق و دبی در نقاط مربوطه و  $Q_{Orifice}$  دبی خروجی از آبیاری می باشد.

در زیر گام های در نظر گرفته شده برای شبیه سازی جریان متغیر سریع ورودی به کانال ارائه شده است:

۱- با فرض اینکه عمق آب در دو طرف دریاچه آبگیر وسط برابر می‌باشد ( $Y_B = Y_c$ ). ابتدا با در نظر گرفتن یک عمق فرضی در نقطه B ( $Y_B$ ) و با استفاده از رابطه حاکم بر دریاچه‌های آبگیر دبی خروجی از دریاچه در شرایط اولیه تعیین می‌گردد ( $Q_{Orifice}$ ).

۲- با معلوم بودن عمق در نقطه B ( $Y_B$ ) و استفاده از خط مشخصه مثبت در پایین دست بازه اول سرعت در نقطه B نیز بصورت زیر تعیین می‌گردد.

$$V_B = C_B - C_{(B-1)} Y_B \quad (9)$$

و

$$C_B = V_{(B-1)} + C_{(B-1)} Y_{(B-1)} + g(S_0 - S_f)_{(B-1)} (t_B - t_{(B-1)}) \quad , C = \frac{g}{C} \quad (10)$$

اندیس B-1 مربوط به نقطه ماقبل نقطه B بوده که مشخصات آن از جمله V, Y, C معلوم می‌باشد.

۳- با مشخص بودن دبی ورودی در ابتدای کانال ( $Q_t$ )<sub>A</sub> در طول زمان و در نتیجه معلوم بودن سرعت در این محل ( $V_A$ ) و با استفاده از خط مشخصه منفی عمق جریان در این محل نیز تعیین می‌گردد.

$$V_A = C_n + C_{A+1} Y_A \quad (11)$$

$$C_n = V_{(A+1)} - C_{(A+1)} Y_{(A+1)} + g(S_0 - S_f)_{(A+1)} (t_p - t_{(A+1)}) \quad , C = \frac{g}{C} \quad (12)$$

$$Q_{t(A)} = A_A V_A \quad (13)$$

اندیس A+1 مربوط به اولین نقطه بعد از نقطه A بوده که مشخصات آن از جمله V, Y, C در آن نقطه معلوم می‌باشد و  $A_A$  سطح مقطع کانال در نقطه A می‌باشد. با استفاده از روابط (۱۱) و (۱۳) نتیجه می‌گیریم:

$$\frac{Q_{t(A)}}{A_A} = C_n + C_{(A+1)} Y_A \quad (14)$$

در رابطه فوق همه پارامترها معلوم بوده و بنابراین  $Y_A$  یا عمق در ورودی کانال در طول زمان تعیین می‌گردد.

۴- پس از تعیین شرایط مرزی بالادست و پایین دست بازه اول محاسبات مربوط به این بازه انجام می‌گردد.

۵- پس از حل جریان در بازه اول مقادیر دبی و عمق در کلیه نقاط این بازه از جمله  $Q_B$  تعیین می‌شود. با کم کردن دبی دریاچه ( $Q_{Orifice}$ ) از  $Q_B$ ، مقدار دبی در نقطه C ( $Q_c$ ) پایین دست سازه آبگیر و واقع در بازه دوم مشخص می‌شود.

۶- با معلوم بودن دبی در نقطه C ( $Q_c$ ) و استفاده از خط مشخصه منفی در این نقطه، عمق جریان در نقطه C ( $Y_c$ ) تعیین می‌گردد.

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (16)$$

بطوریکه اندیس C+1 مربوط به اولین نقطه بعد از نقطه C می‌باشد و  $A_c$  سطح مقطع جریان در نقطه C می‌باشد. با استفاده از روابط (۱۵) و (۱۶) مقدار عمق در نقطه C تعیین می‌گردد.

