

طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب با استفاده از الگوریتم ژنتیک

محمد هادی افشار و محمد هادی ستوده

چکیده: در این تحقیق امکان استفاده از روش الگوریتم ژنتیک جهت طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب مورد بررسی و تحقیق قرار گرفته است. مساله طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب با استفاده از مجموعه متغیرهای طراحی متفاوتی حل و نتایج آن با یکدیگر مقایسه شده است. نتایج حاصل بیانگر برتری روشی است که در آن از شیب لوله‌ها بعنوان متغیرهای تصمیم استفاده شده است. قابلیت‌های مدل‌های ارائه شده از طریق بکارگیری مدل در مورد دو مساله نمونه بررسی و نتایج آن با نتایج حاصل از روش‌های برنامه ریزی ریاضی و برنامه ریزی پویا مقایسه شده است.

کلمات کلیدی: شبکه‌های فاضلاب، بهینه سازی، الگوریتم ژنتیک، مانینگ، هیزین- ویلیامز

۱. مقدمه

احداث شبکه های جمع آوری و دفع فاضلاب از یک طرف بدلیل وسعت و گستردگی آنها و از طرف دیگر بدلیل عملیات خاکی و سازه ای حجیم آنها بسیار پر هزینه است. بدین ترتیب بدیهی است که هر گونه صرفه جویی در احداث این شبکه ها از طریق کاهش حجم مصالح و عملیات مورد نیاز آنها میتواند به صرفه جویی قابل توجهی منجر شود. این امر بخصوص در کشور ایران که بخش عمده ای از مناطق شهری فاقد سیستم جمع آوری فاضلاب بوده و بدلیل اثرات زیست محیطی ناشی از نبود آنها، سیاست عمومی بر احداث این گونه شبکه ها استوار شده است از اهمیت بیشتری برخوردار است. در سالهای اخیر طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب بطور قابل ملاحظه ای مورد توجه واقع شده است. بهینه‌سازی شبکه‌های جمع آوری فاضلاب هنگامی که بصورت ریاضی فرمولبندی شود، نمایانگر یک مسئله بهینه سازی غیر خطی مقید است که لزوم استفاده از روش‌های مناسب در حل اینگونه مسائل را اجتناب ناپذیر مینماید. الگوریتم های متفاوتی برای طراحی بهینه شبکه‌های جمع آوری فاضلاب در سالهای گذشته توسعه یافته‌اند که از آن جمله می توان به روش‌های برنامه ریزی پویا^۱، برنامه ریزی خطی^۲، برنامه ریزی

غیرخطی^۳ و روش‌های ابتکاری^۴ اشاره نمود. یکی از روش‌های متداول در طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب با توجه به طبیعت جریان یک سویه در این گونه شبکه ها، روش برنامه ریزی پویاست. این روش علیرغم قابلیت بالای آن در مورد متغیرهای گسسته، از قابلیت مناسبی در مورد متغیرهای پیوسته برخوردار نیست. علاوه بر این، روش برنامه ریزی پویا دارای مشکل ابعادی^۵ است که کاربرد آن را برای طراحی بهینه شبکه‌های بزرگ مشکل می‌سازد. داجانی [۱] با استفاده از روش برنامه ریزی پویا شبکه های جمع آوری فاضلاب کوچک را طراحی کرد، که در آن اقطار بصورت غیر استاندارد محاسبه می‌گردید. آرگمان و شامیر [۲] از روش برنامه ریزی پویا و میز و ونزل [۳] از روش برنامه ریزی پویای دیفرانسیلی گسسته^۶ برای بهینه سازی همزمان جانمایی و طراحی هیدرولیکی شبکه های جمع آوری فاضلاب استفاده کردند. مریت و بوگان [۴] از الگوریتم برنامه ریزی پویای دیفرانسیلی گسسته با متغیر تصمیم قطر و تراز کارگذاری لوله ها استفاده نمودند. کولکارنی و خانا [۵] روش بهینه سازی پویا را با معرفی گروه‌های شدنی در گره های رابط به منظور کاهش مشکل ابعادی در بهسازی هزینه سیستم‌های ثقلی- پمپاژی در طراحی بهینه شبکه های فاضلاب ارائه دادند. والش و براون [۶] نیز روشی کامپیوتری بر مبنای برنامه ریزی پویا ارائه دادند که با اعمال قیود طراحی ابتدا ناحیه جواب قابل قبول برای هر لوله بدست می آید و سپس از برنامه ریزی پویا در بهینه سازی شبکه ها استفاده می شود.

این مقاله در تاریخ ۸۳/۴/۳۰ دریافت و در تاریخ ۸۴/۱۲/۱۶ به تصویب نهایی رسیده است.

دکتر محمد هادی افشار، دانشیار دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران
mhafshar@iust.ac.ir

محمد هادی ستوده، دانشجوی کارشناسی ارشد سازه‌های هیدرولیکی دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران،
mhsotoodeh@hotmail.com

¹ Dynamic programming

² linear programming

³ non-linear programming

⁴ heuristic methods

⁵ curse of dimensionality

⁶ discrete differential dynamic programming

که در آن C هزینه طرح، D_i قطر لوله i ام، X_i عمق متوسط کارگذاری لوله i ام که تابعی از تراز کارگذاری بالادست و پایین دست لوله و بصورت غیر مستقیم تابعی از شیب لوله است، h_m ارتفاع آدمرو، h_p ارتفاع پمپاژ، h_D ارتفاع آدمرو ریزشی و NL تعداد لوله‌ها در شبکه است. در اینجا تابع هدف و قیود مسئله به شکل زیر معرفی می‌گردد:

۱-۲. تابع هدف

مجموع هزینه های طرح را که شامل هزینه های خرید، اجرا و نصب لوله ها و آدمروها و ایستگاههای پمپاژ و آدمروهای ریزشی، در صورت وجود، است بعنوان تابع هدف در نظر گرفته می‌شود که می‌بایست کمینه گردد. بنابراین تابع هدف بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_T = \sum C_{P_i}(D_i, X_i) + \sum C_{m_i}(h_m) + \sum C_{PUMP}(Q, h_p) + \sum C_{DROP}(h_D) \quad (2)$$

که در آن Q دبی پمپاژ، C_{P_i} هزینه واحد طول کارگذاری لوله i در شبکه، C_{m_i} هزینه آدمرو i ، C_{PUMP} هزینه ایستگاه پمپاژ و C_{DROP} هزینه آدمرو ریزشی در شبکه می‌باشد.

۲-۲. قیود

قیود متداول در طراحی شبکه های فاضلاب که ناشی از محدودیت‌های فنی و اجرایی است بصورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

- قید حداقل و حداکثر سرعت در دبی طراحی

$$V_{\min} \leq V_i \leq V_{\max}, \quad i = 1, \dots, NL \quad (3)$$

- قید تامین سرعت شستشو در دبی حداقل

$$\underline{V}_i \geq V_{clean} \quad i = 1, \dots, NL \quad (4)$$

- قید حداقل و حداکثر نسبت پرشدگی

$$\left(\frac{h}{D}\right)_{\min} \leq \left(\frac{h}{D}\right)_i \leq \left(\frac{h}{D}\right)_{\max} \quad i = 1, \dots, NL \quad (5)$$

- قید حداقل و حداکثر عمق کارگذاری

$$AD_{\min} \leq X_i \leq AD_{\max} \quad i = 1, \dots, NL \quad (6)$$

- قید حداقل قطر

$$D_i \geq D_{\min} \quad i = 1, \dots, NL \quad (7)$$

از طرف دیگر روشهای برنامه ریزی غیر خطی را در حالت کلی می‌توان تنها برای متعیرهای پیوسته بکار برد. این روش در عین حال که زمان کمتری برای جستجوی جواب بهینه صرف می‌کنند ولی تحت تاثیر نقطه شروع جستجو (حدس اولیه) می‌باشند و تضمینی در دستیابی به جواب بهینه کلی نمی‌دهند. هالند [۷] از روش برنامه ریزی غیرخطی و با استفاده از نرم افزارهای موجود این مسئله را حل کرد ولی با گرد کردن جواب‌های پیوسته به اقطار تجارتي از جواب بهینه دور می‌شد. گوپتا و همکاران [۸ و ۹] نیز از روش برنامه ریزی غیرخطی و توابع تاوانی برای تعیین قطرهای غیر استاندارد شبکه های بهینه استفاده کرد. فیشر [۱۰] از روش برنامه ریزی خطی صحیح مقدار^۷ برای تعیین قطرهای استاندارد شبکه‌های خیلی کوچک به همراه فرمول مانینگ در شرایط پر استفاده نمود. الیمام و چارالامبوس [۱۱] با توسعه و بکارگیری ترکیبی از برنامه ریزی خطی و گسسته سازی قطر، روشی ابتکاری برای طراحی بهینه سازی شبکه‌های فاضلاب بزرگ مقیاس ارایه دادند.

