

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

شرایط پذیرش و راهنمای تهیه مقاله برای مجله تحقیقات مهندسی سازه‌های آبیاری و زهکشی

نشریه "تحقیقات مهندسی سازه‌های آبیاری و زهکشی" مقاله‌های علمی- پژوهشی در زمینه‌های فنی و مهندسی سازه‌های آبیاری و زهکشی را که به زبان فارسی نوشته شده و قبلاً منتشر نشده یا برای انتشار در نشریه یا نشریه‌ای دیگر ارسال نشده باشد، برای بررسی و داوری می‌پذیرد و در صورت تأیید به ترتیب تاریخ وصول چاپ می‌کند. همچنین مقاله‌های گردآوری یا تحلیلی که توسط پژوهشگران صاحب‌نظر و تنها به دعوت هیأت تحریریه در زمینه مسائل روز فنی و مهندسی تهیه شده است، پس از بررسی و تصویب به چاپ خواهد رسید.

مسئولیت هر مقاله از نظر علمی بر عهده نویسنده (یا نویسندگان) است. ترتیب نام نویسندگان بر عهده شخص مکاتبه‌کننده خواهد بود و مکاتبات با وی انجام خواهد شد. نشریه در رد یا قبول و حک و اصلاح مقالات آزاد است و مقاله‌های دریافتی مسترد نخواهند شد. نشریه در نشر مطالب به صورت الکترونیکی، اینترنتی یا اینترنتی مجاز است.

مقاله‌ها باید با عنوان کامل، **بدون نام و مشخصات نگارنده (یا نگارندگان)**، به انضمام برگ مشخصات مقاله، روی کاغذ سفید A4 حداکثر در ۱۵ صفحه با فاصله سطرها یک سانتی‌متر و حاشیه از بالا ۳/۸ سانتی‌متر و ۲/۵ سانتی‌متر از چپ و راست و پایین صفحه با قلم فارسی نازنین (B Nazanin)، اندازه ۱۳، به صورت تایپ رایانه‌ای در محیط ورد (Microsoft Word) تهیه و به همراه اصل فایل در فرمت ورد (Word) از طریق سامانه (<http://idser.areeo.ac.ir>) ارسال شود. ارسال فرم تعهد نگارندگان و فرم تعارض منافع نیز الزامی است.

ترتیب و شرح قسمت‌های مختلف مقاله

مقاله‌های ارسالی شامل برگه مشخصات مقاله، عنوان، چکیده فارسی، واژه‌های کلیدی، مقدمه، مواد و روش‌ها، نتایج و بحث، نتیجه‌گیری، قدردانی، مراجع مورد استفاده، چکیده مبسوط و واژه‌های کلیدی به زبان انگلیسی و در صورت لزوم ضمائم است.

برگه مشخصات مقاله

این قسمت در یک صفحه جداگانه تهیه می‌شود و در برگه‌بند عنوان مقاله، نام و نام خانوادگی و مرتبه علمی نگارنده (یا نگارندگان)، آدرس کامل، شماره تلفن، شماره دورنگار، آدرس پست الکترونیکی، و منبعی خواهد بود که مقاله از آن استخراج شده است (پایان‌نامه دانشجویی، طرح تحقیقاتی و مانند آن). برگه مشخصات مقاله باید به دو زبان فارسی و انگلیسی ارائه شود.

عنوان

عنوان باید کوتاه (حداکثر ۲۵ کلمه)، رسا، جامع، و بیانگر محتوای مقاله باشد.

چکیده فارسی

چکیده فارسی (حداکثر در ۲۰۰) کلمه بیانگر فرضیه، هدف پژوهش، توصیف مختصر مواد و روش‌ها، نتایج اصلی به دست آمده و نتیجه‌گیری کلی از پژوهش است.

واژه‌های کلیدی

واژه‌های کلیدی شامل حداکثر پنج واژه مجزا یا مرکب خواهد بود و برای نشان دادن ماهیت و گرایش موضوع مقاله به هنگام طبقه‌بندی در سامانه‌های اطلاع‌رسانی است.

مقدمه

در این بخش باید موضوع مورد پژوهش معرفی و فرضیه مورد نظر تعریف شود. همچنین لازم است به اهم کارهای پژوهشی انجام شده قبلی در این مورد نیز اشاره و لزوم پژوهش مورد نظر تشریح و هدف مطالعه حاضر مشخص شود.

مواد و روش‌ها

این قسمت شامل شرح کامل مواد و روش‌های مورد استفاده در اجرای پژوهش است. در مورد روش‌های متداول و شناخته شده، ذکر منبع مربوط کافی است. ذکر مشخصات فنی و نام‌های دقیق علمی و تجارتي مواد و دستگاه‌ها و همچنین معیارهای مورد استفاده ضرورت دارد.

نتایج و بحث

این بخش در برگرفته نتایج حاصل از پژوهش به صورت متن(ها)، جدول(ها)، شکل(ها) و تصویر(ها) است. در این قسمت علل و روابط بین آنها در ایجاد نتایج حاصل، با استفاده از منابع علمی دیگر، مورد بحث قرار می‌گیرد. ضرورت دارد جدول‌ها و شکل‌ها با اندازه مناسب و کیفیت بالا تهیه شود، ارقام خوانا باشند، و تغییرات آشکار در منحنی‌ها با واحدهای سنجش سیستم بین‌المللی (SI) تهیه شود. عنوان جدول در بالا و عنوان نمودار یا شکل در زیر (به فارسی و انگلیسی) نوشته شود. عنوان جدول یا نمودار باید مختصر و گویای ارتباط عوامل مورد بحث در جدول یا نمودار باشد (لازم است تمامی توضیحات محورها و تمامی واحدها در نمودارها هم به فارسی و هم انگلیسی نوشته شوند و اعداد داخل جداول و نمودارها به انگلیسی نوشته شود). نتایج بررسی‌های آماری باید به یکی از روش‌های علمی در جدول(ها) منعکس شود مگر در مواردی که ذکر ارقام به صورت خام ضروری باشد. هر جا به جدول یا نموداری اشاره می‌شود آن جدول یا نمودار باید بلافاصله نشان داده شود مگر در موارد ضروری که حسب مورد در قسمت ضمایم ارائه خواهد شد. اعداد، مقیاس‌ها، واحدها در متن مقاله و در جدول و نمودار به فارسی نوشته شود. کارهای ترسیمی اصلی بوده یا به صورت رایانه‌ای و سازگار با ورد (Word) دارای کیفیت مناسب برای چاپ باشد. تکرار جدول‌ها، نمودارها، و غیره به هنگام بیان نتایج ضرورت ندارد.

نتیجه‌گیری

این قسمت شامل یک استنتاج نهایی، خلاصه پژوهش، و ذکر کاربرد (یا کاربردهای) احتمالی موضوع مورد تحقیق است. نگارندگان می‌توانند پیشنهادها را خود را برای انجام تحقیقات تکمیلی ارائه کنند.

قدردانی

در این بخش (در صورت نیاز)، از اشخاص حقیقی، حقوقی، سازمان‌ها، و نهادهای مؤثر در انجام پژوهش قدردانی می‌شود.

مراجع

- ۱- کلیه مراجعی که در متن مقاله بیان شده است باید در فهرست مراجع و بعد از متن آورده شوند. نگارندگان موظف‌اند مشخصات مراجع را چه در این بخش، چه در متن مقاله به درستی و مطابق با مشخصاتی بیاورند که در هر یک از منابع دیده می‌شود.
- ۲- در متن مقاله فقط به نام نگارنده (یا نگارندگان) و سال انتشار مرجع اشاره شود (به صورت شماره اشاره نشود).
مثال: (Razavi, 2003)، (Regier & Schubert, 2001)
- ۳- اگر مرجع بیشتر از دو نگارنده دارد نام نفر اول همراه با «*et al.*» ذکر شود اما در فهرست مراجع اسامی تمامی نگارندگان درج شود.
مثال: (Budiman *et al.*, 1999)

۴- مراجع به ترتیب حروف الفبای نام نگارندگان مرتب شود. در صورتی که نگارنده‌ای در یک سال چند مقاله دارد با اضافه کردن حروف a و b و ... تنظیم شوند.

۵- مراجع فارسی به زبان انگلیسی ترجمه شده و در انتها عبارت (in Persian) قید شود.

۶- از روش زیر برای مرتب کردن مراجع استفاده شود.

الف- تک نگارنده

Elsafi, S. H., 2014. Artificial neural networks (ANNs) for flood forecasting at Dongola Station in the River Nile, Sudan. *Alexandria Engineering Journal*, 53(3), pp.655-662.

ب- دو یا چند نگارنده

Kashefipour, S. M., Lin, B., & Falconer, R. A. (2006). Modelling the fate of faecal indicators in a coastal basin. *Water Research*, 40(7), pp.1413-1425.

پ- کتاب

Chanson, H., 2004. *Hydraulics of open channel flow*. Butterworth-Heinemann.

ت- فصلی از کتاب

Pfister, M., Schleiss, A. J., & Tullis, B. (2013). *Effect of driftwood on hydraulic head of piano key weirs*. In S. Erpicum., F. Laugier., M. Pfister., M. Piroton., G. M. Cicero., & A. J. Schleiss (Eds.) *Labyrinth and Piano Key weirs II* (pp 225-265). CRC Press, Leiden, Netherlands.

در صورتی که تعداد نگارندگان فصل یک نفر باشد از (Ed.) و در غیر این صورت از (Eds.) استفاده شود.

ث- مجموعه مقاله‌ها

Pagliara, S., & Carnacina, I. (2010). *Scour and dune morphology in presence of large wood debris accumulation at bridge pier*. In *International Conference on Fluvial Hydraulics*. Sep. 8-10. Braunschweig, Germany.

ج- دیسکت فشرده مجموعه مقاله‌ها (CD)

فقط کلمه CD قبل از Proceeding یا مجموعه مقاله‌ها آورده شود.

چنانچه مقاله‌ای در دست چاپ است، به جای کلمه ناشر، In press یا «در دست چاپ» به کار برده شود.

چ- پایان‌نامه، گزارش یا طرح تحقیقاتی

Stockstill, R.L. (1998). Innovative lock design, report 1, case study, New McAlpine Lock Filling and Emptying System, Ohio River, Kentucky. *Technical Rep. INP-CHL, 1*.

Salahinia, S. (2015). Experimental investigation of the subsurface flow under rainfall recharge and soil variability (M. Sc. Thesis), Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Yasouj University, Yasouj, Iran. (in Persian)

ه- مرجع بدون نویسنده مشخص

Anon. 1998. ASAE Standard: ASAE S368.1. Compression tests of food materials of convex shape. ASAE. St. Joseph. MI 49085-9659. USA.

چکیده مبسوط به زبان انگلیسی

چکیده مبسوط انگلیسی شامل مقدمه، مواد و روش‌ها، نتایج و بحث، نتیجه‌گیری، قدردانی و کلمات کلیدی است که طبق فرمت نشریه (در بخش راهنمای نگارندگان) تهیه شده در انتهای مقاله آورده می‌شود.

واژه‌های کلیدی به زبان انگلیسی

این واژه‌ها معادل "واژه‌های کلیدی فارسی" به زبان انگلیسی ذکر شود.

تذکر

الف- برای پذیرش اولیه مقاله و بررسی آن، رعایت دقیق دستورالعمل بالا ضروری است (جزئیات فرمت تهیه مقاله در سایت نشریه و در بخش راهنمای نگارندگان موجود است).

ب- به منظور بهبود کیفیت مقاله و رفع اشکالات اساسی احتمالی توصیه می‌شود که نگارندگان محترم قبل از ارسال مقاله برای درج در این نشریه آن را به نظر دو نفر از همکاران مجرب خود برسانند.

تبصره

نشریه علمی پژوهشی **تحقیقات مهندسی سازه‌های آبیاری و زهکشی** کتاب‌ها و مجلات جدید مهندسی کشاورزی به زبان فارسی را که یک نسخه از آن به دفتر نشریه برسد، پس از تصویب هیأت تحریریه معرفی می‌نماید.



وزارت جهاد کشاورزی

سازمان تحقیقات، آموزش و ترویج کشاورزی

مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی

تحقیقات مهندسی سازه‌های آبیاری و زهکشی

(تحقیقات مهندسی کشاورزی)

علمی - پژوهشی

شاپا: ۴۰۰۰-۲۴۷۶

جلد ۲۱، شماره ۸۱، زمستان ۱۳۹۹

فهرست مقالات

- ۱ توسعه مدل طراحی بهینه خط انتقال آب بر اساس روش الگوریتم ژنتیک (مطالعه موردی: خط انتقال سد خارج از بستر بیستون)
رسول قبادیان، سارا حشمتی و سید احسان فاطمی.....
- ۲۵ بررسی تغییرات زمانی آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب مستطیلی
رضا محمدپور، عاطفه تقی شاهبازی، تورج سبزواری و مهدی کرمی مقدم.....
- ۴۷ اندازه‌گیری دبی جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای با استفاده از پایه‌های منشوری
ابراهیم ولیزادگان و سمیه عباسی.....
- ۶۷ تحلیل آزمایشگاهی سیستم لوله انتقال ویسکوالاستیک تحت جریان گذرا
ایرج رضاپور، محمود شفاعی بجستان و بابک امین نژاد.....
- ۸۳ شبیه سازی عددی و بهینه سازی هندسی سربز پلکانی سد جره توسط الگوریتم ژنتیک
چند هدفه
محمدهادی فتاحی و علی سینایی.....
- ۱۰۱ بررسی آزمایشگاهی اثر پارامترهای هیدرولیکی بر ظرفیت انتقال رسوب در کانال مرکب با شیب جانبی سیلاب‌دشت
فاطمه عرب، حسنا شفقائی و کاظم اسماعیلی.....
- ۱۲۱ بررسی و مقایسه روش‌های جلوگیری از پیشروی آب شور در نواحی با سطح ایستابی کم عمق
حسین ربانیها، عبدالمجید لیاقت و مسعود سلطانی.....
- ۱۳۹ نگرشی بر قابلیت‌های سیستم تله‌متری و اسکادا در سامانه‌های آبیاری تحت فشار
افشین یوسف گمرکچی و سید ابوالقاسم حقایقی مقدم.....

مجله "تحقیقات مهندسی سازه‌های آبیاری و زهکشی"

با درجه علمی - پژوهشی مطابق ابلاغ (مجوز) شماره ۳/۱۸/۸۱۶۷۱ مورخ ۱۳۹۴/۰۴/۳۱ وزارت علوم، تحقیقات و فناوری.

