

طراحی بهینه مقطع کانال بتنی برای حداقل کردن هزینه تلفات آب، پوشش و عملیات خاکی

محمود محمد رضاپور طبری^{۱*}، شیوا توکلی^۲ و محسن مزک‌ماری^۳

چکیده

طراحی مقطع کانال با کمترین هزینه شامل کمینه کردن مجموع هزینه‌های هر متر از طول کانال تحت شرایط جریان یکنواخت است. این هزینه‌ها شامل هزینه‌های مربوط به پوشش هر متر از طول کانال، هزینه هر مترمکعب عملیات خاکی و هزینه مرتبط با تلفات آب (شامل تلفات نشت و تبخیر) هستند که به‌عنوان تابع هدف در این بررسی در نظر گرفته شده است. تلفات نشت به هندسه کانال و تلفات تبخیر از سطح آزاد آب بستگی دارد. در این بررسی از معادله مانینگ به‌عنوان قید اصلی مسئله استفاده شده است. علاوه بر این قید، در طراحی مقطع بهینه کانال‌ها از دو قید فرعی شامل حداقل سرعت مجاز و عدد فرود، استفاده شده است. برای بهینه‌سازی ابعاد کانال، از الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر جستجوی مستقیم استفاده شد. با استخراج نتایج مدل بهینه‌سازی در قالب نمودارهای بی‌بعد، امکان طراحی ساده ابعاد بهینه کانال در جهت حداقل کردن هزینه‌های هر متر از طول کانال فراهم می‌شود. با بررسی نتایج این پژوهش می‌توان دریافت که کانال ذوزنقه‌ای با دبی مشخص در شیب جانبی ۰/۷۵ دارای بیشترین و در شیب جانبی ۱/۵ دارای کمترین عمق نرمال است. همچنین در طراحی بهینه کانال مثلی، عمق نرمال کانال در شیب‌های جانبی بیشتر دارای مقدار کمتری است در حالیکه عرض سطح آب در این حالت افزایش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی: بهینه‌سازی، تابع هزینه، تلفات آب، کانال بتنی، معادله مانینگ.

ارجاع: محمد رضاپور طبری م. توکلی ش. و مزک‌ماری م. ۱۳۹۴. طراحی بهینه مقطع کانال بتنی برای حداقل کردن هزینه تلفات آب، پوشش و عملیات خاکی. مجله پژوهش آب ایران. ۱۱:۱۷-۲۲.

۱- استادیار گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهرکرد.

۲- کارشناس ارشد سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهرکرد.

۳- کارشناس ارشد سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهرکرد.

* نویسنده مسئول: mrtabari@eng.sku.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۰۱/۲۹

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۰۶/۰۴

مقدمه

آب مایه حیات بوده و حفظ و نگهداری آن در جهت تأمین پایدار نیازهای آبی امری مهم است. با توجه به اینکه بخش زیادی از تلفات آب در شبکه‌های توزیع آب در سطح اراضی کشاورزی و کانال‌های انتقال آب است، بنابراین تدوین استراتژی مناسب در جهت طراحی بهینه کانال‌های مرتبط می‌تواند از اتلاف بخش زیادی از منابع آبی مورد استفاده جلوگیری کند (قذاوا، ۲۰۱۱). از آنجا که کشور ایران دارای یکی از بزرگ‌ترین شبکه‌های آبی خاورمیانه (شبکه آبیاری ناحیه شمال خوزستان) است، از این جهت مستثنی نبوده و با توجه به نیاز ساخت سیستم‌های انتقال آب، حداقل کردن هزینه‌های مربوط به این سازه‌ها در اولویت کار مهندسان و کارفرمایان قرار دارد. از جمله سازه‌های پر کاربرد در سیستم‌های انتقال آب کانال‌های روباز بوده که با توجه به دبی طراحی، دارای ابعاد کوچک تا بزرگ هستند. در صورتی که منبع کانال از اراضی کشاورزی دور باشد هزینه‌های مذکور مهم‌تر هستند.

میزان نشت از کانال، به ضریب هدایت هیدرولیکی خاک بستر، هندسه کانال و موقعیت آب نسبت به سطح کانال بستگی دارد. کانال‌ها جهت کاهش نفوذ پوشش می‌شوند اما این پوشش هزینه‌بر بوده و به مرور زمان فرسوده شده و نشت از آن‌ها افزایش می‌یابد. پس میزان نفوذ باید در طراحی در نظر گرفته شود. از جمله هزینه‌های دیگر کانال، هزینه‌های مرتبط با عملیات خاکی و در صورت نیاز عملیات پوشش است. پژوهش‌های بسیاری در زمینه طراحی بهینه کانال در یک سیستم انتقال انجام شده است. از جمله این پژوهش‌ها می‌توان به بررسی‌های پریسمن (۱۹۵۷)، ایلینسکای و کاکیمو (۱۹۸۴) و کاکیمو (۱۹۹۲) در زمینه شکل و ابعاد بهینه کانال از نقطه نظر نشت، بررسی‌های واجیان و راشتون (۱۹۸۷) در زمینه طراحی کانال برای حداقل کردن تلفات آب از کانال، پژوهش‌های سوامی و همکاران (۲۰۰۱، ۲۰۰۰a, b) و (۲۰۰۲b) برای کمینه‌کردن هزینه‌های کانال و تلفات آب ناشی از تبخیر و نفوذ و نتایج بهینه‌سازی ابعاد کانال توسط قذاوا (۲۰۱۱) در مصر برای کمینه کردن تلفات ناشی از نفوذ و تبخیر اشاره کرد. با توجه به اینکه در بررسی‌های قبلی اثرات توأم هزینه‌ها (پوشش و خاک‌برداری) و تلفات (نشت و تبخیر) دیده نشده است پس در این پژوهش مدلی بر پایه معادلات صریح تلفات

نفوذ و تبخیر، رابطه مانینگ و هندسه کانال به کار گرفته شده تا با کمینه کردن همزمان هزینه‌های تلفات آب، عملیات خاکی و پوشش کاری به طراحی بهینه مقطع کانال‌ها دست یافت.

مواد و روش‌ها

برای دستیابی به هدف‌های این پژوهش لازم است هزینه‌های مرتبط با هر متر از طول یک کانال بتنی که مشتمل بر هزینه‌های تلفات آب، تلفات نفوذ و پوشش کانال است به درستی تعریف شود.

هزینه تلفات آب

تلفات آب از یک کانال شامل تلفات نفوذ و تبخیر است. تلفات نفوذ به هندسه کانال و تلفات تبخیر به سطح آزاد آب بستگی دارد. اگر جبران آبی که به یکی از این دو صورت به هدر می‌رود هزینه‌بر باشد، هزینه تلفات آب در طول دوره بهره‌برداری می‌تواند قابل توجه باشد (قذاوا، ۲۰۱۱ و سوامی و همکاران، ۲۰۰۲a).

