

توسعه یک مدل ریاضی بدون شرط به منظور طراحی شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب

علی حقیقی^۱

(دریافت ۸۹/۵/۲ پذیرش ۹۰/۲/۲۱)

چکیده

طراحی شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب شامل قیود و ضوابط فنی گسترده‌ای می‌شود. این مهم، ارائه آلترناتیوهای امکان‌پذیر را برای طراح بسیار دشوار و زمان‌بر می‌سازد. از سوی دیگر به‌منظور ارائه یک طرح اقتصادی و یا به‌تعبیری بهینه‌سازی شبکه مورد مطالعه، روش اعمال قیود بسیار حائز اهمیت است و دامنه کاربرد روشهای بهینه‌سازی را در این خصوص محدود می‌نماید. در تحقیق حاضر یک مدل ریاضی توأم تحلیل هیدرولیکی و طراحی به‌گونه‌ای توسعه داده شده است که همه محدودیتهای و ضوابط طراحی شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب به‌طور خودکار در آن تأمین می‌شوند. در اینجا یک آلترناتیو نرمال طراحی به‌صورت برداری دلخواه و بدون شرط از مقادیر بین صفر و یک تعریف می‌گردد. این بردار نماینده قطر و شیب لوله‌ها و موقعیت ایستگاههای پمپاژ در سیستم است. سپس مقادیر نرمال با توجه به هیدرولیک جریان و قیود مسئله کدبرداری شده و آلترناتیو طراحی اصلی باز تولید می‌شود. با استفاده از این مدل هر آلترناتیو ورودی امکان‌پذیر است و لذا مسئله طراحی شبکه کاملاً بدون شرط قابل حل خواهد بود. در انتها کاربرد مدل پیشنهادی با تعریف و تحلیل یک شبکه نسبتاً بزرگ نشان داده شد. همچنین برای نمایش سهولت و قابلیت مدل در همراهی با روشهای بهینه‌سازی نیز از روش شبیه‌سازی ذوب فلزات به‌منظور ارائه طرح اقتصادی سیستم بهره گرفته شد. نتایج نشان می‌دهد که هزینه ساخت شبکه و سرعت همگرایی بهینه‌سازی با استفاده از مدل بدون شرط پیشنهادی به‌طور قابل ملاحظه‌ای بهبود می‌یابد.

واژگان کلیدی: شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب، مدل بدون شرط، آلترناتیو نرمال، بهینه‌سازی

Development of an Unconditional Mathematical Model to Design Sewer Networks

Ali Haghghi¹

(Received July 24, 2010 Accepted May 11, 2011)

Abstract

Design of sewer networks involves many constraints and technical criteria. These issues make the problem complicated and the feasible alternatives difficult to achieve. Besides, the methods of handling these constraints play a major role in optimization approaches for the least cost design. In this work an integrated analysis-design model is developed whereby all constraints are automatically satisfied during designing. A normal design alternative is defined herein which is a vector of values between zero and one. This vector represents the sewers diameters, slopes and pump station locations. The normal alternative is then decoded to real design parameters based on the hydraulics rules and the problem constraints. Using the proposed model every normal alternative is feasible and consequently the input design parameters are totally unconditional. At the end the abilities of the model is shown introducing and solving a relatively large sewer network. Furthermore, to demonstrate the capability and easiness of integrating the model with optimization tools, a Simulated Annealing (SA) algorithm is also applied to obtain the least cost design of the example. The results show that the optimum design and the rate of optimization convergence are significantly improved using the proposed method.

Keywords: Sewer Networks, Unconditional Model, Normal Alternative, Optimization.

1. Assist. Prof. of Civil Eng., Dept. of Eng., Shahid Chamran University, Ahwaz (+98 611) 3330010 a.haghghi@scu.ac.ir

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز ۳۳۳۰۰۱۰ (۰۶۱۱) a.haghghi@scu.ac.ir

طرح و اجرای شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب در سطح شهرها یکی از مهم‌ترین موضوعات مهندسی عمران و محیط‌زیست محسوب می‌شود که از هر دو لحاظ کیفی و کمی، بهداشت عمومی را تحت تأثیر قرار می‌دهند. از نظر ساخت، سیستم‌های جمع‌آوری فاضلاب با آلترناتیوهای بسیار زیادی در حین طراحی روبه‌رو هستند. همچنین قیود مختلف هیدرولیکی، اجرایی و آیین‌نامه‌ای، محاسبات این شبکه‌ها را بسیار پیچیده می‌سازد. این مهم به‌ویژه در خصوص شبکه‌های بزرگ بسیار جدی بوده و طراح را با سردرگمی روبه‌رو می‌نماید. به این دلیل است که کاربرد روش‌های محاسباتی با کمک رایانه‌ها در این موضوع بسیار ضروری بوده و مورد توجه بسیاری از محققان در چند دهه گذشته قرار گرفته است. به‌طور کلی در این روش‌ها سه هدف دنبال می‌شود که عبارت‌اند از: ۱- تأمین قیود و محدودیتها که عمدتاً گسسته و غیرخطی هستند ۲- دست یافتن به اقتصادی‌ترین طرح که در آن هزینه اجرای شبکه تا حد امکان کمینه شود ۳- توسعه روش‌های بارانداز بالایی محاسبات به‌منظور طراحی شبکه‌های بزرگ در حداقل زمان.

یکی از متداول‌ترین روش‌هایی که برای تحقق اهداف مذکور در سالهای اخیر توسعه یافته، روش برنامه‌ریزی پویای دیفرانسیلی گسسته^۱ است. این روش توسط محققان بسیاری به‌کار گرفته شده و نتایج درخشانی نیز در پی آن حاصل گردیده است که از آن جمله می‌توان به کارهای حیدری و همکاران، مایز^۲ و یین^۳، مایز و وینزل^۴، مایز و همکاران و لی^۵ و ماتیو^۶ اشاره نمود [۱-۵]. این روش اگرچه اهداف اول و دوم را به‌خوبی پوشش می‌دهد اما برای پیاده‌سازی آن لازم است فضای محاسبات (مراحل برنامه‌ریزی پویا) توسط کاربر از پیش منقطع‌سازی شود و به‌این شکل بخش وسیعی از آلترناتیوهای طراحی کنار گذاشته می‌شوند. نکته دیگر آنکه حتی با این وجود زمان اجرای روش بسیار زیاد و پرهزینه است تا جایی که برای شبکه‌های نسبتاً بزرگ استفاده از DDDP تقریباً غیرعملی است [۶]. در مدل پیشنهادی لی و ماتیو، متناسب با لیست قطرهای تجاری موجود در بازار تعداد مراحل برنامه‌ریزی پویا تعیین شده است [۵]. بر این اساس یک گسسته‌سازی نیز در خصوص شیب لوله‌ها و محل ایستگاههای پمپاژ در شبکه صورت گرفته و پس از آن طی یک الگوریتم ترتیبی و شمارشی، کلیه آلترناتیوهای امکان‌پذیر ارزیابی و هزینه ساخت آنها محاسبه شده است. آن

محققان با تعریف یک شبکه نسبتاً بزرگ که بخشی از یک سیستم جمع‌آوری فاضلاب در چین است، قابلیت‌های روش خود را ارائه نموده‌اند. سیستم مذکور بعدها نیز توسط محققان دیگری مورد استفاده قرار گرفت. در تحقیق حاضر نیز از این شبکه جمع‌آوری فاضلاب برای بحث و مقایسه نتایج روش پیشنهادی بهره‌گرفته شد.

در دو دهه اخیر با توسعه روش‌های برنامه‌ریزی غیرخطی نظیر مدل منسوری و خانجانی، الگوریتم‌های فراکاوشی و به‌طور خاص الگوریتم ژنتیک^۷، نقطه ضعفهای یاد شده در خصوص DDDP تا حد زیادی پوشش داده شد. از جمله تحقیقات در این خصوص می‌توان به کارهای لیانگ و همکاران^۸، افشار و همکاران و افشار اشاره نمود [۷-۱۰]. اگرچه به‌کارگیری GA امکان رسیدن به طرح بهینه مطلق را با شانس بالاتری فراهم می‌آورد اما این روش ذاتاً یک الگوریتم نامقید است درحالی‌که مسئله طراحی شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب شدیداً مقید است. برای تأمین قیود مسئله در کارهای نام‌برده از اعمال ضرایب تاوانی در تابع هدف بهره‌گرفته می‌شود. به این صورت که چنانچه آلترناتیوی شرایط قیود را تأمین نکند هزینه بالایی به آن اختصاص داده شده و به این شکل از گردونه انتخاب کنار گذاشته می‌شود. اگرچه این ترفند مزایای زیادی دارد اما ماهیت تدریجی و تصادفی فرایند تکامل در GA با مسائل بسیار مقید، چندان سازگار نیست و راندمان بهینه‌سازی به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. این مهم حتی در مسائل ساده نیز به چشم می‌خورد. به‌طور کلی روش GA به‌شکلی که گفته شد در خصوص شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب بسیار زمان‌بر است.

برای رفع این مشکل، روش‌های هیبریدی^۹ توسعه داده شدند که در آن الگوریتم ژنتیک با استفاده از یک روش برنامه‌ریزی کلاسیک ریاضی ترکیب و تقویت می‌شود. بر این اساس پن^{۱۰} و کاوو^{۱۱} برای تأمین بخش عمده‌ای از قیود مسئله، روش برنامه‌ریزی درجه دو^{۱۲} را با GA ترکیب کردند [۶]. در مدل پن و کاوو یک الگوریتم ژنتیک باینری ساده به‌عنوان بهینه‌ساز خارجی و مدل برنامه‌ریزی غیرخطی QP با استفاده از نرم‌افزار مطلب^{۱۳}، به‌عنوان بهینه‌ساز داخلی تعریف شدند. اساس این ترکیب، ایجاد شرایطی برای ساده‌تر ساختن روش برخورد با قیود مسئله بود. قطر مجاری فاضلاب و محل ایستگاههای پمپاژ به‌صورت کدهای باینری از کروموزوم‌های الگوریتم ژنتیک تعیین می‌شوند. چنانچه ترتیب

⁷ Genetic Algorithms (GA)

⁸ Liang et al.