نماینده شده در CABI، پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC)، ایران ژورنال، بانک اطلاعات نشریات کشور، پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی و مرکز اطلاعات و مدارک علمی کشاورزی (Agris) (Agris)

صاحب امتیاز: مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی

مدیر مسئول: حسین دهقانی‌سانج

سر دبیر: نادر عباسی

هیأت تحریریه (به ترتیب حروف الفبا):

محمدحسین امید	استاد، پردیس کشاورزی و منابع طبیعی دانشگاه تهران
عاطفه پرورش‌ریزی	دانشیار، پردیس کشاورزی و منابع طبیعی دانشگاه تهران
نادر حیدری	دانشیار، مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی
حسن رحیمی	استاد، پردیس کشاورزی و منابع طبیعی دانشگاه تهران
محمود شفاعی بجنستان	استاد، دانشگاه شهید چمران اهواز
فریبرز عباسی	استاد، مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی
نادر عباسی	استاد، مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی
صلاح کوچک‌زاده	استاد، پردیس کشاورزی و منابع طبیعی دانشگاه تهران
محمدجواد منعم	دانشیار، دانشگاه تربیت مدرس
ابوالفضل ناصری	دانشیار، مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی
علیرضا کیانی	استاد مرکز تحقیقات و آموزش کشاورزی و منابع طبیعی استان گلستان، گرگان

هیأت تحریریه بین‌المللی (به ترتیب حروف الفبا):

علی ترابی حقیقی	دانشیار، گروه مهندسی و مدیریت هیدروسیستم‌ها، دانشکده آب و انرژی و محیط زیست، دانشگاه Oulu فنلاند
حسن رحیمی	مدیر گروه ژئوتکنیک سازمان نگهداری و بهره برداری قطارهای شهری سیدنی استرالیا (استاد بازنشسته دانشگاه تهران)
محمدعلی شریفی	دانشیار مؤسسه علوم جغرافیایی و مشاهده زمین، دانشگاه Twente، هلند
راضیه فرمانی	دانشیار گروه مهندسی آب، دانشکده مهندسی، دانشگاه Exeter انگلستان

بررسی‌کنندگان / این شماره:

- حجت احمدی	- محمد مهدی حیدری	- ناصر طالب بیدختی	- روزبه مؤذن زاده
- مهدی اسمعیلی ورکی	- حسین خلیلی شایان	- فریبرز عباسی	- سید مهدی هاشمی
- محمدبهرامی یار احمدی	- رسول دانشفراز	- نادر عباسی	- پیمان ورجاوند
- محمد بی جن خان	- سالومه سپهری	- رحیم علیمحمدی نافچی	- افشین یوسف گمرکچی
- عاطفه پرورش‌ریزی	- اسمعیل شاکر	- رسول قبادیان	- حجت الله یونسی
- سعید حاجی علی گل	- امیر صمدی	- بابک لشکرآرا	

ویراستار ادبی و علمی: محمدرضا داهی

ویراستار انگلیسی: محمدرضا داهی

مدیر داخلی: افشین یوسف گمرکچی

صفحه‌آرا: سمیه وطن‌دوست

آدرس: کرج، بلوار شهید فهمیده، ص. پ. ۸۴۵-۳۱۵۸۵، مؤسسه تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی

تلفن: ۳۲۷۰۵۳۲۰، ۳۲۷۰۵۲۴۲ و ۳۲۷۰۸۳۵۹ (۰۲۶)، دورنگار: ۳۲۷۰۶۲۷۷ (۰۲۶)

پایگاه اطلاعاتی مؤسسه: www.aeri.ir

پایگاه اطلاعاتی مجله: http://idser.areeo.ac.ir

توسعه مدل طراحی بهینه خط انتقال آب بر اساس روش الگوریتم ژنتیک (مطالعه موردی: خط انتقال سد خارج از بستر بیستون)

رسول قبادیان^{۱*}، سارا حشمتی^۲ و سید احسان فاطمی^۳

۱ و ۲ - به ترتیب: دانشیار، کارشناس ارشد؛ و استادیار گره مهندسی آب دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران
تاریخ دریافت: ۹۹/۸/۱۰؛ تاریخ پذیرش: ۹۹/۹/۱۸

نوع مقاله: علمی-پژوهشی

چکیده

به منظور طراحی بهینه ایستگاه پمپاژ و خط انتقال آن، یک مدل کامپیوتری توسعه داده شد. در این مدل مجموع هزینه‌های جاری و ثابت طرح بر مبنای بهینه‌سازی به روش الگوریتم ژنتیک دودویی با رعایت محدودیت‌های سرعت و فشار کمینه می‌شود. مشخصات هیدرولیکی و اقتصادی لوله‌ها و پمپ‌های موجود در بازار ایران به عنوان یک بانک اطلاعاتی و فایل داده برای مدل تعریف شده است. بعد از طراحی بهینه سیستم با هدف کنترل ایمنی سیستم از نقطه نظر ضربه قوچ محاسبات مربوط به شبیه سازی جریان غیر ماندگار در محیط کاری مدل نیز انجام می‌شود. پس از صحت سنجی مدل، طراحی خط انتقال و ایستگاه پمپاژ سد خارج از بستر بیستون کرمانشاه مورد بررسی قرار گرفت. نیمرخ طولی مسیر، دبی انتقالی، محدوده‌های مجاز فشار و سرعت، پارامترهای الگوریتم ژنتیک و همچنین پارامترهای اقتصادی برای مدل تعریف شد. پس از اجرای مکرر مدل نهایتاً نتایج بهینه بدست آمد. خروجی مدل نشان داد برای انتقال آب با دبی ۳۵۰۰ لیتر بر ثانیه در طول ۶ ماه از سال (آذر تا اردیبهشت) از رودخانه گاماسیاب به سد خارج از بستر بیستون استفاده از لوله فولادی به قطر ۱۶۰۰ میلی‌متر و پمپ گریز از مرکز مدل ۲۰۰-۵۰-۵۰۰ کمترین هزینه را در طی ۲۰ سال عمر مفید پروژه تحمیل می‌نماید. همچنین نتایج شبیه سازی ضربه قوچ سیستم بهینه نشان داد مخزن هوا با شعاع ۳ متر و ارتفاع حدود ۵/۵ متر خط لوله را از نقطه نظر ضربه قوچ ناشی از قطع ناگهانی ایستگاه پمپاژ ایمن نگه می‌دارد. علاوه بر این لازم است این مخزن در شرایط اولیه تا نیمه پر از آب بوده و فشار هوای بالای آن حدود ۸۶ متر باشد.

واژه‌های کلیدی

ایستگاه پمپاژ، بهینه سازی، جستجوی ژنتیکی، سد خارج از بستر بیستون، ضربه قوچ

مقدمه

هزینه‌های خسارت مخزن، مسائل اجتماعی و زیست محیطی به همراه نسبت سود به هزینه بالای اینگونه سدها اشاره نمود (Akbarimoghadam et al, 2011; Daneshfaraz et al., 2014). با این وجود هزینه‌های ایستگاه پمپاژ و خط انتقال از رودخانه تا محل ساختگاه سد خارج از بستر موضوعی است که در

ساخت سد در ساختگاه‌های خارج از بستر اصلی رودخانه به دلایل فنی و اقتصادی مورد توجه طراحان قرار گرفته است. از جمله این دلایل می‌توان حذف هزینه‌های سیستم انحراف آب در دوره ساخت سد، کاهش هزینه ریسک ناشی از خطر سیلاب، کاهش

دادند. هاشمی و همکاران (Hashemi *et al.*, 2014) به منظور بهینه‌سازی برنامه ایستگاه‌های پمپاژ شبکه‌های توزیع آب شهری با پمپ‌های دور متغیر از الگوریتم ژنتیک استفاده کردند. منکا و همکاران (Menke *et al.*, 2015) با بهره‌گیری از معادلات ریاضی و روش‌های غیرخطی نسبت به بهینه‌سازی خط انتقال آب ایستگاه پمپاژ یک شبکه آبرسانی اقدام کردند. نتایج کار آن‌ها نشان داد روش‌های غیرخطی نسبت به روش‌های خطی بهینه‌سازی، از نظر مقدار بسیار بهتر و از لحاظ دقت اندکی پایین‌تر هستند. روحانی و افشار (Rohani & Afshar, 2015) قطر و ضخامت سیستم انتقال ثقلی در مقابل ضربه قوچ ناشی از بسته شدن شیر را با دو روش الگوریتم ژنتیک و ریاضی به گونه‌ای بهینه‌سازی کرده‌اند که پدیده ضربه قوچ روی ندهد. این امر باعث کاهش قابل توجه در هزینه‌ها مربوطه شد. علاوه بر این مقایسه دو روش بهینه‌سازی نشان داد که جواب‌های بدست آمده از هر دو روش مطابقت خوبی با همدیگر دارند که خود نشان از صحت فرآیند بهینه‌سازی دارد. معین‌الدینی و همکاران (Moinaldini *et al.*, 2018) به منظور کاهش هزینه‌های احداث شبکه لوله‌های آب جایگزین در یکی از شهرک‌های شهر کرمان از الگوریتم رقابت استعماری و سپس شبیه‌سازی شبکه با استفاده از نرم‌افزار Water Gems استفاده کردند. نتایج مدل بهینه‌سازی نشان داد که الگوریتم رقابت استعماری به میزان قابل توجهی توانسته است تابع هزینه را نسبت به حالت قبل از بهینه‌سازی شبکه کاهش دهد. ترابی و همکاران (Torabi *et al.*, 2018) به بهینه‌سازی شبکه‌ی آبیاری اسماعیل آباد لرستان با هدف دسترسی به کمترین هزینه همراه با انتخاب مناسب‌ترین قطر لوله و ارتفاع پمپاژ با استفاده از

سدهای احداث شده در مسیر رودخانه دیده نمی‌شود. از اینرو تلاش‌ها و تحقیقات متعددی به منظور کاهش هرچه بیشتر هزینه‌های ایستگاه پمپاژ و خط انتقال از رودخانه تا ساختگاه سد و یا در حالت کلی محل تحویل آب انجام شده است. اساس بیشتر این تحقیقات بر مبنای بهینه‌سازی و کاهش هزینه‌های ثابت و جاری استوار است. ماکل و همکاران (Mackle *et al.*, 1995) با استفاده از بهینه‌سازی به روش الگوریتم ژنتیک^۱، اقدام به بهینه‌سازی ایستگاه‌های پمپاژ به منظور کاهش هزینه برق مصرفی نمودند. نامداری و بیدختی (Namdari & Bidokhti, 2009) با اشاره به اینکه استفاده از مدل‌های کامپیوتری نظیر Water Gems برای شبیه‌سازی هیدرولیکی جریان در شبکه‌های انتقال آب گسترش قابل توجهی یافته و نقش موثری در تصمیم‌گیری‌ها و مدیریت پروژه‌ها ایفا می‌کند استفاده دقیق از این مدل‌ها در طراحی و تحلیل شبکه توزیع و انتقال آب را پیشنهاد کردند. کوئل‌هو و همکاران (Coelho *et al.*, 2012) در تحقیقی مبنی بر بهینه‌سازی ایستگاه پمپاژ، با مقایسه مدل هیدرولیکی EPANET و الگوریتم ژنتیک به این نتیجه رسیدند که ۳۴ درصد از انرژی سیستم طبق مدل الگوریتم ژنتیک قابل صرفه‌جویی است. ژو و همکاران (Zhu *et al.*, 2013) در تحقیق خود برای بهینه‌سازی انتقال آب بر مبنای منحنی فرمان مخزن از الگوریتم ژنتیک استفاده کردند. نتایج آن‌ها نشان داد مدل ارائه‌شده بر مبنای روش بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک در بهره‌برداری و انتقال آب بسیار کارآمد است. بارلو و تانیمبو (Barlow & Tanyimboh, 2014) نیز در بهینه‌سازی شبکه آبرسانی، برتری الگوریتم ژنتیک جهش یافته را در هر مورد نسبت به الگوریتم ژنتیک معمولی نشان

هیدرولیکی نظیر EPANET یا Water Gems لینک شده است. برای شبیه سازی ضربه قوچ سیستم نیز اطلاعات سیستم بهینه به محیط نرم افزار شبیه ساز ضربه قوچ همچون بتلی همر انتقال داده می شود. این موضوع، وقتگیر و ممکن است همراه با خطای انسانی باشد ضمن اینکه لینک نرم افزارهای مذکور با یکدیگر پیچیدگی خاص خود را دارد. از اینرو در تحقیق حاضر یک کد کامپیوتری در محیط ویژوال بیسیک توسعه داده شده است که در آن به عنوان یک نوع آوری جدید هر سه مرحله طراحی بهینه، تحلیل و شبیه سازی ضربه قوچ سیستم انتقال و توزیع آب با هر نوع آرایش درختی، حلقه ای و مختلط انجام می شود. علاوه بر این محاسبات ضربه قوچ برای سیستم با هر نوع جنس لوله اعم از الاستیک و ویسکو-الاستیک انجام می گیرد. در تحقیق حاضر کارایی مدل مذکور در طراحی بهینه خط انتقال و ایستگاه پمپاژ سد خارج از بستر بیستون در استان کرمانشاه مورد توجه قرار گرفته است. شبیه سازی ضربه قوچ سیستم بهینه و کنترل آن توسط مخزن هوا در ادامه بررسی شد.

مواد و روش ها

منطقه مورد مطالعه

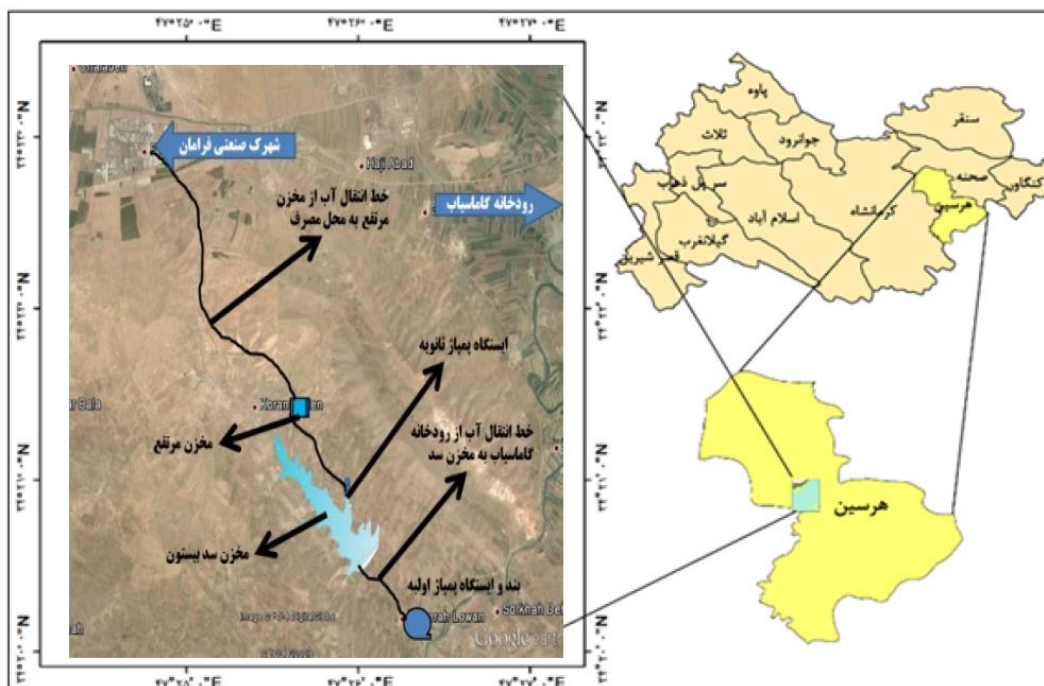
طرح سد مخزنی بیستون (مخزن خارج از بستر) و سامانه های انتقال مرتبط با آن در غرب کشور، در استان کرمانشاه و در محدوده مختصات جغرافیایی $35^{\circ}16' - 47^{\circ}$ تا $57^{\circ}30' - 47^{\circ}$ طول شرقی و $58^{\circ}13' - 34^{\circ}$ تا $25^{\circ}02' - 34^{\circ}$ عرض شمالی در جنوب شرقی شهرستان کرمانشاه واقع شده است (شکل ۱).