در این تحقیق مساله طراحی بهینه شبکه های جمع آوری فاضلاب با جانمایی مشخص با استفاده از الگوریتم ژنتیک و مدلهای هیدرولیکی مانینگ و هیزین- ویلیامز اصلاح شده حل شده است. از آنجا که مساله طراحی بهینه شبکه های جمع آوری فاضلاب را میتوان با متغیرهای تصمیم متفاوتی فرمولبندی کرد لذا در این مقاله سه مدل بهینه سازی با استفاده از متغیرهای تصمیم مختلف شیب لوله گذاری، تراز کارگذاری کف لوله ها در گره های بالادست و پایین دست و سرانجام تراز و ارتفاع ریزش (پمپاژ) گرهی توسعه داده و قابلیت‌های آنها با یکدیگر مقایسه شده است. لازم به تذکر است که قطر لوله ها در مدلهای فوق در حین فرایند بهینه سازی بصورت گسسته محاسبه می‌شود. مدل بهینه سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک با کدگذاری دودویی توسعه داده شده است. کاربرد مدل مورد نظر نشان میدهد که استفاده از شیب لوله گذاری بعنوان متعیرهای تصمیم به نتایج بهتری منجر میشود.

۲. مدل بهینه‌سازی

مسئله طراحی بهینه شبکه‌های جمع آوری فاضلاب با جانمایی مشخص را می‌توان بصورت زیر در قالب کلی مسائل بهینه سازی ریاضی تعریف کرد:

$$\begin{aligned} \text{Min} C &= \sum f(D_i, X_i, h_m, h_p, h_D) \quad i = 1, \dots, NL \\ \text{subject to:} \\ g_j(D_i, X_i, h_D, h_p) &\leq 0.0 \end{aligned} \quad (1)$$

⁷ integer linear programming

بصورت مستقیم با استفاده از مقادیر متغیرهای تصمیم محاسبه می‌شود.

مدل GA3 -

متغیر تصمیم در این مدل تراز و ارتفاع ریزش (پمپاژ) گرهی است. در این مدل تراز کف لوله‌ها با استفاده از تراز گرهی و ارتفاع ریزش (مقدار مثبت) یا ارتفاع پمپاژ (مقدار منفی) محاسبه می‌شود. لازم به تذکر است که قطر لوله‌ها در مدل‌های فوق در حین فرایند بهینه‌سازی بصورت گسسته محاسبه می‌شود.

الگوریتم ژنتیک ارائه شده در این تحقیق برای دستیابی به طرح بهینه شبکه‌های فاضلاب شامل گامهای زیر است:

گام ۱- خواندن اطلاعات لازم ورودی شامل اطلاعات شبکه (تعداد لوله‌ها، تعداد گره‌ها، مقدار جریان، تراز زمین و غیره) و اطلاعات ژنتیکی (تعداد جمعیت، تعداد نسل، احتمال جهش و ترکیب، نحوه انتخاب، معیار همگرایی و غیره)

گام ۲- تولید جمعیت اولیه بصورت تصادفی

گام ۳- $i = 1$

گام ۴- انجام مراحل زیر برای تمام جوابها در جمعیت

(i) $k = 1$

(ii) محاسبه مقادیر شیب، قطر و تراز کارگذاری لوله‌ها

(iii) شبیه‌سازی هیدرولیکی برای محاسبه سرعت جریان و نسبت پرشدگی فاضلاب

(iv) محاسبه هزینه شبکه و هزینه تخلف از قیود

(v) $k = k + 1$

(vi) اگر $\langle npop \rangle k$ به گام ii برو

گام ۵- $i = i + 1$

گام ۶- اگر $\langle ngen \rangle i$ به گام ۱۳ برو

گام ۷- محاسبه تابع برازندگی هر شبکه ($f = 1/cost$)

گام ۸- انتخاب و تکثیر بهترین جواب (نخبه‌گرایی)

گام ۹- انتخاب کروموزوم‌ها با استفاده از روش انتخاب چرخ گردان با مقیاس بندی خطی

گام ۱۰- اعمال ترکیب بر کروموزوم‌های انتخاب شده با استفاده از روش ترکیب یک نقطه‌ای بر اساس احتمال جهش

گام ۱۱- اعمال جهش با استفاده از روش جهش تک‌بیتی بر اساس احتمال جهش

گام ۱۲- جایگزینی نسل قدیم با نسل جدید

گام ۱۳- چاپ نتایج بهترین جواب

۴. آزمون مدل

برای آزمون و نشان دادن کارایی مدل‌های پیشنهادی در بهینه‌سازی طراحی شبکه‌های فاضلاب، از یک مثال تحلیلی و چند مسئله نمونه که به روشهای مختلف توسط پژوهشگران در گذشته حل شده است استفاده و نتایج مقایسه شده است.

- قید قطرهای پیشرونده^۸

$$D_i \geq D_j \quad i = 1, \dots, NL \quad (8)$$

- قید حداقل و حداکثر شیب لوله‌ها

$$S_{\min} \leq S_i \leq S_{\max} \quad i = 1, \dots, NL \quad (9)$$

در اینجا D_j مجموعه اقطار بالادست لوله i ، D_{\min} حداقل قطر موجود، AD_{\min} عمق پوشش حداقل و AD_{\max} حداکثر پوشش مجاز و V_i سرعت در دبی حداقل طرح می‌باشد.

لازم به تذکر است که قیود حداقل و حداکثر شیب لوله‌ها قیود ذاتی مسئله محسوب نمی‌شوند و لذا نیازی به منظور کردن آن نیست. دلیل عمده آیین‌نامه‌های طراحی برای منظور کردن قیود شیب، برای تامین قید حداقل و حداکثر سرعت است که در طراحی بهینه بصورت صریح در نظر گرفته می‌شوند. در عین حال برای افزایش قابلیت و انعطاف پذیری مدل، در این تحقیق از این قیود نیز استفاده شده است.

۳. الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک (GA) به دسته روشهایی تعلق دارد که از فرایند تکامل موجودات زنده برای جستجوی جواب مسئله تقلید می‌کند. در ۳۰ سال گذشته انواع مختلفی از چنین الگوریتم‌های بر پایه تکامل توسعه یافته‌اند. در سالهای اخیر کاربرد چنین برنامه‌های تکاملی (بویژه GA) افزایش پیوسته‌ای در همه زمینه‌های علوم مهندسی و کامپیوتر داشته است. در زمینه مهندسی آب و فاضلاب، کاربرد آن اغلب در بهینه‌سازی شبکه‌های توزیع آب [۱۸، ۱۷، ۱۶، ۱۵، ۱۴، ۱۳] پایش آبهای زیرزمینی [۱۲ و ۱۹] طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری آبهای سطحی [۲۰] و بهره‌برداری بهینه از مخازن سدها [۲۳، ۲۲، ۲۱] بوده است.

۳-۱. مدل بهینه‌سازی GA

در این تحقیق با توجه به تنوع متغیرهای تصمیم از سه مدل بهینه‌سازی به شرح زیر استفاده شده است:

- مدل GA1

متغیر تصمیم در این مدل شیب لوله‌گذاری است. سایر مشخصات شبکه از قبیل تراز کارگذاری لوله‌ها و در نتیجه موقعیت ایستگاههای پمپاژ و آدروهای ریزشی با استفاده از شیب تعیین می‌گردد.