⁹ Hybrid optimization

¹⁰ Pan

¹¹ Kao

¹² Quadratic Programming (QP)

¹³ MATLAB

¹ Discrete Differential Dynamic Programming (DDDP)

² Mays

³ Yen

⁴ Wenzel

⁵ Li

⁶ Matthew

قرارگیری تلسکوپی قطرها در یک کروموزوم رعایت نشده باشد، آن کروموزوم از روند محاسبات حذف شده و یکی دیگر تولید می‌شود. این روند تا امکان پذیر شدن همه کروموزوم‌ها ادامه می‌یابد. پس از آن قطر لوله‌ها به مدل QP معرفی می‌شوند که در آن سایر قیود مسئله از جمله حدود سرعتها، پرشدگی فاضلاب و حداقل پوشش با مهارت در قالب یک برنامه‌ریزی درجه دو فرمول‌نویسی شدند. تابع هدف در مدل QP هزینه ساخت شبکه بوده که به ازای قطرهای وارد شده از GA و سایر مشخصات تعریف شده در قیود غیرخطی QP، بهینه می‌شود. به ازای هر کروموزوم، بهینه‌سازی QP یکبار صدا زده می‌شود و مقدار هزینه ناشی از آن کروموزوم برای تصمیم‌سازی‌های بعدی به الگوریتم ژنتیک باز می‌گردد و این روند تا همگرایی مطلوب ادامه می‌یابد. روش این محققان تا حد زیادی نقاط ضعف روشهای پیشین را پوشش می‌دهد هرچند روند برنامه‌ریزی و محاسبات را پیچیده‌تر ساخته است. اما به طور کل در روش GA-QP قیود مسئله به طور مناسب‌تری تأمین شده و سرعت همگرایی GA نیز بسیار افزایش یافته است.

در جمع‌بندی موارد مذکور می‌توان گفت که اصلی‌ترین موضوع در طراحی شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب، عبور از سد قیود گسترده آن است به نحوی که بتوان دو هدف دیگر را به طور مناسب تأمین نمود. نقاط ضعف و قوت هر یک از روشهای نام برده قابل بحث است. در تحقیق حاضر تلاش گردید با شناخت این حساسیت، روشی مبتنی بر تحلیل و طراحی برای تأمین همه قیود مسئله به صورت خودکار ارائه شود. بر این اساس یک الگوریتم برنامه‌ریزی به نحوی بسط داده می‌شود که به ازای هر آلترناتیو دلخواه، طرح شبکه شامل قطر و شیب لوله‌ها و همچنین محل ایستگاههای پمپاژ امکان پذیر باشند. یک شبکه جمع‌آوری فاضلاب نیز به عنوان مطالعه موردی با استفاده از روش پیشنهادی طراحی شد و در خصوص بهینه‌سازی هزینه ساخت آن نیز بحث گردید.

۲- قیود مسئله

در مقدمه اشاره شد که طراحی شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب شامل قیود هیدرولیکی، فنی و اجرایی بسیار گسترده‌ای می‌شود که عمدتاً گسسته و غیرخطی بوده و همین موضوع حل مسئله را بسیار پیچیده می‌سازد [۱۱]. علاوه بر آن ضوابط آیین‌نامه‌ای نیز یک ماهیت ترتیبی به قیود مذکور داده‌اند به نحوی که مشخصات مدنظر در هر قید، تابعی از شرایط مجاری بالادست آن است. برای یک پیکربندی مشخص از شبکه، قیود معمول عبارت‌اند از: حفظ حداقل سرعت برای خودشویی خط لوله فاضلاب، جلوگیری از ایجاد خوردگی و فرسایش در لوله‌ها با حفظ سرعت و جریان کمتر از مقدار حداکثر مجاز، قرارگیری تاج لوله‌های بالادست یک آدم‌رو در

رقومی مساوی یا بالاتر از لوله پایین دست آن، حفظ پرشدگی مقطع کمتر از حداکثر مجاز آن، تخصیص قطر لوله‌ها از میان لیست گسسته لوله‌های تجاری در دسترس، حفظ حداقل پوشش مورد نیاز بر روی لوله‌ها برای جلوگیری از اثرات بارهای ترافیکی و سایر ضربات، رعایت قاعده تلسکوپی به نحوی که قطر لوله خروجی از آدم‌روها باید بزرگ‌تر یا مساوی قطر لوله‌های ورودی به آدم‌رو باشد و همچنین حفظ حداقل شیب که متناسب با محدودیتهای اجرایی و یا سایر توصیه‌های فنی بهره‌برداری از سیستم معمولاً متناسب با قطر لوله‌ها بیان می‌شود [۶].

مطابق تعریف در این تحقیق برای یک پیکربندی مشخص از شبکه، یک آلترناتیو طراحی عبارت است از:

۱- بردار قطر مجاری \vec{D} ، ۲- بردار شیب مجاری \vec{S} ، ۳- بردار مکان ایستگاههای پمپاژ \vec{P} در سیستم. بر این اساس یک آلترناتیو طراحی امکان پذیر، آلترناتیوی است که قیود مذکور را تأمین نماید. این مهم یکی از پیچیده‌ترین و وقت‌گیرترین مراحل طراحی و بهینه‌سازی شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب محسوب می‌شود و همان‌طور که در مقدمه نیز به آن اشاره شد زمینه مقایسه و عملکرد روشهای موجود نیز حول این محور قابل بحث است.

۳- توسعه مدل هیدرولیکی

شرایط هیدرولیکی جریان آزاد در مجاری فاضلابرو با استفاده از رابطه مانینگ و قانون پیوستگی ($Q=VA$) در سیستم متریک به شکل زیر بیان می‌شود

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1)$$

که در این رابطه

Q دبی فاضلابرو، A سطح مقطع جریان، n ضریب مانینگ، R شعاع هیدرولیکی برابر (A/P) و P محیط خیس شده مجرا هستند. برای مجاری دایره‌ای شکل مشخصات هندسی مقطع و متعاقباً جریان بر حسب زاویه θ (زاویه‌ای که سطح آزاد آب نسبت به مرکز دایره می‌سازد) مطابق با روابط زیر بیان می‌شود

$$(h/D) = \frac{1}{2} \times \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (2)$$

$$\frac{A}{A_0} = \left(\frac{\theta - \sin \theta}{2\pi} \right) \quad (3)$$

$$R = \frac{D}{4} \times \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right) \quad (4)$$

که در این روابط

عمق فاضلاب، D قطر مجرا، A_0 مساحت مقطع پر، θ زاویه بر حسب رادیان و h/D نیز نسبت پرشدگی مقطع است.

لزوم رعایت همه قیود یاد شده به طور همزمان، وابستگی سه جزء نام برده از هر آلترناتیو طراحی (\vec{P} و $\vec{S} \cdot \vec{D}$) را به یکدیگر اجتناب ناپذیر می نماید. به عنوان مثال چنانچه بردار قطر مجاری با رعایت قاعده تلسکوپی و با دقت از میان قطرهای تجاری انتخاب شود، آنگاه مقادیر بردار شیب و موقعیت ایستگاههای پمپاژ لازم است به شکلی تعیین شوند که سایر قیود نیز تأمین شوند. از طرفی دیگر به منظور بهینه سازی شبکه لازم است تا آلترناتیوهای طراحی، خارج از اختیار کاربر و توسط مدل بهینه سازی به طور آزاد جستجو و ارتقا داده شوند. بر این اساس مدل هیدرولیکی تحلیل شبکه جمع آوری فاضلاب به صورت توأم با قیود طراحی به شرح زیر بسط داده می شود.

۳-۱- آلترناتیوهای نرمال

با در نظر گرفتن NP به عنوان تعداد لوله ها در شبکه، ورودی مدل عبارت است از یک آلترناتیو طراحی که خود به صورت سه بردار به طول NP با مقادیر نرمال بین صفر و یک تولید می شود. این شکل تعریف متغیرهای طراحی در اینجا آلترناتیو نرمال نامیده می شود. در هر آلترناتیو نرمال سه بردار وجود دارند که عبارت اند از:

۱- NP مقدار حقیقی بین صفر و یک، معرف قطر مجاری \vec{d} و ۲- NP مقدار حقیقی بین صفر و یک، معرف شیب مجاری \vec{S} و ۳- NP مقدار صحیح صفر یا یک، معرف موقعیت مکانی ایستگاههای پمپاژ \vec{p} . شایان ذکر است که آلترناتیو نرمال تشریح شده کاملاً اختیاری و بدون شرط بوده و می تواند به صورت تصادفی نیز تعیین شود.

۳-۲- باز تولید آلترناتیوهای طراحی

اکنون یک سری مقادیر نرمال به عنوان طرح شبکه در اختیار هستند که لازم است کد برداری شوند. این مهم با رعایت ملاحظات هیدرولیکی و تأمین کلیه قیود انجام می شود. مراحل باز تولید آلترناتیوهای نرمال در سه مرحله صورت می پذیرد که در ادامه به تشریح آن پرداخته می شود.

۳-۲-۱- قطر مجاری

در حال حاضر برای هر لوله یک مقدار حقیقی بین صفر و یک به عنوان اندازه قطر نرمال d_i در اختیار است. با استفاده از رابطه زیر قطر لوله به مقدار واقعی آن D_i از عدد نرمال باز تولید می شود

$$D_i = D_{\min,i} + (D_{\max,i} - D_{\min,i}) \times d_i \quad (5)$$

که در این رابطه

$D_{\min,i}$ و $D_{\max,i}$ به ترتیب مقادیر حداقل و حداکثر مجاز برای قطر لوله i ام هستند. $D_{\max,i}$ در واقع حداکثر اندازه قطر در دسترس است که از لیست مقادیر تجاری DC انتخاب می شود ($D_{\max,i} = \max(\vec{DC})$). اما در خصوص $D_{\min,i}$ دو محدودیت برای هر لوله مدنظر است. نخست آنکه قطر انتخاب شده باید ظرفیت عبور دبی طراحی لوله Q_i را داشته باشد، لذا باید در رابطه زیر صدق نماید [۶]

$$\frac{Q_i}{V_{\max}} \leq \left(\frac{A}{A_0} \right)_{(h/D)_{\max}} \times \left(\frac{D_i^2}{4} \times \pi \right) \quad (6)$$

که در این رابطه

$(h/D)_{\max}$ حداکثر پرشدگی مجاز مقطع است. نسبت مساحتها در سمت راست نیز از رابطه ۳ و با جایگذاری زاویه حداکثر مقطع θ_{\max} حاصل از رابطه ۲، به دست می آید که به شکل زیر بازنویسی می شود

$$\theta_{\max} = 2 \cos^{-1} (1 - 2 \times (h/D)_{\max}) \quad (7)$$

دوم آنکه قطر هر لوله باید از قاعده تلسکوپی تبعیت کند

$$D_i \geq \max(\vec{DU}_i) \quad (8)$$

که در این رابطه

\vec{DU}_i بردار قطر لوله های متصل به آدم روی بالادست لوله i ام است. در این الگوریتم فرض بر آن است که لوله های بالادست i پیش از آن تعیین قطر شده اند. در واقع در گراف درختوار شبکه، ابتدا لازم است لوله های سرشاخه، کد برداری شوند که منظور لوله هایی است که به آدم روی بالادست آنها هیچ مجرای دیگری وارد نمی شود. از رابطه ۶ و ۸ هر کدام که $D_{\min,i}$ بزرگ تری نتیجه دهد در رابطه ۵ جایگزین می شود و به این ترتیب قطر لوله i ام به صورت یک عدد حقیقی باز تولید می گردد. در نهایت از میان لیست قطرهای تجاری DC، اولین قطری که بزرگ تر یا مساوی D_i باشد به عنوان قطر لوله i جایگزین می شود و به این ترتیب شرط گسسته بودن قطرها نیز تأمین می شود.