سد مخزنی بیستون در فاصله ۳ کیلومتری شهرک صنعتی فرامان در مسیر جاده

الگوریتم های فراکاوشی پرداختند. نتایج کار آن ها نشان داد با استفاده از الگوریتم های فراکاوشی ۱۰/۶۸ درصد هزینه کل کاهش می یابد. منصوری و محمدی زاده (Mansouri & Mohamadizadeh, 2019) از الگوریتم نیروی مرکزی در نرم افزار متلب برای بهینه سازی شبکه آبرسانی و ارزیابی شرایط هیدرولیکی شبکه اسماعیل آباد واقع در شهرستان نورآباد استفاده کردند. نتایج پژوهش آن ها نشان داد هزینه بهینه شده ۱/۵۵ درصد بیشتر از بهینه مطلق برآورده شده است. ال-ترکی (El-Turki, 2013) با شبیه سازی ضربه قوچ توسط نرم افزار بنتلی همر نشان داد علت تخریب بخش از خط انتقال آب مورد مطالعه ایشان در کشور لیبی بدین دلیل است که در هنگام وقوع ضربه قوچ فشار در سیستم ۲۰ درصد نسبت به فشار کاری افزایش یافته است. تریکی (Triki, 2015) با جایگزین کردن قطعه کوچکی از لوله فلزی خط انتقال با لوله پلیمری با چگالی بالا و چگالی پایین به بررسی کنترل ضربه قوچ با این روش پرداخت. نتایج این محقق نشان داد قطعه پولیمری با دانسیته پایین برای کاهش فشار ناشی از ضربه قوچ موثرتر است. خوش فطرت و همکاران (Khoshfetrat et al., 2018) نوسانات فشار بر روی خطوط انتقال آب شهرهای بوکان و پیرانشهر در هنگام وقوع جریان غیرماندگار را اندازه گیری کردند. همچنین شبیه سازی های انجام شده توسط این محققین با نرم افزار بنتلی همر نشان داد استفاده از رابطه افت غیر ماندگار ویتکوفسکی دقت نتایج شبیه سازی را درمقایسه با سایر روش ها افزایش می دهد.

بررسی منابع نشان می دهد عموماً طراحی بهینه سیستم انتقال و توزیع آب با استفاده از روش های بهینه سازی ارایه شده در محیط نرم افزارهای تجاری همانند متلب انجام می شود که با یک مدل تحلیلگر

بیستون - کرمانشاه و در حوالی روستای
کورانیقرار دارد. در صورت احداث سد قسمتی
از این روستا در داخل دریاچه قرار گرفته
و باید در ساحل چپ آن تجدید ساختمان گردد.
مشخصات کلی سد مذکور در جدول (۱) ارائه شده
است.



شکل ۱- موقعیت منطقه مورد مطالعه

Figure 1- Location of the study area

جدول ۱- مشخصات طرح سد مخزنی بیستون (مهندسین مشاور آبدان‌فراز، ۱۳۹۳)

Table 1- Biston Reservoir Dam Project Specification (Abdan Faraz Consulting Engineers, 2015)

۳۶/۹ کیلومتر مربع	سطح حوزه آبریز رودخانه در ساختگاه بیستون
سنگریزه‌ای با هسته رسی	نوع سد
۱۳۰۷ متر ارتفاع از سطح دریا	رقوم کف رودخانه در محل سد
۴۰ متر	ارتفاع سد از بستر رودخانه
۴۵ متر	ارتفاع سد از پی
۸ متر	عرض تاج سد
۷۵۰ متر	طول تاج سد
۱۳۴۷ متر ارتفاع از سطح دریا	رقوم تاج سد
۱۳۴۴ متر ارتفاع از سطح دریا	رقوم نرمال بهره‌برداری از سد
۱۳۱۷ متر ارتفاع از سطح دریا	حداقل تراز بهره‌برداری از سد
۲۱/۵۸ میلیون مترمکعب	حجم مخزن در رقوم نرمال بهره‌برداری
۰/۳۸ میلیون مترمکعب	حجم مخزن در رقوم حداقل تراز بهره‌برداری
۲/۵ میلیون مترمکعب	حجم رسوبات ۵۰ ساله

توسعه مدل طراحی بهینه خط انتقال آب بر اساس...

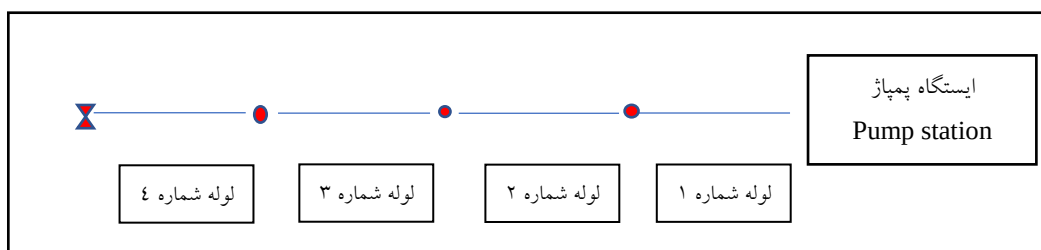
چهار قطعه ۱۰۰۰ متری (جهت سهولت کارگزاری و حمل تجهیزات) تقسیم شده است و هدف پیدا کردن قطر بهینه هر قطعه خط لوله (با کمترین هزینه) و پمپ مناسب پمپاژ می‌باشد.

مشخصات خط انتقال از محل آگیری تا دریاچه سد در جدول (۲) ارائه شده است. همانگونه که در شکل (۲) نیز نشان داده شده است در این تحقیق طول خط انتقال که حدود ۴ کیلومتر می‌باشد به

جدول ۲- مشخصات هندسی مسیر خط انتقال سد بیستون

Table 2- Geometry characteristic of conveyance pipeline of Biston dam

لوله	طول لوله (Pipe length) (m)	رقوم ابتدا (Strat elevation) (m)	رقوم انتها (End elevation) (m)
۱	1000	1266.39	1269.46
۲	1000	1269.46	1277.89
۳	1000	1277.89	1299.82
۴	990	1299.82	1337.39



شکل ۲- آرایش ایستگاه پمپاژ و خط انتقال سد خارج از بستر بیستون

Figure 2- Pumping station and conveyance pipeline layout of Biston dam

که یک روش بهینه سازی تکاملی بهتر از دیگر روش‌ها باشد (Yghini & Akhavan Kazemi, 2011). الگوریتم ژنتیک از جمله روش بهینه‌سازی فراابتکاری و هوشمند است. این روش چنان جای خود را در مسائل بهینه سازی باز کرده است که به عنوان معیاری برای مقایسه عملکرد روش‌های جدید نیز به بکار می‌رود. برای حل مساله بهینه‌سازی در الگوریتم ژنتیک از انتخاب کاملاً تصادفی جواب‌ها از بین فضای شدنی استفاده می‌شود که اصطلاحاً یک نسل نامیده می‌شود، سپس از بین این جمعیت انتخاب شده جواب‌های بهتر انتخاب شده و با استفاده از فرایند "جهش" جواب‌های بهتر با هم تلفیق شده و نسل بهتر از جواب‌های تشکیل می‌شود و تا رسیدن به بهترین جواب‌های

الگوریتم ژنتیک

روش‌های بهینه‌سازی هوشمند بر خلاف روش‌های مبتنی بر گرایان بدون نیاز به مشتق تابع هزینه به دنبال نقطه بهینه آن می‌گردد. علاوه بر این احتمال به دام افتادن آنها در کمینه محلی کمتر از روش‌های مبتنی بر گرایان است. هر ساله روش‌های بهینه‌سازی فراابتکاری جدیدی معرفی می‌شوند و سعی در پوشاندن نقاط ضعف الگوریتم‌های قبل خود را دارد هرچند که خود ممکن است دارای نقاط ضعف جدیدی باشد. از اینرو این ادعا که یک روش بهینه سازی بهترین روش حل برای مسائل بهینه سازی است چندان صحیح نیست. به گونه‌ای که بعضی از صاحب‌نظران عرصه الگوریتم‌های فراابتکاری معتقدند که هیچ دلیلی وجود ندارد

یا پارامتر باید تعیین شود. این قطر می‌تواند یکی از ۲۴ قطر موجود در بازار باشد که در جدول (۳) ارائه شده است. در این تحقیق برای قطرهای زیر ۵۰۰ میلی‌متر از جنس پلی اتیلن، بین ۶۰۰ تا ۹۰۰ میلی‌متر از جنس GRP و قطرهای بزرگتر فولادی انتخاب می‌شود (هرچند که مدل می‌تواند هر قطر با هر جنسی را به عنوان بانک اطلاعات بپذیرد). با در نظر گرفتن میزان دقت اعداد برابر یکصدم تعداد ژن‌ها (n_i) ۱۱ در نظر گرفته شد. پس از تعیین طول رشته یا ژن‌های مربوط به هر پارامتر، لازم است طول کروموزم جامعه تعیین شود. تعداد لوله‌ها (m) در این شبکه که همان متغیر تصمیم است ۴ می‌باشد، بنابراین طول کروموزم جامعه به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$L = \sum_{i=1}^m n_i = 44 \quad (2)$$

ممکن این روند ادامه پیدا می‌کند (Jung & Karney, 2014) الگوریتم ژنتیک به کار رفته در این مطالعه براساس یک سیستم دودویی شامل (۱ و ۰) می‌باشد به نحوی که پارامترهای مدل به مبنای ۰ و ۱ انتقال یافته و به عبارت دیگر رمزدار می‌شوند. چنانچه محدوده تغییرات هر پارامتر $a_i \leq x_i \leq b_i$ باشد و میزان دقت اعداد آن پارامتر برابر با Δn_i باشد از رابطه زیر می‌توان تعداد ژن‌ها n_i را محاسبه نمود (Ghobadian et al., 2018):

$$2^{n_i-1} \leq (b_i - a_i) \times 10^{\Delta n_i} \leq 2^{n_i} \quad (1)$$

در این تحقیق برای هر قطعه از خط لوله انتقال (در این مدل به ۴ قطعه محدود شده است) یک قطر بهینه محاسبه می‌شود. به عبارتی ۴ متغیر

جدول ۳- خصوصیات فیزیکی و هزینه ی لوله های قابل استفاده در طرح

Table 3- Physical characteristics and cost of pipes that can be used in the design

ردیف (Row)	قطر خارجی (mm) (External diameter)	قطر داخلی (mm) (Internal diameter)	نوع لوله (Type of pipe)	هزینه واحد طول لوله ها (Price per unit length of pipes) (\$/m)
1	110	93.8	PE80	5.895
2	125	106.6	PE80	7.895
3	140	119.4	PE80	9.495
4	160	136.4	PE80	12.375
5	180	153.4	PE80	15.705
6	200	170.6	PE80	19.305
7	225	191.8	PE80	24.525
8	250	213.2	PE80	30.15
9	280	238.8	PE80	37.8
10	315	268.6	PE80	47.7
11	355	302.8	PE80	60.525
12	400	341.2	PE80	76.725
13	450	383.8	PE80	97.2
14	500	426.4	PE80	108.82
15	600	600	GRP	111.323
16	700	700	GRP	137.997
17	800	800	GRP	170.633
18	900	900	GRP	204.289
19	1000	1000	STEAL	233/91
20	1200	1200	STEAL	296/21
21	1400	1400	STEAL	358/21
22	1600	1600	STEAL	420/81
23	1800	1800	STEAL	483/11
24	2000	2000	STEAL	545/41

تابع هدف

در تحقیق حاضر برای بهینه یابی قطر لوله‌ی هر قطعه از خط انتقال و همچنین نوع و تعداد پمپ بهینه ایستگاه پمپاژ کمینه نمودن مجموع هزینه های جاری و ثابت در طول عمر مفید پروژه ضمن رعایت محدودیتهای سرعت و فشار مورد توجه قرار گرفت. تابع هدف مذکور در رابطه (۳) معرفی شده است:

$$Min: \sum_{i=1}^{NP} CRF \times Li \times C_{Pi} + \sum_{j=1}^{NPU} CRF \times CPU_j + Cen \times Hp_j \quad (3)$$

ترم اول رابطه (۳) هزینه تمام شده لوله گذاری، ترم دوم هزینه ثابت و ترم سوم هزینه جاری (مانند هزینه های تعمیر و نگهداری با در نظر گرفتن نرخ تورم) ایستگاه پمپاژ است. در این رابطه Li طول لوله i ام، C_{Pi} هزینه واحد طول لوله که تابعی از قطر لوله D می باشد، Np تعداد لوله ها، NPU تعداد پمپ ها، CPU_j هزینه پمپ j ام که تابعی از توان کل مورد نیاز پمپ می باشد، Cen هزینه انرژی سالیانه، Hp_j هد کل پمپ j ام و CRF ضریب بازگشت سرمایه است که تابعی از عمر مفید پروژه و نرخ بهره سالیانه i است.

$$CRF = \frac{i(1+i)^y}{-1+(1+i)^y} \quad (4)$$

در رابطه بالا y عمر مفید پروژه و i نرخ بهره ی سالیانه است.

$$Cen = \frac{EAE \times cfu \times Q_s \times Q_t}{102 \times \eta_e} \quad (5)$$

$$EAE = \frac{(1+e)^y - (1+i)^y}{(1+e) - (1+i)} \left[\frac{i}{(1+i)^{y-1}} \right] \quad (6)$$

که در آن،

EAE = فاکتور هزینه انرژی سالیانه؛ Q_t = تعداد ساعات بهره برداری سالانه سیستم؛ Q_s = دبی پمپاژ؛ η_e = راندمان کلی پمپ؛ cfu = هزینه سوخت مربوط به یک کیلو وات ساعت.

