

## طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب با استفاده از الگوریتم ژنتیک

محمد‌هادی افشار و محمد‌هادی 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 روشنی است که در آن از شبیل لوله‌ها بعنوان متغیرهای تصمیم استفاده شده است. قابلیتهای مدل‌های ارایه شده از طریق بکارگیری مدل در مورد دو مساله نمونه بررسی و نتایج آن با نتایج حاصل از روش‌های برنامه‌ریزی ریاضی و برنامه‌ریزی پویا مقایسه شده است.

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

غیرخطی<sup>۳</sup> و روش‌های ابتکاری<sup>۴</sup> اشاره نمود. یکی از روش‌های متداول در طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب با توجه به طبیعت جریان یک سویه در این گونه شبکه‌ها، روش برنامه‌ریزی پویاست. این روش علیرغم قابلیت بالای آن در مورد متغیرهای گستته، از قابلیت مناسبی در مورد متغیرهای پیوسته برخوردار نیست. علاوه بر این، روش برنامه‌ریزی پویا دارای مشکل ابعادی<sup>۵</sup> است که کاربرد آن را برای طراحی بهینه شبکه‌های بزرگ مشکل می‌سازد. داجانی<sup>[۱]</sup> با استفاده از روش برنامه‌ریزی پویا شبکه‌های جمع آوری فاضلاب کوچک را طراحی کرد، که در آن اقطار بصورت غیر استاندارد محاسبه می‌گردید. آرگمان و شامیر<sup>[۲]</sup> از روش برنامه‌ریزی پویا و میز و وزنل<sup>[۳]</sup> از روش برنامه‌ریزی پویای دیفرانسیلی گستته<sup>۶</sup> برای بهینه سازی هزمان جانمایی و طراحی هیدرولیکی شبکه‌های جمع آوری فاضلاب استفاده کردند. مریت و بوگان<sup>[۴]</sup> از الگوریتم برنامه‌ریزی پویای دیفرانسیلی گستته با متغیر تصمیم قطر و تراز کارگذاری لوله‌ها استفاده نمودند. کولکارنی و خانا<sup>[۵]</sup> روش بهینه سازی پویا را با معروفی گروههای شدنی در گره‌های رابط به منظور کاهش مشکل ابعادی در بهسازی هزینه سیستم‌های ثقلی-پمپاژی در طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب ارائه دادند. والش و براؤن<sup>[۶]</sup> نیز روشی کامپیوتری بر مبنای برنامه‌ریزی پویا ارائه دادند که با اعمال قیود طراحی ابتدا ناحیه جواب قابل قبول برای هر لوله بدست می‌آید و سپس از برنامه‌ریزی پویا در بهینه سازی شبکه‌ها استفاده می‌شود.

### ۱. مقدمه

احداث شبکه‌های جمع آوری و دفع فاضلاب از یک طرف بدليل وسعت و گستردگی آنها و از طرف دیگر بدليل عملیات خاکی و سازه ای حجمی آنها بسیار پر هزینه است. بدین ترتیب بدیهی است که هر گونه صرفه جویی در احداث این شبکه‌ها 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 بدلا لیل اثرات زیست محیطی ناشی از نبود آنها، سیاست عمومی بر احداث این گونه شبکه‌ها 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. الگوریتم‌های متفاوتی برای طراحی بهینه شبکه‌های جمع آوری فاضلاب در سالهای گذشته توسعه یافته‌اند که از آن جمله می‌توان به روش‌های برنامه‌ریزی پویا<sup>۱</sup>، برنامه‌ریزی خطی<sup>۲</sup>، برنامه‌ریزی

این مقاله در تاریخ ۱۶/۱۲/۸۴ به تصویب نهایی رسیده است.

دکتر محمد‌هادی افشار، دانشیار دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران  
m.hafshar@iust.ac.ir

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

<sup>1</sup> Dynamic programming

<sup>2</sup> linear programming

<sup>3</sup> non-linear programming

<sup>4</sup> heuristic methods

<sup>5</sup> curse of dimensionality

<sup>6</sup> discrete differential dynamic programming

که در آن  $C$  هزینه طرح،  $D_i$  قطر لوله  $i$ ،  $X_i$  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،  $h_D$  ارتفاع پمپاژ،  $NL$  تعداد لوله‌ها در شبکه است. در اینجا تابع هدف و قیود مسئله به شکل زیر معرفی می‌گردد:

### ۱-۲. تابع هدف

مجموع هزینه‌های طرح را که شامل هزینه‌های خرید، اجرا و نصب لوله‌ها 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 متدالو در طراحی شبکه‌های 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 متغیرهای پیوسته بکار برد. این روش در عین حال که زمان کمتری برای جستجوی جواب بهینه صرف می‌کند ولی تحت تاثیر نقطه شروع جستجو (حده اولیه) می‌باشد 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 تجاری از جواب بهینه دور می‌شد. گوپتا و همکاران [۸۹] نیز از روش برنامه ریزی غیرخطی و توابع توانی برای تعیین قطرهای غیر استاندارد شبکه‌های بهینه استفاده کرد. فیشر [۱۰] از روش برنامه ریزی خطی صحیح مقدار<sup>۷</sup> برای تعیین قطرهای استاندارد شبکه‌های خیلی کوچک به همراه فرمول مانینگ در شرایط پر استفاده نمود. الیام و چارلامبوس [۱۱] با توسعه و بکارگیری ترکیبی از برنامه ریزی خطی و گسته سازی قطر، روشی ابتکاری برای طراحی بهینه سازی شبکه‌های فاضلاب بزرگ مقیاس ارایه دادند.