روش باز تولید قطرهای نرمال که در بالا تشریح شد به صورت گام به گام از لوله های سرشاخه تا لوله خروجی کل سیستم دنبال می شود به نحوی که برای هر لوله، لوله های بالادست آن قبلاً کد برداری شده باشند. به عنوان مثال در پیکربندی شکل ۱ ابتدا مجاری ۱، ۲، ۹ و ۱۱ تعیین قطر می شوند. در نهایت برای همه

مجاری شبکه، قطرهای تجاری متناظر با مقادیر نرمال ورودی مشخص خواهند شد.

رابطه مانینگ ۱ و زاویه حداکثر مقطع θ_{max} از رابطه ۷، می توان نوشت

$$S_i \geq (n_i Q_i)^2 \times \left((AR^{2/3})_{\theta_{max}} \right)^{-2} \quad (11)$$

سوم آنکه سرعت جریان لازم است از حداقل مجاز آن (V_{min}) بیشتر باشد. با جایگذاری این سرعت در رابطه پیوستگی، مقدار زاویه حداقل مقطع θ_{min} به دست می آید. این مهم با به کارگیری یک روش حل عددی همچون نیوتن رافسون از رابطه زیر قابل محاسبه است

$$\frac{Q_i}{V_{min}} = \frac{D^2}{8} \times (\theta_{min} - \sin \theta_{min}) \quad (12)$$

با جایگذاری θ_{min} از رابطه ۱۲ در رابطه مانینگ، رابطه زیر حاصل می گردد

$$S_i \geq (n_i V_{min})^2 \times \left((R^{2/3})_{\theta_{min}} \right)^{-2} \quad (13)$$

در نهایت حداقل شیب مجاز $S_{min,i}$ (حداکثر مقدار به دست آمده از روابط ۱۰، ۱۱ و ۱۳ است.

در خصوص $S_{max,i}$ نیز تنها شرط مسئله حفظ سرعت جریان کمتر از حداکثر مجاز است. بر این اساس مشابه رابطه ۱۲ مقدار زاویه θ'_{max} از رابطه زیر به دست می آید

$$\frac{Q_i}{V_{max}} = \frac{D^2}{8} \times (\theta'_{max} - \sin \theta'_{max}) \quad (14)$$

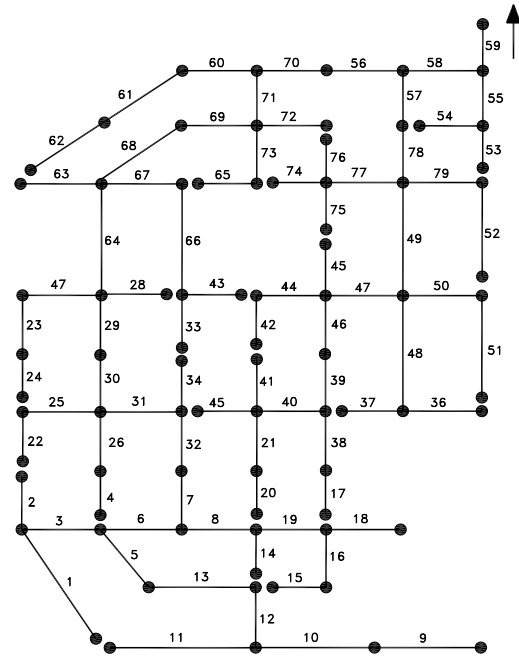
سیس با به کارگیری رابطه مانینگ ۱، شیب مجرا لازم است از رابطه زیر تبعیت نماید

$$S_i \leq (n_i V_{max})^2 \times \left((R^{2/3})_{\theta'_{max}} \right)^{-2} \quad (15)$$

که در واقع قسمت سمت راست نامعادله مذکور معرف $S_{max,i}$ است. اکنون می توان با فراخوانی رابطه ۹ مقدار واقعی شیب مجرا را کدبرداری نمود.

۳-۲-۳- موقعیت مکانی ایستگاههای پمپاژ

سومین رکن از آلترناتیو نرمال ورودی، بردار NP عضو اعداد صحیح صفر یا یک مربوط به موقعیت ایستگاههای پمپاژ \vec{p} است، به این معنی که عدد صفر نشان دهنده عدم وجود پمپاژ و عدد یک نشان دهنده وجود آن در بالادست لوله مربوطه است.



شکل ۱- پیکربندی شبکه فاضلاب مثال

۳-۲-۳- شیب مجاری

برای هر لوله یک مقدار نرمال شیب S_i توسط کاربر از پیش تعیین شده است. کدبرداری از شیبها با توجه به قطر تخصیص یافته به هر لوله از مرحله قبل، دبی طراحی مجرا و سایر قيود باقیمانده انجام می شود. بر این اساس مقدار شیب هر خط لوله از رابطه زیر به دست می آید

$$S_i = S_{min,i} + (S_{max,i} - S_{min,i}) \times S_i \quad (9)$$

که در این رابطه

$S_{min,i}$ و $S_{max,i}$ به ترتیب مقادیر حداقل و حداکثر شیب مجاز برای لوله i ام هستند.

به منظور تعیین $S_{min,i}$ سه قید مدنظر است. نخست همان طور که پیشتر نیز اشاره شد، شیب مجرا لازم است که از حداقل اجرایی S_{min} بزرگ تر باشد

$$S_i \geq S_{min} \quad (10)$$

دوم آنکه با توجه به قطر مجرا، شیب آن باید به اندازه ای باشد که درصد پرشدگی مقطع از حدود تعیین شده بیشتر نشود. بر اساس

۳-۳- رقوم قرارگیری لوله‌ها

اکنون با در اختیار داشتن قطر و شیب لوله‌ها و موقعیت ایستگاههای پمپاژ، یک طرح امکان پذیر در اختیار است که در آن عمده قیود و ضوابط آیین نامه‌ای تأمین شده‌اند و تنها ضوابط مربوط به رقوم قرارگیری خطوط لوله باقی مانده‌اند. برای تأمین این مهم نیز به این شکل عمل می‌شود که در ابتدا پوشش آدم‌روی بالادست همه سرشاخه‌ها برابر حداقل مجاز C_{min} در نظر گرفته می‌شود

$$EU_{i \in NH} = GU_{i \in NH} - C_{min} \quad (16)$$

بر این اساس رقوم تاج لوله‌ها در پایین دست نیز از رابطه زیر به دست می‌آید

$$ED_i = EU_i - S_i \times L_i \quad (17)$$

اما اگر $GD_i - ED_i \leq C_{min}$ آنگاه

$$ED_i = GD_i - C_{min} \quad (18)$$

و در نتیجه

$$EU_i = ED_i + L_i \times S_i \quad (19)$$

پس از محاسبه رقوم سرشاخه‌ها، در طی یک الگوریتم ترتیبی برای سایر لوله‌ها برحسب آنکه لوله‌های بالادست آن رقوم‌گذاری شده باشند، رقوم قرارگیری تاج لوله‌ها در بالادست از رابطه زیر به دست می‌آید

$$\begin{cases} EU_i = \min(\vec{ED}_{u,i}) & p_i = 0 \\ EU_i = GU_i - C_{min} & p_i = 1 \end{cases} \quad (20)$$

همچنین به منظور محاسبه رقوم تاج لوله در پایین دست، مجدداً به رابطه ۱۷ و کنترل شروط ۱۸ و ۱۹ مراجعه می‌شود. در روابط مذکور بردار NH حاوی شماره لوله‌های سرشاخه (به عنوان مثال مجاری ۱، ۲، ۹، ۱۱ در شکل ۱)، GU_i و GD_i به ترتیب رقوم زمین طبیعی در بالادست و پایین دست، EU_i و ED_i به ترتیب رقوم قرارگیری تاج لوله i در بالادست و پایین دست، L_i طول لوله i و بردار $\vec{ED}_{u,i}$ معرف رقوم تاج لوله‌های متصل به آدم‌روی بالادست لوله i هستند. به این ترتیب قیود مربوط به رقوم قرارگیری لوله‌ها شامل حفظ حداقل پوشش و لزوم جانمایی لوله‌های پایین دست یک آدم‌رو در رقوم مساوی یا پایین تر از لوله‌های بالادست آن نیز

تأمین می‌شوند. همچنین همان‌طور که از رابطه ۲۰ نتیجه می‌شود، در لوله‌هایی که حاوی ایستگاه پمپاژ در بالادست خود هستند، صرف نظر از رقوم لوله‌های منتهی به ایستگاه پمپاژ، رقوم تاج در بالادست لوله خروجی i تا $GU_i - C_{min}$ بالا کشیده می‌شود. اختلاف این رقوم تا پایین ترین رقوم لوله ورودی به ایستگاه پمپاژ، هد خالص پمپاژ را به دست می‌دهد که در کنار دبی لوله i ، ملاک طراحی ظرفیت پمپ‌ها قرار خواهند گرفت.

۴- الگوریتم پیاده‌سازی روش

در این بخش، به منظور روشن تر شدن روند کار مدل و نحوه پیاده‌سازی آن در قالب یک برنامه رایانه‌ای، الگوریتمی به شرح زیر ارائه گردید

۱- به تعداد 3NP مقدار نرمال بین صفر و یک به ترتیب برای قطر و شیب لوله‌ها و موقعیت ایستگاههای پمپاژ تولید می‌شود. این مهم می‌تواند از طرف یک مدل بهینه‌سازی یا توسط کاربر انجام شود. یادآوری می‌شود که سومین NP که معرف موقعیت ایستگاههای پمپاژ هستند، به صورت باینری صفر یا یک برای هر لوله در نظر گرفته می‌شوند.