تلفات نفوذ

با اینکه کانال‌ها به جهت حذف تلفات نفوذ، پوشش می‌شوند، اما در طول زمان و در اثر ترک‌های به وجود آمده همچنان تلفات نفوذ وجود دارد. پژوهش‌های واجیان و راشتون (۱۹۸۷) نشان می‌دهد که عمل پوشش کانال به‌طور کامل مؤثر نبوده و در یک کانال با پوشش ۹۹٪، فقط ۳۰ تا ۴۰ درصد تلفات نفوذ کاهش می‌یابد. پس تلفات نفوذ در کانال‌های پوشش‌دار نیز زیاد است. تلفات نفوذ را می‌توان با رابطه ۱ بیان کرد (سوامی و همکاران، ۲۰۰۲b):

$$q_s = ky_n F_s \quad (1)$$

رابطه بالا برای کانال در یک محیط متخلخل همگن، ایزوتروپیک و هنگامی که تراز آب زیرزمینی در عمق بسیار زیاد باشد، بیان شده و در آن q_s تلفات ناشی از نفوذ آب در هر متر از طول کانال $\left(\frac{m^2}{s}\right)$ ، k ضریب هدایت هیدرولیکی $\left(\frac{m}{s}\right)$ ، y_n عمق نرمال کانال (m) و F_s تابع بی‌بعد نفوذ که وابسته به هندسه کانال است. مقدار F_s با توجه به هندسه کانال و تراز سطح آب زیرزمینی قابل تخمین است. در این پژوهش برای تخمین مقدار F_s

$$q_w = ky_n \left[(4\pi - \pi^2)^{1.3} + (2m)^{1.3} \right]^{0.77} + 2my_n E \quad (۶)$$

$$q_w = ky_n \left[(4\pi - \pi^2)^{0.77} + \left(\frac{b}{y_n} \right)^{0.77} \right]^{1.3} + bE \quad (۷)$$

$$q_w = ky_n \left[\left(\frac{\{4\pi - \pi^2\}^{1.3} + \{2m\}^{1.3}}{1.3+0.6m} \right)^{\frac{0.77+0.462m}{1+0.6m}} + \left\{ \frac{b}{y_n} \right\}^{\frac{1+0.6m}{1.3+0.6m}} \right] \quad (۸)$$

$$+ (b + 2my_n)E$$

با فرض زیاد بودن طول عمر کانال، هزینه تلفات آب با رابطه ۹ به دست می‌آید (سوامی، ۲۰۰۲ a).

$$C_w = \frac{3.156 \times 10^7 c_w}{r} (ky_n F_s + ET) \quad (۹)$$

در این رابطه r نرخ بهره (Rial/Rial/year) و c_w هزینه هر مترمکعب آب $\left(\frac{\text{Rial}}{m^3} \right)$ می‌باشد. هزینه‌های مربوط به تلفات نفوذ و تبخیر با توجه به محل متغیر می‌باشند، لذا معادله ۹ را می‌توان به صورت زیر ارائه کرد:

$$C_w = c_{ws} y_n F_s + c_{we} T$$

$$c_{ws} = \frac{3.156 \times 10^7 k c_w}{r} \quad (۱۰)$$

$$c_{we} = \frac{3.156 \times 10^7 E c_w}{r}$$

هزینه عملیات خاکی

عملیات خاکی در پروژه‌های عمرانی یکی از پارامترهای پرهزینه است، با توجه به اینکه عملیات خاکی به مقطع کانال بستگی دارد، هزینه آن با رابطه ۱۱ به دست می‌آید (سوامی و همکاران، ۲۰۰۰ a):

$$C_e = c_e A + c_r A \bar{y}_n \quad (۱۱)$$

در این رابطه C_e هزینه عملیات خاکی برای یک متر طول کانال $\left(\frac{\text{Rial}}{m} \right)$ ، c_e هزینه هر مترمکعب عملیات خاکی در سطح زمین $\left(\frac{\text{Rial}}{m^3} \right)$ ، c_r ضریب افزایش قیمت به ازای افزایش هر متر عمق کانال $\left(\frac{\text{Rial}}{m^4} \right)$ ، A سطح مقطع مجرای کانال (m^2) و \bar{y}_n فاصله مرکز سطح مجرای کانال از سطح آزاد آب است.

برای زمانی که تراز سطح آب زیرزمینی در عمق باشد، از رابطه ۲ برای مقاطع دوزنقه‌ای، مثلثی و مستطیلی استفاده شد (قذاوا، ۲۰۱۱ و سوامی و همکاران، ۲۰۰۱).

$$F_s = \left[\left(\frac{\{4\pi - \pi^2\}^{1.3} + \{2m\}^{1.3}}{1.3+0.6m} \right)^{\frac{0.77+0.462m}{1+0.6m}} + \left\{ \frac{b}{y_n} \right\}^{\frac{1+0.6m}{1.3+0.6m}} \right] \quad (۲)$$

در این رابطه m شیب جانبی مقطع و b عرض کف کانال است.

تلفات تبخیر

تلفات تبخیر به دو عامل بستگی دارد؛ تأمین انرژی برای فراهم کردن گرمای نهان تبخیر و توانایی حمل بخار از سطح تبخیر که خود به سرعت باد روی سطح آب و گرادیان رطوبت ویژه موجود در هوای بالای تراز سطح آب بستگی دارد. برای تخمین نرخ تبخیر از رابطه ۳ استفاده شد (قذاوا، ۲۰۱۱ و سوامی و همکاران، ۲۰۰۱ a و ۲۰۰۲):

$$E = 2.262 \times 10^{-8} (1 + 0.25u_2) \left[\exp \left(\frac{17.27\theta_w}{237.3 + \theta_w} \right) - R_h \exp \left(\frac{17.27\theta_a}{237.3 + \theta_a} \right) \right] \quad (۳)$$

در این رابطه E دبی تبخیر از واحد سطح آزاد آب $\left(\frac{m^3}{s \cdot m^2} \right)$ ، θ_w دمای سطح آب $(^\circ C)$ ، θ_a متوسط دمای هوا $(^\circ C)$ و R_h رطوبت نسبی و u_2 سرعت باد در ۲ متری است.

با توجه به مقدار E در رابطه ۳، تلفات تبخیر از کانال با رابطه ۴ بیان می‌شود (قذاوا، ۲۰۱۱ و سوامی، ۲۰۰۱ و ۲۰۰۲ a):

$$q_e = E \times T \quad (۴)$$

در این رابطه T عرض سطح آب (متر) است. با توجه به رابطه ۱ و ۴، میزان کل تلفات آب برابر است با:

$$q_w = ky_n F_s + E \times T \quad (۵)$$

با توجه به رابطه ارائه شده برای F_s ، مقدار q_w برای کانال‌های مثلثی، مستطیلی و دوزنقه‌ای به ترتیب با رابطه‌های ۶، ۷ و ۸ بیان می‌شود (قذاوا، ۲۰۱۱ و سوامی و همکاران، ۲۰۰۰ a, b):

$$Q = \frac{\psi}{n} R^{\frac{2}{3}} S_0^{\frac{1}{2}} A \quad (14)$$

در این رابطه، Q دبی جریان (cms)، A سطح مقطع جریان (m^2)، شعاع هیدرولیکی (m)، S_0 شیب طولی کف کانال (بی‌بعد) و ψ ثابت سیستم اندازه‌گیری می‌باشد (در سیستم SI و انگلیسی به ترتیب برابر ۱ و $1/486$) است.