در این تحقیق مساله طراحی بهینه شبکه‌های 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 شبکه‌های 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 شبکه لوله گذاری، تراز کارگذاری کف لوله‌ها در گره‌های 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 لوله‌ها در مدل‌های فوق در حین فرایند بهینه سازی بصورت گسته 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 متغیرهای تصمیم به نتایج بهتری منجر می‌شود.

## ۲. مدل بهینه سازی

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

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

<sup>7</sup> integer linear programming

بصورت مستقیم با استفاده از مقادیر متغیرهای تصمیم محاسبه

$$\text{GA3} - \begin{array}{c} \text{می‌شود.} \\ \text{مدل} \end{array}$$

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 بهینه سازی بصورت گستته محاسبه می‌شود.

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

- گام ۱- خوادن 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

$$\text{گام } 3 - i = 1$$

گام ۴- انجام مراحل زیر برای تمام جوابها در جمعیت  
 $k = 1$  (i)

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

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

(iv) محاسبه هزینه شبکه و هزینه تحالف از قیود

$$k = k + 1 \quad (v)$$

(vi) اگر  $k/n_{pop}$  به گام ii برو

$$i = i + 1$$

گام ۵- اگر  $i \rangle n_{gen}$  به گام ۱۳ برو

گام ۶- محاسبه تابع برازنده‌گی هر شبکه ( $f = 1/\cos t$ )

گام ۷- انتخاب و تکثیر بهترین جواب (نخبه گرایی)

گام ۸- انتخاب کروموزوم‌ها با استفاده از روش انتخاب چرخ گردان با مقیاس بندی خطی

گام ۹- اعمال ترکیب بر کروموزوم‌های انتخاب شده با استفاده از روش ترکیب یک نقطه‌ای بر اساس احتمال جهش

گام ۱۰- اعمال جهش با استفاده از روش جهش تک بیتی بر اساس احتمال جهش

گام ۱۱- جایگزینی نسل قدیم با نسل جدید

گام ۱۲- چاپ نتایج بهترین جواب

#### ۴. آزمون مدل

برای آزمون و نشان دادن کارایی مدل‌های پیشنهادی در بهینه سازی 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<sup>۸</sup>

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

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

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

لازم به تذکر است که قیود حداقل و حداقل شیب لوله‌ها قیود ذاتی مسئله محاسبه شوند و لذا نیازی به منظور کردن آن نیست. دلیل عدمه آین نامهای طراحی برای منظور کردن قیود شیب، برای تامین قید حداقل و حداقل 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 تقليید می‌کند. در ۳۰ سال گذشته انواع مختلفی از چنین الگوریتم‌های بر پایه تکامل توسعه یافته اند. در سالهای اخیر کاربرد چنین برنامه‌های تکاملی (بویژه GA) افزایش پیوسته ای در همه زمینه‌های علوم مهندسی و کامپیوتر داشته است. در زمینه مهندسی آب و فاضلاب، کاربرد آن اغلب در بهینه‌سازی شبکه‌های توسعه آب [۱۳، ۱۴، ۱۵، ۱۶، ۱۷، ۱۸] پایش آبهای زیرزمینی [۱۹ و ۲۰] طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری آبهای سطحی [۲۰] و بهره برداری بهینه از مخازن سدها [۲۱، ۲۲، ۲۳] بوده است.

#### ۳.۱. مدل بهینه سازی GA

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

##### GA1 - مدل

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

##### GA2 - مدل

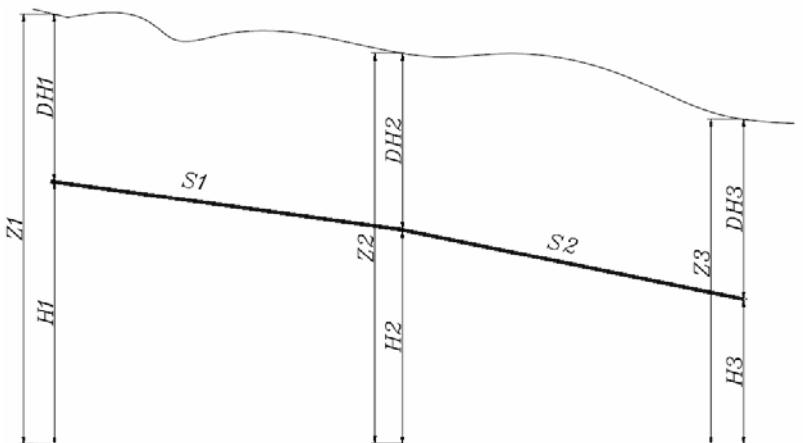
متغیر تصمیم در این مدل تراز کارگذاری کف لوله‌ها در گره‌های بالادست و پایین دست می‌باشد. در این مدل شیب لوله‌ها و موقعیت ایستگاههای پمپاژ و آدمروهای ریزشی

<sup>8</sup> progressive diameter constraint

مقطع دایره ای مطابق شکل ۱ در نظر گرفته شده است. عمق کارگذاری ابتدای فاضلابرو اول برابر  $1/2$  متر فرض و از فرمول هیزن-ویلیامز اصلاح شده در تحلیل جریان استفاده شده است.