۲- برای کدبرداری از بردار نرمال ورودی در گراف درختوار شبکه جمع‌آوری فاضلاب، ابتدا لوله‌های سرشاخه در نظر گرفته می‌شوند (به عنوان مثال مجاری ۱، ۲، ۹، ۱۱ در شکل ۱).

۳- برای لوله i مقدار $D_{min,i}$ از روابط ۶ و ۸ به دست می‌آید. هر کدام که مقدار بزرگ تری نتیجه داد در رابطه ۵ جایگزین شده و سپس مقدار طراحی لوله i پس از گرد کردن به اولین قطر تجاری بزرگ تر، حاصل می‌شود.

۴- برای لوله i مقدار $S_{min,i}$ از روابط ۱۰، ۱۱ و ۱۳ به دست آورده می‌شود و هر کدام بیشتر بود در رابطه ۹ جایگزین می‌شود. سپس مقدار $S_{max,i}$ از رابطه ۱۵ به دست می‌آید و پس از جایگذاری در رابطه ۹ مقدار حقیقی شیب مجرا حاصل می‌شود.

۵- با در نظر گرفتن حداقل عمق پوشش، رقوم تاج لوله i در بالادست از رابطه ۱۶ به دست می‌آید و با لحاظ شیب و طول لوله رقوم تاج در پایین دست نیز از رابطه ۱۷ حاصل می‌شود. چنانچه عمق پوشش در پایین دست لوله i تأمین نگردد، رقوم پایین دست از رابطه ۱۸ و بالادست از رابطه ۱۹ به دست می‌آید.

۶- برای لوله i در این مجموعه، بسته به آنکه شامل پمپ باشد یا فاقد آن (بر اساس مقدار p_i) رقوم تاج لوله در بالادست از رابطه ۲۰ و رقوم پایین دست آن از روابط ۱۷ تا ۱۹ به دست می‌آید.

۷- پس از محاسبات سرشاخه‌ها نوبت به لوله‌های پایین دستی که لوله‌های بالادست آنها در گام قبل رقوم‌گذاری شده‌اند، می‌رسد. لذا

الگوریتم به گام ۳ برای مجموعه لوله‌های جدید باز می‌گردد و تا جایی پیش می‌رود که لوله خروجی نیز محاسبه شود.

لذا با استفاده از مدلی پیشنهادی، هر آلترناتیو نرمالی که توسط طراح تعریف شود، حتی به صورت تصادفی، در فضای امکان‌پذیر مسئله قرار دارد. این مهم علاوه بر آنکه روند طراحی را بسیار ساده می‌سازد و از اتلاف وقت در گریز از طرح‌های غیرقابل قبول، به‌طور قابل توجهی می‌کاهد، برای بهینه‌سازی شبکه نیز بسیار مثرتر است. مدل پیشنهادی به‌سادگی به انواع روش‌های بهینه‌سازی متصل می‌شود و نیازی به تعریف هیچ‌گونه قیدی در مدل بهینه‌ساز وجود ندارد. در ادامه، یک شبکه جمع‌آوری فاضلاب نسبتاً بزرگ به‌عنوان مطالعه موردی تعریف شد که با استفاده از روش پیشنهادی طراحی گردید. همچنین برای بهتر نشان دادن کارایی مدل، از روش شبیه‌سازی ذوب فلزات^۱ نیز به‌منظور بهینه‌سازی طرح کمک گرفته می‌شود.

۵- شبکه جمع‌آوری فاضلاب مثال

کاربرد مدل پیشنهادی با تعریف و تحلیل یک شبکه جمع‌آوری فاضلاب با ۷۹ لوله و ۸۰ آدم‌رو مطابق شکل ۱ نشان داده شده است. این شبکه در ابتدا توسط لی و متیو معرفی شد [۵].

شبکه حاضر به‌منظور جمع‌آوری فاضلاب یک منطقه مسکونی با وسعت ۲۶۰ هکتار در فضایی نسبتاً مسطح طراحی گردید. مشخصات سیستم شامل نام و طول لوله‌ها، دبی طراحی و رقوم توپوگرافی آدم‌روها در جدول ۱ نشان داده شده است. هدف از طراحی این شبکه تعیین قطر لوله‌ها از بین مقادیر تجاری (۲۰۰، ۲۵۰، ۳۰۰، ۳۵۰، ۳۸۰، ۴۰۰، ۴۵۰، ۵۰۰، ۵۳۰، ۶۰۰، ۷۰۰، ۸۰۰، ۹۰۰، ۱۰۰۰، ۱۰۵۰، ۱۲۰۰، ۱۳۵۰، ۱۴۰۰، ۱۵۰۰، ۱۶۰۰، ۲۰۰۰، ۲۲۰۰ و ۲۴۰۰ میلی‌متر)، تعیین شیب لوله‌ها و موقعیت ایستگاه‌های پمپاژ در صورت نیاز بود. ضریب مانینگ همه مجاری برابر ۰/۱۴ و سایر ضوابط فنی طراحی شبکه نیز مطابق جدول ۲ ارائه شده است.

با ملاحظه پیکربندی شبکه در شکل ۱، روشن است که طراحی این سیستم با در نظر گرفتن همه قیود، کار دشواری است. این مهم حتی با استفاده از مدل‌های تجاری، نیاز به صرف دقت و زمان زیادی برای تخصیص قطر و شیب لوله‌ها در یک روند مکرر تحلیل و طراحی دارد. اما با استفاده از مدل پیشنهادی به‌ازای هر آلترناتیو دلخواه، یک شبکه امکان‌پذیر با تأمین همه قیود حاصل می‌شود.

به‌عنوان مثال در جایی که زمین مناسب برای ساخت ایستگاه پمپاژ در دسترس نیست، یا هزینه تملک زمین بسیار بالا است و یا

هزینه تأمین انرژی و مشکلات بهره‌برداری از سیستم‌های پمپاژ برای کارفرما و متعاقباً برای طراح بسیار پر اهمیت باشد، ممکن است فرض شود که یک شبکه بدون پمپ یک طرح ایده‌آل است. این امر به‌سادگی با در نظر گرفتن یک آلترناتیو با بردار $\bar{p}_{1:79} = 0$ برای این مثال به‌دست می‌آید.

همچنین در ساخت شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب برای مناطق مسطح مانند مثال حاضر و یا مکان‌هایی همچون شهرهای ساحلی که سطح آب زیرزمینی در آنها بالا است، اجرای خطوط در اعماق بسیار پایین کار دشواری است. در این شرایط قضاوت مهندسی حکم می‌کند که به‌ازای هر بردار قطر نرمال انتخابی، مقادیر شیب‌ها حداقل ممکن باشد. این موضوع نیز با در نظر گرفتن $\bar{S}_{1:79} = 0$ حاصل می‌شود.

با این مقدمه، شبکه فاضلاب مثال حاضر در قالب دو سناریو مورد طراحی قرار می‌گیرد که در سناریوی اول فرض می‌شود هیچ ایستگاه پمپاژی در سیستم وجود ندارد و همه شیب‌ها حداقل ممکن هستند. سناریوی دوم به بهینه‌سازی هزینه ساخت شبکه می‌پردازد. لذا برای سناریوی اول تنها بردار نرمال قطرها \bar{d} باقی می‌ماند که در سعی اولیه می‌توان آن را به صورت تصادفی بین اعداد صفر و یک تولید نمود. به‌عنوان نمونه یک آلترناتیو تصادفی برای قطرها تولید می‌شود و بر اساس الگوریتم مدل بدون شرط (تشریح شده در قسمت قبل)، مشخصات شبکه طراحی می‌شود. مقادیر و نتایج حاصل از این طرح در کنار پارامترهای هیدرولیکی مجاری در جدول ۳ ارائه گردیده است.

آلترناتیو تصادفی تولید شده اگرچه از نظر طراحی یک شبکه امکان‌پذیر نتیجه می‌دهد و تمام ضوابط را تأمین می‌نماید اما بدون شک اقتصادی‌ترین گزینه نیست. در سناریوی دوم به بهینه‌سازی شبکه پرداخته می‌شود.

هزینه عمده ساخت شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب به‌ازای هر آلترناتیو با استفاده از تابع هزینه زیر تعریف می‌شود

$$\text{cost} = \sum_{i=1}^{NP} (CP_i + p_i \times CL_i) + \sum_{i=1}^{NP+1} CM_i \quad (21)$$

که در این رابطه

CP هزینه ساخت لوله‌ها، CL ایستگاه‌های پمپاژ و CM آدم‌روها هستند که با استفاده از روابط مندرج در جدول ۴ بر حسب یوان (واحد پول چین) برای مثال حاضر به‌دست می‌آیند [۵]. در این جدول، طول، قطر و عمق متوسط کارگذاری لوله‌ها، h بر حسب متر و دبی بر حسب لیتر بر ثانیه است.

¹ Simulated Annealing (SA)