تعریف قیود مسئله بهینه سازی با توجه به محدودیت های موجود

۱) محدودیت سرعت در لوله ها

اگر سرعت حرکت آب در لوله ها خیلی کم باشد سبب رسوب گذاری می شود، در مقابل زیاد شدن سرعت سبب ایجاد ضربه قوچ می گردد بنابراین انتخاب سرعت انتقالی باید به نحوی باشد که سیستم انتقال آب با این مشکلات مواجه نگردد، لذا سرعت در لوله های یک شبکه انتقال توزیع آب باید در محدوده ی سرعت حداکثر و حداقل طراحی گردد:

$$V_{min} \leq V_i \leq V_{max} \quad (7)$$

که در آن،

V_{min} و V_{max} = به ترتیب حداقل و حداکثر سرعت مجاز جریان در شبکه لوله ها؛ و i = شماره لوله ها. در این پروژه 0.7 و 2.75 متر بر ثانیه به ترتیب حداقل و حداکثر سرعت در نظر گرفته شده است. بنابراین لازم است محدودیت زیر برای تمام لوله ها در معادلات محدودیت بهینه سازی قرار گیرد:

$$g_1(i) = V_i - V_{max} \leq 0 \quad (8)$$

$$g_2(i) = -V_i + V_{min} \leq 0 \quad (9)$$

۲) محدودیت فشار در گره ها

فشار موجود در هر گره j یا در تمام طول لوله ها

باید در یک محدوده‌ی معینی قرار گیرد. این محدوده معین دارای یک کرانه پایین (حداقل فشار، h_{min}) و یک کرانه بالا (حداکثر فشار، h_{max}) است. حداقل فشار برای محدوده مورد مطالعه برابر فشار نسبی اتمسفر (حدود صفر در انتهای خط لوله) و حداکثر فشار ۱۰۰ متر در شرایط کار کرد عادی در نظر گرفته شد. در شرایط شبیه سازی ضربه قوچ حداکثر فشار ۱۴۰ متر و حداقل فشار به فشار بخار محدود گردید. این محدودیت ها به شکل معادلات زیر در مدل تعریف شده اند:

$$g_3(j) = h_j - h_{max} \leq 0 \quad (10)$$

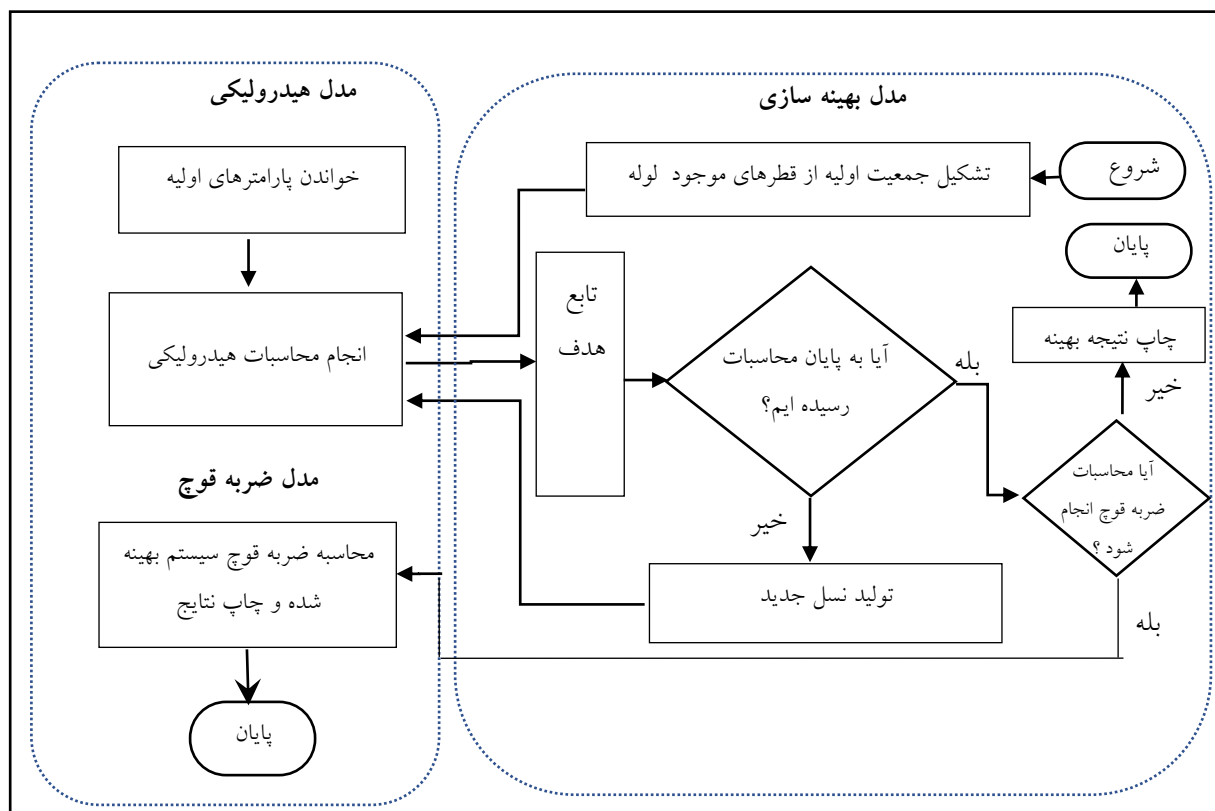
$$g_4(j) = -h_j + h_{min} \leq 0 \quad (11)$$

ساختار مدل

روندنمای انجام محاسبات در این تحقیق در شکل (۳) نشان داده شده است. همانگونه که در شکل مشخص است پس از خواندن اطلاعات مربوط به جانمایی و رقوم مسیر خطوط لوله در سیستم انتقال در ابتدا جمعیتی اولیه از جواب های شدنی شامل قطر های موجود در بازار برای هر یک از چهار قطعه طول لوله بصورت تصادفی انتخاب می شود. سپس با انجام محاسبات هیدرولیکی مقادیر فشار و سرعت جریان در طول لوله ها محاسبه می شود. بر اساس فشار ابتدای سیستم و دبی پمپاژ نوع پمپ مناسب با بیشترین راندمان برای تامین فشار انتخاب می شود. هزینه کل سیستم شامل هزینه های ثابت و جاری در طی عمر مفید (۲۰ سال) برای هریک از جواب های شدنی محاسبه می گردد. با اعمال ضرایب

جریمه برای تخطی از قیود فشار و سرعت، خروجی تابع هدف و نهایتا میزان سازگاری نسبی هر یک از جواب های شدنی محاسبه می شود. براساس میزان سازگاری نسبی و روش چرخ گردان جمعیتی میانی به تعداد جمعیت اولیه از جواب های شدنی انتخاب می شود. با اعمال عملگرهای جهش، تقاطع، نخبه گرایی و در نهایت عملگر جایگزینی جمعیت جدید تولید می شود. محاسبات تا رسیدن به جواب بهینه و ارضا معیاری طراحی ادامه پیدا می کند (Ghobadian et al, 2018). در انتها چنانچه کاربر بخواهد محاسبات ضربه قوچ بر روی سیستم بهینه انجام می شود و نتایج شبیه سازی چاپ می شود.

لازم به ذکر است در تحقیق حاضر به منظور محاسبه افت جریان در مدل از روابط داریسی- ویسباخ و هیزن- ویلیامز استفاده شده است. در شرایط محاسبه جریان غیر ماندگار ناشی از ضربه قوچ و استفاده از رابطه افت داریسی - ویسباخ گزینه های انتخابی شامل افت ماندگار، شبه ماندگار و غیر ماندگار در نظر گرفته شده است. در شرایط افت ماندگار ضریب افت ثابت فرض می شود. در شرایط افت شبه ماندگار ضریب افت در هر گره و در هر گام زمانی با استفاده از روابط کلبروک- وایت (Colebrook & White, 1937) و یا هالند (Haaland, 1983) برای جریان آشفته و در جریان ورقه‌ای از رابطه هیگن پوازی قابل محاسبه است. در شرایط غیر ماندگار مقدار افت جریان غیر ماندگار بر اساس مدل مبتنی بر شتاب لحظه ای (Vitkovsky et al., 2000) مشخص می شود.



شکل ۳ - روند نمای انجام محاسبات در مطالعه حاضر

Figure 2-Flowchart of the calculation in the present study

نتایج و بحث

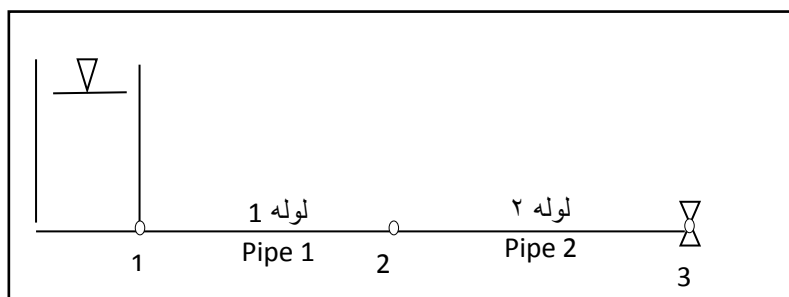
صحت‌سنجی مدل

همانگونه که در شکل (۳) مشخص است در این مدل خط انتقال به چهار قطعه تقسیم می‌شود) هرچند به راحتی تعداد قطعات می‌تواند توسط کاربر کم یا زیاد شود) برای هر قطعه نهایتاً قطر بهینه بدست آمده و همزمان در طول محاسبات نوع پمپ مناسب نیز انتخاب می‌شود. به‌منظور ارزیابی مدل طراحی خط انتقال سه مورد به شرح زیر در نظر گرفته شد: ۱- سیستم مخزن - لوله با شیر انتهایی، ۲- طراحی خط لوله بر روی شیب صفر و

خروجی‌های جانبی و ۳- طراحی خط انتقال بین دو نقطه با توپوگرافی مسیر طبیعی.

سیستم مخزن - لوله با شیر انتهایی

همانگونه که در شکل (۴) نشان داده شده است به منظور ارزیابی مدل تهیه شده در این مورد یک شبکه متشکل از ۲ لوله و یک مخزن در نظر گرفته شد. در این مرحله نحوه‌ی بدست آمدن قطرهای بهینه برای لوله‌های (۱) و (۲) موردنظر می‌باشد. مشخصات لوله‌ها و اطلاعات مربوط به قطر لوله‌های موجود در بازار در جداول (۴) و (۵) آمده است.



شکل ۴- شبکه شاخه‌ای دو لوله

Figure 4-Two-pipe branch network

جدول ۴- مشخصات لوله ها

Table 4- Pipe characteristics

لوله	طول لوله (m)	دبی (lit/s)	ضریب هیزن
(Pipe name)	(Pipe length(m))	(Discharge(lit/s))	(Hazen coefficient)
لوله ۱ (Pipe1)	700	510	130
لوله ۲ (Pipe2)	700	230	130

جدول ۵- اطلاعات مربوط به قطر لوله های موجود در بازار

Table 5 - Industrial pipe market Size by diameter

قطر لوله (اینچ)	هزینه ی لوله به ازاءیک متر لوله (دلار)
(Pipe Diameter(in))	(Cost per unit length(\$))
20	58
24	64

در این طراحی ارتفاع مخزن ثابت و برابر ۴۰ متری باشد و مقادیر سرعت بین ۰/۳ تا ۳ متر بر ثانیه و فشار بین ۲۰ تا ۶۰ متر محدود شده است. پاسخ بهینه‌ی بدست آمده از مدل الگوریتم ژنتیک، باتوجه به پارامترهای ذکر شده در جدول (۶) در جدول (۷) نشان داده شده است.

در شکل (۴) تغییرات هزینه سیستم یا همان تابع هدف در مقابل تعداد تکرار نشان داده شده است.

همانگونه که مشاهده می‌شود هزینه سیستم بهینه ۸۵۴۰۰ دلار می‌باشد که با مقادیر ارایه شده در تحقیقات شاهی‌نژاد (Shahinejad, 2011) و قبادیان و همکاران (Ghobadian et al., 2018) یکسان می‌باشد.

جدول ۶- پارامتر های الگوریتم ژنتیک مدل در بهینه سازی مورد اول

Table 6- Genetic algorithm model parameters in the first case optimization

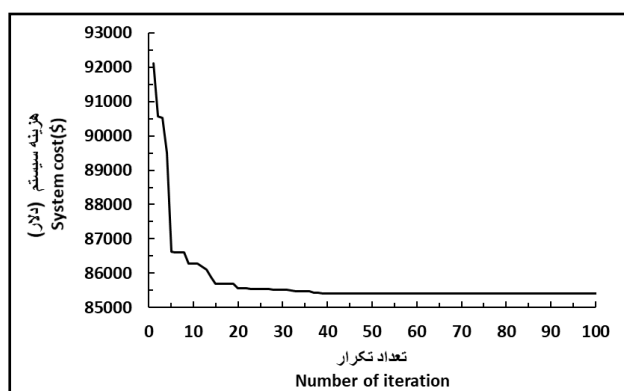
پارامتر	تعداد متغیرها	تعداد کروموزم	تعداد تکرار	احتمال جهش	احتمال تقاطع	ضریب جریمه
Parameter	Number of decision variable	Number of chromosomes	Number of iteration	Mutation probability	Crossover probability	Penalty coefficient
مقدار Value	2	75	50	0.05	1	1

توسعه مدل طراحی بهینه خط انتقال آب بر اساس...

جدول ۷- قطر های بهینه شده شبکه شاخه ای با استفاده از الگوریتم ژنتیک

Table 7- Optimized diameter of branch network using genetic algorithm

نام لوله Pipe Name	قطر (اینچ) (D _{opt} (in))	هد آب (متر) (H(m))	هزینه کل (دلار) (Total Cost(\$))
لوله ۱ (Pipe ₁)	24	-	85400
لوله ۲ (Pipe ₂)	20	-	
مخزن (Reservoir)	-	40	



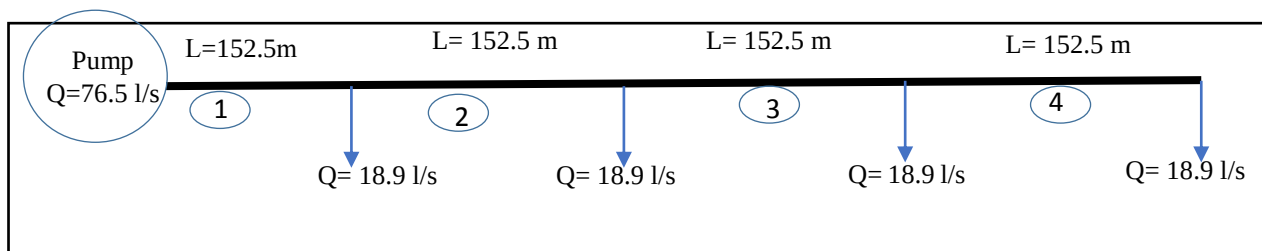
شکل ۵- هزینه سیستم در مقابل تعداد تکرار

System cost Vs. iteration number-Figure 5

راویندرا و همکاران (Kale et al., 2008) نیز استفاده شده است مورد بررسی قرار گرفت. همانگونه که در شکل (۵) نشان داده شده است دبی ورودی به سیستم برابر ۷۶/۵ لیتر بر ثانیه و دبی خروجی از هریک از جانبی ها برابر ۱۸/۹ لیتر بر ثانیه است. مشخصات لوله های موجود که باید در طراحی مورد استفاده قرار گیرند در جدول (۸) داده شده است.