#### ۱-۱. مثال تحلیلی

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 شبکه 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 شبکه لوله‌ها و سپس قطر لوله‌ها بدست آورد:

$$S_1 = 0.0005422 \Rightarrow D_1 = 197.1mm$$

$$S_2 = 0.0021993 \Rightarrow D_2 = 254.1mm$$

در نتیجه هزینه کل برای مثال تحلیلی موردنظر برابر  $14784/7252$  واحد پول می‌گردد. جدول ۱ هزینه حاصل از مدل‌های پیشنهادی را مقایسه می‌نماید:

جدول ۱. نتایج هزینه مسئله تحلیلی

هزینه	روش بهینه سازی
۱۴۷۸۵/۱۱۵	GA1
۱۴۷۸۵/۲۶۴	GA2
۱۴۷۹۳/۰۰۷	GA3

مقایسه هزینه‌های حاصل توسط مدل‌های پیشنهادی نشان دهنده دقیق 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 خطای 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:

$$k = 1.5mm$$

$$Q_1 = 0.01m^3 / s$$

$$Q_2 = 0.01 + 0.025 = 0.035m^3 / s$$

$$DH_1 = 1.2m \quad Z_1 = 15.1m$$

$$L_1 = 75m \quad Z_2 = 15m$$

$$L_2 = 70m \quad Z_3 = 14.8m$$

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

$$H_{ave1} = \frac{DH_1 + DH_2}{2} = 1.15 + 37.5S_1$$

$$H_{ave2} = \frac{DH_2 + DH_3}{2} = 1 + 75S_1 + 35S_2$$

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 ( $2.3 \text{ ft/s}$  ( $0.7 \text{ m/s}$ )), حداقل پوشش کف لوله ( $8 \text{ ft}$  ( $2.4 \text{ m}$ )), ضریب زبری مانینگ  $0.01$

$1.45 \text{ ft/s}$  ( $0.44 \text{ m/s}$ )

سرعت شستشو در دبی حداقل  $1.45 \text{ ft/s}$  ( $0.44 \text{ m/s}$ ) توابع هزینه فاضلاب‌روها در شکل ۳ نشان داده شده است. هزینه‌ها بصورت معمول شامل حفاری و خاکریزی، بستر سازی، زیرزهکشی، صفحه گذاری و لوله‌ها است. هزینه‌های 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  $\approx 3\%$  کمتر از طرح اصلی بوده است. متغیر تصمیم در روش آنها قطر و تراز کارگذاری کف لوله‌ها 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.

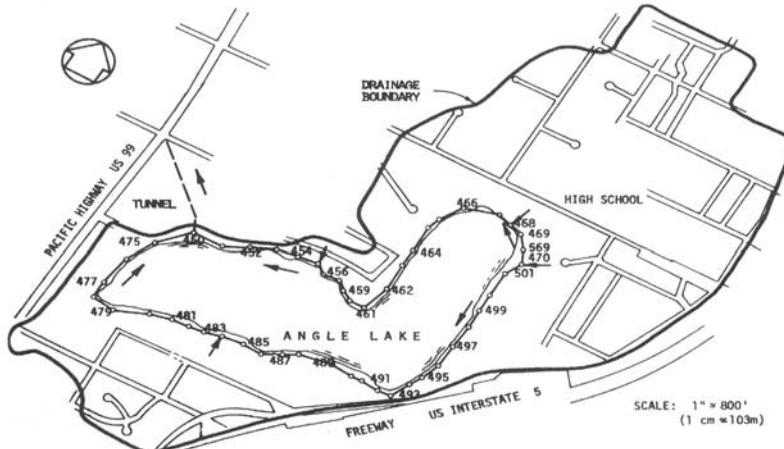
هزینه‌ها مشاهده می‌گردد که استفاده از مدل GA1 (که در آن شبیب لوله بعنوان متغیر تصمیم در نظر گرفته شده است) به بهترین جواب منجر شده است. جدول ۲ نتایج حاصل از طراحی بهینه شبکه مورد نظر را از طریق مدل GA1 نشان می‌دهد:

جدول ۲. نتایج حل مثال تحلیلی توسط مدل GA1

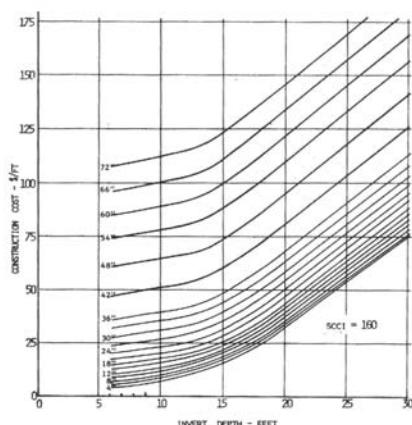
شماره فاضلاب‌رو	شبیب فاضلاب‌رو (mm)	قطر (mm)	دبی (m <sup>3</sup> /s)
۱	۰/۰۰۰۵۳۲۱	۱۹۳/۶	۰/۰۱
۲	۰/۰۰۲۱۹۳۲	۲۵۰/۴	۰/۰۳۵