جدول ۱- مشخصات شبکه فاضلاب مثال

شماره لوله	GU (m)	GD (m)	L (m)	Q (L/s)	شماره لوله	*GU (m)	*GD (m)	L (m)	Q (L/s)
۱	۲/۵۰	۲/۳۰	۳۶۰	۵/۸۷	۴۱	۲/۲۵	۲/۴۵	۲۶۰	۲/۶۳
۲	۲/۲۰	۲/۳۰	۳۵۰	۷/۶۹	۴۲	۲/۲۵	۱/۹۵	۲۳۰	۴/۶۶
۳	۲/۳۰	۲/۵۰	۲۹۰	۱۹/۰۷	۴۳	۱/۹۵	۲/۰۰	۲۲۵	۲/۰۲
۴	۲/۵۰	۲/۴۰	۲۷۰	۹/۹۲	۴۴	۱/۹۵	۲/۰۰	۳۵۰	۱۰/۷۳
۵	۲/۶۰	۲/۵۰	۲۶۰	۳۱/۵۷	۴۵	۲/۰۵	۲/۰۰	۱۸۰	۳/۶۴
۶	۲/۵۰	۲/۹۰	۲۲۰	۵۰/۰۹	۴۶	۲/۲۰	۲/۰۰	۲۳۰	۵۳/۲۱
۷	۲/۹۰	۲/۵۰	۲۴۰	۹۵/۹۷	۴۷	۲/۰۰	۱/۹۵	۳۲۰	۶۸/۵۰
۸	۲/۸۵	۲/۹۰	۲۷۵	۴۸/۵۹	۴۸	۲/۳۵	۱/۹۵	۴۴۰	۲۸/۶۹
۹	۲/۸۰	۲/۷۰	۲۴۰	۵/۸۷	۴۹	۱/۹۵	۲/۰۰	۲۹۰	۱۰۶/۹۸
۱۰	۲/۷۰	۲/۶۰	۳۰۰	۹/۷۲	۵۰	۱/۹۵	۱/۹۰	۳۱۰	۱۸/۵۶
۱۱	۲/۵۰	۲/۶۰	۴۹۰	۴/۸۶	۵۱	۲/۳۰	۱/۹۰	۴۴۰	۱۰/۲۵
۱۲	۲/۶۰	۲/۷۰	۲۵۰	۱۷/۵۲	۵۲	۱/۹۰	۲/۰۰	۳۵۰	۵/۰۶
۱۳	۲/۷۰	۲/۶۰	۳۰۰	۲۵/۶۳	۵۳	۲/۰۰	۲/۱۰	۳۱۰	۴/۰۵
۱۴	۲/۷۰	۲/۸۵	۳۱۰	۲/۲۳	۵۴	۲/۱۰	۲/۱۰	۲۶۰	۷/۸۹
۱۵	۲/۷۰	۲/۶۰	۲۴۰	۱۳/۰۳	۵۵	۲/۱۰	۲/۲۰	۳۰۰	۱۵/۲۲
۱۶	۲/۶۰	۲/۸۰	۲۳۰	۲۰/۰۸	۵۶	۲/۲۰	۲/۲۰	۳۵۰	۲۰۸/۳۷
۱۷	۲/۸۰	۲/۶۰	۲۰۰	۷/۶۹	۵۷	۲/۱۰	۲/۲۵	۲۳۰	۱۴۰/۶۲
۱۸	۲/۸۰	۲/۸۰	۱۹۰	۸/۹۱	۵۸	۲/۲۵	۲/۲۰	۲۸۰	۳۲۸/۱۶
۱۹	۲/۸۵	۲/۸۵	۳۸۰	۳۸/۵۲	۵۹	۲/۲۰	۲/۲۰	۵۰۰	۳۳۷/۷۷
۲۰	۲/۸۵	۲/۶۰	۲۵۰	۳/۲۴	۶۰	۲/۲۰	۲/۲۰	۱۸۰	۱۲/۸۵
۲۱	۲/۶۰	۲/۴۵	۲۰۰	۵/۸۷	۶۱	۲/۲۰	۲/۲۰	۲۳۰	۹/۷۲
۲۲	۲/۲۵	۲/۲۰	۳۰۰	۶/۰۷	۶۲	۲/۲۰	۲/۲۰	۲۳۰	۴/۶۶
۲۳	۲/۱۰	۲/۱۰	۲۸۰	۱۱/۷۲	۶۳	۲/۲۰	۲/۲۰	۲۷۰	۱/۴۲
۲۴	۲/۲۰	۲/۱۰	۳۶۰	۶/۰۷	۶۴	۲/۰۰	۲/۱۰	۲۵۰	۱۵۴/۴۳
۲۵	۲/۲۰	۲/۴۰	۳۵۰	۱۲/۱۰	۶۵	۲/۰۰	۲/۱۰	۲۶۰	۶/۴۸
۲۶	۲/۴۰	۲/۴۰	۲۳۰	۱۸/۵۶	۶۶	۲/۰۰	۲/۰۰	۱۴۰	۱۳/۵۹
۲۷	۲/۱۰	۲/۲۰	۲۳۰	۱۵/۰۴	۶۷	۲/۰۰	۲/۱۰	۲۷۰	۱۸/۰۴
۲۸	۲/۰۰	۲/۰۰	۲۵۰	۲/۶۳	۶۸	۲/۱۰	۲/۱۰	۲۸۰	۱۷۲/۵۵
۲۹	۲/۴۰	۲/۰۰	۲۶۰	۱۴۲/۱۸	۶۹	۲/۱۰	۲/۲۰	۲۸۰	۱۸۰/۳۶
۳۰	۲/۴۰	۲/۴۰	۳۱۰	۱۳۵/۴۱	۷۰	۲/۲۰	۲/۲۰	۳۵۰	۲۰۳/۹۴
۳۱	۲/۵۰	۲/۴۰	۳۰۰	۱۰۸/۳۲	۷۱	۲/۲۰	۲/۲۰	۲۷۰	۱۹۲/۳۴
۳۲	۲/۵۰	۲/۵۰	۱۸۰	۱۰۰/۲۳	۷۲	۲/۱۰	۲/۲۰	۲۳۰	۷/۴۹
۳۳	۲/۴۰	۲/۲۰	۱۹۰	۹/۹۲	۷۳	۲/۱۰	۲/۲۰	۳۰۰	۸/۹۱
۳۴	۲/۴۰	۲/۵۰	۲۶۰	۷/۰۸	۷۴	۲/۱۰	۲/۱۰	۳۲۰	۳/۲۴
۳۵	۲/۵۰	۲/۴۵	۳۲۰	۱۰/۵۲	۷۵	۲/۰۵	۲/۱۰	۱۵۰	۳/۰۴
۳۶	۲/۳۰	۲/۳۵	۲۹۰	۴/۴۵	۷۶	۲/۱۰	۲/۱۰	۳۰۰	۱۰/۷۳
۳۷	۲/۴۰	۲/۳۵	۳۲۵	۵/۶۷	۷۷	۲/۱۰	۲/۰۰	۲۹۰	۲۱/۷۲
۳۸	۲/۶۰	۲/۴۰	۲۰۰	۱۱/۳۳	۷۸	۲/۰۰	۲/۱۰	۲۸۰	۱۳۵/۶۵
۳۹	۲/۴۰	۲/۲۰	۲۱۰	۴۴/۱۶	۷۹	۲/۰۰	۲/۰۰	۳۱۰	۱۳/۰۳
۴۰	۲/۴۵	۲/۴۰	۳۷۰	۲۹/۸۰					

*توضیح آنکه در جدول بالا GU و GD به ترتیب رقوم توپوگرافی آدم‌روهای بالادست و پایین‌دست لوله‌ها هستند.

جدول ۲- ضوابط فنی طراحی شبکه

مقدار	ایتم
$5/0 \text{ m/s}$	سرعت حداکثر V_{\max}
$0/7 \text{ m/s}$ (if $D \leq 500 \text{ mm}$, $Q > 15 \text{ L/s}$)	سرعت حداقل V_{\min}
$0/8 \text{ m/s}$ (if $D > 500 \text{ mm}$, $Q > 15 \text{ L/s}$)	
$0/03$ (if $Q \leq 15 \text{ L/s}$)	شیب حداقل S_{\min}
$0/6$ (if $D \leq 300 \text{ mm}$)	حداکثر پرشدگی $(h/D)_{\max}$
$0/7$ (if $D = 350 - 450 \text{ mm}$)	
$0/75$ (if $D = 500 - 900 \text{ mm}$)	
$0/8$ (if $D \geq 1000 \text{ mm}$)	
1 m	حداقل پوشش C_{\min}