طراحی خط لوله بر روی شیب صفر و خروجی های جانبی

در این مورد طراحی خط لوله نیمه اصلی آبیاری بارانی بر روی سطح بدون شیب با چهار خروجی جانبی که در توسط والیانتراس (Valiantzas, 2003b) سایر محققین شاهی نژاد (Shahinejad, 2011) و



شکل ۶- آرایشی ایستگاه پمپاژ و خط انتقال (Valiantzas, 2003b)

Figure 6- Pumping station and conveyance pipeline layout (Valiantzas, 2003b)

جدول ۸- قطرهای موجود و هزینه لوله‌های قابل استفاده (Valiantzas, 2003b)

Table 8- Available diameter and cost of pipes that can be used in the design (Valiantzas, 2003b)				
300.14	249.4	199.5	149.5	124.6
قطر داخلی لوله (میلی‌متر) (Internal Pipe Diameter(mm))				
11.48	9.84	8.20	6.56	4.92
هزینه ی لوله به ازای یک متر لوله (دلار) (Cost per unit length(\$))				

ضریب هیزن ویلیام برابر با ۱۳۰، حداقل فشار در گره‌ها برابر ۳۵/۲ و حداکثر فشار ۴۰/۴ متر لحاظ شده‌است. همچنین پارامترهای الگوریتم ژنتیک مدل بهینه پارامترهای اقتصادی مورد استفاده ساز در جدول ۱۰ ارائه شده است.

جدول ۹- پارامترهای اقتصادی

Table 9- Comercial Parameters						
η_e	Cen	C _{fu} (\$/kw-hr)	n(yr)	e	i	Q _t (hr)
0.75	0.6162	0.094	15	0.09	0.2	1000

جدول ۱۰- پارامترهای الگوریتم ژنتیک مدل در بهینه سازی مورد دوم

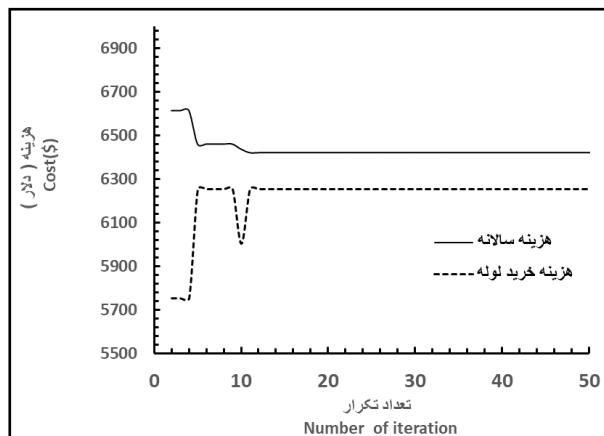
Table 10- Genetic algorithm model parameters in the second case optimization						
ضریب جریمه Penalty coefficient	احتمال تقاطع Crossover probability	احتمال جهش Mutation probability	تعداد تکرار Number of iteration	تعداد کروموزوم Number of chromosomes	تعداد متغیرها Number of decision variable	پارامتر Parameter
6.5×10 ⁹	1	0.03	250	100	4	مقدار Value

نتایج طراحی بهینه سیستم مذکور با استفاده از خرید لوله در اشکال (۷) و (۸) نشان داده شده‌است. همانگونه که ملاحظه می‌شود در کمتر از رسیدن به قطرهای بهینه و هزینه سالانه و هزینه ۵۰ تکرار نتایج بهینه بدست آمده است.

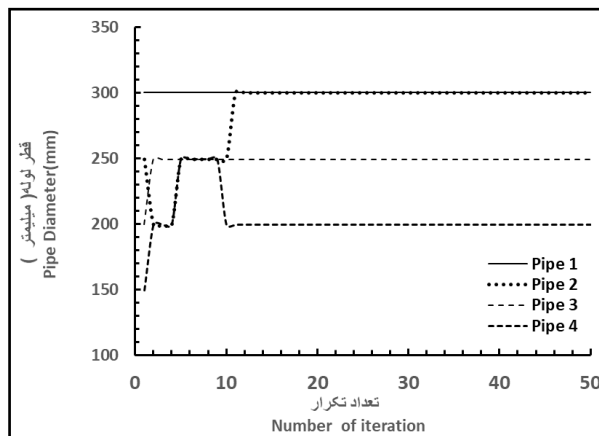
جدول ۱۱- نتایج طراحی بهینه سیستم (Valiantzas, 2003b) با استفاده از مدل حاضر

Table 11- Genetic algorithm model parameters in the second case optimization				
شماره لوله Pipe Number	قطر بهینه (میلی‌متر) Optimal Diameter(mm)	سرعت (متر بر ثانیه) Velocity(m/s)	فشار ابتدا (متر) Inlet pressure(m)	فشار انتها (متر) End pressure(m)
1	300.14	1.069	36.863	36.275
2	300.14	0.802	36.275	35.931
3	249.4	0.774	35.931	35.53
4	199.5	0.605	35.53	35.2

توسعه مدل طراحی بهینه خط انتقال آب بر اساس...



شکل ۸- هزینه سالانه و خرید لوله ها در مقابل تعداد تکرار
Figure 8- Annual cost buying the pipe Vs. number of iteration



شکل ۷- تغییرات قطر لوله ها در مقابل تکرار
Figure 7- Variation of pipe diameter Vs. Iteration

(۱۲) ارایه شده است. همانگونه که ملاحظه می شود نتایج هر چهار روش بسیار به هم نزدیک است. حداکثر خطای مدل حاضر با سایر مدل ها در تخمین فشار ابتدای سیستم و هزینه کل سالانه به کمتر از ۰/۱۸ درصد می رسد که اختلاف قابل ملاحظه ای نمی باشد.

به منظور مقایسه نتایج مدل الگوریتم ژنتیک دو دیی تحقیق حاضر با نتایج روش تحلیلی (Valiantzas, 2002)، نتایج روش برنامه ریزی خطی مختلط اعداد صحیح و حقیقی (Shahinejad, 2011) و نتایج روش برنامه ریزی خطی (Kale et al., 2008) مقایسه شد. نتایج این مقایسه در جدول

جدول ۱۲- مقایسه نتایج طراحی بهینه سیستم (Valiantzas, 2003b) با روش های مختلف

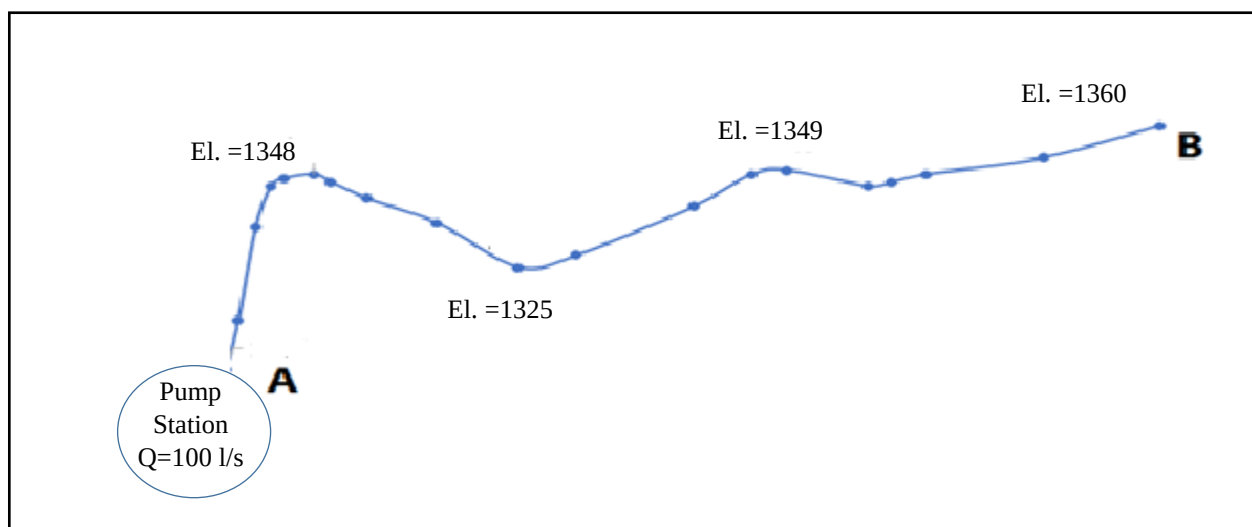
Table 11- Comparison between result of different optimal design method for Valiantzas(2003b) system

هزینه کل سالانه (دلار)	فشار ابتدای سیستم (متر)	روش بهینه سازی
Total annual cost(\$)	Inlet Pressure(m)	Method of optimization
6419.89	36.86	مدل الگوریتم ژنتیک حاضر
6414.99	36.88	تحلیلی (Valiantzas, 2002)
6408.29	36.83	برنامه ریزی خطی مختلط (Shahinejad, 2011)

سپس به طول ۱۷۵۰ متر تا رقوم ۱۳۲۵ با شیب منفی ادامه می یابد. از رقوم ۱۳۲۵ تا انتها دو قطعه ۲۳۰۰ و ۳۲۰۰ متری بصورت سربالایی با شیب متغیر در مسیر مشاهده می شود. همچنین حداقل و حداکثر فشار مجاز به ترتیب برابر با فشار نسبی اتمسفر و ۱۶۵ متر، حداقل و حداکثر سرعت مجاز ۰/۷ و ۲ متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است.

طراحی خط انتقال بین دو نقطه با توپوگرافی نامنظم

هدف از طرح این مسئله بررسی توانایی مدل در طراحی بهینه سیستم انتقالی است که در طول مسیر خود ترکیبی از شیب های مثبت و منفی را داشته باشد (شکل ۹). طول کل مسیر انتقال ۸۰۰۰ متر در نظر گرفته شده است. ۷۵۰ متر اولیه از ایستگاه پمپاژ تا رقوم ۱۳۴۸ دارای شیب مثبت



شکل ۹- آرایش ایستگاه پمپاژ

Figure 9- Pumping station layout

دیگر قطعات کوچکتر بدست آمده است که با فیزیک مسئله سازگار می‌باشد. نتایج طراحی توسط مدل حاضر نشان داد پمپ مدل MC200(440) دو طبقه به برای پمپاژ از نقطه A به نقطه B بهینه می باشد. همچنین مقدار هزینه لوله‌گذاری ۹۶۵۶۸/۲۷۷ دلار برآورد گردید.

قطر بهینه محاسبه شده برای هر قطعه از طول لوله به همراه مقادیر سرعت و فشار محاسبه شده در جدول (۱۳) ارائه شده است. همانگونه که ملاحظه می شود مقادیر فشار و سرعت در محدوده مجاز قرار دارند و همه قیود مسئله رعایت شده است. علاوه بر این قطر لوله مربوط به قطعه دوم مسیر که در سراسیبه تند قرار داشت در مقایسه با

جدول ۱۳- پارامترهای بهینه مورد سوم

Table 13- Optimal parameters of the third case

شماره لوله	دبی	طول لوله	قطر بهینه (میلی‌متر)	سرعت آب (متر بر ثانیه)	فشار ابتدا (متر)
Pipe No.	Discharge (lit/s)	Pipe length (m)	Optimal diameter(m)	Velocity(m/s)	Start pressure(m)
1	100	750	383.8	0.9	99.76
2	100	1750	302.8	1.38	50
3	100	2300	341.2	1.09	56.31
4	100	3200	383.8	0.86	25.37

سیستم انتقال سد مخزنی خارج از بستر سد بیستون با استفاده از مدل مذکور طراحی گردید. طول خط انتقال به چهار قطعه تقسیم شد و همچنین عمر

طراحی بهینه سیستم انتقال بیستون پس از صحت‌سنجی مدل و بررسی توانایی آن در طراحی چند مورد متفاوت و اعتماد به نتایج آن،

ها به صورت ضرایبی از توان ایستگاه پمپاژ در نظر گرفته شدند. مقدار این ضرایب وابسته به مکان و زمان می باشد. اطلاعات گرد آوری شده از کارشناسان خبره اعداد متفاوتی را برای این ضرایب در اختیار قرار دادند. از اینرو در ادامه حساسیت سنجی نتایج نسبت به این ضرایب انجام شد و نتایج با حالتی که تابع هدف تنها شامل حداقل نمودن هزینه خط انتقال باشد (که آیتم های هزینه ای آن شفاف تر و قابل دسترس تر هستند) مقایسه شدند. پارامترهای نهایی الگوریتم ژنتیک در نظر گرفته شده برای طراحی در این موارد در جدول (۱۴) ارائه شده است.

مفید پروژه ۲۰ سال و نرخ بهره ۲۰ درصد در محاسبات لحاظ شد. همچنین دبی مورد نیاز سیستم ۳۵۰۰ لیتر در ثانیه و ساعات کارکرد سالانه ایستگاه ۲۸۰۰ ساعت در نظر گرفته شد. بهینه سازی به منظور حداقل کردن مجموع هزینه های ثابت و جاری سیستم در طول عمر مفید پروژه انجام شد. همانگونه که قبلاً اشاره شد ترم های دوم و سوم رابطه (۳) به ترتیب هزینه ثابت ایستگاه پمپاژ و متعلقات آن از قبیل خرید پمپ ها، هزینه ساختمان، هزینه ترانسفورماتور، تابلو های برق، تاسیسات آبگیر و... و هزینه های جاری شامل هزینه برق، تعمیر و نگهداری، اوپراتور و... را در نظر می گیرد. این هزینه

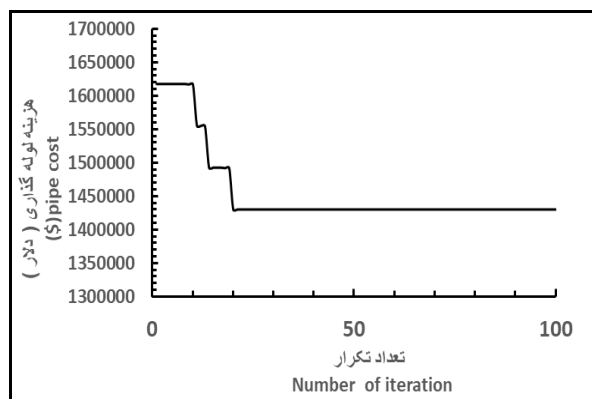
جدول ۱۴- پارامتر های مورد استفاده در مدل الگوریتم ژنتیک

Figure 14- Genetic algorithm model parameter

ضریب جریمه Penalty coefficient	احتمال تقاطع Crossover probability	احتمال جهش Mutation probability	تعداد تکرار Number of iteration	تعداد کروموزوم Number of chromosomes	تعداد متغیرها Number of decision variable	پارامتر Parameter
1×10^{32}	1	0.05	500	50	4	مقدار Value

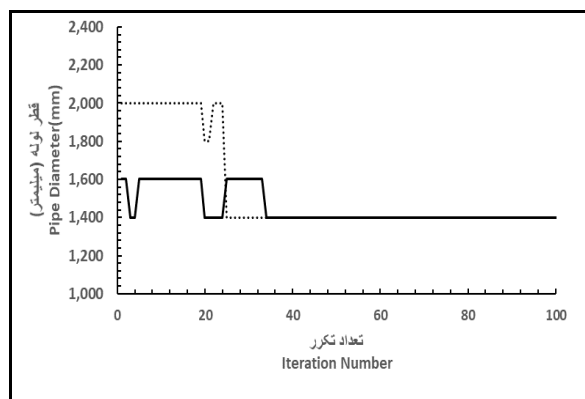
است یکسان می باشد. برای نمونه مسیر رسیدن به جواب برای قطعه اول و آخر خط انتقال در شکل (۱۰) نشان داده است. همانگونه که در شکل (۱۱) نشان داده شده است در این سناریو هزینه خرید و کارگذاری لوله های خط انتقال برابر ۱۴۳۰۴۵۵ دلار می باشد.