۷- سپس با استفاده از رابطه حاکم بر دریاچه‌ها (در حالت جریان آزاد) و خط مشخصه مثبت در انتهای پایین دست بازه دوم عمق در نقطه D ( $y_D$ ) تعیین می‌گردد.

$$V_D = C_D - C_{(D-1)} y_D \quad (17)$$

$$Q_D = C_d A_g \sqrt{2gy_D} \quad (18)$$

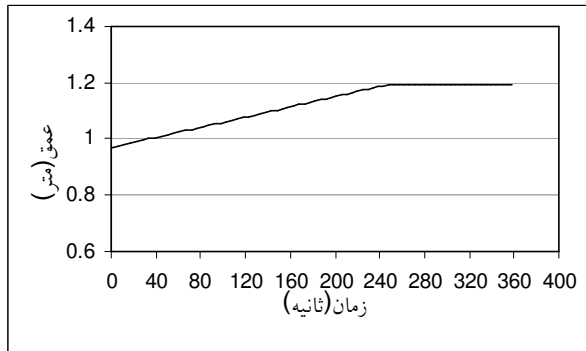
$C_d$  ضریب دبی عبوری از و  $A_g$  سطح بازشدگی دریاچه می‌باشد. اندیس (D-1) نیز مربوط به نقطه ماقبل نقطه D می‌باشد. با استفاده از روابط (۱۷) و (۱۸)،  $y_D$  تعیین می‌گردد.

۸- پس از تعیین شرایط مرزی بالادست و پایین دست بازه دوم نیز حل جریان در این بازه امکان پذیر می‌گردد و دبی و عمق در تمام گره‌های این بازه از جمله عمق در نقطه C ( $y_c$ ) بدست می‌آید.

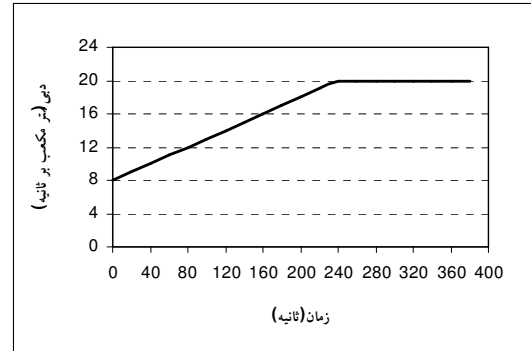
۹- مقدار  $y_c$  بدست آمده با  $y_B$  که در فرض اولیه در نظر گرفته شد مقایسه می‌گردد اگر  $y_B = y_c$  بود محاسبات یک گام زمانی به جلو می‌رود. در غیر اینصورت مقدار جدیدی برای  $y_B$  در نظر گرفته شده و گام‌های ۱ تا ۹ تا برقراری شرط  $y_B = y_c$  تکرار می‌گردد.

## اجرای مدل

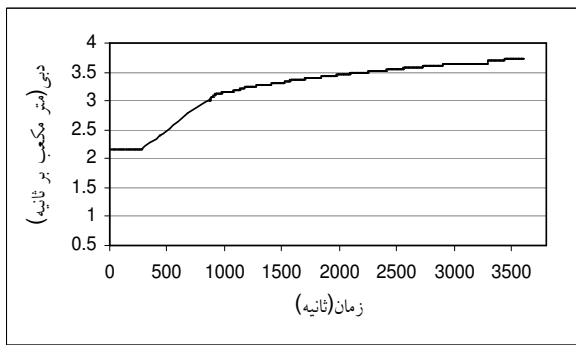
بمنظور صحت از کارکرد مدل شبیه‌سازی توسعه یافته، جریان متغیر سریع ورودی در ابتدای کانال معرفی گردیده و با استفاده از مدل تهیه شده حرکت این جریان در طول کانال شبیه‌سازی و تأثیر آن بر سازه‌های آب‌بند و آبگیر موجود در کانال مشاهده گردید. دبی اولیه کانال قبل از ورود سیلاب  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  می‌باشد که با ورود جریان متغیر سریع در مدت ۴ دقیقه دبی در ابتدای کانال از  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  به  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  افزایش می‌یابد. شکل (۲) تغییرات زمانی جریان ورودی در ابتدای کانال را نمایش می‌دهد. لازم بذکر است که در طول شبیه‌سازی صورت گرفته بازشدگی دریاچه‌های آب‌بند و آبگیر برابر ۰/۵ متر می‌باشد. اشکال (۳) و (۴) بترتیب تغییرات عمق جریان در دهانه ورودی و یکی از گره‌های محاسباتی بازه اول کانال را نمایش می‌دهند.