- مدل GA2

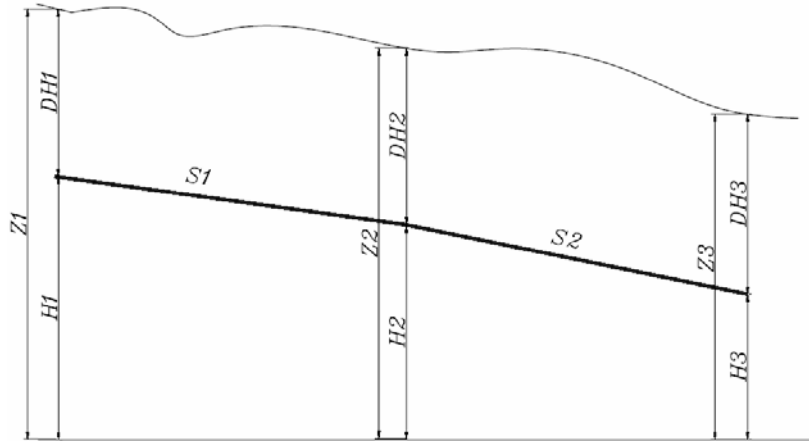
متغیر تصمیم در این مدل تراز کارگذاری کف لوله‌ها در گره‌های بالادست و پایین دست می‌باشد. در این مدل شیب لوله‌ها و موقعیت ایستگاههای پمپاژ و آدروهای ریزشی

⁸ progressive diameter constraint

۴-۱. مثال تحلیلی

مقطع دایره ای مطابق شکل ۱ در نظر گرفته شده است. عمق کارگذاری ابتدای فاضلابرو اول برابر ۱/۲ متر فرض و از فرمول هیزن- ویلیامز اصلاح شده در تحلیل جریان استفاده شده است.

از آنجا که حل تحلیلی مسئله بهینه‌سازی شبکه‌های فاضلاب بسیار پیچیده و غیرممکن است، در اینجا ابتدا از یک مثال ساده نامقید با جواب تحلیلی معلوم استفاده شده است. در این مثال دو فاضلابرو با



شکل ۱. جانمایی مثال تحلیلی

با جاگذاری این رابطه در معادله ۱۰، هزینه کل شبکه بصورت زیر

بر حسب شیب لوله‌ها بیان می‌شود:

$$C_T = \left[1.426e - 3S_1^{-0.3416} + 10(1.15 + 37.5S_1)^2 + 2.136S_1^{-0.1708} + 80 \right] * 75 + \left[3.872e - 3S_2^{-0.3416} + 10(1 + 75S_1 + 35S_2)^2 + 3.52S_2^{-0.1708} + 80 \right] * 70$$

با مشتق‌گیری از رابطه بالا نسبت به S_1 و S_2 و مساوی صفر قرار دادن معادلات بدست آمده می‌توان مقادیر بهینه زیر را برای شیب لوله‌ها و سپس قطر لوله‌ها بدست آورد:

$$S_1 = 0.0005422 \Rightarrow D_1 = 197.1 \text{ mm}$$

$$S_2 = 0.0021993 \Rightarrow D_2 = 254.1 \text{ mm}$$

در نتیجه هزینه کل برای مثال تحلیلی موردنظر برابر ۱۴۷۸۴/۷۲۵۲ واحد پول می‌گردد. جدول ۱ هزینه حاصل از مدل‌های پیشنهادی را مقایسه می‌نماید:

جدول ۱. نتایج هزینه مسئله تحلیلی

هزینه	روش بهینه‌سازی
۱۴۷۸۵/۱۱۵	GA1
۱۴۷۸۵/۲۶۴	GA2
۱۴۷۹۳/۰۰۷	GA3

مقایسه هزینه‌های حاصل توسط مدل‌های پیشنهادی نشان دهنده دقت بالای این روشها در مقایسه با نتایج حاصل از حل تحلیلی می‌باشد. پارامترهای ژنتیک از جمله احتمال جهش و احتمال ترکیب و همچنین نوع انتخاب با استفاده از سعی و خطا حاصل شده است. نقش عملگرهای مختلف انتخاب، ترکیب و جهش را می‌توان در مراجع مربوط [۲۴] یافت. با ملاحظه جدول ۱ و مقایسه

تابع هزینه مسئله به صورت زیر فرض شده است:

$$C_T = (0.5D^2 + 10H_{ave}^2 + 40D + 80)L \quad (10)$$

که در آن D قطر فاضلابرو، H_{ave} عمق میانگین کارگذاری دو سر فاضلابرو و L طول لوله میباشد. در ذیل سایر اطلاعات مربوط به مسئله آورده شده است:

$$k = 1.5 \text{ mm}$$

$$Q_1 = 0.01 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_2 = 0.01 + 0.025 = 0.035 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$DH_1 = 1.2 \text{ m}$$

$$Z_1 = 15.1 \text{ m}$$

$$L_1 = 75 \text{ m}$$

$$Z_2 = 15 \text{ m}$$

$$L_2 = 70 \text{ m}$$

$$Z_3 = 14.8 \text{ m}$$

برای محاسبه جواب تحلیلی مسئله ابتدا با توجه به شکل ۱ میتوان عمق میانگین کارگذاری لوله‌ها را بر حسب شیب لوله‌ها بدست آورد:

$$H_{av1} = \frac{DH_1 + DH_2}{2} = 1.15 + 37.5S_1$$

$$H_{av2} = \frac{DH_2 + DH_3}{2} = 1 + 75S_1 + 35S_2$$

حال با فرض نسبت پرشدگی $r = 0.8$ و استفاده از رابطه هیزن- ویلیامز اصلاح شده میتوان رابطه زیر را برای محاسبه قطر بدست آورد:

$$D_i = 0.3345Q_i^{0.3938}S_i^{-0.1708} \quad i = 1, 2$$

حداقل سرعت در حالت پر 2.3 ft/s (0.7 m/s)، حداقل پوشش کف لوله 8 ft (2.4 m)، ضریب زبری مانینگ 0.01 ، سرعت شستشو در دبی حداقل 1.45 ft/s (0.44 m/s)، توابع هزینه فاضلابرها در شکل ۳ نشان داده شده است. هزینه‌ها بصورت معمول شامل حفاری و خاکریزی، بسترسازی، زیرزهکشی، صفحه گذاری و لوله‌ها است. هزینه های آدمروها بصورت رابطه (۱۱) داده شده است.

$$C_m = 140 + 31h \quad (11)$$

که در آن C_m هزینه آدمرو و h عمق آدمرو به فوت است. مشخصات و اطلاعات ورودی مسئله در جدول ۲ نشان داده شده است.

مریت و بوگان با استفاده از روش برنامه ریزی پویا طرح موجود را بهینه کردند که هزینه حاصل ۳٪ کمتر از طرح اصلی بوده است. متغیر تصمیم در روش آنها قطر و تراز کارگذاری کف لوله ها بوده است. مسئله مورد نظر با استفاده از مدل‌های پیشنهادی نیز حل شده است که نتایج حاصل با هزینه طرح اصلی و طرح مریت و بوگان در جدول ۳ مقایسه شده است.

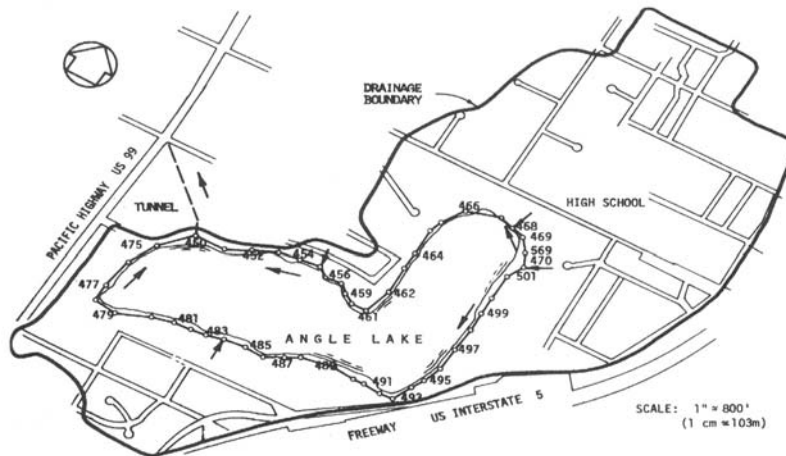
هزینه ها مشاهده می گردد که استفاده از مدل GA1 (که در آن شیب لوله بعنوان متغیر تصمیم در نظر گرفته شده است) به بهترین جواب منجر شده است. جدول ۲ نتایج حاصل از طراحی بهینه شبکه مورد نظر را از طریق مدل GA1 نشان می‌دهد:

جدول ۲. نتایج حل مثال تحلیلی توسط مدل GA1

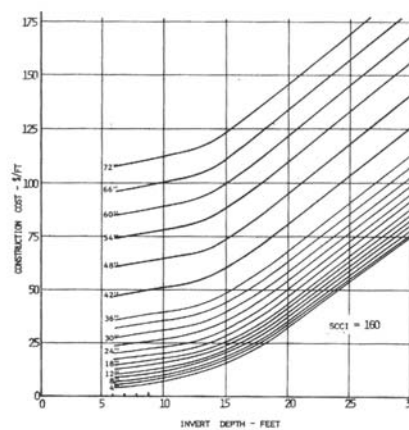
شماره فاضلابرو	شیب فاضلابرو	قطر (mm)	دبی (m ³ /s)
۱	۰/۰۰۰۵۳۲۱	۱۹۳/۶	۰/۰۱
۲	۰/۰۰۲۱۹۳۲	۲۵۰/۴	۰/۰۳۵