جدول ۳- مشخصات تحلیل و طراحی شبکه به ازای مقادیر تصادفی بدون ایستگاه پمپ

h/D	V (m/s)	ED (m)	EU (m)	S (m/m)	D (mm)	d	شماره لوله	h/D	V (m/s)	ED (m)	EU (m)	S (m/m)	D (mm)	d	شماره لوله
۰/۱۲	۰/۳۶	۰/۴۷	۱/۲۵	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۳۳	۴۱	۰/۱۹	۰/۴۶	۰/۴۲	۱/۵۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۵	۰/۰۷۸۶	۱
۰/۱۵	۰/۴۳	۰/۵۶	۱/۲۵	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۷۲	۴۲	۰/۲۰	۰/۴۹	۰/۱۵	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۲۳	۲
۰/۱۴	۰/۳۴	۰/۲۸	۰/۹۵	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۳۶۱	۴۳	۰/۲۰	۰/۷۰	-۱/۰۵	۰/۱۵	۰/۰۰۴۲	۰/۵	۰/۰۴۹۲	۳
۰/۱۶	۰/۵۳	-۰/۴۹	۰/۵۶	۰/۰۰۳۰	۰/۵	۰/۰۶۴۴	۴۴	۰/۲۲	۰/۵۳	۰/۶۹	۱/۵۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۸۳۴	۴
۰/۲۳	۰/۴۲	۰/۵۱	۱/۰۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۰۶۸	۴۵	۰/۲۳	۰/۸۰	-۳/۰۳	-۱/۹۷	۰/۰۰۴۱	۰/۵۳	۰/۰۱۳۱	۵
۰/۲۹	۰/۸۰	-۱/۸۸	-۱/۲۵	۰/۰۰۲۸	۰/۶	۰/۰۲۰۸	۴۶	۰/۲۲	۰/۸۰	-۳/۶۹	-۳/۰۳	۰/۰۰۳۰	۰/۷	۰/۰۷۶۰	۶
۰/۲۷	۰/۸۰	-۲/۶۳	-۱/۸۸	۰/۰۰۲۴	۰/۷	۰/۰۰۴۰	۴۷	۰/۱۶	۰/۸۰	-۴/۲۰	-۳/۶۹	۰/۰۰۲۱	۱/۲	۰/۰۹۲۶	۷
۰/۳۹	۰/۷۰	-۰/۸۰	۰/۴۳	۰/۰۰۲۸	۰/۳۸	۰/۰۴۶۹	۴۸	۰/۱۵	۰/۸۰	-۲/۷۵	-۱/۸۲	۰/۰۰۳۴	۰/۹	۰/۰۸۳۳	۸
۰/۳۱	۰/۸۰	-۳/۱۳	-۲/۶۳	۰/۰۰۱۷	۰/۸	۰/۰۱۵۰	۴۹	۰/۳۰	۰/۴۸	۱/۰۸	۱/۸۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۲۵۹	۹
۰/۱۹	۰/۷۰	-۱/۳۴	-۰/۰۲	۰/۰۰۴۲	۰/۵	۰/۰۹۹۱	۵۰	۰/۳۰	۰/۵۴	۰/۱۸	۱/۰۸	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۲۱۳	۱۰
۰/۳۱	۰/۵۵	-۰/۰۲	۱/۳۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۴۲۷	۵۱	۰/۲۱	۰/۴۴	۰/۰۳	۱/۵۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۵۲۲	۱۱
۰/۱۶	۰/۴۴	-۰/۱۵	۰/۹۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۵۵	۵۲	۰/۲۷	۰/۷۰	-۰/۹۹	۰/۰۳	۰/۰۰۴۱	۰/۳۸	۰/۰۳۹۷	۱۲
۰/۱۶	۰/۴۱	۰/۰۷	۱/۰۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۵	۰/۰۷۲۴	۵۳	۰/۲۴	۰/۷۰	-۱/۹۷	-۰/۹۹	۰/۰۰۳۳	۰/۵	۰/۰۴۷۹	۱۳
۰/۲۲	۰/۵۰	۰/۳۲	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۵	۰/۰۵۸۱	۵۴	۰/۱۱	۰/۳۴	۰/۷۷	۱/۷۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۹۴	۱۴
۰/۱۹	۰/۷۰	-۱/۳۸	۰/۰۷	۰/۰۰۴۸	۰/۴۵	۰/۰۵۴۰	۵۵	۰/۲۸	۰/۵۸	۰/۹۸	۱/۷۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۵	۰/۰۶۰۴	۱۵
۰/۱۴	۰/۸۰	-۸/۷۹	-۸/۳۳	۰/۰۰۱۳	۰/۲	۰/۰۷۰۵	۵۶	۰/۱۷	۰/۸۰	-۰/۳۸	۰/۹۸	۰/۰۰۵۹	۰/۵۳	۰/۰۹۴۵	۱۶
۰/۲۱	۰/۸۰	-۳/۹۰	-۳/۵۵	۰/۰۰۱۵	۱/۲	۰/۰۰۰۵	۵۷	۰/۲۷	۰/۵۱	۱/۲۰	۱/۸۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۴۹۰	۱۷
۰/۱۹	۰/۸۰	-۹/۰۴	-۸/۷۹	۰/۰۰۰۹	۲	۰/۰۷۸۳	۵۸	۰/۲۹	۰/۵۳	۱/۲۳	۱/۸۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۴۳۸	۱۸
۰/۱۹	۰/۸۰	-۹/۴۸	-۹/۰۴	۰/۰۰۰۹	۲	۰/۰۹۲۷	۵۹	۰/۱۸	۰/۸۰	-۱/۸۲	-۰/۳۸	۰/۰۰۳۸	۰/۷	۰/۰۷۷۳	۱۹
۰/۱۶	۰/۵۵	-۰/۷۲	-۰/۱۸	۰/۰۰۳۰	۰/۵۳	۰/۰۰۰۸	۶۰	۰/۱۴	۰/۳۹	۱/۱۰	۱/۸۵	۰/۰۰۳۰	۰/۳۵	۰/۰۷۴۴	۲۰
۰/۱۵	۰/۵۱	-۰/۱۸	۰/۵۱	۰/۰۰۳۰	۰/۵	۰/۰۸۲۵	۶۱	۰/۱۴	۰/۴۵	۰/۵۰	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۴۵	۰/۰۴۴۳	۲۱
۰/۱۷	۰/۴۳	۰/۵۱	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۵	۰/۰۷۶۷	۶۲	۰/۳۰	۰/۴۸	۰/۳۵	۱/۲۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۰۵۳	۲۲
۰/۰۹	۰/۳۰	۰/۳۹	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۹۷	۶۳	۰/۲۴	۰/۵۶	-۰/۷۲	۰/۱۲	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۰۸۸	۲۳
۰/۱۱	۰/۸۰	-۶/۶۳	-۶/۲۰	۰/۰۰۱۷	۲	۰/۰۲۲۸	۶۴	۰/۱۹	۰/۴۶	۰/۱۲	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۵	۰/۰۷۹۸	۲۴
۰/۱۸	۰/۴۷	۰/۲۲	۱/۰۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۲۰	۶۵	۰/۲۴	۰/۵۶	-۰/۷۰	۰/۳۵	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۶۵۶	۲۵
۰/۱۸	۰/۵۷	-۰/۱۵	۰/۲۸	۰/۰۰۳۰	۰/۵	۰/۰۶۴۲	۶۶	۰/۲۶	۰/۷۰	-۰/۲۲	۰/۶۹	۰/۰۰۴۰	۰/۴	۰/۰۰۳۲	۲۶
۰/۱۶	۰/۸۰	-۱/۸۹	-۰/۱۵	۰/۰۰۶۵	۰/۵۳	۰/۰۱۰۵	۶۷	۰/۱۷	۰/۷۰	-۱/۸۸	-۰/۷۲	۰/۰۰۵۱	۰/۵	۰/۰۵۵۷	۲۷
۰/۱۲	۰/۸۰	-۷/۰۶	-۶/۶۳	۰/۰۰۱۵	۲	۰/۰۲۶۸	۶۸	۰/۱۳	۰/۳۶	۰/۲۵	۱/۰۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۵	۰/۰۷۲۰	۲۸
۰/۱۲	۰/۸۰	-۷/۴۸	-۷/۰۶	۰/۰۰۱۵	۲	۰/۰۷۶۴	۶۹	۰/۱۲	۰/۸۰	-۶/۲۰	-۵/۷۵	۰/۰۰۱۸	۱/۸	۰/۰۱۱۰	۲۹
۰/۱۴	۰/۸۰	-۸/۳۳	-۷/۸۶	۰/۰۰۱۳	۲	۰/۰۸۰۶	۷۰	۰/۱۴	۰/۸۰	-۵/۷۵	-۵/۲۰	۰/۰۰۱۸	۱/۶	۰/۰۲۱۷	۳۰
۰/۱۳	۰/۸۰	-۷/۸۶	-۷/۴۸	۰/۰۰۱۴	۲	۰/۰۱۰۴	۷۱	۰/۱۳	۰/۸۰	-۵/۲۰	-۴/۵۸	۰/۰۰۲۱	۱/۵	۰/۰۸۱۱	۳۱
۰/۲۶	۰/۵۰	۰/۴۱	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۴۷۰	۷۲	۰/۱۴	۰/۸۰	-۴/۵۸	-۴/۲۰	۰/۰۰۲۱	۱/۳۵	۰/۰۱۳۹	۳۲
۰/۱۷	۰/۵۱	-۰/۶۸	۰/۲۲	۰/۰۰۳۰	۰/۴۵	۰/۰۲۱۹	۷۳	۰/۲۲	۰/۵۳	۰/۸۳	۱/۴۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۸۸۲	۳۳
۰/۱۳	۰/۳۸	۰/۱۴	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۲۳	۷۴	۰/۱۹	۰/۴۸	۰/۶۲	۱/۴۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۹۲۴	۳۴
۰/۱۷	۰/۳۹	۰/۶۰	۱/۰۵	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۳۲۰	۷۵	۰/۴۱	۰/۵۶	۰/۵۴	۱/۵۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۰۱۳	۳۵
۰/۲۳	۰/۵۴	۰/۲۰	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳۸	۰/۰۸۵۸	۷۶	۰/۲۰	۰/۴۳	۰/۴۳	۱/۳۰	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۳۷۷	۳۶
۰/۲۵	۰/۷۰	-۰/۹۱	۰/۱۴	۰/۰۰۳۶	۰/۴۵	۰/۰۲۶۰	۷۷	۰/۲۹	۰/۴۷	۰/۴۳	۱/۴۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۱۶۸	۳۷
۰/۲۷	۰/۸۰	-۳/۵۵	-۳/۱۳	۰/۰۰۱۵	۱	۰/۰۸۷۸	۷۸	۰/۲۲	۰/۵۵	۰/۶۰	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۴	۰/۰۵۴۰	۳۸
۰/۲۰	۰/۵۷	-۱/۰۸	-۰/۱۵	۰/۰۰۳۰	۰/۴۵	۰/۰۱۸۸	۷۹	۰/۳۰	۰/۸۰	-۱/۲۵	-۰/۶۰	۰/۰۰۳۱	۰/۵۳	۰/۰۱۰۲	۳۹
								۰/۲۷	۰/۷۰	-۰/۶۰	۰/۴۷	۰/۰۰۲۹	۰/۵	۰/۰۰۳۹	۴۰

جدول ۴- هزینه‌های ساخت شبکه برحسب یوان

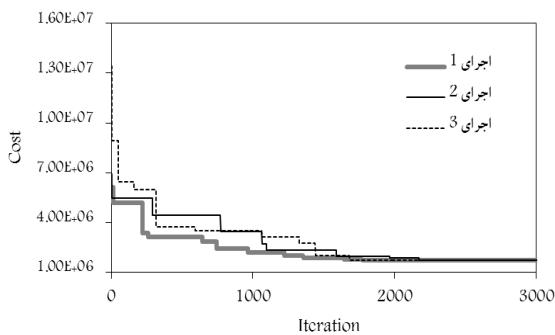
هزینه اجرای لوله‌ها CP	
$D \leq 1m, h \leq 3m$	$(4/27+93/59D^2+2/86D \times h+2/39h^2) \times L$
$D \leq 1m, h > 3m$	$(36/47+88/96D^2+8/70D \times h+1/78h^2) \times L$
$D > 1m, h \leq 4m$	$(20/50+149/27D^2-58/96D \times h+17/75h^2) \times L$
$D > 1m, h > 4m$	$(78/44+29/25D^2+31/80D \times h-2/32h^2) \times L$
هزینه اجرای آدم‌روها CM	
$D \leq 1m, h \leq 3m$	$136/67+166/19D^2+3/50D \times h+16/22h^2$
$D \leq 1m, h > 3m$	$132/67+79/94D^2-280/23D \times h+34/97h^2$
$D > 1m, h \leq 4m$	$209/04+57/53D^2+10/93D \times h+19/88h^2$
$D > 1m, h > 4m$	$210/66-113/04D^2+126/43D \times h-0/60h^2$
هزینه اجرای ایستگاههای پمپاژ CL	
	$270,021+316/42Q-0/1663Q^2$
	Q (l/s)

بر این اساس هزینه ساخت شبکه حاضر برحسب آلترناتیو اولیه تصادفی برابر $6/12 \times 10^6$ واحد به دست می‌آید. از طرفی مدل توسعه داده شده به سادگی با روشهای بهینه‌سازی نامقید قابل همراهی است. این مهم با به کارگیری روش شبیه‌سازی ذوب فلزات بر اساس الگوریتم ساده برگرفته شده از مرجع هندرسون و همکاران^۱ در این تحقیق دنبال می‌شود [۱۲].