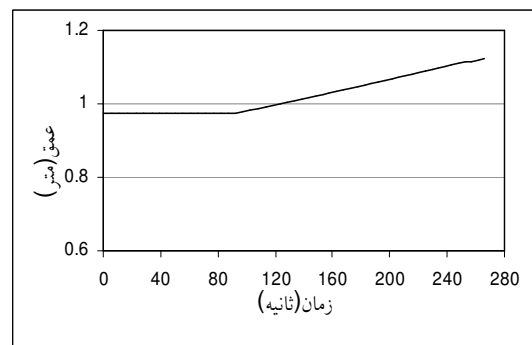
شکل ۳: تغییرات عمق با زمان در دهانه ورودی کانال



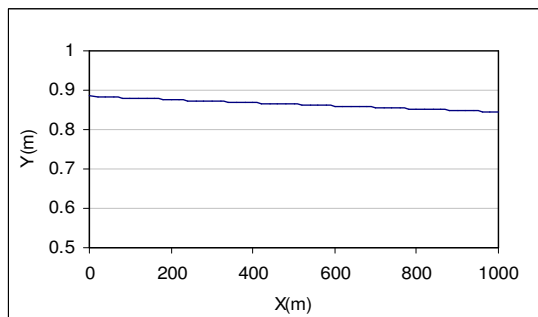
شکل ۲: جریان متغیر ناگهانی ورودی به ابتدای کانال



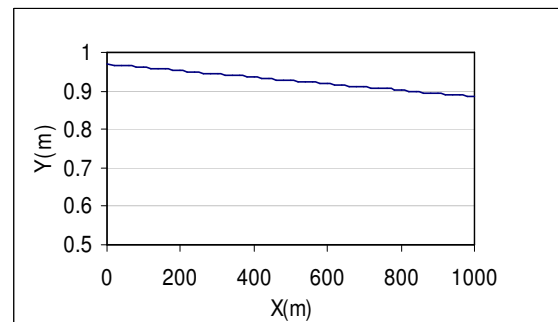
شکل ۴: تغییرات عمق با زمان در یکی از گره‌های میانی شکل ۵: نمودار تغییرات دبی تحویلی به آبگیر



شکل (۵) نیز نمودار تغییرات دبی تحویلی به آبگیر در طول یک ساعت از شبیه‌سازی را نشان می‌دهد. همانطور که از شکل (۵) دیده می‌شود، همزمان با رسیدن جریان غیرماندگار به دهانه آبگیر، دبی تحویلی به آبگیر افزایش یافته است. اشکال (۶) و (۷) نیز بترتیب پروفیل سطح آب در طول بازه‌های ۱ و ۲، پس از گذشت ۶ ساعت از ورود جریان متغیر سریع در ابتدای کانال نشان می‌دهند.



شکل ۷: پروفیل سطح آب در طول بازه ۲ پس از



شکل ۶: پروفیل سطح آب در طول بازه ۱ پس از

گذشت ۵ ساعت از اجرای مدل

گذشت ۵ ساعت از اجرای مدل



همانطور که از اشکال (۶) و (۷) دیده می‌شود پس از گذشت ۵ ساعت جریان در کانال به حالت تعادل رسیده و عمق جریان در انتهای بازه اول با عمق در ابتدای بازه دوم برابر می‌باشد. نتایج ارائه شده در بالا صحت کارکرد مدل تهیه شده در حل معادلات حاکم بر جریان‌های غیرماندگار ناگهانی را تأیید می‌نمایند.