قید سرعت

بر اساس دبی جریان، سرعت متوسط جریان محاسبه می‌شود. اگر سرعت آب کم باشد، رسوبات موجود در آب، فرصت ته‌نشینی داشته و سبب افزایش تراز آب شده و در نهایت ظرفیت کانال را کاهش می‌دهد. از طرفی سرعت زیاد جریان می‌تواند کف و دیواره‌های کانال را فرسایش دهد. به‌طور کلی در این پژوهش از رابطه هندوستان (رابطه ۱۵) برای بررسی حد پایین سرعت جریان در کانال استفاده شده است (بیرامی، ۱۳۸۸):

$$V_{\min} = 0.41 y_n^{0.64} \quad (15)$$

قید عدد فرود

برای دستیابی به طراحی بهتر و دقیق‌تر لازم است که پارامترهای جریان با عدد فرود نیز کنترل شود. بر اساس تحقیقات مؤسسه USBR^۱ محدوده عدد فرود در کانال‌ها بین ۰/۱۲-۰/۳۵ پیشنهاد می‌شود.

تابع هدف و محدودیت‌های آن

تابع هدف، طراحی بهینه مقطع کانال به گونه‌ای که مجموع هزینه‌های هر متر از طول کانال تحت شرایط جریان یکنواخت حداقل شود، است. بنابراین می‌توان تابع هدف و محدودیت‌ها را به‌صورت رابطه‌های زیر بیان کرد.

$$Z = \min(\text{cost}) \quad (16)$$

$$\phi(y_n, b, m) = A^{\frac{5}{3}} P^{\frac{2}{3}} - SF = 0$$

$$V - 0.41 y_n^{0.64} \geq 0 \quad (17)$$

$$0.12 \leq V / \sqrt{gD} \leq 0.35$$

که در آن ϕ قید مانینگ و تابعی از y_n (عمق نرمال)، b عرض سطح آب، m شیب جانبی، A سطح مقطع جریان، P محیط تر شده، SF فاکتور سطح و D

هزینه پوشش کانال

با توجه به نوع و جنس پوشش، می‌توان هزینه هر مترمربع از پوشش کانال را با C_L نمایش داد، در این صورت هزینه پوشش برای واحد طول کانال با رابطه ۱۲ بیان می‌شود (سوامی و همکاران، ۲۰۰۰):

$$C_L = C_L P \quad (12)$$

C_L هزینه پوشش برای هر متر از طول کانال ($Rial/m$)،

C_L هزینه پوشش برای واحد سطح ($Rial/m^2$) و P

محیط تر شده است.

کل هزینه هر متر طول کانال

با توجه به رابطه‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ هزینه هر متر از طول کانال به‌صورت رابطه ۱۳ می‌باشد (سوامی و همکاران، ۲۰۰۰):

$$\text{Cost} = C_w + C_e + C_L = c_{ws} F_s y_n + c_{we} T + c_e A + c_r A \bar{y} + C_L P \quad (13)$$

لازم به ذکر است که هزینه‌های مربوط به قیمت آب، عملیات خاکی و پوشش نسبت به زمان متغیرند. اما همان‌گونه که مشاهده می‌شود نسبت‌های C_{we}/C_e ، C_{ws}/C_e ، C_r/C_e ، C_L/C_e دارای بعد طول بوده و مستقل از واحد پول انتخابی هستند. این نسبت‌ها را می‌توان برای انواع مختلف پوشش، لایه‌های خاک و شرایط آب و هوایی با استفاده از نسبت واحد مناسب محاسبه کرد.

ساختار مدل پیشنهادی

برای تعیین ابعاد بهینه کانال‌ها با توجه به متغیرهای تصمیم مسئله، لازم است ساختاری بر مبنای روابط حاکم بر تابع هدف و محدودیت‌ها تعریف شود. در این پژوهش تابع هدف عبارتست از تعیین مقطع بهینه کانال به‌طوری که هزینه‌های ناشی از تلفات آب، عملیات خاکی و پوشش کانال کم شود. برای دستیابی به این هدف، محدودیت‌هایی در قالب روابط زیر تعریف شود.

قید دبی جریان (رابطه مانینگ)

برای بهینه‌سازی ابعاد کانال، مقدار دبی جریان با رابطه مانینگ (رابطه ۱۴) محاسبه قرار می‌شود:

جواب اولیه $x_{N \times 1}$ و اندازه شبکه برابر با m باشد جواب‌هایی با استفاده از روابط ۱۸ در اطراف جواب اولیه تولید می‌شوند.

$$\begin{aligned} x_{N \times 1}^1 &= m \times [1 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ x_{N \times 1}^2 &= m \times [0 \ 1 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ x_{N \times 1}^3 &= m \times [0 \ 0 \ 1 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ &\vdots \\ x_{N \times 1}^N &= m \times [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 1]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ x_{N \times 1}^{N+1} &= m \times [-1 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ x_{N \times 1}^{N+2} &= m \times [0 \ -1 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ x_{N \times 1}^{N+3} &= m \times [0 \ 0 \ -1 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ &\vdots \\ x_{N \times 1}^{2N} &= m \times [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ -1]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \end{aligned} \quad (18)$$

(ب) روش جستجوی مستقیم شبکه هیبریدی در این روش به تعداد $N+1$ جواب با توجه به جواب اولیه و با الگوی مشخص با استفاده از روابط ۱۹ در اطراف جواب اولیه تولید می‌شوند.