#### ۲-۴. مسئله طراحی ۱

مریت و بوگان [۱۲] برای نشان دادن کارایی و ارزش برنامه کامپیوتری بهینه سازی خود طرح فاضلاب‌رو کمربندي نشان داده شده در شکل ۲ را که منطقه ای به وسعت  $1/6$  کیلومتر مربع را تحت پوشش قرار داده است مورد طراحی مجدد قرار دادند. طرح اصلی شامل دو خط لوله  $^{12}$  آزیست سیمانی در دو طرف دریاچه‌ای کوچک نزدیک سیاحتی است. قیود مورد استفاده در طرح اصلی به شرح زیر می‌باشند:



شکل ۲. فاضلاب‌رو کمربندي دریاچه آنجل [۱۲]



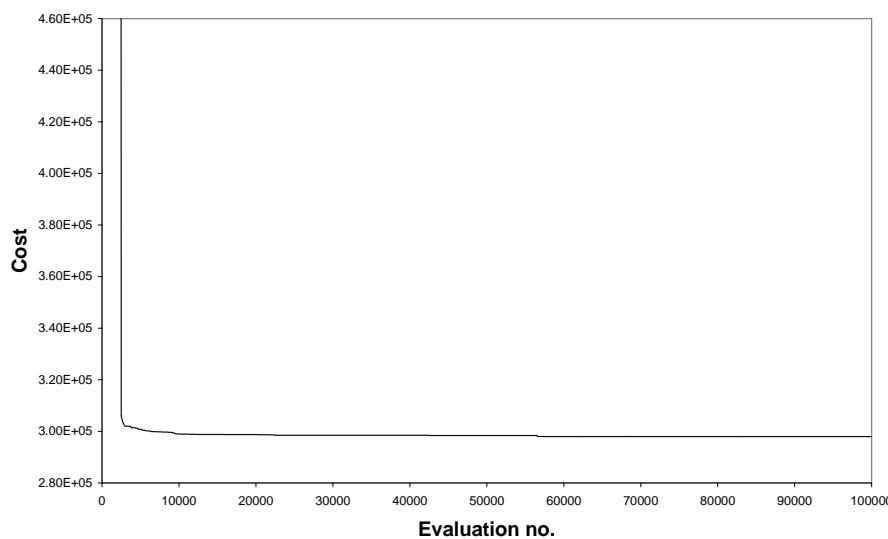
شکل ۳. توابع هزینه کارگذاری لوله‌ها

جدول ۳. مشخصات ورودی شبکه مسئله طراحی ۱

دبي طراحی (cfs)	دبي حداقل (cfs)	تراز زمین در پایین دست (ft)	تراز زمین در بالا دست (ft)	طول (ft)	به گره	از گره	لوله
۱/۸۵	۰/۱۸	۳۵۳	۳۵۲	۳۶۸/۵۷	۴۵۰	۴۵۱	۱
۱/۸۳	۰/۱۸	۳۵۲	۳۵۳	۲۸۱/۱۱	۴۵۱	۴۵۲	۲
۱/۸۲	۰/۱۸	۳۵۳	۳۵۱	۲۹۴/۲۸	۴۵۲	۴۵۳	۳
۱/۸	۰/۱۸	۳۵۱	۳۵۱	۱۸۹/۲۹	۴۵۳	۴۵۴	۴
۱/۷۹	۰/۱۸	۳۵۱	۳۵۱	۳۱۳/۱۷	۴۵۴	۴۵۵	۵
۱/۷۳	۰/۱۷	۳۵۱	۳۵۰/۵	۱۹۸/۲۷	۴۵۵	۴۵۶	۶
۱/۷۲	۰/۱۷	۳۵۰/۵	۳۴۷	۱۲۶/۷۷	۴۵۶	۴۵۷	۷
۱/۷۱	۰/۱۷	۳۴۷	۳۴۷	۲۱۱/۸۳	۴۵۷	۴۵۹	۸
۱/۷	۰/۱۷	۳۴۷	۳۴۷/۶	۲۳۲/۷۵	۴۵۹	۴۶۰	۹
۱/۶۹	۰/۱۷	۳۴۷/۶	۳۴۸	۱۱۵/۰۱	۴۶۰	۴۶۱	۱۰
۱/۶۸	۰/۱۷	۳۴۸	۳۴۹/۵	۲۹۳/۴۵	۴۶۱	۴۶۲	۱۱
۱/۶۷	۰/۱۷	۳۴۹/۵	۳۵۲/۸	۳۶۷/۴۶	۴۶۲	۴۶۳	۱۲
۱/۶۶	۰/۱۷	۳۵۲/۸	۳۴۸/۸	۱۴۶/۴۳	۴۶۳	۴۶۴	۱۳
۱/۴۷	۰/۱۵	۳۴۸/۸	۳۴۸	۴۰۲/۴۵	۴۶۴	۴۶۵	۱۴
۱/۴۷	۰/۱۵	۳۴۸	۳۵۰/۸	۲۵۳/۰۸	۴۶۵	۴۶۶	۱۵
۱/۴۳	۰/۱۴	۳۵۰/۸	۳۴۷/۵	۳۴۰/۱۶	۴۶۶	۴۶۷	۱۶
۱/۴۹	۰/۱۴	۳۴۷/۵	۳۴۸/۵	۱۵۵/۱۱	۴۶۷	۴۶۸	۱۷