### نتیجه‌گیری

در این تحقیق بمنظور حل جریان‌های غیرماندگار با دامنه تغییرات زیاد و ناگهانی که مدل‌های هیدرودینامیک موجود از جمله مدل ICSS قادر به شبیه‌سازی آنها نبود اقدام به توسعه مدل ریاضی با استفاده از روش‌های حل عددی که قادر به تحمل تغییرات ناگهانی جریان می‌باشند، گردید. مدل تهیه شده با استفاده از الگوریتم حل عددی مک‌کورمک نوشته شد و همچنین بمنظور کاهش نوسانات ناشی از خطاهای حل عددی از روش TVD یا تغییرات کل از بین رونده استفاده گردید. طبق بررسی‌های صورت گرفته در مورد سابقه تحقیقات انجام گرفته در این زمینه مشخص گردید که شبیه‌سازی جریان‌های غیرماندگار در شبکه‌های آبیاری تاکنون با استفاده از روش‌های عددی صریح صورت نگرفته و الگوریتم ارائه شده در این تحقیق می‌تواند مقدمه‌ای بر شبیه‌سازی جریان‌های غیرماندگار در شرایط وجود مرز درونی با استفاده از روش‌های صریح باشد.

### فهرست منابع

- [1] Manz, D. H. (1985). "System analysis of irrigation conveyance system." Thesis as a Part of the Requirements of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [2] Amein, M. (1968). "An implicit method for numerical flood routing." J. Water Resources Research. 4(4), 719-726.
- [3] Garcia-Navarro, P., Alcrudo, F. and Saviron, J.M., (1992). "1D Open Channel Flow Simulation Using TVD-McCormack Scheme." Journal of Hydrolic Eng, (ASCE), Vol. 118, No:3, pp. 1359-1372.
- [4] Aureli, F., Mignosa, P., Tomirotti, M. (2000). "Numerical Simulation and Experimental Verification of Dam-Break Flows with Shocks." Journal of Hydrolic Research, Vol:38, No:3, 197-206.
- [۵] بنی‌هاشمی، م. ع. (۱۳۸۲). مدل دو بعدی شکست سد. گزارش تحقیقاتی، سازمان مدیریت منابع آب ایران،

معاونت پژوهشی، گزارش نهایی.



- [6] MacCormack, R. W. (1969). "The effect of viscosity in hypervelocity impact cratering,." Amer. Inst. Astro., Paper 69-354, Cincinnati, OH.
- [7] Fennena ,R.J.,Chaudhry,M.H. (1986). "Explicit Numerical Schemes for Unsteady Free-Surface Flows with Shocks." Water Resources Research, Vol.22, n.13,pp.1923-1930.
- [8] Dammuller, D., Bhallamudi, S. M., and Chaudhry, M.H. (1980). "Modeling of unsteady flow in curved channels." Journal of Hydraulic Engineering, Amer. Soc. Civil Engineers., 115, no. 11: 479-95.
- [۹] صالحی نیشابوری، ع. ا. تقدیسیان، س. م. (۱۳۷۶). جریان در کانال‌های باز، انتشارات جزیل. ۶۴۸ ص.
- [10] Harten, A. (1983). "High resolution schemes for hyperbolic conservation laws." J. Comput. Physics, 46, 357-393.
- [۱۱] قدوسی، ح. (۱۳۸۵). طبقه‌بندی جامع جریان‌های غیرماندگار از دیدگاه بهره‌برداری در کانال‌های آبیاری و تهیه مدل‌های ریاضی مدیریت بهینه آنها، رساله دکتری، سازه‌های آبی، دانشکده کشاورزی، دانشگاه تربیت مدرس.