با توجه به جواب‌های تولیدی، مقدار تابع هدف برای هر یک محاسبه شده و با مقدار تابع هدف مربوط به جواب اولیه مقایسه می‌شود. چنانچه جوابی بهتر از جواب اولیه در بین مجموعه جواب‌های تولید شده وجود داشته باشد مسیر حرکت مدل بهینه‌سازی از نقطه اولیه به نقطه‌ای خواهد بود که از نظر تابع هدف قابل قبول تر باشد.

$$\begin{aligned} x_{N \times 1}^1 &= m \times [1 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ x_{N \times 1}^2 &= m \times [0 \ 1 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ x_{N \times 1}^3 &= m \times [0 \ 0 \ 1 \ 0 \ \dots \ 0]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ &\vdots \\ x_{N \times 1}^N &= m \times [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \dots \ 1]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \\ x_{N \times 1}^{N+1} &= m \times [-1 \ -1 \ -1 \ \dots \ -1]_{N \times 1} + x_{N \times 1} \end{aligned} \quad (19)$$

در این حالت اندازه شبکه با استفاده از ضریب انبساط افزایش می‌یابد و مدل فضای بیشتری را جستجو می‌کند. اما اگر جواب بهتری در فضای اولیه مشخص شده، یافت نشد با استفاده از ضریب انقباض و نوع روش جستجوی تعداد نقطه دیگری که به نقطه اولیه نزدیک‌تر باشند تولید می‌شود. این روند تولید مجموعه جواب‌ها با استفاده از

عمق هیدرولیکی کانال می‌باشد. در این پژوهش، هدف تعیین عمق نرمال و عرض سطح آب برای شیب‌های جانبی متفاوت کانال‌ها، تحت قیود مسئله است به گونه‌ای که هزینه‌های هر متر از طول کانال‌ها حداقل شود. برای رسیدن به این هدف و رسیدن به ابعاد بهینه کانال‌ها استفاده از یک ابزار بهینه‌ساز ضروری است که در زیر به آن پرداخته می‌شود.

ساختار ابزار بهینه‌سازی مورد استفاده

نحوه تعیین مقدار بهینه ابعاد کانال بر مبنای ساختار پیشنهادی با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر جستجوی تصادفی می‌باشد. این روش به دلیل سرعت اجرای بالا، دقت زیاد در دستیابی به جواب نزدیک به بهینه کلی و جستجوی کامل فضای تصمیم موجه^۱ در این پژوهش مورد توجه است. این روش از یک نقطه تصادفی در فضای موجه تصمیم (فضایی که در آن محدودیت‌های مدل بهینه‌سازی رعایت شده است) شروع شده و با استفاده از ضریب‌های انبساط و انقباض به سمت جواب بهینه کلی حرکت می‌کند. به بیان دیگر ابتدا فضای منطقی (موجه) متغیرهای تصمیم، ضریب‌های انبساط و انقباض و تعداد تکرارهای لازم برای دستیابی به جواب نزدیک به بهینه کلی مشخص می‌شود. سپس با توجه به محدودیت‌های مدل مدیریتی، یک جواب اولیه به صورت تصادفی ایجاد می‌شود. با توجه به نقطه اولیه و نوع روش جستجو، نقاطی حول جواب اولیه تولید می‌شود. از روش‌های جستجوی در این الگوریتم می‌توان به روش جستجوی الگوی تعمیم یافته (GPS)^۲ و روش جستجوی مستقیم شبکه هیبریدی (MADS)^۳ اشاره کرد که نحوه جستجوی هر یک جداگانه ارائه می‌شود. در هر دو روش با توجه به تعداد متغیرهای تصمیم (N) جواب‌هایی با الگوی مشخص در اطراف جواب اولیه تولید می‌شود. لازم به ذکر است فضای جستجوی این الگوریتم‌ها وابسته به تعداد متغیرهای تصمیم بوده و N بعدی است.

الف) روش جستجوی الگوی تعمیم یافته

در این روش به تعداد $2N$ جواب با توجه به جواب اولیه و با الگوی مشخص تولید می‌شود. به عبارت دیگر چنانچه

1- Feasible Decision Space
2- Generalized Pattern Search
3- Mesh Adaptive Direct Search

معلوم Q ، n ، m ، S_0 ، k/E می‌توان ابعاد بهینه کانال مورد نظر را مشخص کرد. استخراج جواب مسئله در قالب نمودارهای بی‌بعد سبب ایجاد یک ارتباط گرافیکی مناسب بین پارامترهای معلوم و مجهول مسئله، بدون اجرای دوباره ساختار پیشنهادی می‌شود.

تدوین نمودارهای بی‌بعد براساس ابعاد بهینه کانال‌ها با توجه به کاربرد نمودارهای بی‌بعد در طراحی سازه‌های هیدرولیکی، در این مطالعه ابعاد بهینه به دست آمده بر λ (که مقدار آن معادل $SF^{0.375}$ و واحد آن طول (m) است) تقسیم شده تا ابعاد کانال مطابق روابط زیر به صورت پارامترهای بی‌بعد درآیند:

$$b^* = \frac{b}{SF^{0.375}} \quad (20)$$

$$y^* = \frac{y_n}{SF^{0.375}} \quad (21)$$

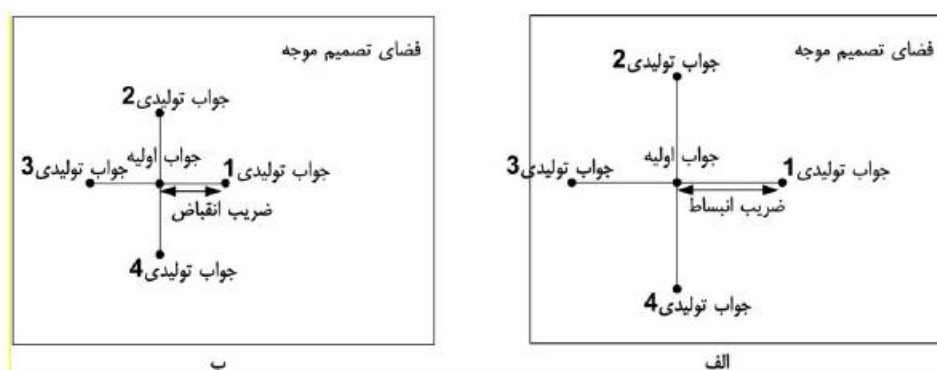
$$T^* = \frac{T}{SF^{0.375}} \quad (22)$$

براساس شکل‌های ۵ و ۶، پارامترهای بی‌بعد شده عرض سطح آب و عمق آب در برابر شیب‌های جانبی متفاوت کانال‌ها را به ازای دبی‌های مختلف نشان می‌دهند. روش استفاده از نمودارهای بی‌بعد به این صورت است که ابتدا با تعیین مقدار شیب جانبی و دبی جریان و با توجه به شکل‌های ۵ و ۶، مقادیر b^* ، y^* و T^* به دست می‌آید. سپس با داشتن Q ، n ، S_0 مقدار SF محاسبه و در نهایت با رابطه‌های ۲۰ تا ۲۲ مقادیر b ، y_n و T هر کانال محاسبه می‌شود (شکل ۷).