۰/۶۲	۰/۰۶	۳۴۸/۵	۳۴۸	۱۳۵	۴۶۸	۴۶۹	۱۸
۰/۶۱	۰/۰۶	۳۴۸	۳۴۸	۲۱۰/۷	۴۶۹	۴۷۰	۱۹
-۰/۶۹	-۰/۰۶	۳۴۸	۳۵۰/۵	۱۳۱/۹	۴۷۰	۴۷۱	۲۰
۲/۶۲	۰/۲۶	۳۵۳	۳۵۲/۶	۳۸۴/۷۵	۴۷۰	۴۷۱	۲۱
۲/۵۷	۰/۲۶	۳۵۲/۶	۳۵۲	۲۴۱/۰۲	۴۷۰	۴۷۱	۲۲
۲/۵۳	۰/۲۵	۳۵۲	۳۵۳	۳۷۶/۰۹	۴۷۱	۴۷۲	۲۳
۲/۴۸	۰/۲۵	۳۵۳	۳۵۱/۵	۳۵۰/۷۸	۴۷۲	۴۷۳	۲۴
۲/۳۷	۰/۲۴	۳۵۱/۵	۳۵۰/۵	۲۹۰/۳۸	۴۷۳	۴۷۴	۲۵
۲/۳۵	۰/۲۳	۳۵۰/۵	۳۴۹/۵	۳۳۳/۶۲	۴۷۴	۴۷۵	۲۶
۲/۳۳	۰/۲۳	۳۴۹/۵	۳۵۷/۵	۲۲۳/۵۱	۴۷۵	۴۷۶	۲۷
۲/۳۱	۰/۲۳	۳۵۷/۵	۳۵۱	۲۰۵/۰	۴۷۶	۴۷۷	۲۸
۲/۳	۰/۲۳	۳۵۱	۳۴۶	۱۹۸/۰۷	۴۷۷	۴۷۸	۲۹
۲/۲۸	۰/۲۳	۳۴۶	۳۴۹	۱۵۰/۳۵	۴۷۸	۴۷۹	۳۰
۱/۶۹	۰/۱۷	۳۴۹	۳۴۷/۵	۲۷۸/۴	۴۷۹	۴۸۰	۳۱
۱/۶۶	۰/۱۷	۳۴۷/۵	۳۴۶	۱۰۰/۶۹	۴۸۰	۴۸۱	۳۲
۱/۶۳	۰/۱۶	۳۴۶	۳۴۷/۲	۲۱۵/۳۹	۴۸۱	۴۸۲	۳۳
۱/۵۹	۰/۱۶	۳۴۷/۲	۳۵۰	۳۴۴/۷۹	۴۸۲	۴۸۳	۳۴
۱/۵۶	۰/۱۶	۳۵۰	۳۵۳/۵	۳۱۷/۷۹	۴۸۳	۴۸۴	۳۵
۱/۵۳	۰/۱۵	۳۵۳/۵	۳۵۴	۱۸۸/۰۹	۴۸۴	۴۸۵	۳۶
۱/۵	۰/۱۵	۳۵۴	۳۴۹/۸	۱۹۹/۰۲	۴۸۵	۴۸۶	۳۷
۱/۴۷	۰/۱۵	۳۴۹/۸	۳۴۹/۵	۱۸۶/۰۷	۴۸۶	۴۸۷	۳۸
۱/۴۶	۰/۱۵	۳۴۹/۵	۳۴۸/۰	۷۴/۶۹	۴۸۷	۴۸۸	۳۹
۱/۴۴	۰/۱۴	۳۴۸/۰	۳۴۸/۸	۲۶۸/۱۹	۴۸۹	۴۹۰	۴۰
۱/۴۳	۰/۱۴	۳۴۸/۸	۳۵۱/۵	۲۸۲/۶۶	۴۹۱	۴۹۲	۴۱
۱/۴۱	۰/۱۴	۳۵۱/۵	۳۴۹	۳۲۴/۲۵	۴۹۳	۴۹۴	۴۲
۱/۴	۰/۱۴	۳۴۹	۳۵۷/۸	۲۳۵/۹۷	۴۹۵	۴۹۶	۴۳
۱/۳۶	۰/۱۴	۳۵۷/۸	۳۵۴/۲	۱۹۷/۸	۴۹۷	۴۹۸	۴۴
۱/۳۱	۰/۱۳	۳۵۴/۲	۳۴۹	۲۱۵/۹۲	۴۹۸	۴۹۹	۴۵
۱/۲۷	۰/۱۳	۳۴۹	۳۵۱/۱	۳۲۲/۰۴	۴۹۹	۵۰۰	۴۶
۱/۲۲	۰/۱۲	۳۵۱/۱	۳۵۱/۱	۲۶۸/۰۱	۵۰۰	۵۰۱	۴۷
۱/۱۸	۰/۱۲	۳۵۱/۱	۳۵۰/۵	۱۸۶/۷۳	۵۰۱	۵۰۲	۴۸

جدول ۴. نتایج هزینه مسئله ۱

هزینه	روش بهینه سازی
۳۱۶۱۴۸	طرح اصلی
۳۰۷۷۳۹	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