۴-۲. مسئله طراحی ۱

مریت و بوگان [۱۲] برای نشان دادن کارایی و ارزش برنامه کامپیوتری بهینه سازی خود طرح فاضلابرو کمربندی نشان داده شده در شکل ۲ را که منطقه ای به وسعت ۱/۶ کیلومتر مربع را تحت پوشش قرار داده است مورد طراحی مجدد قرار دادند. طرح اصلی شامل دو خط لوله ۱۲" آزیست سیمانی در دو طرف دریاچه‌ای کوچک نزدیک سیاتل است. قیود مورد استفاده در طرح اصلی به شرح زیر می‌باشند:



شکل ۲. فاضلابرو کمربندی دریاچه آنجل [۱۲]



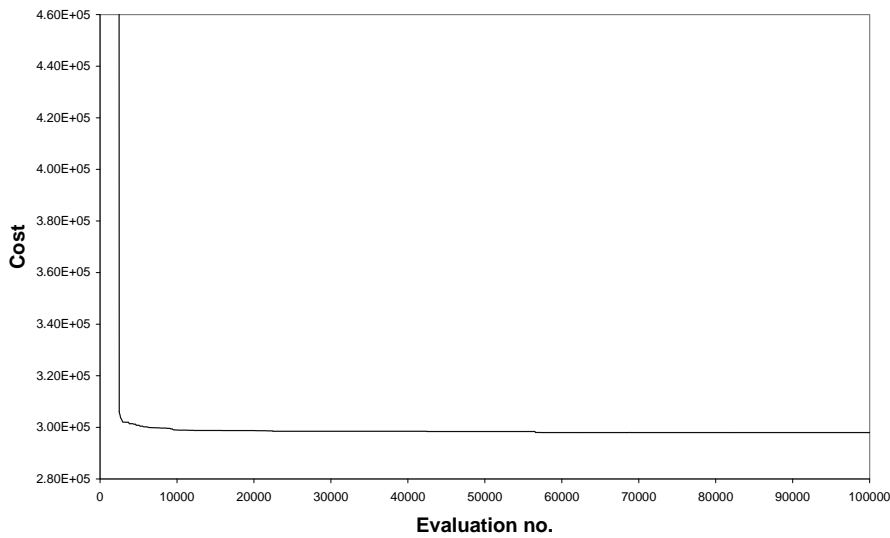
شکل ۳. توابع هزینه کارگذاری لوله ها

جدول ۳. مشخصات ورودی شبکه مسئله طراحی ۱

لوله	از گره	به گره	طول (ft)	تراز زمین در بالادست (ft)	تراز زمین در پایین دست (ft)	دبی حداقل (cfs)	دبی طراحی (cfs)
۱	۴۵۱	۴۵۰	۳۶۸/۵۷	۳۵۲	۳۵۳	-/۱۸	۱/۸۵
۲	۴۵۲	۴۵۱	۲۸۱/۱۱	۳۵۳	۳۵۲	-/۱۸	۱/۸۳
۳	۴۵۳	۴۵۲	۲۹۴/۲۸	۳۵۱	۳۵۲	-/۱۸	۱/۸۲
۴	۴۵۴	۴۵۳	۱۸۹/۲۹	۳۵۱	۳۵۱	-/۱۸	۱/۸
۵	۴۵۵	۴۵۴	۳۱۳/۱۷	۳۵۱	۳۵۱	-/۱۸	۱/۷۹
۶	۴۵۶	۴۵۵	۱۹۸/۲۷	۳۵۰/۵	۳۵۱	-/۱۷	۱/۷۳
۷	۴۵۷	۴۵۶	۱۲۶/۷۷	۳۴۷	۳۵۰/۵	-/۱۷	۱/۷۲
۸	۴۵۹	۴۵۷	۲۱۱/۸۳	۳۴۷	۳۴۷	-/۱۷	۱/۷۱
۹	۴۶۰	۴۵۹	۲۳۲/۷۵	۳۴۷/۶	۳۴۷	-/۱۷	۱/۷
۱۰	۴۶۱	۴۶۰	۱۱۵/۰۱	۳۴۸	۳۴۷/۶	-/۱۷	۱/۶۹
۱۱	۴۶۲	۴۶۱	۲۹۳/۴۵	۳۴۹/۵	۳۴۸	-/۱۷	۱/۶۸
۱۲	۴۶۳	۴۶۲	۳۶۷/۴۶	۳۵۲/۸	۳۴۹/۵	-/۱۷	۱/۶۷
۱۳	۴۶۴	۴۶۳	۱۴۶/۴۳	۳۴۸/۸	۳۵۲/۸	-/۱۷	۱/۶۶
۱۴	۴۶۵	۴۶۴	۴۰۲/۴۵	۳۴۸	۳۴۸/۸	-/۱۵	۱/۴۷
۱۵	۴۶۶	۴۶۵	۲۵۳/۰۸	۳۵۰/۸	۳۴۸	-/۱۵	۱/۴۷
۱۶	۴۶۷	۴۶۶	۳۴۰/۱۶	۳۴۷/۵	۳۵۰/۸	-/۱۴	۱/۴۳
۱۷	۴۶۸	۴۶۷	۱۵۵/۱۱	۳۴۸/۵	۳۴۷/۵	-/۱۴	۱/۳۹
۱۸	۴۶۹	۴۶۸	۱۳۵	۳۴۸	۳۴۸/۵	-/۰۶	۰/۶۲
۱۹	۵۶۹	۴۶۹	۲۱۰/۷	۳۴۸	۳۴۸	-/۰۶	۰/۶۱
۲۰	۵۷۰	۵۶۹	۱۳۱/۹	۳۵۰/۵	۳۴۸	-/۰۶	۰/۵۹
۲۱	۴۷۵	۴۵۰	۳۸۴/۷۵	۳۵۲/۶	۳۵۳	-/۲۶	۲/۶۲
۲۲	۴۷۶	۴۷۵	۲۴۱/۵۲	۳۵۲	۳۵۲/۶	-/۲۶	۲/۵۷
۲۳	۴۷۷	۴۷۶	۳۷۶/۰۹	۳۵۳	۳۵۳	-/۲۵	۲/۵۳
۲۴	۴۷۸	۴۷۷	۳۵۰/۷۸	۳۵۱/۵	۳۵۳	-/۲۵	۲/۴۸
۲۵	۴۷۹	۴۷۸	۲۹۰/۳۸	۳۵۰/۵	۳۵۱/۵	-/۲۴	۲/۳۷
۲۶	۴۸۰	۴۷۹	۳۳۳/۶۲	۳۴۹/۵	۳۵۰/۵	-/۲۳	۲/۳۵
۲۷	۴۸۱	۴۸۰	۲۳۳/۵۱	۳۵۷/۵	۳۴۹/۵	-/۲۳	۲/۳۳
۲۸	۴۸۲	۴۸۱	۲۰۵/۵	۳۵۱	۳۵۷/۵	-/۲۳	۲/۳۱
۲۹	۴۸۳	۴۸۲	۱۹۸/۰۷	۳۴۶	۳۵۱	-/۲۳	۲/۳
۳۰	۴۸۴	۴۸۳	۱۵۰/۳۵	۳۴۹	۳۴۶	-/۲۳	۲/۲۸
۳۱	۴۸۵	۴۸۴	۲۷۸/۴	۳۴۷/۵	۳۴۹	-/۱۷	۱/۶۹
۳۲	۴۸۶	۴۸۵	۱۰۰/۶۹	۳۴۶	۳۴۷/۵	-/۱۷	۱/۶۶
۳۳	۴۸۷	۴۸۶	۲۱۵/۳۹	۳۴۷/۲	۳۴۶	-/۱۶	۱/۶۳
۳۴	۴۸۸	۴۸۷	۳۴۴/۷۹	۳۵۰	۳۴۷/۲	-/۱۶	۱/۵۹
۳۵	۴۸۹	۴۸۸	۳۱۷/۷۹	۳۵۳/۵	۳۵۰	-/۱۶	۱/۵۶
۳۶	۴۹۰	۴۸۹	۱۸۸/۵۹	۳۵۴	۳۵۳/۵	-/۱۵	۱/۵۳
۳۷	۴۹۱	۴۹۰	۱۹۹/۰۲	۳۴۹/۸	۳۵۴	-/۱۵	۱/۵
۳۸	۴۹۲	۴۹۱	۱۸۶/۵۷	۳۴۹/۵	۳۴۹/۸	-/۱۵	۱/۴۷
۳۹	۴۹۳	۴۹۲	۷۴/۶۹	۳۴۸/۵	۳۴۹/۵	-/۱۵	۱/۴۶
۴۰	۴۹۴	۴۹۳	۲۶۸/۱۹	۳۴۸/۸	۳۴۸/۵	-/۱۴	۱/۴۴
۴۱	۴۹۵	۴۹۴	۲۸۲/۶۶	۳۵۱/۵	۳۴۸/۸	-/۱۴	۱/۴۳
۴۲	۴۹۶	۴۹۵	۳۲۴/۳۵	۳۴۹	۳۵۱/۵	-/۱۴	۱/۴۱
۴۳	۴۹۷	۴۹۶	۲۳۵/۹۷	۳۵۷/۸	۳۴۹	-/۱۴	۱/۴
۴۴	۴۹۸	۴۹۷	۱۹۷/۸	۳۵۴/۲	۳۵۷/۸	-/۱۴	۱/۳۶
۴۵	۴۹۹	۴۹۸	۲۱۵/۹۲	۳۴۹	۳۵۴/۲	-/۱۳	۱/۳۱
۴۶	۵۰۰	۴۹۹	۳۲۲/۵۴	۳۵۱/۱	۳۴۹	-/۱۳	۱/۲۷
۴۷	۵۰۱	۵۰۰	۲۶۸/۰۱	۳۵۱/۱	۳۵۱/۱	-/۱۲	۱/۲۲
۴۸	۴۷۰	۵۰۱	۸۶/۷۳	۳۵۰/۵	۳۵۱/۱	-/۱۲	۱/۱۸