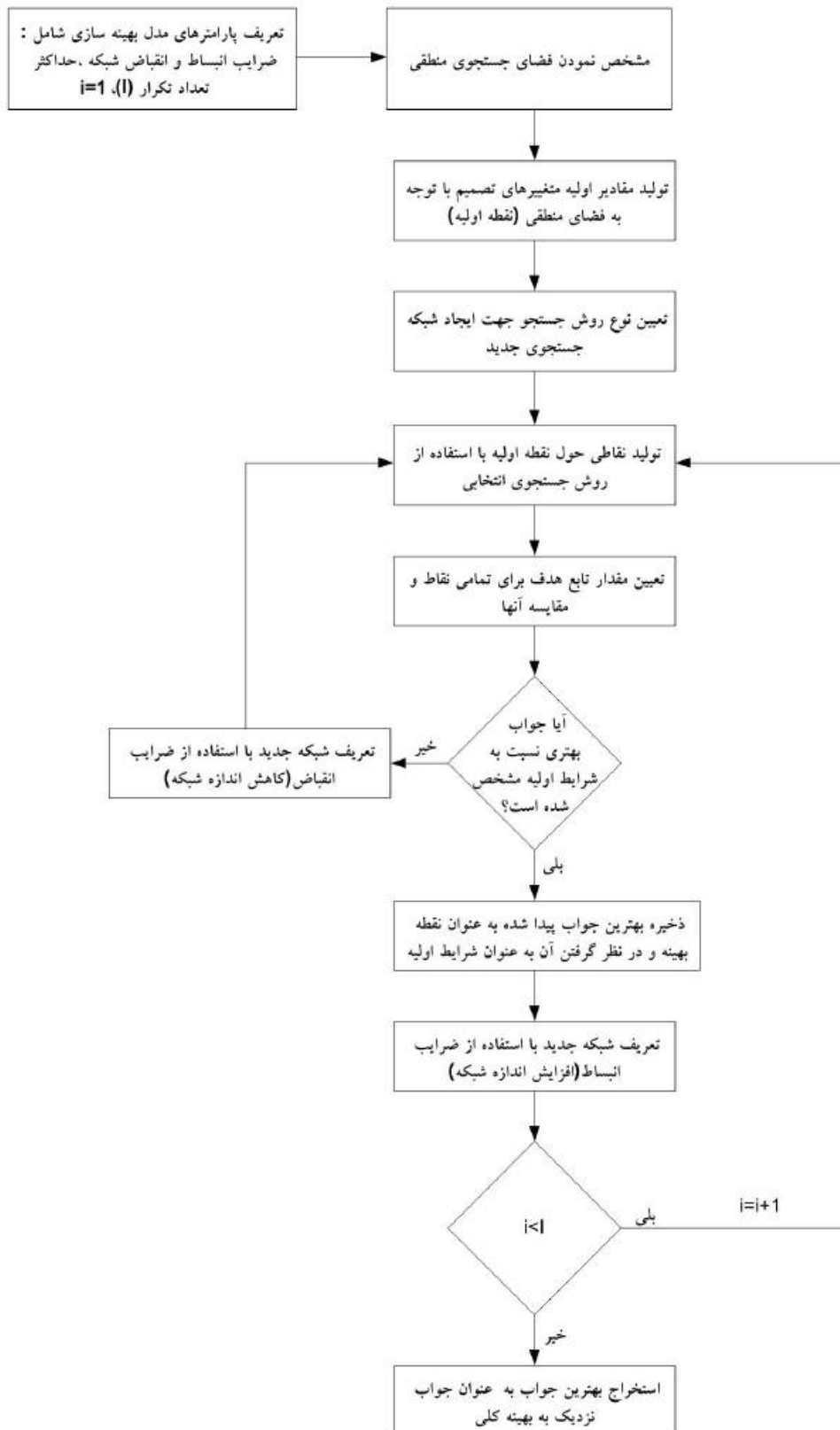
ضریب‌های انبساط و انقباض تا زمانی ادامه می‌یابد که تغییری در جواب بهینه به دست آمده حاصل نشود. به‌عنوان نمونه چنانچه تعداد متغیرهای تصمیم برابر با ۲ باشد و به روش جستجو الگوی تعمیم یافته بررسی گردد، می‌توان براساس شکل ۱ ضریب‌های انبساط و انقباض را برای دستیابی به مقدار نزدیک به بهینه کلی اعمال کرد. نحوه همگرایی به جواب بهینه با استفاده از این الگوریتم را می‌توان در شکل ۲ مشاهده کرد. برای بررسی بیشتر در خصوص الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر جستجوی مستقیم می‌توان به مقالات لویس و تورسزن (۲۰۰۲)، رافائل و اسمیت (۲۰۰۳) و اودت و دنیس (۲۰۰۳) مراجعه کرد.

نتایج و بحث

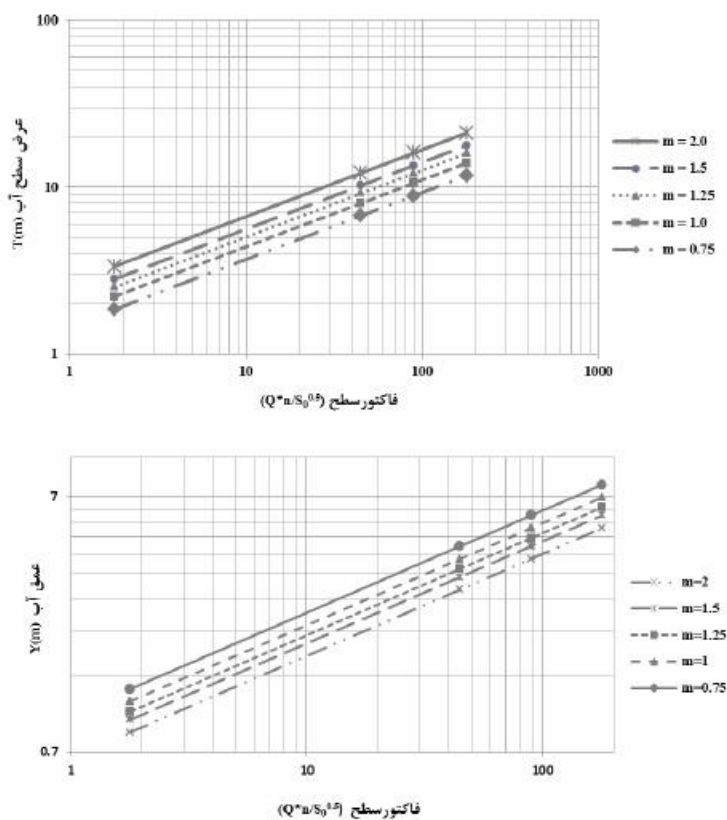
هدف از این پژوهش یافتن ابعاد هندسی کانال با توجه به کمترین میزان هزینه است. مقطع‌های مورد بررسی دوزنقه‌ای، مستطیلی و مثلثی هستند. برای تعیین مقادیر بهینه ابعاد کانال، با استفاده از ابزار بهینه‌ساز برای هر مقطع برنامه‌ای به صورت جداگانه تهیه شد که متغیرهای تصمیم آن برای مقطع دوزنقه، مثلثی و مستطیلی به ترتیب (b, y) ، (y, T) ، (y, b) می‌باشد. بر این اساس، ساختار پیشنهادی برای حالت‌های مختلفی از نسبت ضریب نفوذپذیری بتن به دبی تبخیر $(k/E = 0.5, 1, 2, 5)$ ، شیب جانبی و دبی اجرا و مقادیر بهینه آن‌ها برای هر مقطع ذخیره شد. براساس خروجی مدل‌های اجرا شده، شکل‌های ۳ و ۴ برای تعیین ابعاد بهینه کانال تهیه شد. بدین منظور با توجه به مقادیر