نسبت پرشدگی لوله	عمق کارگذاری در پایین دست (ft)	عمق کارگذاری در بالادست (ft)	سرعت حداقل (fps)	سرعت حداکثر (fps)	قطر (in)	شیب	لوله
۰/۸۱	۲۱/۱۶	۱۹/۵۶	۱/۵۱	۲/۷۲	۱۲	-/۰۰ ۱۶۲	۱
۰/۸	۱۹/۵۶	۲۰/۱	۱/۵۱	۲/۷۲	۱۲	-/۰۰ ۱۶۲	۲
۰/۸	۲۰/۱	۱۷/۶۲	۱/۵۱	۲/۷۲	۱۲	-/۰۰ ۱۶۲	۳
۰/۷۹	۱۷/۶۲	۱۷/۳۱	۱/۵۱	۲/۷۲	۱۲	-/۰۰ ۱۶۲	۴
۰/۷۸	۱۷/۳۱	۱۶/۸	۱/۵۱	۲/۷۱	۱۲	-/۰۰ ۱۶۲	۵
۰/۷۸	۱۶/۸	۱۵/۹۹	۱/۴۶	۲/۶۵	۱۲	-/۰۰ ۱۵۶	۶
۰/۷۷	۱۵/۹۹	۱۲/۳	۱/۴۶	۲/۶۴	۱۲	-/۰۰ ۱۵۶	۷
۰/۷۷	۱۲/۳	۱۱/۹۷	۱/۴۶	۲/۶۴	۱۲	-/۰۰ ۱۵۶	۸
۰/۷۶	۱۱/۹۷	۱۲/۲	۱/۴۶	۲/۶۴	۱۲	-/۰۰ ۱۵۶	۹
۰/۷۶	۱۲/۲	۱۲/۴۲	۱/۴۶	۲/۶۴	۱۲	-/۰۰ ۱۵۶	۱۰
۰/۷۴	۱۲/۴۲	۱۳/۴۵	۱/۴۸	۲/۷	۱۲	-/۰۰ ۱۶۲	۱۱
۰/۷۵	۱۳/۴۵	۱۶/۱۷	۱/۴۶	۲/۶۴	۱۲	-/۰۰ ۱۵۶	۱۲
۰/۷۵	۱۶/۱۷	۱۱/۹۵	۱/۴۶	۲/۶۴	۱۲	-/۰۰ ۱۵۶	۱۳
۰/۶۶	۱۱/۹۵	۱۰/۴۶	۱/۴۵	۲/۶۹	۱۲	-/۰۰ ۱۷۱	۱۴
۰/۶۶	۱۰/۴۶	۱۲/۸۲	۱/۴۵	۲/۶۹	۱۲	-/۰۰ ۱۷۱	۱۵
۰/۶۳	۱۲/۸۲	۸/۹	۱/۴۶	۲/۷۵	۱۲	-/۰۰ ۱۸۳	۱۶
۰/۶۲	۸/۹	۹/۶۱	۱/۴۶	۲/۷۳	۱۲	-/۰۰ ۱۸۳	۱۷
۰/۶۱	۹/۶۱	۸/۶۸	۱/۴۵	۲/۷۶	۸	-/۰۰ ۳۲۲	۱۸
۰/۶۱	۸/۶۸	۸	۱/۴۵	۲/۷۵	۸	-/۰۰ ۳۲۲	۱۹
۰/۵۸	۸	۱۰/۰۴	۱/۵	۲/۸۲	۸	-/۰۰ ۳۵	۲۰
۰/۷۲	۲۱/۶۶	۲۰/۷۶	۱/۴۶	۲/۷۶	۱۵	-/۰۰ ۱۲۸	۲۱

## 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	۰/۰۰۱۲۲	۲۳
۰/۶۹	۲۰/۳۶	۱۸/۴	۱/۴۶	۲/۷۷	۱۵	۰/۰۰۱۲۲	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	۲۳/۲۱	۱/۴۵	۲/۸	۱۵	۰/۰۰۱۴	۲۷
۰/۶۳	۲۳/۲۱	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	۱۲/۶۲	۸	۱/۴۶	۲/۷۶	۱۲	۰/۰۰۱۹۵	۴۵
۰/۷۴	۸	۹/۳	۱/۶۲	۲/۹۳	۱۰	۰/۰۰۲۴۷	۴۶
۰/۷۹	۹/۲۹	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 هیزین- ویلیامز اصلاح شده و مانینگ با ضریب زبری ثابت توسط مدلهای بهینه سازی مختلف در جدول ۶ خلاصه و با جواب منصوری و خانجانی [۲۵] مقایسه شده است.

## ۳-۴. مسئله طراحی ۲

این مسئله بعنوان قسمتی از شبکه جمع آوری شهر کرمان توسط منصوری و خانجانی [۲۵] با استفاده از برنامه ریزی ریاضی مقید و بکارگیری مدل هیدرولیکی هیزین- 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:

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

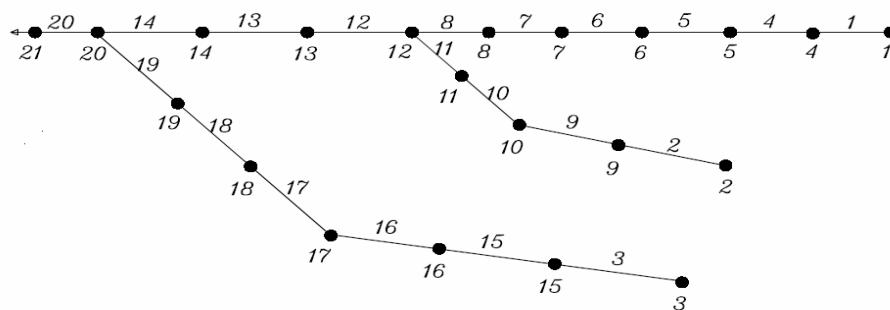
$$C_m = 41.46E_m$$

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 محدودیت‌های بکار رفته در مسئله شامل ارتفاع زبری ۸/۶ میلیمتر، ضریب زبری مانینگ  $13/0+0/0$ ، حداقل سرعت  $0/6$  متر بر ثانیه، حداکثر سرعت  $3$  متر بر ثانیه و حداقل پوشش معادل  $2/45$  متر می باشد.