الگوریتم SA یک روش فراکاوشی استوکستیک است که ایده اصلی آن از عملیات سرد کردن تدریجی فلزات برای استحکام بیشتر گرفته شده است. همانند سایر روشهای فراکاوشی، در SA نیز روند حل با ارزیابی یک مقدار ابتدایی (معمولاً تصادفی) از متغیرهای مسئله شروع شده و بر آن اساس به کاوش در فضای تصمیم‌گیری می‌پردازد. نقطه ابتدایی در این تحقیق در واقع یک آلترناتیو دلخواه طراحی است. روش کلی کار به این صورت است که در هر تکرار، الگوریتم SA مقدار تابع هزینه را به‌زای آلترناتیو طراحی i در آن تکرار محاسبه می‌نماید. سپس یک آلترناتیو همسایه‌ای i' به‌طور تصادفی ایجاد می‌کند و بر اساس یک احتمال (که وابسته به تنظیمات مدل و میزان تابع هزینه در تکرارهای قبلی است)، مسئله از حالت i به حالت i' می‌رود و یا اینکه در همان حالت i باقی می‌ماند. نحوه تولید حالت همسایه در این روش اصلی‌ترین مشخصه الگوریتم است [۱۲]. در هر حال روند یاد شده تا رسیدن به پاسخ بهینه مناسب ادامه داده شده و یا با فرض یک حد بالا برای تعداد تکرارها متوقف خواهد شد.

به‌منظور بهینه‌سازی شبکه مثال در سناریوی دوم، چندین آلترناتیو نرمال تصادفی از جمله سناریوی اول به‌عنوان سعی اولیه برای شروع SA در نظر گرفته شدند. متغیرهای تصمیم‌گیری در الگوریتم بهینه‌سازی نیز در بازه صفر و یک تعریف شده‌اند. پس از صرف ۳۰۰۰ تکرار طی مدت زمانی در حدود ۲۳ دقیقه با استفاده از یک کامپیوتر با مشخصات Intel Pentium 4 2.0 GHz CPU برای طرح بهینه شبکه با هزینه ساخت $1/69 \times 10^6$ واحد حاصل شد. در طرح بهینه، یک ایستگاه پمپاژ در بالادست لوله شماره ۷ تعیین شد و سایر مشخصات شبکه نیز مطابق جدول ۵ ارائه گردید. روند کمینه‌سازی تابع هزینه نیز مطابق شکل ۲ قابل ملاحظه است. به‌طور کلی در استفاده از روشهای استوکستیک همچون SA، معمولاً چندین بار الگوریتم بهینه‌سازی اجرا می‌شود تا بتوان در خصوص پاسخ بهینه به دست آمده اطمینان حاصل نمود. در این تحقیق نیز عملیات بهینه‌سازی بارها انجام شد و در اغلب قریب به اتفاق مواقع پاسخ بهینه $1/69 \times 10^6$ حاصل گردید هرچند که از آنجا که نقطه ابتدایی به صورت تصادفی وارد می‌شود و روند تکامل در الگوریتم SA نیز تصادفی پیش می‌رود، نرخ همگرایی‌ها متفاوت به دست می‌آیند. به‌منظور بررسی این مهم به الگوریتم بهینه‌سازی اجازه داده شد تا ۳۰۰۰ تکرار پیش برود. اکثر اجراها در حد فاصل تکرارهای ۱۷۰۰ تا ۲۵۰۰ به پاسخ نهایی رسیدند. شکل ۲ سه اجرا با شروع تصادفی را به‌عنوان نمونه نشان می‌دهد. در این شکل، اجرای یک، بهینه‌سازی با آلترناتیو تصادفی سناریوی اول را نشان می‌دهد که در آن هیچ ایستگاه پمپاژی در سیستم وجود نداشت و همه مجاری شیب حداقل مجاز داشتند.

شبکه حاضر پیش از این توسط لی و متیو با استفاده از روش DDDP به $1/67 \times 10^6$ بهینه شده بود که در آن طرح، مدت زمان اجرای بهینه‌سازی به چندین ساعت می‌رسید [۵].



شکل ۲- روند کمینه‌سازی تابع هزینه در شبکه مثال

هرچند که نوع کامپیوتر مورد استفاده در آن مقاله ذکر نشده اما با توجه به سال ارائه آن می‌توان انتظار داشت که علاوه بر روش DDDP مشخصات کامپیوتر مورد استفاده نیز تأثیر بسزایی در

¹ Henderson et al.

جدول ۵- مشخصات تحلیل و طراحی شبکه پس از بهینه‌سازی با استفاده از روش SA

شماره لوله	h/D	V (m/s)	ED (m)	EU (m)	S (m/m)	D (mm)	d	شماره لوله	h/D	V (m/s)	ED (m)	EU (m)	S (m/m)	D (mm)	d	شماره لوله
۱	۰/۲۷	۰/۳۹	۰/۴۷	۱/۲۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۴۱	۰/۴۱	۰/۴۸	۰/۴۲	۱/۵۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۱
۲	۰/۴۶	۰/۴۶	۰/۵۶	۱/۲۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۴۲	۰/۳۴	۰/۵۱	۰/۱۵	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۲۳۴	۲
۳	۰/۲۴	۰/۳۶	۰/۲۸	۰/۹۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۴۳	۰/۵۴	۰/۷۰	-۰/۹۰	۰/۱۵	۰/۰۰۳۶	۰/۲۵	۰/۰۰۰۰	۳
۴	۰/۵۸	۰/۵۶	-۰/۴۹	۰/۵۶	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۴۴	۰/۵۶	۰/۵۵	۰/۶۹	۱/۵۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۴
۵	۰/۳۲	۰/۴۲	۰/۵۱	۱/۰۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۴۵	۰/۶۰	۰/۷۱	-۲/۵۴	-۱/۸۳	۰/۰۰۲۷	۰/۳	۰/۰۰۰۰	۵
۶	۰/۶۴	۰/۷۰	-۱/۴۰	-۰/۹۷	۰/۰۰۱۹	۰/۳۸	۰/۰۱۵۶	۴۶	۰/۷۰	۰/۷۰	-۲/۹۸	-۲/۵۴	۰/۰۰۲۰	۰/۳۵	۰/۰۰۷۸	۶
۷	۰/۵۹	۰/۷۰	-۱/۸۹	-۱/۴۰	۰/۰۰۱۶	۰/۴۵	۰/۰۱۵۶	۴۷	۰/۷۰	۱/۰۲	۱/۰۶	۱/۹۰	۰/۰۰۳۵	۰/۴	۰/۰۲۳۴	۷
۸	۰/۵۶	۰/۷۰	-۰/۷۹	۰/۴۳	۰/۰۰۲۸	۰/۳	۰/۰۳۱۳	۴۸	۰/۶۸	۰/۷۰	-۱/۲۴	-۰/۶۹	۰/۰۰۲۰	۰/۳۵	۰/۰۰۰۰	۸
۹	۰/۷۳	۰/۷۰	-۲/۲۴	-۱/۸۹	۰/۰۰۱۲	۰/۵	۰/۰۱۵۶	۴۹	۰/۴۱	۰/۴۸	۱/۰۸	۱/۸۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۹
۱۰	۰/۵۳	۰/۷۰	-۱/۱۶	-۰/۰۲	۰/۰۰۳۷	۰/۲۵	۰/۰۰۰۰	۵۰	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۱۸	۱/۰۸	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۱۰
۱۱	۰/۴۰	۰/۵۶	-۰/۰۲	۱/۳۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۱۵۶	۵۱	۰/۲۷	۰/۴۵	۰/۰۳	۱/۵۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۲۳۴	۱۱
۱۲	۰/۳۸	۰/۴۷	-۰/۱۵	۰/۹۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۵۲	۰/۳۸	۰/۷۰	-۰/۹۴	۰/۰۳	۰/۰۰۳۹	۰/۳	۰/۰۰۷۸	۱۲
۱۳	۰/۲۵	۰/۴۳	۰/۰۷	۱/۰۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۲۳۴	۵۳	۰/۵۱	۰/۷۰	-۱/۸۳	-۰/۹۴	۰/۰۰۳۰	۰/۳	۰/۰۰۰۰	۱۳
۱۴	۰/۴۸	۰/۵۲	۰/۳۲	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۵۴	۰/۲۵	۰/۳۷	۰/۷۷	۱/۷۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۱۴
۱۵	۰/۴۶	۰/۷۰	-۱/۱۹	۰/۰۷	۰/۰۰۴۲	۰/۲۵	۰/۰۰۰۰	۵۵	۰/۴۶	۰/۵۹	۰/۹۸	۱/۷۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۱۵۶	۱۵
۱۶	۰/۶۴	۰/۸۰	-۳/۹۵	-۳/۵۸	۰/۰۰۱۱	۰/۷	۰/۰۰۰۰	۵۶	۰/۴۳	۰/۷۰	۰/۱۷	۰/۹۸	۰/۰۰۳۵	۰/۳	۰/۰۱۵۶	۱۶
۱۷	۰/۷۵	۰/۸۹	-۳/۱۹	-۲/۷۵	۰/۰۰۱۹	۰/۵	۰/۰۰۰۰	۵۷	۰/۴۸	۰/۵۲	۱/۲۰	۱/۸۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۱۷
۱۸	۰/۷۵	۱/۰۶	-۴/۴۴	-۳/۹۵	۰/۰۰۱۸	۰/۷	۰/۰۰۰۰	۵۸	۰/۵۲	۰/۵۴	۱/۲۳	۱/۸۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۱۸
۱۹	۰/۷۵	۱/۰۹	-۵/۳۷	-۴/۴۴	۰/۰۰۱۹	۰/۷	۰/۰۰۰۰	۵۹	۰/۵۶	۰/۷۰	-۰/۶۹	۰/۱۷	۰/۰۰۲۳۰	۰/۳۵	۰/۰۲۳۴	۱۹
۲۰	۰/۶۰	۰/۶۵	-۰/۸۹	-۰/۱۸	۰/۰۰۳۹	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۶۰	۰/۳۰	۰/۴۱	۱/۱۰	۱/۸۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۲۰
۲۱	۰/۵۵	۰/۵۵	-۰/۱۸	۰/۵۱	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۶۱	۰/۴۱	۰/۴۸	۰/۵۰	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۲۱
۲۲	۰/۴۶	۰/۴۶	۰/۵۱	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۶۲	۰/۳۰	۰/۴۸	۰/۳۵	۱/۲۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۲۳۴	۲۲
۲۳	۰/۲۰	۰/۳۲	۰/۳۹	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۶۳	۰/۴۳	۰/۵۸	-۰/۷۲	۰/۱۲	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۰۰۰	۲۳
۲۴	۰/۶۵	۰/۸۰	-۲/۲۲	-۱/۹۰	۰/۰۰۱۳	۰/۶	۰/۰۰۷۸	۶۴	۰/۳۰	۰/۴۸	۰/۱۲	۱/۲۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۲۳۴	۲۴
۲۵	۰/۴۳	۰/۵۰	۰/۲۲	۱/۰۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۶۵	۰/۴۴	۰/۵۸	-۰/۷۰	۰/۳۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۰۰۰	۲۵
۲۶	۰/۴۷	۰/۶۰	-۰/۱۵	۰/۲۸	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۲۳۴	۶۶	۰/۵۳	۰/۷۰	-۰/۱۶	۰/۶۹	۰/۰۰۳۷	۰/۲۵	۰/۰۰۷۸	۲۶
۲۷	۰/۵۲	۰/۷۰	-۱/۱۶	-۰/۱۵	۰/۰۰۳۷	۰/۲۵	۰/۰۰۰۰	۶۷	۰/۴۵	۰/۷۰	-۱/۷۰	-۰/۷۲	۰/۰۰۴۲	۰/۲۵	۰/۰۰۰۰	۲۷
۲۸	۰/۷۱	۰/۸۰	-۲/۵۷	-۲/۲۲	۰/۰۰۱۲	۰/۶	۰/۰۰۰۰	۶۸	۰/۲۷	۰/۳۹	۰/۲۵	۱/۰۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۲۸
۲۹	۰/۵۷	۰/۸۰	-۲/۹۰	-۲/۵۷	۰/۰۰۱۲	۰/۷	۰/۰۵۴۷	۶۹	۰/۷۵	۰/۸۰	-۱/۵۳	-۱/۱۵	۰/۰۰۱۴	۰/۵۳	۰/۰۰۰۰	۲۹
۳۰	۰/۶۳	۰/۸۰	-۳/۵۸	-۳/۲۰	۰/۰۰۱۱	۰/۷	۰/۰۰۰۰	۷۰	۰/۷۲	۰/۸۰	-۱/۱۵	-۰/۷۰	۰/۰۰۱۵	۰/۵۳	۰/۰۰۰۰	۳۰
۳۱	۰/۶۰	۰/۸۰	-۳/۲۰	-۲/۹۰	۰/۰۰۱۱	۰/۷	۰/۰۰۰۰	۷۱	۰/۵۹	۰/۸۰	۰/۱۳	۰/۶۲	۰/۰۰۱۶	۰/۵۳	۰/۰۰۷۸	۳۱
۳۲	۰/۴۷	۰/۵۲	۰/۴۱	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۷۲	۰/۶۸	۰/۷۰	۰/۸۳	۱/۰۶	۰/۰۰۱۲	۰/۵	۰/۰۶۲۵	۳۲
۳۳	۰/۵۲	۰/۵۴	-۰/۶۸	۰/۲۲	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۷۳	۰/۵۶	۰/۵۵	۰/۸۳	۱/۴۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۳۳
۳۴	۰/۲۲	۰/۴۰	۰/۱۴	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۰۷۸	۷۴	۰/۴۵	۰/۵۱	۰/۶۲	۱/۴۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۳۴
۳۵	۰/۲۹	۰/۴۰	۰/۶۰	۱/۰۵	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۷۵	۰/۴۱	۰/۵۶	۰/۵۴	۱/۵۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲۵	۰/۰۱۵۶	۳۵
۳۶	۰/۵۸	۰/۵۶	۰/۲۰	۱/۱۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۷۶	۰/۳۵	۰/۴۵	۰/۴۳	۱/۳۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۳۶
۳۷	۰/۶۰	۰/۷۱	-۰/۸۵	۰/۱۴	۰/۰۰۳۴	۰/۲۵	۰/۰۰۰۰	۷۷	۰/۴۰	۰/۴۸	۰/۴۳	۱/۴۰	۰/۰۰۳۰	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۳۷
۳۸	۰/۷۵	۰/۸۶	-۲/۷۵	-۲/۲۴	۰/۰۰۱۸	۰/۵	۰/۰۰۰۰	۷۸	۰/۶۰	۰/۵۸	۰/۵۹	۱/۲۰	۰/۰۰۳۱	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۳۸
۳۹	۰/۶۰	۰/۶۶	-۱/۴۱	-۰/۱۵	۰/۰۰۴۱	۰/۲	۰/۰۰۰۰	۷۹	۰/۶۲	۰/۷۰	-۰/۹۷	-۰/۵۳	۰/۰۰۲۱	۰/۳۵	۰/۰۰۷۸	۳۹
۴۰									۰/۵۸	۰/۷۰	-۰/۵۳	۰/۴۷	۰/۰۰۲۷	۰/۳	۰/۰۱۵۶	۴۰