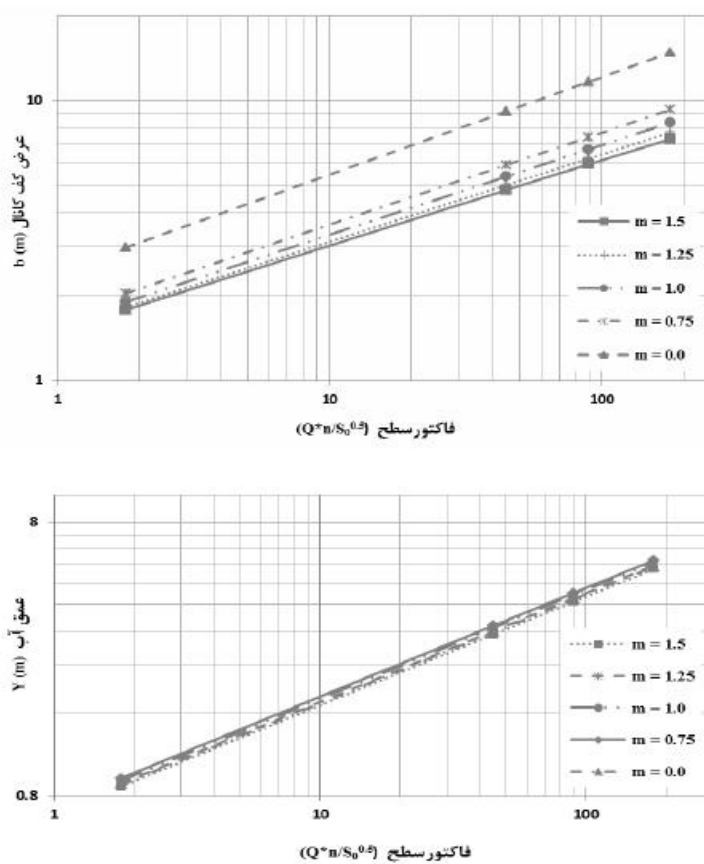
شکل ۱ نحوه اعمال ضریب‌های انبساط و انقباض در تولید مجموعه جواب تصادفی (محمد رضا پور طبری، ۱۳۸۸)



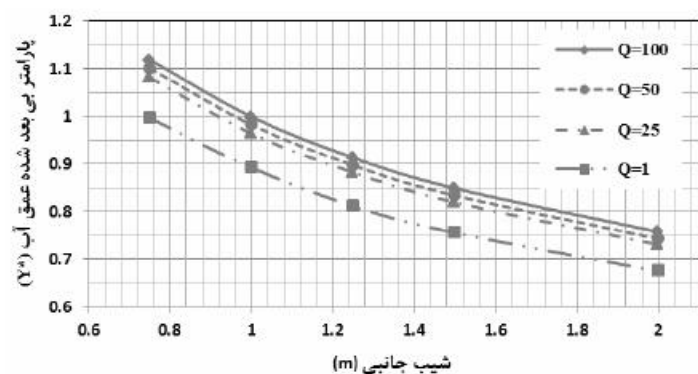
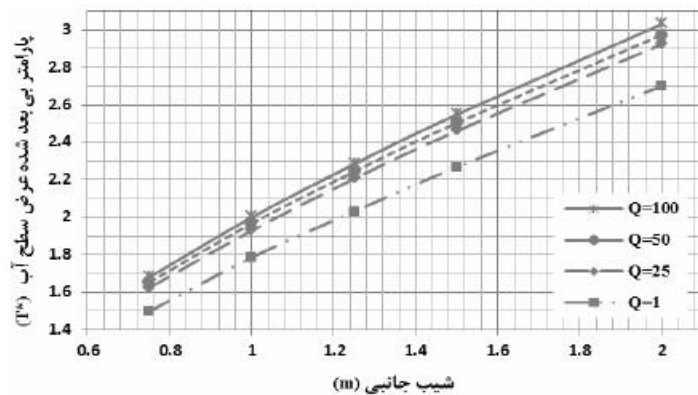
شکل ۲ ساختار مدل بهینه‌سازی مبتنی بر الگوریتم جستجوی مستقیم (محمد رضاپور طبری، ۱۳۸۸)



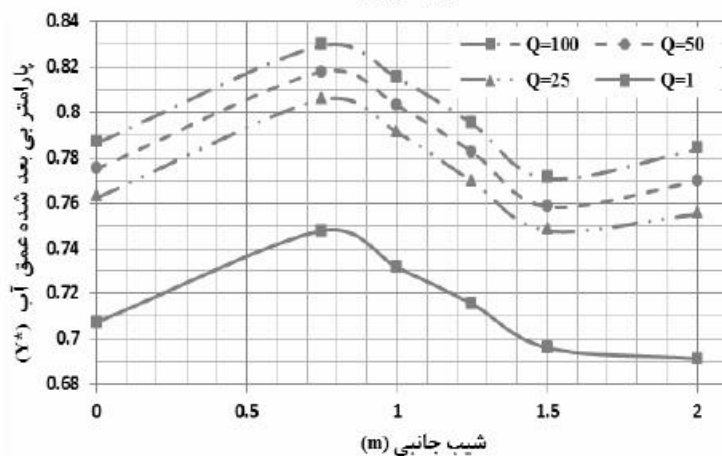
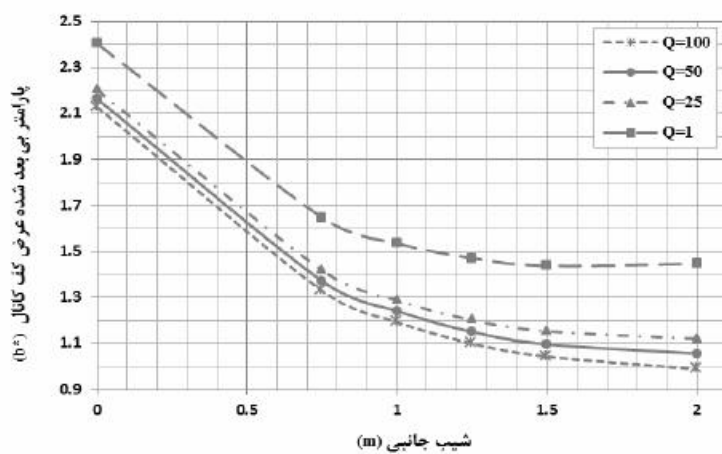
شکل ۳ نمودار عرض و عمق سطح آب در کانال مثلی در برابر فاکتور سطح در شیب‌های جانبی مختلف