جدول ۴. نتایج هزینه مسئله ۱

هزینه	روش بهینه سازی
۳۱۶۱۴۸	طرح اصلی
۳۰۷۳۳۹	طرح بهینه مریت و بوگان
۲۹۷۹۵۸	GA1
۳۰۱۷۵۶	GA2
۳۰۲۸۴۵	GA3



شکل ۴. بهترین جواب هر نسل مدل GA1 مسئله طراحی ۳

جدول ۵. نتایج حل مسئله طراحی ۱ توسط مدل GA1

لوله	شیب	قطر (in)	سرعت حداکثر (fps)	سرعت حداقل (fps)	عمق کارگذاری در بالادست (ft)	عمق کارگذاری در پایین دست (ft)	نسبت پرشدگی لوله
۱	-/۰۰۱۶۳	۱۲	۲/۷۲	۱/۵۱	۱۹/۵۶	۲۱/۱۶	-/۸۱
۲	-/۰۰۱۶۳	۱۲	۲/۷۲	۱/۵۱	۲۰/۱	۱۹/۵۶	-/۸
۳	-/۰۰۱۶۳	۱۲	۲/۷۲	۱/۵۱	۱۷/۶۲	۲۰/۱	-/۸
۴	-/۰۰۱۶۳	۱۲	۲/۷۲	۱/۵۱	۱۷/۳۱	۱۷/۶۲	-/۷۹
۵	-/۰۰۱۶۳	۱۲	۲/۷۱	۱/۵۱	۱۶/۸	۱۷/۳۱	-/۷۸
۶	-/۰۰۱۵۶	۱۲	۲/۶۵	۱/۴۶	۱۵/۹۹	۱۶/۸	-/۷۸
۷	-/۰۰۱۵۶	۱۲	۲/۶۴	۱/۴۶	۱۲/۳	۱۵/۹۹	-/۷۷
۸	-/۰۰۱۵۶	۱۲	۲/۶۴	۱/۴۶	۱۱/۹۷	۱۲/۳	-/۷۷
۹	-/۰۰۱۵۶	۱۲	۲/۶۴	۱/۴۶	۱۲/۲	۱۱/۹۷	-/۷۶
۱۰	-/۰۰۱۵۶	۱۲	۲/۶۴	۱/۴۶	۱۲/۴۲	۱۲/۲	-/۷۶
۱۱	-/۰۰۱۶۳	۱۲	۲/۷	۱/۴۸	۱۳/۴۵	۱۲/۴۲	-/۷۴
۱۲	-/۰۰۱۵۶	۱۲	۲/۶۴	۱/۴۶	۱۶/۱۷	۱۳/۴۵	-/۷۵
۱۳	-/۰۰۱۵۶	۱۲	۲/۶۴	۱/۴۶	۱۱/۹۵	۱۶/۱۷	-/۷۵
۱۴	-/۰۰۱۷۱	۱۲	۲/۶۹	۱/۴۵	۱۰/۴۶	۱۱/۹۵	-/۶۶
۱۵	-/۰۰۱۷۱	۱۲	۲/۶۹	۱/۴۵	۱۲/۸۲	۱۰/۴۶	-/۶۶
۱۶	-/۰۰۱۸۳	۱۲	۲/۷۵	۱/۴۶	۸/۹	۱۲/۸۲	-/۶۳
۱۷	-/۰۰۱۸۳	۱۲	۲/۷۳	۱/۴۶	۹/۶۱	۸/۹	-/۶۲
۱۸	-/۰۰۳۲۲	۸	۲/۷۶	۱/۴۵	۸/۶۸	۹/۶۱	-/۶۱
۱۹	-/۰۰۳۲۲	۸	۲/۷۵	۱/۴۵	۸	۸/۶۸	-/۶۱
۲۰	-/۰۰۲۰۵	۸	۲/۸۲	۱/۵	۱۰/۰۴	۸	-/۵۸
۲۱	-/۰۰۱۲۸	۱۵	۲/۷۶	۱/۴۶	۲۰/۷۶	۲۱/۶۶	-/۷۲

ادامه جدول ۵. نتایج حل مسئله طراحی ۱ توسط مدل GA1

۰/۷۱	۲۰/۷۶	۱۹/۸۶	۱/۴۶	۲/۷۵	۱۵	۰/۰۰۱۲۸	۲۲
۰/۷	۱۹/۸۶	۲۰/۳۶	۱/۴۶	۲/۷۸	۱۵	۰/۰۰۱۳۲	۲۳
۰/۶۹	۲۰/۳۶	۱۸/۴	۱/۴۶	۲/۷۷	۱۵	۰/۰۰۱۳۲	۲۴
۰/۶۶	۱۸/۴	۱۷	۱/۴۶	۲/۷۸	۱۵	۰/۰۰۱۳۶	۲۵
۰/۶۵	۱۷	۱۵/۵۴	۱/۴۵	۲/۸۱	۱۵	۰/۰۰۱۴	۲۶
۰/۶۴	۱۵/۵۴	۲۳/۳۱	۱/۴۵	۲/۸	۱۵	۰/۰۰۱۴	۲۷
۰/۶۳	۲۳/۳۱	۱۶/۴۱	۱/۴۸	۲/۸۶	۱۵	۰/۰۰۱۴۸	۲۸
۰/۶۴	۱۶/۴۱	۱۱/۱۳	۱/۴۵	۲/۷۹	۱۵	۰/۰۰۱۴	۲۹
۰/۶۳	۱۱/۱۳	۱۳/۹۲	۱/۴۵	۲/۷۹	۱۵	۰/۰۰۱۴	۳۰
۰/۷۶	۱۳/۹۲	۱۱/۹۹	۱/۴۶	۲/۶۴	۱۲	۰/۰۰۱۵۶	۳۱
۰/۷۵	۱۱/۹۹	۱۰/۴۴	۱/۴۶	۲/۶۴	۱۲	۰/۰۰۱۵۶	۳۲
۰/۷۲	۱۰/۴۴	۱۱/۲۹	۱/۴۶	۲/۶۹	۱۲	۰/۰۰۱۶۳	۳۳
۰/۷۱	۱۱/۲۹	۱۳/۵۳	۱/۴۶	۲/۶۸	۱۲	۰/۰۰۱۶۳	۳۴
۰/۷	۱۳/۵۳	۱۶/۵۱	۱/۴۶	۲/۶۷	۱۲	۰/۰۰۱۶۳	۳۵
۰/۶۸	۱۶/۵۱	۱۶/۶۸	۱/۴۵	۲/۷۱	۱۲	۰/۰۰۱۷۱	۳۶
۰/۶۷	۱۶/۶۸	۱۲/۱۴	۱/۴۵	۲/۷	۱۲	۰/۰۰۱۷۱	۳۷
۰/۶۶	۱۲/۱۴	۱۱/۵۲	۱/۴۵	۲/۶۹	۱۲	۰/۰۰۱۷۱	۳۸
۰/۶۵	۱۱/۵۲	۱۰/۳۹	۱/۴۵	۲/۶۹	۱۲	۰/۰۰۱۷۱	۳۹
۰/۶۳	۱۰/۳۹	۱۰/۲	۱/۴۶	۲/۷۵	۱۲	۰/۰۰۱۸۳	۴۰
۰/۶۲	۱۰/۲	۱۲/۳۵	۱/۴۹	۲/۸۲	۱۲	۰/۰۰۱۹۵	۴۱
۰/۶۱	۱۲/۳۵	۹/۲۲	۱/۴۹	۲/۸۱	۱۲	۰/۰۰۱۹۵	۴۲
۰/۶۲	۹/۲۲	۱۷/۵۸	۱/۴۶	۲/۷۴	۱۲	۰/۰۰۱۸۳	۴۳
۰/۶۱	۱۷/۵۸	۱۳/۶۲	۱/۴۶	۲/۷۲	۱۲	۰/۰۰۱۸۳	۴۴
۰/۵۸	۱۳/۶۲	۸	۱/۴۶	۲/۷۶	۱۲	۰/۰۰۱۹۵	۴۵
۰/۷۴	۸	۹/۳	۱/۶۲	۲/۹۳	۱۰	۰/۰۰۲۴۷	۴۶
۰/۷۹	۹/۳۹	۸/۷۷	۱/۴۶	۲/۶۳	۱۰	۰/۰۰۱۹۵	۴۷
۰/۷۷	۸/۷۷	۸	۱/۴۶	۲/۶۲	۱۰	۰/۰۰۱۹۵	۴۸