## جدول ۶. نتایج هزینه مسئله ۲

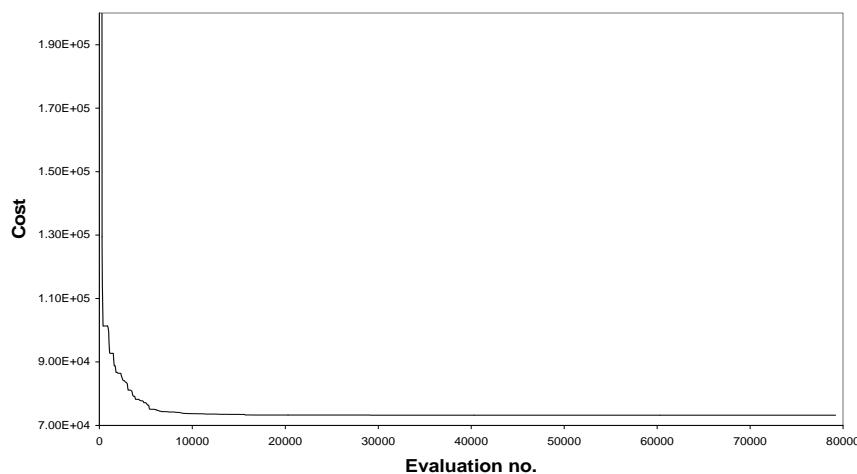
هزینه	روش بهینه سازی
مانینگ با ضریب زبری ثابت	هیزین- ویلیامز اصلاح شده
۸۳۱۱۶	۸۲۹۵۰
۷۷۷۳۶/۲	GA1
۷۹۹۵۵/۸	GA2
۸۵۱۰۰/۲	GA3



شکل ۵. جانمایی مسئله طراحی ۲

جدول ۷. مشخصات شبکه مسئله طراحی ۲

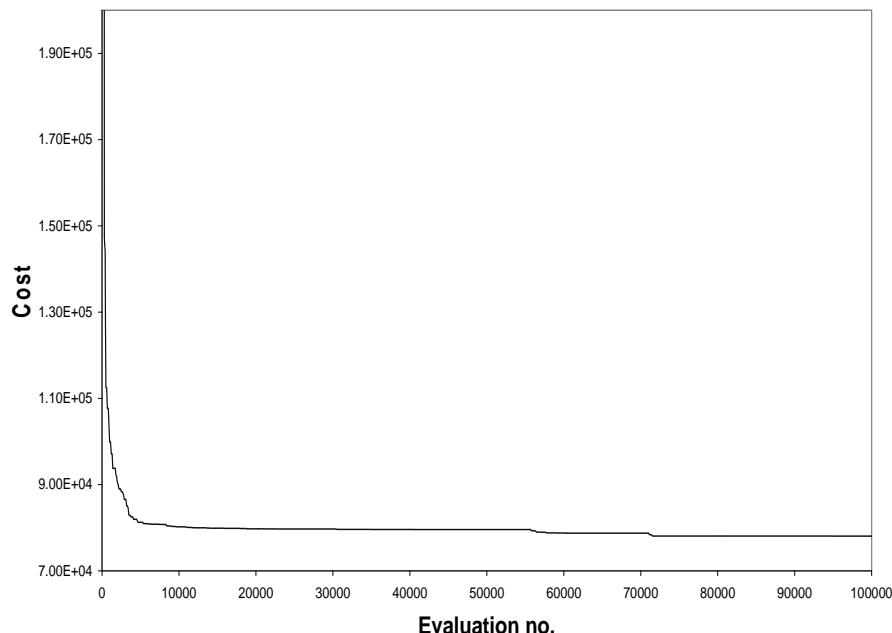
دبي طراحی (lps)	طول لوله (m)	تراز زمین در پایین دست (m)	تراز زمین در بالادست(m)	به گره	از گره	لوله
۲۷/۹	۲۶۰	۷۳/۶۶	۷۴/۵۹	۴	۱	۱
۵۴/۹	۳۰۰	۶۹/۹	۷۰/۷۰	۹	۲	۲
۲۱/۱	۴۰۰	۷۱/۵	۷۳	۱۵	۳	۳
۳۰/۴	۴۶۰	۷۲/۱	۷۳/۶۶	۵	۴	۴
۲۲/۴	۲۶۰	۷۱/۱۹	۷۲/۱	۶	۵	۵
۳۴	۳۰۰	۶۹/۸۵	۷۱/۱۹	۷	۶	۶
۳۶/۶	۴۵۰	۶۸/۲۴	۶۹/۸۵	۸	۷	۷
۳۸/۷	۴۰۰	۶۷/۲۸	۶۸/۲۴	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-ویلامز اصلاح شده)