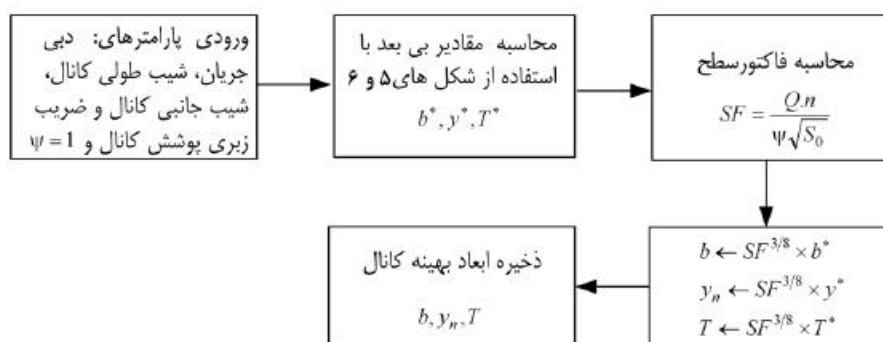
شکل ۴ نمودار عرض کف و عمق آب در کانال دوزنقه‌ای در برابر فاکتور سطح در شیب‌های جانبی مختلف



شکل ۵ نمودار عرض سطح آب و عمق آب بی‌بعد شده در برابر شیب جانبی برای کانال‌های مثلثی



شکل ۶ نمودار عرض گف کانال و عمق آب بی‌بعد شده در برابر شیب جانبی برای کانال‌های دوزنقه‌ای در دبی‌های مختلف



شکل ۷ الگوریتم تعیین مقادیر بهینه ابعاد کانال بر پایه نمودارهای بی بعد تولید شده

مثال های طراحی

در این پژوهش برای آشنایی هرچه بیشتر کاربرد نمودارهای مذکور برای به دست آوردن ابعاد بهینه کانال یک مثال عددی بیان شد. این مثال مشابه مثال مطرح شده توسط قذاوا (۲۰۱۱) می باشد.

مثال: تعیین ابعاد بهینه کانال مستطیلی با توجه به پارامترهای معلوم زیر:

$$Q = 6.25 \text{ cms} , S_0 = 0.0004 , n = 0.016 ,$$

$$E = 3 \frac{m}{\text{year}} , k = 1.5 \frac{m}{\text{year}}$$

حل: $\frac{k}{E} = 0.5, Q = 6.25 \frac{m^3}{s}, m = 0.0$ با توجه به شکل ۶، مقادیر b^*, y^* برابر است با:

$$b^* = 2.35 \text{ m} , y^* = 0.725 \text{ m} ,$$

$$SF = \frac{6.25(0.016)}{\sqrt{0.0004}}$$

$$b = b^* \times \left[SF^{\frac{3}{8}} \right] = 2.35 \times 1.82 = 4.27 \text{ m} \approx 4.3 \text{ m}$$

$$y = y^* \times \left[SF^{\frac{3}{8}} \right] = 0.725 \times 1.82 = 1.32 \text{ m}$$

برای بررسی نتایج حاصل از این پژوهش با نتایج قذاوا (۲۰۱۱)، نمونه هایی برای دو کانال مستطیلی و دوزنقه ای حل شد که ابعاد بهینه کانال ها در جدول های ۱ و ۲ ارائه شده است. نکته اینکه در بررسی قذاوا (۲۰۰۱) برای سرعت بخشیدن به محاسبات، مقادیر بیشینه عمق نرمال و عرض کف کانال با رابطه های زیر مشخص شده اند.

$$y_{\max} = 2^{0.25} \times \frac{(1+m^2)^{\frac{1}{8}}}{m^{\frac{5}{8}}} \times SF^{\frac{3}{8}} \quad (23)$$

$$y^* = \frac{y_n}{SF^{0.375}} \quad (24)$$

جدول ۱ مقایسه ابعاد کانال حاصل از این پژوهش با نتایج به دست آمده از قذاوا (۲۰۱۱)

نتایج این پژوهش		نتایج قذاوا (۲۰۱۱)		مشخصات کانال
دوزنقه ای	مستطیلی	دوزنقه ای	مستطیلی	
		۶/۲۵		دبی کانال $Q(\text{cms})$
		۰/۰۱۶		ضریب زبری n
		۰/۰۰۰۴		شیب طولی کانال S
		۳		میزان تبخیر $E(\frac{m}{\text{year}})$
		۱/۵		هدایت هیدرولیکی کانال $k(\frac{m}{\text{year}})$
۰/۵	۰	۰/۵	۰	شیب جانبی m
۳/۳۷	۴/۳	۱/۵	۲/۴۴	عرض کف کانال $b(m)$
۱/۳۷	۱/۳۲	۲/۱۳	۲/۳۵	عمق کانال $y(m)$

جدول ۲ مقایسه سرعت و عدد فرود حاصل از این پژوهش با نتایج پدست آمده از قذاوا (۲۰۱۱)

نتایج	مقطع	F_r	$D(m)$	$T(m)$	$V\left(\frac{m}{s}\right)$	$A(m^2)$	$Q(cms)$
قذاوا (۲۰۱۱)	مستطیلی	۰/۲۳	۲/۳۵	۲/۴۴	۱/۰۹	۵/۷۳	۶/۲۵
	دوزنقه‌ای	۰/۳۰	۱/۵۱	۳/۶۳	۱/۱۴	۵/۴۶	۶/۲۵
این پژوهش	مستطیلی	۰/۳۱	۱/۳۲	۴/۳۰	۱/۱۰	۵/۶۸	۶/۲۵
	دوزنقه‌ای	۰/۳۳	۱/۱۷	۴/۷۴	۱/۱۳	۵/۵۶	۶/۲۵

کانال سبب افزایش تلفات تبخیر نسبت به طراحی با روش قذاوا (۲۰۱۱) می‌شود. این افزایش نشان می‌دهد که حساسیت هزینه‌ها در عملیات خاکی خلاصه می‌شود. به عبارت دیگر در این پروژه مقدار تلفات آب به تنهایی هدف نیست بلکه حداقل کردن هزینه‌های مربوط به عملیات خاکی، پوشش‌کاری و تلفات آب با یکدیگر در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین زمانی که هزینه‌های خاک‌برداری و خاک‌ریزی نسبت به هزینه تلفات آب زیاد باشد، هزینه تلفات آب مهم شده و تلاش بر کاهش عملیات خاکی می‌شود.