متر می باشند. مشخصات و اطلاعات ورودی مسئله در جدول ۵ نشان داده شده است. نتایج حاصل از حل مسئله با توجه به قیود اشاره شده و در نظر گرفتن فرمولهای هیدرولیکی هیزن- ویلیامز اصلاح شده و مانینگ با ضریب زبری ثابت توسط مدل‌های بهینه سازی مختلف در جدول ۶ خلاصه و با جواب منسوری و خانجانی [۲۵] مقایسه شده است.

۳-۴. مسئله طراحی ۲

این مسئله بعنوان قسمتی از شبکه جمع آوری شهر کرمان توسط منسوری و خانجانی [۲۵] با استفاده از برنامه ریزی ریاضی مقید و بکارگیری مدل هیدرولیکی هیزن- ویلیامز اصلاح شده و مانینگ با ضریب زبری ثابت حل شده است. جانمایی مسئله در شکل ۵ نشان داده شده است. توابع هزینه کارگذاری لوله‌ها و آدمروها به شکل روابط زیر داده شده است:

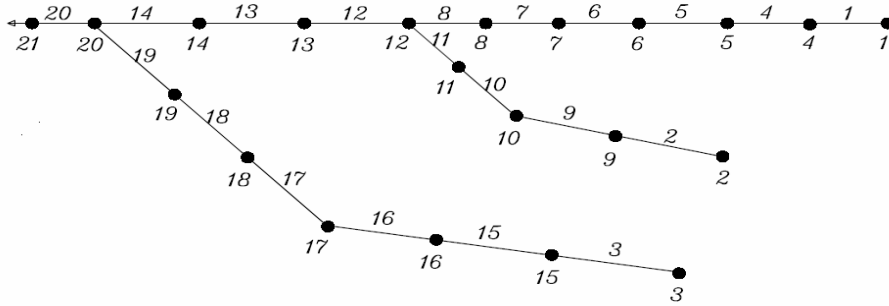
$$C_p = 1.93e^{3.43} D + 0.812d^{1.53} + 0.437d^{1.47} D$$

$$C_m = 41.46E_m$$

که در آن e عدد نپر، D قطر لوله به متر، d متوسط عمق خاکبرداری به متر و E_m ارتفاع آدمرو به متر است. فرضیات و محدودیت های بکار رفته در مسئله شامل ارتفاع زبری ۸/۶ میلیمتر، ضریب زبری مانینگ ۰/۰۱۳، حداقل سرعت ۰/۶ متر بر ثانیه، حداکثر سرعت ۳ متر بر ثانیه و حداقل پوشش معادل ۲/۴۵

جدول ۶. نتایج هزینه مسئله ۲

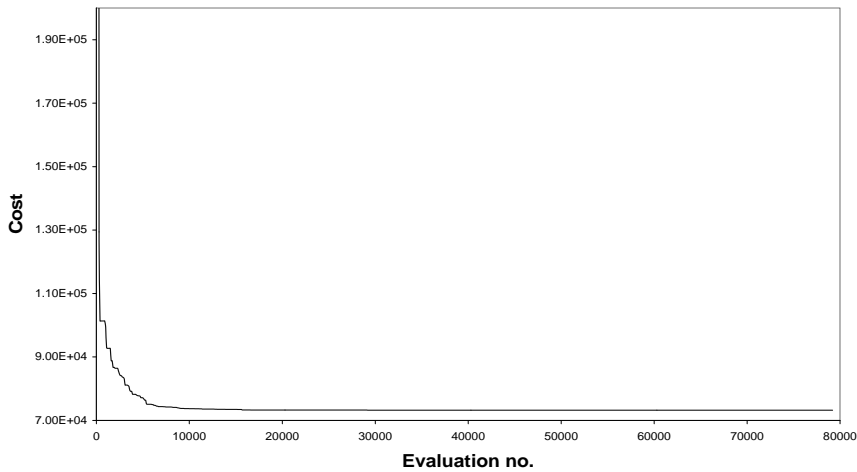
هزینه		روش بهینه سازی
مانینگ با ضریب زبری ثابت	هیزن- ویلیامز اصلاح شده	
۸۳۱۱۶	۸۲۹۵۰	روش منسوری و خانجانی
۷۷۷۳۶/۲	۷۲۹۰۱/۲	GA1
۷۹۹۵۵/۸	۷۳۸۶۸/۹	GA2
۸۵۱۰۰/۲	۷۶۴۶۹/۶	GA3



شکل ۵. جانمایی مسئله طراحی ۲

جدول ۷. مشخصات شبکه مسئله طراحی ۲

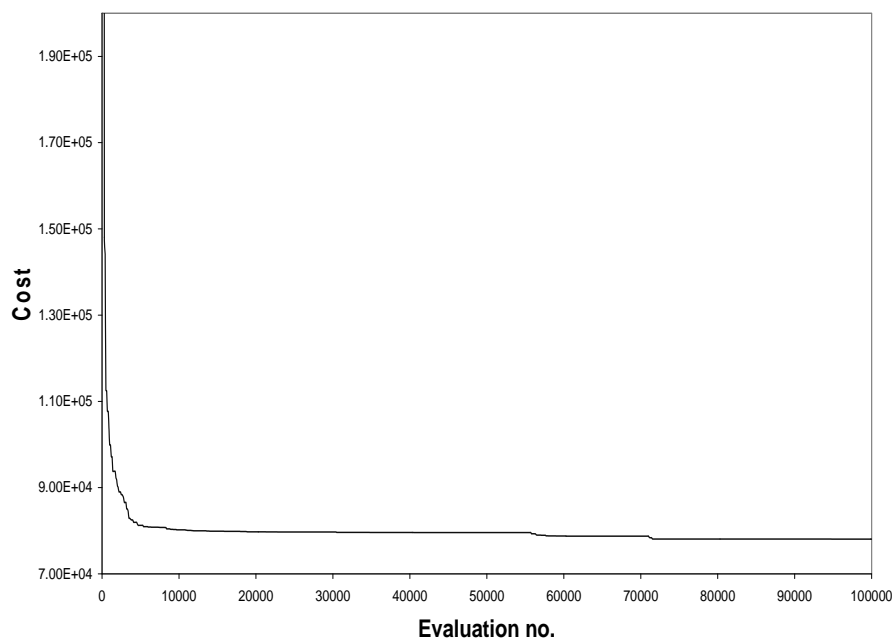
دبی طراحی (lps)	طول لوله (m)	تراز زمین در پایین دست (m)	تراز زمین در بالادست (m)	به گره	از گره	لوله
۲۷/۹	۲۶۰	۷۳/۶۶	۷۴/۵۹	۴	۱	۱
۵۴/۹	۳۰۰	۶۹/۹	۷۰/۷۰	۹	۲	۲
۲۱/۱	۴۰۰	۷۱/۵	۷۳	۱۵	۳	۳
۳۰/۴	۴۶۰	۷۲/۱	۷۳/۶۶	۵	۴	۴
۳۲/۴	۲۶۰	۷۱/۱۹	۷۲/۱	۶	۵	۵
۳۴	۳۰۰	۶۹/۸۵	۷۱/۱۹	۷	۶	۶
۳۶/۶	۴۵۰	۶۸/۲۴	۶۹/۸۵	۸	۷	۷
۳۸/۷	۴۰۰	۶۷/۲۸	۶۸/۲۴	۱۲	۸	۸
۵۶/۲	۲۷۰	۶۹/۳	۶۹/۹	۱۰	۹	۹
۵۸	۳۱۰	۶۸/۴	۶۹/۳	۱۱	۱۰	۱۰
۵۹/۶	۴۴۰	۶۷/۲۸	۶۸/۴	۱۲	۱۱	۱۱
۹۶/۷	۴۷۰	۶۶/۲۲	۶۷/۲۸	۱۳	۱۲	۱۲
۱۰۱/۲	۳۵۰	۶۵/۸۲	۶۶/۲۲	۱۴	۱۳	۱۳
۱۰۴/۷	۳۴۰	۶۵/۴۲	۶۵/۸۲	۲۰	۱۴	۱۴
۲۶/۴	۴۰۰	۷۰/۱	۷۱/۵	۱۶	۱۵	۱۵
۳۰	۴۰۰	۶۸/۶	۷۰/۱	۱۷	۱۶	۱۶
۳۱/۹	۵۰۰	۶۶/۸	۶۸/۶	۱۸	۱۷	۱۷
۴۰/۳	۴۰۰	۶۶/۱	۶۶/۸	۱۹	۱۸	۱۸
۴۴/۶	۵۹۰	۶۵/۴۲	۶۶/۱	۲۰	۱۹	۱۹
۱۶۵/۹	۳۲۰	۶۴/۵	۶۵/۴۲	۲۱	۲۰	۲۰