چنانچه فقط هزینه خط انتقال در تابع هدف در نظر گرفته شود همانگونه که در جدول (۱۵) آورده شده است تمام خط انتقال یک قطر ۱۴۰۰ میلی متری از جنس لوله فلزی را به خود اختصاص می دهد. این قطر با آنچه که مشاور طرح در نظر گرفته



شکل ۱۱- هزینه خرید و کارگذاری لوله خط انتقال در مقابل تکرار

Figure 11- The cost of buying and implementation of pipe line



شکل ۱۰- تغییرات قطر لوله قطعه اول (خط نقطه) و قطعه آخر (خط ممتد) در مقابل تکرار

Figure 10- Variation of pipe diameter of first part (dot line) and last part (continues line) Vs. Iteration

جدول ۱۵- پارامترهای بهینه خط انتقال سد بیستون

Table 15- Optimal parameter of Biston dam pipe line

شماره لوله	طول لوله	دبی	رقوم ابتدا	رقوم انتها	قطر بهینه	فشار ابتدا (متر)	سرعت آب
Pipe No.	Pipe length (m)	Discharge (lit/s)	Start elevation	End elevation	Optimal diameter(m)	Pressure(m)	Velocity(m/s)
1	1000	3500	1266.39	1277.89	1400	86.38	2.275
2	1000	3500	1277.89	1287.36	1400	71.03	2.275
3	1000	3500	1287.36	1299.82	1400	57.7	2.275
4	990	3500	1299.82	1337.39	1400	41.39	2.275

در این رابطه ضریب K هزینه در واحد کیلو وات می باشد. مقدار این ضریب از یک ایستگاه به ایستگاه دیگر و از یک زمان به زمان دیگر متفاوت است. از اینرو با مقادیر مختلف K بین ۳۰۰ تا ۱۰۰۰ دلار (با توجه به اطلاعات جمع آوری شده از کارشناسان طراح) به ازای هر کیلو وات محاسبات انجام شد. نتایج نشان داد قطر لوله بهینه صرفنظر از مقدار K برابر ۱۶۰۰ میلی متر محاسبه می شود. این قطر در مقایسه با حالت قبل ۲۰۰ میلی متر بزرگتر است. مولفه های هزینه ثابت کل در این حالت در جدول (۱۶) ارایه شده است.

نوع پمپ انتخاب شده برای سیستم MC200 (440) می باشد که لازم است تعداد ۲۱ دستگاه از این نوع پمپ به صورت موازی بسته شوند تا دبی مورد نیاز طرح را تامین نمایند. در سناریو دوم فقط هزینه های ثابت شامل هزینه ثابت خط انتقال و هزینه ثابت ایستگاه پمپاژ با هم در نظر گرفته شده است. در اینجا هزینه ثابت ایستگاه (CPU) بصورت حاصلضرب ضریب K در توان کل ایستگاه پمپاژ (P_t) در نظر گرفته شده است:

$$CPU = K \times P_t \quad (12)$$

توسعه مدل طراحی بهینه خط انتقال آب بر اساس...

جدول ۱۶- مولفه‌های هزینه ثابت کل در طرح سیستم انتقال سد بیستون
Table 16-Componnet of total constant cost Biston dam conveyance system

K= 1000 \$/ KW	K= 600 \$/ KW	K= 300 \$/ KW	آیتم
1,681,952	1,681,952	1,681,952	هزینه کل خط لوله (دلار) Total cost of conveyence pipeline(\$)
3,208,001	1,924,801	962,400	هزینه کل ساختمان و تجهیزات ایستگاه پمپاژ (دلار) Total constant cost of pump station(\$)
78.3	78.3	78.3	ارتفاع پمپاژ (متر) Pumping Head(m)

الکتروموتور ۳۴۲۵ کیلو وات و پمپ گریز از مرکز مدل (۵۰۰-۵۰-۲۰۰) با راندمان ۸۴ درصد مناسب می باشد. تعداد ۱۹ دستگاه از این مدل پمپ بدون در نظر گرفتن پمپ رزرو برای پمپاژ دبی کل مورد نیاز می باشد. اجزا هزینه سالانه در این سناریو در جدول (۱۷) ارایه شده است. همانگونه که ملاحظه می شود هر چند که ضریب C_{fu} در تعیین قطر بهینه تاثیری نداشت ولی در مقدار مطلق هزینه جاری سیستم بسیار تاثیر گذار می باشد.

در سناریو سوم علاوه بر هزینه های ثابت خط انتقال ایستگاه پمپاژ هزینه های جاری ایستگاه پمپاژ شامل هزینه انرژی و تعمیر نگهداری نیز لحاظ شده است. در این حالت مقدار ضریب $K= 300$ (\$/ KW) و برای C_{fu} (\$/kw-hr) دو مقدار ۰/۰۴۸ و ۰/۰۹۴ در نظر گرفته شد. نتایج اجرای مدل در این حالت نیز نشان داد قطر بهینه لوله خط انتقال ۱۶۰۰ میلی متر است. همانند سناریو دوم ارتفاع پمپاژ ۷۸/۴ متر، توان ایستگاه پمپاژ بدون در نظر گرفتن راندمان

جدول ۱۷- سهم هر قسمت از هزینه کل سالانه طرح خط انتقال سد بیستون (دلار)
Table 17- Share of each part of the total annual cost of the Biston Dam conveyance line (\$)

هزینه جاری ایستگاه پمپاژ Annual cost of pump station $C_{en} \times H_{pj}$	هزینه ثابت ایستگاه پمپاژ (سالانه) Annual constant cost of pump station $\sum_{i=1}^{NPU} CRF \times CPU_j$	هزینه لوله گذاری (سالانه) Annual cost of conveyence pipeline $\sum_{i=1}^{NP} CRF \times Li \times C_{Pi}$
$C_{fu}(\$/kw-hr)=0.094$ $C_{fu}(\$/kw-hr)=0.048$		
1,342,700.63	685,634.4	197,292.08
		344,800.16

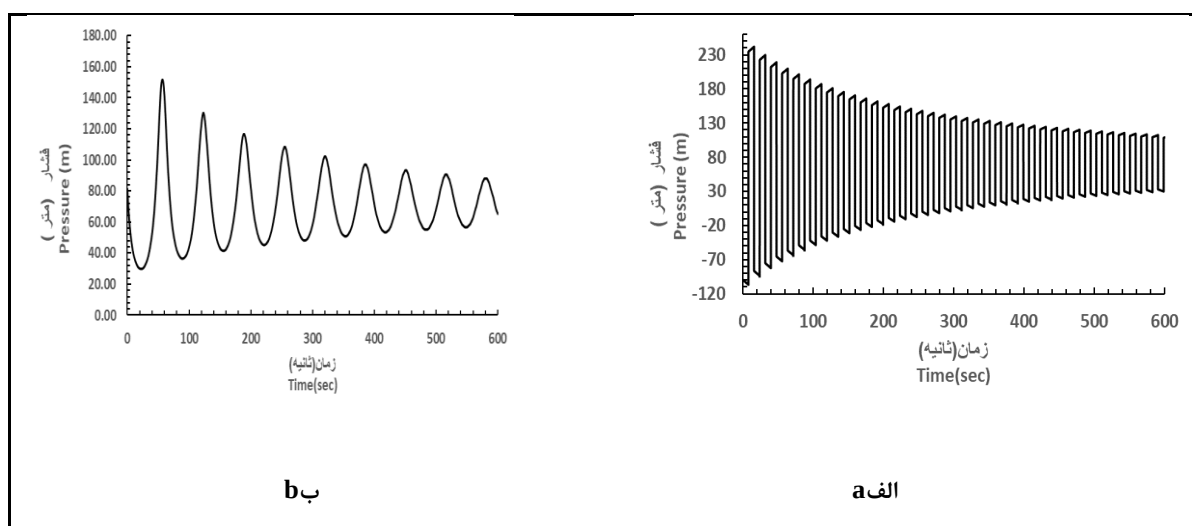
ضربه قوچ سیستم بهینه خط انتقال بیستون با قطر ۱۶۰۰ میلی متر، محاسبات شبیه سازی ضربه قوچ انجام شد. بدین منظور یکی از شدیدترین شرایط ایجاد ضربه قوچ در سیستم خط انتقال یعنی خاموش شدن ناگهانی ایستگاه پمپاژ مورد توجه قرار

شبیه سازی ضربه قوچ سیستم بهینه خط انتقال بیستون همانگونه که قبلا اشاره شد یکی از قابلیت های مدل حاضر شبیه سازی ضربه قوچ پس از بهینه یابی سیستم انتقال می باشد. با هدف مطالعه و کنترل

گرفت. در شکل ۱۲ - الف تغییرات فشار در این حالت در ابتدای خط لوله نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود حداقل فشار منفی به حدود ۱۲۰ متر و حداکثر فشار مثبت در لوله به نزدیک ۲۳۵ متر می‌رسد. با این وجود خط لوله هم از نظر حداقل فشار (فشار بخار) و هم از نقطه نظر حداکثر فشار قابل تحمل خط لوله (۱۶۰ فشار ترکیبگی متر) قطعاً دچار مشکل می‌شود. به منظور کنترل ضربه قوچ در این تحقیق استفاده از مخزن

هوای با توجه به فراوانی استفاده در ایستگاه‌های پمپاژ مورد بررسی قرار گرفت. با استفاده از سعی و خطا و چندین مرتبه اجرای مدل نهایتاً مخزن هوا به سطح مقطع ۲۸/۲۶ متر مربع معیارهای مورد نیاز این پروژه را تامین نمود.

همانگونه که در شکل ۱۲-ب نشان داده شده است با نصب مخزن هوای مذکور در ابتدای خط لوله حداکثر فشار کمتر از ۱۵۰ متر و حداقل فشار بیشتر از فشار بخار می‌باشد.



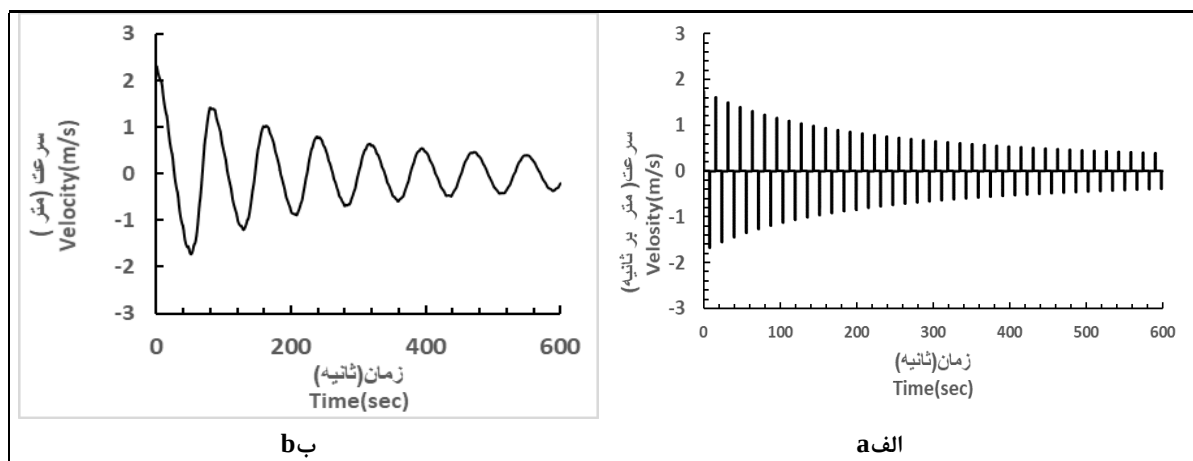
شکل ۱۲- تغییرات هد فشار در ابتدای خط لوله در اثر خاموش شدن ناگهانی پمپ (الف) بدون تاسیسات کنترل ضربه قوچ ، (ب) با وجود مخزن هوا

Figure 12- Pressure head changes at the beginning of the pipeline due to a sudden pump shutdown a) Without water hammer control facilities, b) With air chamber

تغییرات سرعت در وسط قطعه اول خط لوله یعنی حدود ۵۰۰ متر از محل ایستگاه پمپاژ قبل و بعد از نصب مخزن هوا در شکل ۱۳ نشان داده شده

است. همانگونه که انتظار می‌رود نصب مخزن هوا نوسانات شدید موج فشاری رفت و برگشتی در داخل خط لوله را تعدیل نموده است.

توسعه مدل طراحی بهینه خط انتقال آب بر اساس...

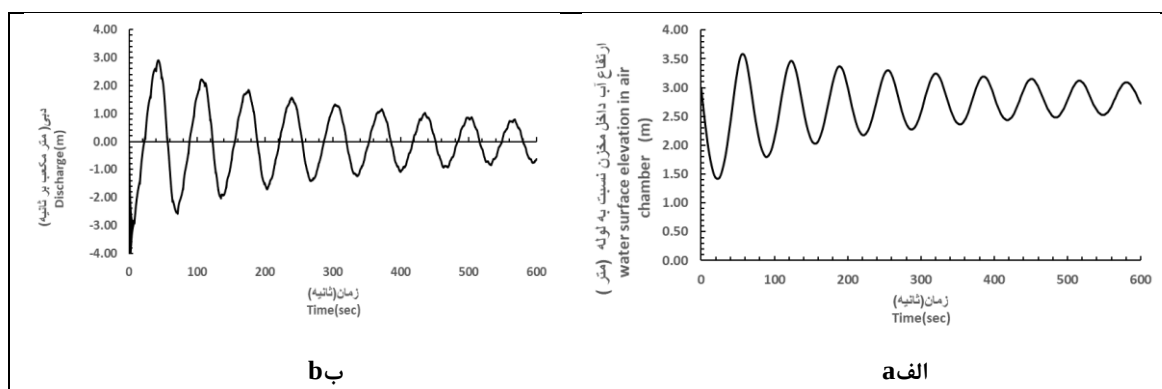


شکل ۱۳- تغییرات سرعت جریان در وسط قطعه اول خط لوله در اثر خاموش شدن ناگهانی (الف) بدون تاسیسات کنترل ضربه قوچ ، (ب) با وجود مخزن هوا

Figure 13- Flow velocity changes in the middle of the first section of the pipeline due to a sudden pump shutdown a) Without water hammer control facilities, b) With air chamber

آب داخل مخزن هنوز ۱/۴۲ متر سطح آب نسبت به خط لوله بالاتر است به عبارتی هوای مخزن وارد خط لوله نمی شود و مخزن درست کار می کند. با این اوصاف ارتفاع ۵ تا ۶ متر برای مخزن هوا که تا نیمه آن پر از آب باشد مناسب است. علاوه بر این حداکثر دبی خروجی از مخزن هوا حدود ۳/۵ متر مکعب بر ثانیه و حداکثر دبی ورودی به آن حدود ۲/۹ متر مکعب بر ثانیه محاسبه گردید (شکل ۱۴-ب).