* در شرایط بهینه، لوله شماره ۷ شامل یک ایستگاه پمپاژ در بالادست آن است.

زمان بر بودن حل داشته باشد. همچنین اگرچه هزینه به دست آمده در آن روش اندکی از طرح بهینه حاضر ارزان تر است اما با مراجعه به آن مقاله به خصوص در جدول ۳ آن، ملاحظه می شود که همه قیود به دقت تأمین نشده اند. به عنوان مثال درصد پرشدگی فاضلاب در لوله های ۲۳، ۶۰، ۶۶ و یا ۷۹ از قید حداکثر فراتر رفته اند که البته این اشکال به دلیل ویژگی گسسته سازی در برنامه ریزی پویا پیش آمده است.

پن و کاوو با توسعه روش هیبریدی GA-QP این شبکه را مورد بهینه سازی مجدد قرار دادند و بهترین نتیجه ای که دریافت شد هزینه 1.06×10^6 واحد بود و البته در آن کار کلیه قیود تأمین گردید [۶]. مدت زمان اجرای این مدل نیز با رایانه ای مشابه تحقیق حاضر در حدود ۵ ساعت گزارش شده است.

همان طور که ملاحظه می شود قابلیت بدون شرط بودن مدل، روند بهینه سازی را بسیار تسهیل می کند و از آنجا که همه آلترناتیوها در مدل پیشنهادی امکان پذیر هستند، لذا زمان و هزینه کمتری صرف حذف و تولید مجدد مجموعه متغیرهای قابل قبول مسئله می شود، موضوعی که در روشهای قبلی به عنوان یک معضل جدی تلقی شده است.

۶- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر به مبانی و ضوابط طراحی شبکه های جمع آوری فاضلاب پرداخته شد. این مهم شامل تأمین قیود گسترده هیدرولیکی و فنی می شود که عمدتاً غیرخطی، گسسته و ترتیبی هستند و طراحی یک سیستم جمع آوری فاضلاب را پیچیده

می سازند. روش برخورد با این قیود، دامنه کاربرد و نتایج حاصل از روشهای بهینه سازی را تحت الشعاع قرار می دهد. لذا در تحقیق حاضر با تمرکز بر این موضوع به توسعه یک مدل ریاضی توأم تحلیل هیدرولیکی و طراحی مجاری فاضلاب پرداخته شد که از یک سو فرایند طراحی را بسیار تسهیل می کند و از سوی دیگر ابزار مناسبی برای همراه ساختن روشهای بهینه سازی پیش رو قرار می دهد. ایده اصلی این مدل شامل معرفی یک آلترناتیو نرمال طراحی متشکل از قطر و شیب مجاری و موقعیت ایستگاههای پمپاژ بود که به صورت بدون شرط از مقادیر صفر تا یک انتخاب شد. سپس طی یک روند ترتیبی، محاسباتی بر اساس روابط هیدرولیکی حاکم بر جریان های آزاد و همچنین قیود طراحی، آلترناتیو نرمال ورودی به یک آلترناتیو طراحی با مقادیر واقعی کدبرداری شد. همان طور که در طراحی مثال دیده شد حتی با تولید یک آلترناتیو نرمال تصادفی می توان به یک شبکه قابل قبول دست یافت. همچنین به منظور دست یافتن به یک طرح اقتصادی با حداقل هزینه، مدل بدون شرط حاضر به سادگی با بسیاری از روشهای بهینه سازی فراکاوشی ترکیب می شود. به عنوان نمونه روش شبیه سازی ذوب فلزات (SA) در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفت و همان گونه که ملاحظه شد این ترکیب موفق به یافتن پاسخ بهینه تری برای شبکه مثال در مدت زمان بسیار اندکی در مقایسه با روشهای قبلی مانند DDDP و GA-QP گردید. در واقع بدون شرط بودن آلترناتیوهای ورودی، الگوریتم بهینه سازی را آزادانه تر به یافتن پاسخ کمینه مطلق هدایت می کند و از اتلاف وقت برای حذف و باز تولید ورودی های امکان ناپذیر جلوگیری می شود.

۷- مراجع

- 1- Heidari, M., Chow, V.T., Kokotović, P.V., and Meredith, D.D. (1971). "Discrete differential dynamic programming approach to water resources system optimization." *Water Resour. Res.*, 7(2), 273-282.
- 2- Mays, L.W., and Yen, B.C. (1975). "Optimal cost design of branched sewer system." *Water Resour. Res.*, 11(1), 37-47.
- 3- Mays, L.W., and Wenzel, H.G. (1976). "Optimal design of multilevel branching sewer system." *Water Resour. Res.*, 12(5), 913-917.
- 4- Mays, L.W., Wenzel, H.G., and Liebman, J.C. (1976). "Model for layout and design of sewer systems." *J. of Water Resour. Plng. And Mgmt.* 102(2), 385-405.
- 5- Li, G., and Matthew, R.G.S. (1990). "New approach for optimization of urban drainage system." *J. of Environ. Eng.*, 116(5), 927-944.
- 6- Pan, T.C., and Kao, J.J. (2009). "GA-QP Model to optimize sewer system design." *J. of Environ. Eng.*, 135(1), 17-24.
- 7- Mansuri, M.R., and Khanjani, M.J. (1999). "Optimization of sewer system by nonlinear programming." *J. of Water and Wastewater*, 30, 20-30. (In Persian)
- 8- Liang, L.Y., Thompson, R.G., and Young, D.M. (2004). "Optimizing the design of sewer networks using genetic algorithms and tabu search." *Eng., Constr., Archit. Manage.*, 11(2), 101-112.
- 9- Afshar, M.H., Afshar, A., Marino, M.A., and Darbandi, A.A.S. (2006). "Hydrograph-based storm sewer design optimization by genetic algorithm." *Can. J. of Civil Eng.*, 33(3), 310-325.
- 10- Afshar, M.H. (2006). "Application of a genetic algorithm to storm sewer network optimization." *J. of Scientia Iranica*, 13(3), 234-244. (In Persian)
- 11- Swamee, P.K. (2001). "Design of sewer line." *J. of Environ. Eng.*, 127(9), 776-781.
- 12- Henderson, D., Jacobson, S.H., and Johnson, A.W. (2003). "Theory and practice of simulated annealing." Glover, F., and Kochenberger, G. (Eds.). *Handbook on MetaHeuristics*, Dept. of Mathematical Sciences, USA.