شکل ۶. بهترین جواب هر نسل مدل GA1 برای مسئله طراحی ۲ (مدل هیدرولیکی هیزین-ویلیامز اصلاح شده)

جدول ۸. نتایج حل مسئله طراحی ۲ توسط مدل GA1 با استفاده از مدل هیدرولیکی هیزین-ویلیامز اصلاح شده

لوله	شیب	قطر (mm)	سرعت حداکثر (m/s)	عمق کارگذاری در بالادست (m)	عمق کارگذاری در پایین دست (m)	نسبت پرشدگی
۱	۰/۰۰۳۷	۲۵۰	۰/۹۲	۲/۴۵	۲/۴۶۹	۰/۵۹
۲	۰/۰۰۲۷	۳۰۰	۰/۹۷	۲/۴۵	۲/۴۶	۰/۷۵
۳	۰/۰۰۳۸	۲۰۰	۰/۸۹	۲/۴۵	۲/۴۷۴	۰/۷
۴	۰/۰۰۳۳	۲۵۰	۰/۹۱	۲/۴۷۷	۲/۴۵	۰/۶۴
۵	۰/۰۰۳۵	۲۵۰	۰/۹۴	۲/۴۵۲	۲/۴۵	۰/۶۶
۶	۰/۰۰۵۱	۲۵۰	۱/۰۸	۲/۴۵	۲/۶۳۴	۰/۶۱
۷	۰/۰۰۲۴	۲۵۰	۰/۸۶	۲/۹۹	۲/۴۵	۰/۸۱
۸	۰/۰۰۲۷	۲۵۰	۰/۹۱	۲/۴۵	۲/۵۶۹	۰/۸۱
۹	۰/۰۰۲۵	۳۰۰	۰/۹۶	۲/۴۶	۲/۴۶	۰/۷۷
۱۰	۰/۰۰۲۴	۳۰۰	۰/۹۴	۲/۶۱۲	۲/۴۵	۰/۸۱
۱۱	۰/۰۰۲۵	۳۰۰	۰/۹۷	۲/۴۵۳	۲/۴۵	۰/۸۱
۱۲	۰/۰۰۱۷	۴۰۰	۰/۹۴	۲/۶۸۹	۲/۴۵	۰/۷۶
۱۳	۰/۰۰۱۶	۴۰۰	۰/۹۲	۲/۴۵	۲/۶۰۶	۰/۸۲
۱۴	۰/۰۰۱۹	۴۰۰	۰/۹۹	۲/۶۰۶	۲/۸۵۳	۰/۷۹
۱۵	۰/۰۰۴۴	۲۰۰	۱	۲/۴۷۴	۲/۸۵۲	۰/۷۹
۱۶	۰/۰۰۲۷	۲۵۰	۰/۸۵	۲/۸۷۱	۲/۴۵	۰/۶۸
۱۷	۰/۰۰۳۵	۲۵۰	۰/۹۴	۲/۵۰۴	۲/۴۵	۰/۶۵
۱۸	۰/۰۰۱۷	۳۰۰	۰/۷۸	۲/۴۵۲	۲/۴۵	۰/۷
۱۹	۰/۰۰۱۴	۳۰۰	۰/۷۵	۲/۴۵	۲/۶۱۳	۰/۷۹
۲۰	۰/۰۰۴۹	۴۰۰	۱/۵۲	۲/۸۵۳	۳/۵۰۸	۰/۸۱



شکل ۷. بهترین جواب هر نسل مدل GA1 برای مسئله طراحی ۲ (مدل هیدرولیکی مانینگ)

جدول ۹. نتایج حل مسئله طراحی دوم توسط مدل GA1 با استفاده از مدل هیدرولیکی مانینگ

لوله	شیب	قطر (mm)	سرعت حداکثر (m/s)	عمق کارگذاری در بالادست (m)	عمق کارگذاری در پایین دست (m)	نسبت پرشدگی
۱	۰/۰۰۳۷	۲۵۰	۰/۸۱	۲/۴۵	۲/۴۶۹	۰/۶۶
۲	۰/۰۰۳۳	۳۰۰	۰/۹	۲/۴۵	۲/۶۵	۰/۸
۳	۰/۰۰۴۳	۲۰۰	۰/۷۸	۲/۴۵	۲/۶۶۴	۰/۸
۴	۰/۰۰۳۳	۲۵۰	۰/۷۹	۲/۴۷۷	۲/۴۵	۰/۷۳
۵	۰/۰۰۳۵	۲۵۰	۰/۸۱	۲/۴۵۲	۲/۴۵	۰/۷۶
۶	۰/۰۰۴۴	۲۵۰	۰/۹۱	۲/۴۵۷	۲/۴۵	۰/۷۱
۷	۰/۰۰۳۸	۲۵۰	۰/۸۵	۲/۴۵	۲/۵۵۴	۰/۸۲
۸	۰/۰۰۲۱	۳۰۰	۰/۷	۲/۵۸۵	۲/۴۵	۰/۷۳
۹	۰/۰۰۱۴	۴۰۰	۰/۶۸	۲/۶۶۴	۲/۴۵	۰/۶۲
۱۰	۰/۰۰۲۹	۴۰۰	۰/۹	۲/۴۶۴	۲/۴۵	۰/۵۱
۱۱	۰/۰۰۲۴	۴۰۰	۰/۸۴	۲/۵۲۲	۲/۴۵	۰/۵۵
۱۲	۰/۰۰۲۵	۴۰۰	۰/۹۵	۲/۴۵	۲/۵۸۴	۰/۷۶
۱۳	۰/۰۰۲۵	۴۰۰	۰/۹۵	۲/۵۸۴	۳/۰۷۳	۰/۷۹
۱۴	۰/۰۰۲۵	۴۰۰	۰/۹۵	۳/۰۷۳	۳/۵۳۶	۰/۸۲
۱۵	۰/۰۰۲۴	۲۵۰	۰/۶۷	۲/۸۹۸	۲/۴۵	۰/۷۵
۱۶	۰/۰۰۳۷	۲۵۰	۰/۸۲	۲/۴۹	۲/۴۵	۰/۷
۱۷	۰/۰۰۳۵	۲۵۰	۰/۸۱	۲/۵۰۴	۲/۴۵	۰/۷۵
۱۸	۰/۰۰۱۷	۳۰۰	۰/۶۵	۲/۴۵۲	۲/۴۵	۰/۸۲
۱۹	۰/۰۰۲۲	۳۰۰	۰/۷۴	۲/۴۵	۳/۰۸۱	۰/۸
۲۰	۰/۰۰۶۳	۴۰۰	۱/۵۱	۳/۵۳۶	۴/۶۴۸	۰/۸۲