در شکل (الف-۱۴) نوسانات سطح آب داخل مخزن هوا نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می شود در ابتدای شبیه سازی رقوم سطح آب داخل مخزن ۳ متر نسبت به رقوم خط لوله بالاتر است و در حین شبیه سازی حداقل رقوم به ۱/۴۲ متر و حداکثر آن ۳/۵۸ متر نسبت به رقوم لوله نوسان می کند. به عبارتی مقدار نوسان سطح آب داخل مخزن ۲/۱۶ متر است. در شرایط حداقل رقوم



شکل ۱۴- تغییرات (الف) رقوم سطح آب داخل مخزن ، (ب) دبی ورودی به مخزن هوا و خروجی از مخزن هوا در طول مدت شبیه سازی

Figure 14- Changes: a) The water level inside the air chamber, b) the Input/Output flow rate of the air chamber during the simulation period.

نتیجه‌گیری

با وجود مزایای متعددی که برای سد های خارج از بستر اصلی رودخانه شمرده شده است ولی هزینه- های ایستگاه پمپاژ و خط انتقال آب از رودخانه تا محل ساختگاه این سدها موضوعی است که می‌تواند توجیه اقتصادی طرح را دچار مشکل نماید. از اینرو تلاش برای کاهش هر چه بیشتر هزینه‌های ایستگاه پمپاژ و خط انتقال همواره مورد توجه محققین بوده است. در این راستا در تحقیق حاضر با استفاده از روش بهینه سازی الگوریتم ژنتیک مدلی کامپیوتری توسعه داده شد که در آن طراحی بهینه ایستگاه پمپاژ و خط انتقال با حداقل نمودن مجموع هزینه های ثابت و جاری انجام می‌شود. علاوه بر این به- منظور اطلاع و تصمیم گیری در خصوص کنترل ضربه قوچ، محاسبات شبیه سازی جریان غیرماندگار در این مدل انجام می شود. ارزیابی مدل با حل چندین مثال موردی انجام شد و نتایج قابل قبولی حاصل گردید. در ادامه به منظور رسیدن به هدف این تحقیق بهینه سازی خط انتقال سد خارج از بستر بیستون در استان کرمانشاه مورد بررسی قرار گرفت. محدودیت‌های سرعت انجام در نظر گرفته شده شامل حداقل و حداکثر سرعت به ترتیب برابر ۰/۷ و ۲/۷ متر بر ثانیه می باشد. در شرایط عادی حداکثر فشار ۱۰ اتمسفر و حداقل فشار معادل فشار بخار لحاظ شد. با توجه به مطالعات منابع آب لازم است انتقال آب با دبی ۳۵۰۰ لیتر بر ثانیه در طول ۶ ماه از سال (آذر تا اردیبهشت) از رودخانه گاماسیاب به سد خارج از بستر انجام شود. طول خط انتقال حدود چهار کیلومتری این پروژه به چهار قطعه تقسیم شد و قطر بهینه برای هر قسمت محاسبه گردید. نتایج بهینه سازی با در نظر گرفتن فقط هزینه خط پمپاژ نشان داد قطر بهینه برای هر چهار قطعه یکسان و

برابر ۱۴۰۰ میلی‌متر است همچنین جنس لوله از نوع فولادی می‌باشد. علاوه بر این بدون احتساب پمپ رزرو تعداد ۲۱ دستگاه پمپ مدل MC200 (440) برای انتقال دبی مورد نظر لازم است. هزینه خرید و لوله‌گذاری طرح بهینه ۱۴۳۰۴۵۴/۹ دلار برآورد می گردد. برای شرایطی که مجموع هزینه های ثابت و جاری سیستم در نظر گرفته شود محاسبات نشان داد خط انتقال با قطر ۱۶۰۰ میلی متر هزینه کل کمتری در طول ۲۰ سال عمر پروژه در مقایسه با قطر ۱۴۰۰ میلی متر دارد. در این حالت بدون احتساب پمپ رزرو تعداد ۱۹ دستگاه پمپ گریز از مرکز مدل (۵۰۰-۵۰-۲۰۰) برای انتقال دبی مورد نظر لازم است. محاسبات ضربه قوچ سیستم بهینه نشان داد در شرایط از کار افتادگی ناگهانی ایستگاه پمپاژ حداقل فشار منفی به حدود ۱۲۰ متر و حداکثر فشار مثبت در لوله به نزدیک ۲۳۵ متر می رسد که کارکرد خط لوله از هر دو نظر کاویتاسیون و ترکیدگی با مشکل مواجه می‌شود. از اینرو طراحی مخزن هوا مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد مخزن هوا با شعاع ۳ متر و ارتفاع حدود ۵ الی ۶ متر که در شرایط اولیه تا نیمه آن پر از آب بوده و فشار هوای بالای آن حدود ۸۶ باشد خط لوله را از نقطه نظر ضربه قوچ ایمن نگه می دارد از جمله محدودیت های مدل حاضر عدم در نظر گرفتن پدیده جداشدگی ستون مایع در محاسبات ضربه قوچ می‌باشد که در جهت بهبود عملکرد مدل لازم در آینده مورد توجه قرار گیرد. در این تحقیق بعد از بهینه سازی خط انتقال، تاسیسات ضربه قوچ از جمله مخزن هوا برای کنترل احتمالی آن طراحی شد. محاسبات تعیین ابعاد بهینه سیستم کنترل ضربه قوچ همزمان با بهینه سازی خط انتقال آب و ایستگاه پمپاژ موضوعی دیگر است که باید مورد

توجه قرار بگیرد. عموماً در طراحی خطوط انتقال هزینه‌های ثابت در تضاد با هزینه‌های جاری هستند. به گونه‌ای که با کاهش هزینه‌های ثابت یعنی کاهش قطر لوله‌ها، هزینه‌های جاری به خاطر افزایش افت و هد پمپاژ زیاد می‌شود در این راستا استفاده از سایر روش‌های بهینه سازی دو هدفه همانند NSGA-II توصیه می‌شود.

مراجع

- Abdan Faraz Consulting Engineers. (2015). Bistoon Reservoir Dam and water conveyance systems, Kermanshah Regional Water Authority company. (In Persian)
- Akbarimoghadamgheyebashi, A., Razizadeh, F. & Saarzghadim, Y. (2011). Economic evaluation of dams outside the main riverbed, Case study of arsbaran dam, 30th Earth Science Conference, Tehran, 10 January 2011, <https://civilica.com/doc/182378>. (In Persian)
- Barlow, E. & Tanyimboh, T. (2014). Multi objective genetic algorithm applied to the optimization of water distribution systems. Water Resource Management. 28(2). pp. 2229 – 2242
- Colebrook, C.F., & White, C.M., (1937). The reduction of carrying capacity of pipes with age, Journal Institute of Civil Engineering, 7(1), pp.99-118.
- Coelho, B., Tavares, A. & Andrade-Campos, A., (2012). Analysis of diverse optimisation algorithms for pump scheduling in water supply systems, *Proceedings of 3rd International Conference on Engineering Optimization* (EngOpt2012), July, Rio de Janeiro, Brazil.
- Daneshfaraz, R. & Ghafarinike, A. (2014). Investigation of the consequences of placing the dam outside the main river bed: A case study of Mahabad dam, *National Conference on the Use of New Technologies and Technologies of Design, Calculation and Execution in Civil Engineering, Architecture and Urban Planning*, Maragheh, Iran, 18 April 2014 <https://civilica.com/doc/465217>. (In Persian)
- El-Turki, A. 2013. Modeling of hydraulic transients in closed conduits. MSc Thesis, University of Fort Collins, Colorado, USA
- Ghobadian, R., Fatemi, S. & Hazeri, A. (2018). Numerical investigating of water hammer on optimal design of sprinkler irrigation network. Iran Water Resources Research. 14(2). pp. 69-81. (In Persian)
- Ghobadian, R., Hazeri, A. & Fatemi, S. (2018). Optimization of pressurized irrigation network pipe diameters using genetic algorithm based on integer numeric (Case study: Ismail Abad network in Lorestan). Journal of Water and Soil Conservation. 20(4). pp. 207-224. (In Persian)
- Haaland, S. E. (1983). Simple and explicit formulas for the friction factor in turbulent pipe flow. Journal of Fluids Engineering. pp. 89-90
- Hashemi, S.S., Tabesh, M. & Ataekia, B., (2014). Ant colony optimization of pumping schedule to minimize the energy cost using variable speed pump in water distribution networks, Urban Water Journal, 11(5), pp.334-347.
- Jung, B.S. & Karney, B. (2014). Fluid transients and pipeline optimization using GA and PSO: The diameter connection. Urban water journal, 1(2). pp. 169-196.
- Kale, R. V., Singh, R. P. & Mahar, P. S. (2008). Optimal design of pressurized irrigation subunit. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 134(2), pp. 137-146.

- Khoshfetrat, A. R., Daneshfaraz, R. & Behmanesh, J. (2018). Numerical comparison of various methods of transient flow calculation in water conveyance systems with pumping station. *Journal of Water and Wastewater*, 29(2), pp. 85-100. Doi: 10.22093/wwj.2017. 54595.2198. (In Persian)
- Mackle, G., Savic, G.A. & Walters, G.A., (1995). Application of genetic algorithms to pump scheduling for water supply, *First International Conference on Genetic Algorithms in Engineering Systems: Innovations and Applications* (GALESIA), September 12-14, IET, 400-405.
- Mansouri, R. & Torabi, H. (2018). Using Differential Evolution Algorithm for Optimizing and Modeling of Integrated Hydraulic and Water Resources (Case Study: The Central Plateau of Iran). *Irrigation and Drainage Structures Engineering Research*. 19(70), pp. 17-34. (In Persian)
- Menke, R., Abraham, E., Parpas, P. & Stoianov, I. (2015). Approximation of system components for pump scheduling optimisation, *Procedia Engineering*, 119, pp.1059-1068.
- Moinaldini, E., Mohamad Reza Pour, O. & Zeynali, M. (2018). Application of imperialist competitive algorithm in optimizations of pipe diameters for urban water network (Case study: Shahr-dari town, Kerman). *Water and Soil Science*. 28(2), pp. 29-41. (In Persian)
- Namdari, T. & Bidokhti, N. (2009). The calibration of Water Gems hydraulic analysis model using genetic algorithm, *3rd National Conference of Water and Wastewater in Iran*. (In Persian)
- Rohani, M. & Afshar, M. (2015). Optimal design of gravity pipeline systems using genetic algorithm and mathematical optimization. *Journal of Water and Wastewater* (parallel title); *Ab va Fazilab*. 26(1), pp. 107-118. (In Persian)
- Shahi Nejad, B. (2011). Optimal design of irrigation networks using mixed integer linear programming. Ph.D. Thesis, Chamran University, Ahvaz. (In Persian)
- Torabi, H., Goleij, H., Mirshahi, D. & Shahi Nejad, B. (2018). Irrigation networks optimization using expanded particle swarm algorithm and linear programming. *Irrigation and Water Engineering*. 8(2). pp. 187-199. (In Persian)
- Triki, A., (2015). Water-hammer control in pressurized-pipe flow using an in-line polymeric short-section. *Acta Mech*, DOI: 10.1007/s00707-015-1493-1. Springer-Verlag Wien.
- Valiantzas, J. D. (2002). Hydraulic analysis and optimum design of multi diameter irrigation laterals. *Journal of irrigation and drainage engineering*, 128(2), pp.78-86.
- Yghini, M. & Akhavan Kazemi, M.R. 2011. Meta-heuristic optimization algorithms. Amirkabir university of technology press, p.448. (In Persian)
- Vitkovsky, J.P., Lambert, M.F., Simpson, A.R. & Bergant, A. (2000). Advances in unsteady friction modelling in transient pipe flow. *The 8th International Conference on Pressure Surges*, BHR, The Hague, The Netherlands, 12-14 April, 2000
- Zhu, X. Zhang, C. Yin, J. Zhou, H. & Jiang, Y. (2013). Optimization of water diversion based on reservoir operating rules: Analysis of the Biliu river reservoir. China. *Journal of Hydrologic Engineering*, 19(2), pp. 411-421.

Development of the Optimal Design Model of Water Transmission Pipeline Using Genetic Algorithm (Case Study: Conveyance Line of Outside of River Bed Biston Dam)

R. Ghobadian*, S. Heshmati and S.E. Fatemi

* Corresponding Author: Associate Professor, Department of Water Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran. Email rsgkobadian@gmail.com

Received: 31 October 2020, Accepted: 8 December 2020

Extended Abstract

Background and Objectives: Due to the high cost of designing, construction and operation of dam reservoirs and related facilities, Optimization in the construction of reservoirs and related facilities to increase productivity and reduce costs has been considered by designers. In this regard, the development of computer software can be a great help to design engineers in such a way that boring manual calculations and calculation errors are reduced. For this purpose, the main goal of the present study is to prepare and develop a computer model based on genetic algorithm in which the objective function that is the sum of the fixed and current costs of the transmission system during the useful life of the project, considering the velocity and pressure constrain was minimized. Simulation water hammer in the optimal system with and without control facilities is one of the secondary goals of this research.

Materials and Methods: In this study, the optimal design of the pumping station and transmission line is performed based on optimizing using the binary genetic algorithm with the objective function of minimizing fixed and current costs of the transmission system and pumping station during the useful life of the project. The study area is the pump station and water transmission line of Biston dam that is located in the outside of Gamasiab river bed in Kermanshah province. In order to optimize the unit length price of 24 pipes of different materials from nominal diameter 110 to 2000 mm as well as the specifications of all domestic manufacturing pumps and some imported pumps were defined as a database in the model. The type of pump and suitable pipes of conveyance line are selected by minimizing the cost function by observing the pressure and velocity constraints.

Result: Model validation results in design of conveyance line by three case: 1- Reservoir - pipe system with end valve, 2- Pipeline with side branches on the slope and 3- Transmission line between two points with irregular topography indicated that the model optimize the transmission line by observing the pressure and velocity constraints in such a way that even in the design of a part of transmission line that placed on downhill slop (case 3) by selecting the optimal smaller diameter prevent overpressure along the transmission line. Then results of the design of the Biston Dam transmission line showed that the diameter of the 1600 mm steel transmission pipe and the centrifugal pump model of 200-50-500 have the lowest cost during useful life of 20 years. The water hammer simulation results on optimal system showed that an Air chamber with a radius of 3 meters and a height of about 5.5 meters that in the initial conditions, it is half full of water and its air pressure is about 86, It keeps the pipeline safe from the point of view of water hammer and sudden shutdown of the pumping station.