- بررسی عددهای فرود و سرعت‌ها مشاهده می‌شود که تغییرات سرعت‌ها چندان محسوس نبوده ولی افزایش عدد فرود برای کاهش رسوب‌گذاری در کانال توصیه می‌شود.
- نتایج به دست آمده از روند بهینه‌سازی و بی‌بعدسازی نشان داد که با افزایش مقدار شیب جانبی در کانال مثلی عمق کاهش و مقدار عرض سطح آب افزایش خواهد یافت. این در حالی است که در مقطع دوزنقه‌ای با افزایش مقدار شیب جانبی، مقدار عرض سطح آب کاهش یافته و عمق کانال ابتدا تا شیب جانبی ۰/۷۵ افزایش و سپس از شیب جانبی ۰/۷۵ تا در حدود ۱/۵، کاهش و در نهایت از شیب جانبی ۱/۵ به بعد دوباره افزایش می‌یابد.
- کانال دوزنقه‌ای با دبی مشخص در شیب جانبی ۰/۷۵ دارای بیشترین و در شیب جانبی ۱/۵ دارای کمترین عمق نرمال است. این در حالی است که عرض سطح آب در شیب‌های جانبی کمتر مقدار بیشتری دارد.
- در طراحی یک کانال مثلی با یک دبی مشخص می‌توان گفت که عمق نرمال کانال در شیب‌های جانبی بیشتر دارای مقدار کمتری است در حالیکه عرض سطح آب در این حالت افزایش می‌یابد.

برای تعیین ابعاد کانال، معلوم بودن دبی، ضریب زبری پوشش، شیب جانبی، شیب طولی کانال و نسبت میزان شاخص تبخیر به ضریب نفوذپذیری بدنه لازم است. براساس پارامترهای بالا، مقادیر بی بعد شده عمق، عرض کف کانال و مقدار فاکتور سطح به توان ۰/۳۷۵ محاسبه شده و براساس نمودارهای بی‌بعد دو روش، مقادیر عمق و عرض کف کانال به دست می‌آید. به طور کلی برتری این پژوهش نسبت به بررسی قذاوا (۲۰۱۱)، دید کلی و اقتصادی حاکم در طراحی کانال است چراکه در پروژه‌های بزرگ با طول عمر بالا یکی از مهم‌ترین پارامترهای تعیین‌کننده، محدودیت هزینه‌ها است که در صورت عدم توجه به آن می‌تواند سبب شکست پروژه و نرسیدن به هدف‌های طرح شود. اگرچه این پژوهش و قذاوا (۲۰۱۱) تلاش بر یافتن عمق و عرض کف بهینه کانال را دارند، ولی این پژوهش تلاش بر اشراف کلی بر قیود حاکم و کلیه هزینه‌های مربوط به هر متر از طول کانال دارد. این در حالی است که در بررسی قذاوا (۲۰۱۱) با تکیه بر قیود کمتر تلاش بر به کمینه رساندن تلفات آب از کانال است. اگرچه با کم کردن این تلفات، هزینه مربوط به آن نیز کاسته می‌شود ولی هزینه‌های مرتبط با عملیات خاکی و پوشش‌تغییری نمی‌کند. با مقایسه نتایج این پژوهش و بررسی قذاوا (۲۰۱۱) می‌توان تأثیر قیود بیشتر و هزینه‌های مربوط به عملیات خاکی و پوشش را در ابعاد نهایی کانال مشاهده کرد.

نتیجه‌گیری

- به طور کلی از این پژوهش می‌توان نتایج زیر را در نظر گرفت:
- با مقایسه عددهای بی‌بعد برای عمق و عرض کف کانال در کانال‌های مستطیلی و دوزنقه‌ای، مشاهده می‌شود افزایش عرض کانال نسبت به عمق

- Canal Sections. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 126(1):28-32.
12. Swamee P. K. Mishra G. C. and Chahar B. R. 2000 c. Minimum cost design of lined canal sections. Water Resources Management. 14(1):1-12.
13. Swamee P. K. Mishra G. C. and Chahar B. R. 2001. Design of minimum Seepage Loss Canal Sections with Drainage Layer at Shallow Depth. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 127(5):287-294.
14. Swamee P. K. Mishra G. C. and Chahar B. R. 2002 a. Design of minimum water-loss canal sections. Journal of Hydraulic Research. 40(2):215-220.
15. Swamee P. K. Mishra G. C. and Chahar B. R. 2002 b. Optimal Design of Transmission Canal. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 128(4):234-243.
16. Wachyan E. and Rushton K. R. 1987. Water losses from irrigation canals. Journal of Hydrology. 92(3-4):275-288.

• به طور کلی می‌توان گفت که در این پژوهش طراحی یک کانال با مشخصات مشابه در دو منطقه متفاوت (از جمله منطقه‌های کوهستانی و منطقه‌های دشتی) به صورت یکسان انجام نمی‌شود. این امر ناشی از تفاوت هزینه‌ها است که خود تابع شرایط آب و هوایی و زمین‌شناسی هر منطقه است. همچنین با توجه به نتایج این پژوهش می‌توان دریافت که تفاوت هزینه‌ها از جمله هزینه عملیات خاکی در منطقه‌های مختلف سبب طراحی کانال مناسب‌تر و کم هزینه‌تر می‌شود.

منابع

1. بیرامی م. ک. ۱۳۸۸. طراحی سازه‌های انتقال آب. انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان. ۴۶۲ ص.
2. محمد رضا پور طبری م. ۱۳۸۸. مدل‌سازی بهره‌برداری تلفیقی بر پایه عدم دقت در مقیاس منطقه‌ای. رساله دکتری دانشکده عمران آب و محیط‌زیست. دانشگاه صنعتی امیرکبیر تهران. ۱۹۵ ص.
3. Audet C. and Dennis Jr J. E. 2003. Analysis of Generalized Pattern Searches. SIAM Journal on Optimization. 13(3):889-903.
4. Ghazaw Y. M. 2011. Design and analysis of a canal section for minimum water loss. Alexandria Engineering Journal, doi:10.1016/j.aej. 2011.12.002.
5. Ilyinsky N. B. and Kacimov A. R. 1984. Seepage-limitation optimization of the shape of an irrigation channel by the inverse boundary value problem method. Journal of Fluid Dynamics. 19(4):404-410.
6. Kacimov A. R. 1992. Seepage optimization for trapezoidal channel. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 118(4):520-526.
7. Lewis R. M. and Torczon V. 2002. A Globally Convergent Augmented Lagrangian Pattern Search Algorithm for Optimization with General Constraints and Simple Bounds. SIAM Journal on Optimization. 12(4):1075-1089.
8. Preissmann A. 1957. A propos de la filtration au-dessous des canaux. Houille Blanche. 12:181-188 (in French).
9. Raphael B. and Smith I. F. C. 2003. A direct stochastic algorithm for global search. Applied Mathematics and Computation. 146:729-758.
10. Swamee P. K. Mishra G. C. and Chahar B. R. 2000 a. Comprehensive Design of Minimum Cost Irrigation Canal Sections. Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 126(5):322-327.
11. Swamee P. K. Mishra G. C. and Chahar B. R. 2000 b. Design of Minimum Seepage Loss