۵. خلاصه و نتیجه گیری

در این مطالعه امکان استفاده از الگوریتم ژنتیک در بهینه سازی طراحی شبکه‌های فاضلاب با جانمایی مشخص بررسی شده است. نتایج بدست آمده نشان دهنده عملکرد مناسب مدل‌های پیشنهادی و بویژه مدل GA1 (با متغیر تصمیم شیب لوله‌ها) بوده است. علت عملکرد نامناسب تر مدل‌های GA2 و GA3 در مقایسه با مدل GA1 محدوده وسیعتر تغییرات متغیرهای تصمیم در این مدلها بوده است. بدلیل گسسته سازی این محدوده‌ها به تعدادی نقاط محدود و یافتن جواب بهینه در این نقاط و کوچکتر بودن فاصله نقاط در مدل GA1 طبیعی است که این مدل جواب بهتری را نسبت به مدل‌های دیگر ژنتیک نتیجه دهد. قطر لوله‌ها در همه مدل‌های پیشنهادی بصورت گسسته در طی فرایند بهینه‌سازی محاسبه می‌گردند. این امر موجب کاهش مشکلات ناشی از گرد کردن قطرهای پیوسته به قطرهای تجاری و در نتیجه دور شدن از نقطه بهینه می‌گردد.

مراجع

- [1] Dajani, J.S.S., Hasit, Y., McCullers, S.D., "Mathematical programming in sewer network design" J. Engrg. Optimization, 3, 1977, PP. 27-35.

منصوری و خانجانی با منظور کردن عمق کارگذاری متوسط و اختلاف ارتفاع دو سر لوله بعنوان متغیر تصمیم از روش جهات امکان پذیر برای حل مسئله مقید مورد نظر استفاده کردند. از آن جا که مدل مورد استفاده در مرجع [۱۵] قطر بهینه را بصورت پیوسته بدست می‌دهد، لذا تبدیل قطر بهینه پیوسته به قطرهای تجاری از طریق روش پیشنهادی آنان به دور شدن از جواب بهینه منجر می‌گردد. مدل‌های پیشنهادی ارائه شده با توجه به محاسبه قطر لوله‌ها بصورت گسسته در حین فرایند بهینه‌سازی، این نقیصه را برطرف کرده و موجب بهبود جوابهای حاصل شده است. این امر با مقایسه هزینه‌ها در جدول ۶ نشان داده شده است. نتایج حاصل از مدل GA1 بعنوان بهترین جواب بدست آمده نشان دهنده کاهش هزینه‌ها به میزان ۶/۵٪ با استفاده از فرمول مانینگ و ۱۲/۱٪ با استفاده از فرمول هیزن- ویلیامز اصلاح شده نسبت به جواب منصوری و خانجانی می‌باشد. نتایج حل مسئله بوسیله مدل GA1 با پارامترهای جمعیت ۱۰۰، احتمال جهش ۰/۵، احتمال ترکیب ۰/۸۵ و روش انتخاب چرخ گردان با مقیاس‌بندی خطی با استفاده از مدل هیدرولیکی هیزن- ویلیامز اصلاح شده و مانینگ با ضریب زبری ثابت به ترتیب در جداول ۷ و ۸ و اشکال ۶ و ۷ منعکس شده است.

- System.” J. of Comput. Civil Eng., 15(2), 2001, PP. 89-101.
- [17] Murphy, L.J., Simpson, A.R., Dandy, G.C., “*Design of a Network Using Genetic Algorithms*”. Water 20, 1993, PP. 40-42.
- [18] Davidson, J.W., Goulter, I.C., “*Evolution Program for the Design of Rectilinear Branched Distribution Systems*”. J. of Computing, in Civil Engineering, ASCE, 9(2), 1995, PP. 112-121.
- [19] Ritzel, B.J., Eheart, J.W., Ranjithan, S., “*Using Genetic Algorithms to Solve a Multiple Objective Groundwater Pollution Problem*”. Water Resour. Res. 30(5), 1994, PP.1589-1603.
- [20] Savic, D.A., Walters, G.A., *Genetic Algorithms for Least-Cost Design of Water Distribution Networks*. J. of Wat. Resour. Plng and Mgmt., ASCE, 123(2), 1997, PP. 67-77.
- [21] Esat, V., Hall, M.J., “*Water Resources System Optimization Using Genetic Algorithms*. Hydro informatics '94, Proc., 1st. Int. Conf. on Hydro informatics, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1994, PP. 225-231.
- [22] Wardlaw, R., Sharif, M., “*Evaluation of Genetic Algorithms for Optimal Reservoir System Operation*.” J. of Wat. Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 125(1), 1999, PP. 25-33.
- [23] Fahmy, H.S., King, J.P., Wentzel, M.W., Seton J.A., “*Economic Optimization of River Management Using Genetic Algorithms*”. Int. Summer Meeting, Am. Soc. Agric. Engrs., Paper no. 943034, St. Joseph, Mich, 1994.
- [24] Goldberg, DE., “*Genetic Algorithms in Search, Optimization & Machine Learning*”, Addison- Wesley publishing co, Reading. U.K.
- [۲۵] منصوری، خانجانی، “*بهینه‌سازی شبکه های فاضلاب با برنامه ریزی غیرخطی*”، مجله آب و فاضلاب شماره ۳۰، ۱۳۷۸، صفحات ۳۰-۲۰
- [2] Argaman, Y., Shamir, U., Spivak, E., “*Design of Optimal Sewerage System*”, J. Envir. Engrg. Div., ASCE, 99(5), 1973, PP. 703-716.
- [3] Mays, L.W., Wenzel, H.G., “*Optimal Design of Multilevel Branching Sewer Systems*”, Water Resour. Research, 12(5), 1976, PP. 913-917.
- [4] Merritt, L.B., Bogan, R.H., “*Computer-Based Optimal Design of Sewer Systems*”, J. Envir. Engrg. Div., ASCE, 99(1), 1973, PP.35-53.
- [5] Kulkarni, V.S., Khanna, P., “*Pumped Wastewater Collection System Optimization*” J. Envir. Engrg., ASCE, 111(5), 1985, PP. 589-601.
- [6] Walsh, S., Brown, L.C., “*Least Cost Method for Sewer Designs*.” J. Envir. Engrg. Div., ASCE, 99(3), 1973, PP. 333-345.
- [7] Holland, M.E., “*Computer Model of Wastewater Collection Systems*.” Water Resources Group, Harvard University, Mass, 1966.
- [8] Gupta, J.M., Agarwal, S.K., Khanna, P., “*Optimal Design of Wastewater Collection System*”, J. Envir. Engrg. Div., ASCE, 102(5), 1976, PP.1029-1041.
- [9] Gupta, A., Mehndiratta, S.L., Khanna, P., “*Gravity Wastewater Collection Systems Optimization*”, J. Envir. Engrg., ASCE, 109, 1983, PP.1195-1209.
- [10] Fisher, J.M., et al., “*Design of Sewer Systems*.” Proceedings of 6th Annual American Water Resources Conference, Las Vegas, Nev, 1970.
- [11] Elimam, A.A., Charalambous, C., Ghobrial F.H., “*Optimum Design of Large Sewer Networks*”, J. Envir. Engrg., ASCE, 115(6), 1989, PP. 1171-1190.
- [12] Cieniawsky, S.E., Eheart, J.W., Ranjithan, S., “*Using Genetic Algorithms to Solve a Multi Objective Groundwater Monitoring Problem*”, Wat. Resour. Res., 31(2), 1995, PP.399-409.
- [13] Dandy, G.C., Simpson, A.R., Murphy, L.J., “*An Improved Genetic Algorithm for Pipe Network Optimization*.” Wat. Resour. Res., 32(2), 1996, PP. 449-458.
- [14] Yaghi, S., Shiba S., Kaneko, M., “*A Pump Operation Method for Combined Sewer Systems Using Fuzzy Control and Genetic Algorithms*”, In Proc. Novatech'98 and third international conference on innovative technologies in urban storm drainage, Lyon. Vol. 2, 1998, PP. 179-186.
- [15] Simpson, A.R., Dandy, G.C., Murphy, L.J., “*Genetic Algorithms Compared to Other Techniques for Pipe Optimization*”, J. of Wat. Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 120(4), 1994, PP. 423-443.
- [16] Wu, Z.Y., Simpson, A.R., “*Competent Genetic Evolutionary Optimization of Water Distribution*