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

نسبت پرشگی	عمق کارگذاری در پایین دست (m)	عمق کارگذاری در بالادست (m)	سرعت حداقل (m/s)	قطر (mm)	شیب	لوله
۰/۵۹	۲/۴۶۹	۲/۴۵	۰/۹۲	۲۵۰	۰/۰۰۳۷	۱
۰/۷۵	۲/۴۶	۲/۴۵	۰/۹۷	۳۰۰	۰/۰۰۲۷	۲
۰/۷	۲/۴۷۴	۲/۴۵	۰/۸۹	۲۰۰	۰/۰۰۳۸	۳
۰/۶۴	۲/۴۵	۲/۴۷۷	۰/۹۱	۲۵۰	۰/۰۰۳۳	۴
۰/۶۶	۲/۴۵	۲/۴۵۲	۰/۹۴	۲۵۰	۰/۰۰۳۵	۵
۰/۶۱	۲/۶۳۴	۲/۴۵	۱/۰۸	۲۵۰	۰/۰۰۵۱	۶
۰/۸۱	۲/۴۵	۲/۹۹	۰/۸۶	۲۵۰	۰/۰۰۲۴	۷
۰/۸۱	۲/۵۶۹	۲/۴۵	۰/۹۱	۲۵۰	۰/۰۰۲۷	۸
۰/۷۷	۲/۴۶	۲/۴۶	۰/۹۶	۳۰۰	۰/۰۰۲۵	۹
۰/۸۱	۲/۴۵	۲/۶۱۲	۰/۹۴	۳۰۰	۰/۰۰۲۴	۱۰
۰/۸۱	۲/۴۵	۲/۴۵۳	۰/۹۷	۳۰۰	۰/۰۰۲۵	۱۱
۰/۷۶	۲/۴۵	۲/۶۸۹	۰/۹۴	۴۰۰	۰/۰۰۱۷	۱۲
۰/۸۲	۲/۶۰۶	۲/۴۵	۰/۹۲	۴۰۰	۰/۰۰۱۶	۱۳
۰/۷۹	۲/۸۵۲	۲/۶۰۶	۰/۹۹	۴۰۰	۰/۰۰۱۹	۱۴
۰/۷۹	۲/۸۵۲	۲/۴۷۴	۱	۲۰۰	۰/۰۰۴۴	۱۵
۰/۶۸	۲/۴۵	۲/۸۷۱	۰/۸۵	۲۵۰	۰/۰۰۲۷	۱۶
۰/۶۵	۲/۴۵	۲/۵۰۴	۰/۹۴	۲۵۰	۰/۰۰۳۵	۱۷
۰/۷	۲/۴۵	۲/۴۵۲	۰/۷۸	۳۰۰	۰/۰۰۱۷	۱۸
۰/۷۹	۲/۶۱۲	۲/۴۵	۰/۷۵	۳۰۰	۰/۰۰۱۴	۱۹
۰/۸۱	۳/۵۰۸	۲/۸۵۳	۱/۰۲	۴۰۰	۰/۰۰۴۹	۲۰



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 بالادست (m)	عمق کارگذاری در پایین دست (m)	نسبت پرشدنگ
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 زنیک در بهینه سازی طراحی شبکه های فاضلاب با جانمایی مشخص بررسی شده است. نتایج بدست آمده نشان دهنده عملکرد مناسب مدل های پیشنهادی و بویژه مدل GA1 (با متغیر تصمیم شیب لوله ها) بوده است. علت عملکرد نامناسب تر مدل های GA2 و GA3 در مقایسه با مدل GA1 محدوده وسیعتر تغییرات متغیرهای تصمیم در این مدلها بوده است. بدلیل گستره سازی این محدوده ها 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 مدل های دیگر زنیک نتیجه دهد. قطر لوله ها در همه مدل های پیشنهادی بصورت گستره در طی فرایند بهینه سازی محاسبه می گردد. این امر موجب کاهش مشکلات ناشی از گرد کردن قطرهای پیوسته به قطرهای تجاری و در نتیجه دور شدن از نقطه بهینه می گردد.

## 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 می دهد، لذا تبدیل قطر بهینه پیوسته به قطرهای تجاری از طریق روش پیشنهادی آنان به دور شدن از جواب بهینه منجر می گردد. مدل های پیشنهادی ارائه شده با توجه به محاسبه قطر لوله ها بصورت گستره در حین فرایند بهینه سازی، این نقیصه را برطرف کرده و موجب بهبود جوابهای حاصل شده است. این امر با مقایسه هزینه ها در جدول ۶ نشان داده شده است. نتایج حاصل از مدل GA1 بعنوان بهترین جواب بدست آمده نشان دهنده کاهش هزینه ها به میزان ۶/۵٪ با استفاده از فرمول مانینگ ۱۱/۱۲٪ با استفاده از فرمول هیزن- ویلیامز اصلاح شده نسبت به جواب GA1 منصوری و خانجانی می باشد. نتایج حل مسئله بوسیله مدل GA1 با پارامترهای جمعیت ۱۰۰، احتمال جهش ۰/۵، احتمال ترکیب ۰/۸۵ و روش انتخاب چرخ گردان با مقیاس بندی 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 معکس 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., Ehearrt, 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 ۲۰-۳۰]
- [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 6<sup>th</sup> 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