Conclusion: Reducing the constant and annual costs of conveyance line and pumping station of outside of river bed dams as much as possible can be effective in the economic explanation of the projects. In this research, in order to reduce the mentioned cost, optimal design of conveyance line and pumping station of outside of river bed Biston dams was considered. In this project it is necessary to transfer 3500 l/s water from Gamasyab river to Biston dam reservoirs during 6 months of the year (November to May) by the optimal transmission pipe line. For this purpose, a computer model was prepared and developed in which based on optimization by binary genetic algorithm method the transmission system is optimized. Model validation was performed using it for optimal design of several different cases and successful results were obtained. Then the optimization of the Biston dam transmission line was done. The result showed that use of 21 centrifugal pump model of 200-50-500 devices (84% efficiency and 78.5 m operating pressure) with steel pipe with a diameter of 1600 is optimal along the entire path. In this situation, the cost of purchase and piping the Biston water transfer project is 1,681,952\$.

Key words: Pump station, Optimization, Genetic algorithm, Outside of river bed Biston dam, Water hammer

بررسی تغییرات زمانی آبخستگی در اطراف پایه‌های مرکب مستطیلی

رضا محمدپور^{۱*}، عاطفه تقی شاهبازی^۲، تورج سبزواری^۳ و مهدی کریمی مقدم^۴

۱، ۲ و ۳- به ترتیب: استادیار؛ فارغ التحصیل کارشناسی ارشد؛ و دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد استهبان، ایران

۴- استادیار گروه کشاورزی، دانشگاه پیام نور، ایران

تاریخ دریافت: ۹۹/۵/۳۱؛ تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۰/۲۲

نوع مقاله: علمی- پژوهشی

چکیده

عموما پایه پل‌ها به علت ملاحظات اقتصادی و ژئوتکنیک بر روی فونداسیون اجرا می‌گردد. اکثر مطالعات انجام شده پیرامون تغییرات زمانی آبخستگی، مربوط به پایه‌ها یکنواخت بوده و مطالعات کمتری در زمینه پایه‌های مرکب (پایه به همراه فونداسیون) در دست می‌باشد. نوآوری این تحقیق علاوه بر تعیین عمق بهینه قرار گیری فونداسیون، بررسی تغییرات زمانی آبخستگی در اطراف پایه‌های مرکب مستطیلی و همچنین تاثیر ابعاد پایه و فونداسیون بر عمق آبخستگی می‌باشد. کلیه آزمایشها فونداسیون در زیر تراز بستر قرار گرفته و تحت شرایط آب زلال و با رسوبات یکنواخت با قطر متوسط 0.7 میلی‌متر انجام شد. نتایج حاصله نشان می‌دهد که در تمامی حالات عمق آبخستگی در اطراف پایه‌های مرکب کمتر از پایه‌های یکنواخت می‌باشد. از طرفی در پایه‌های مرکب آبخستگی تا تراز فونداسیون گسترش یافته و سپس فونداسیون به عنوان مانعی برای مدت زمان مشخصی (زمان تأخیر) از پیشرفت آبخستگی جلوگیری می‌کند. زمان تأخیر و عمق آبخستگی به عرض پایه (L)، عرض فونداسیون (Lf) و همچنین تراز قرار گیری فونداسیون (Z) بستگی دارد. با افزایش تراز نسبی فونداسیون زیر بستر (Z/L)، میزان آبخستگی کاهش یافته تا به مقدار حداقل خود در تراز بین L تا ۱.۲L برسد. از نتایج این تحقیق می‌توان به تاثیر حضور فونداسیون بر افزایش زمان تعادل آبخستگی و در نتیجه فراهم شدن زمان کافی برای تعمیرات فونداسیون پس از بروز سیل اشاره کرد.

واژه‌های کلیدی

آبخستگی موضعی، مکانیسم آبخستگی، پایه‌های مرکب، ابعاد فونداسیون، تراز فونداسیون

مقدمه

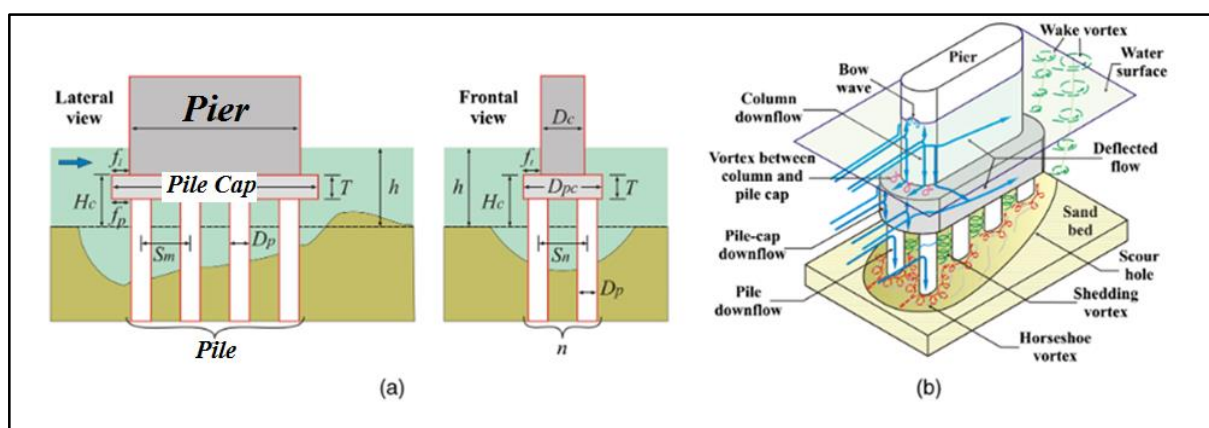
می‌گردد. گردابه‌های نعل اسبی بیشتر در جلو پایه فعالیت دارد. جدایی جریان از پایه پل و افزایش تنش برشی در پشت پایه عامل تشکیل گردابه برخاستگی می‌باشد (Dey & Raikar 2007) اکثر مطالعات انجام شده پیرامون تغییرات زمانی آبخستگی مربوط به پایه‌های یکنواخت بوده و مطالعات کمتری در زمینه آبخستگی در اطراف پایه‌های مرکب (پایه به همراه فونداسیون) در دست می‌باشد (Mohammadpour et al., 2014).

وجود پایه‌های پل در مسیر جریان باعث ایجاد تغییر الگوی جریان و همچنین باعث جدا شدن خطوط جریان خواهد شد. آبخستگی موضعی ناشی از برخورد آب به پایه‌های پل، تشکیل گردابه‌های نعل اسبی و در نتیجه جدا شدن مصالح و حمل آن به پایین دست می‌باشد. در اثر برخورد آب به پایه پل، جریان رو به پایین تشکیل شده که پس از برخورد به بستر گردابه‌های نعل اسبی ایجاد

این در حالی است که به علت مسائل ژئوتکنیکی و اقتصادی اغلب پایه‌ها بر روی فونداسیون ساخته می‌شود. لازم به توضیح است که پیش‌بینی آبشستگی در اطراف پایه‌ها منجر به طراحی اقتصادی پل‌ها می‌گردد. در صورتی که عمق آبشستگی زیاد تخمین زده شود، منجر به قرار گیری فونداسیون در عمق پایین شده که در نهایت طرح غیر اقتصادی خواهد شد (Mohammadpour *et al.*, 2014).

از طرفی تخمین عمق کم برای آبشستگی نیز موجب قرار گیری فونداسیون در نزدیکی سطح بستر شده و این مسئله می‌تواند گردابه‌های نعل اسبی دیگری به علت حضور فونداسیون ایجاد کرده و تخریب پایه را تسریع نماید.

عموماً پایه‌های مرکب به دو صورت تعریف می‌شوند. نوع اول پایه (pier) فقط به همراه فونداسیون می‌باشد و در نوع دوم پایه به همراه فونداسیون یا سر شمع و شمع‌های زیر آن تعریف می‌شوند (شکل ۱).



شکل ۱- (a) هندسه پایه مرکب - (b) ساختار جریان در اطراف پایه ی مرکب (Moreno *et al.* 2016)

Fig. 1- a) Configuration of complex pier; b) Flow pattern around pier (Moreno *et al.* 2016)

در این نوع پایه‌ها جریان و اندرکنش آن با بستر بسیار پیچیده‌تر از پایه‌های یکنواخت می‌باشد. تاکنون تحقیقات وسیعی در مورد آبشستگی در اطراف پایه‌های یکنواخت انجام شده است (Jones *et al.* 1992; Melville *et al.* 1992; Mohammadpour *et al.* 2011 & 2013; Lança *et al.* 2013). با توجه به اینکه آبشستگی تابعی از زمان می‌باشد، بنابراین بخشی از تحقیقات انجام شده پیرامون بررسی تغییرات عمق آبشستگی نسبت به زمان می‌باشد (Yanmaz & Altinbilek, 1991; Lu *et al.* 2011 ; Mohammadpour *et al.*, 2015a & 2015b). این در حالی است که مطالعات انجام شده در اطراف پایه‌ها و تکیه‌گاه‌های مرکب

بسیار محدودتر می‌باشد (Ghani & Mohammadpour, 2015; Mohammadpour *et al.* 2014; 2017; 2019). اولین تحقیقات صورت گرفته در مورد پایه‌های مرکب، توسط چابرت و انگلیندر (Chabert, & Engeldinger, 1956) می‌باشد. آنها با انجام بیست آزمایش بر روی پایه مرکب با فونداسیون استوانه‌ای به این نتیجه رسیدند که کاهش آبشستگی هنگامی صورت می‌گیرد که فونداسیون در زیر تراز بستر قرار گیرد و در صورتیکه فونداسیون در تراز بالای بستر واقع شود موجب افزایش آبشستگی خواهد شد. جونز و همکاران (Jones *et al.*, 1992) با مطالعه بر روی

معرض جریان قرار داشتند. آنها به این نتیجه رسیدند که جریان پس از برخورد با سر شمع (pile cap) به دو قسمت تقسیم می‌شود که در جهت قائم و در خلاف یکدیگر حرکت می‌کنند. دسته اول جریانهایی که به سمت بالا و به طرف پایه حرکت می‌کنند، و دسته دوم جریانهایی که به سمت پایین و به سمت شمع‌ها حرکت خواهند کرد. آنها با استفاده از نتایج آزمایشگاهی روابط ارائه شده توسط کلمن (Coleman, 2005) و همچنین HEC-18 را تصحیح کردند. محققان دیگری نیز به بررسی ساختار جریان در اطراف پایه‌های مرکب هنگامی که سر شمع بالاتر از بستر باشد پرداخته‌اند (Ataie-Ashtiani, & Aslani-Kordkandi, 2013; Graf, & Istiarto, 2002). بر اساس این مطالعات آبخستگی در اطراف گروه شمع‌های ناشی از دو مکانیزم می‌باشد که عبارتند از آبخستگی ناشی از عملکرد شمع به تنهایی که منجر به تولید جریانهایی پایین رونده، گردابه‌های نعل اسبی و گردابه‌های برخاستگی می‌گردد و آبخستگی ناشی از تاثیر شمع‌ها بر یکدیگر که می‌توان به فرایندهایی مانند تشدید آبخستگی، اثر متقابل گردابه‌های برخاستگی و فشردگی گردابه‌های نعل اسبی اشاره نمود (Moreno *et al.*, 2016). در شکل ۱ الگوی جریان در اطراف پایه‌های مرکب و تاثیر شمع‌ها بر یکدیگر نشان داده شده است.

آبخستگی محلی می‌تواند منجر به تخریب‌های جزئی در اطراف پایه و یا تخریب کامل پایه و پل گردد. برآورد دقیق عمق نهایی آبخستگی در اطراف پایه‌های مرکب منجر به طراحی دقیق و اقتصادی فونداسیون این نوع سازه‌ها می‌گردد. اما این مسئله واضح است که بر خلاف تحقیقات انجام شده در دهه‌های قبل متاسفانه روابطی که برای تخمین

پایه‌های غیر یکنواخت که بر روی فونداسیون مستطیلی قرار گرفته بود، مشاهده کردند که وقتی فونداسیون در زیر تراز معینی از بستر قرار گیرد، کاهش قابل ملاحظه‌ای در آبخستگی رخ می‌دهد. ملویل و رادکیوی (Melville & Raudkivi, 1996) مطالعات آزمایشگاهی خود را بر روی پایه و فونداسیون استوانه‌ای انجام دادند و با تغییر نسبت قطر پایه به قطر فونداسیون، مقدار بهینه‌ای را برای این نسبت پیدا کردند و همچنین اثر تراز قرارگیری فونداسیون را نیز مورد ارزیابی قرار دادند. آنها موقعیت قرار گرفتن پایه غیر یکنواخت در گودال آبخستگی را به ۳ ناحیه متفاوت تقسیم بندی کردند. ناحیه ۱) وضعیتی است که فونداسیون زیر حداکثر عمق آبخستگی قرار دارد که در شرایط پایه مرکب مانند یک پایه یکنواخت در نظر گرفته می‌شود. ناحیه ۲) فونداسیون داخل گودال آبخستگی می‌باشد و ناحیه ۳ فونداسیون بالای تراز بستر قرار دارد. پارولا و همکاران (Parola *et al.*, 1996) تحقیقاتی پیرامون آبخستگی بر روی پایه و فونداسیون مستطیلی انجام داده و به این نتیجه رسیدند که وقتی فونداسیون زیر بستر قرار می‌گیرد تاثیر حفاظتی آن افزایش می‌یابد. محمدپور و همکاران (Mohammadpour *et al.*, 2015b) آبخستگی در اطراف تکیه گاه‌های مرکب را به صورت ریاضی مورد بررسی قرار دادند. آنها رابطه‌ای را جهت محاسبه تغییرات زمانی عمق آبخستگی در اطراف تکیه گاه‌های مرکب ارائه کرده‌اند.

عطایی آشتیانی و همکاران (Ataie-Ashtiani *et al.*, 2010) جریان در اطراف پایه به همراه فونداسیون و شمع‌ها را مورد ارزیابی قرار داد. در مطالعات آنها فونداسیون و شمع‌ها در بالای بستر رسوبی قرار گرفته بود به گونه‌ای که این اجزاء در

زاویه قرارگیری فونداسیون؛ و Kt = ضریب مرتبط با مدت زمان آبشستگی.

در روش HEC-18 میزان آبشستگی نهایی در اطراف پایه مرکب (d_{se}) بر اساس اصل سوپر پوزیشن بدست می‌آید. به عبارت دیگر بر اساس رابطه ۲ میزان آبشستگی نهایی برابر است با مجموع آبشستگی نهایی پایه (d_{sec})، سر شمع (d_{sepc}) و شمع‌ها (d_{sepg}):

$$d_{se} = d_{sec} + d_{sepc} + d_{sepg} \quad (۲)$$

در روش FDOT میزان آبشستگی در اطراف پایه مرکب را برابر با آبشستگی در اطراف یک پایه استوانه‌ای با قطر معادل (D_e) فرض می‌کند. از طرفی این قطر معادل برابر است با مجموع هر کدام از مولفه‌های پایه مرکب با این تفاوت که میزان آبشستگی هر کدام از مولفه نیز بر اساس پایه استوانه‌ای معادلی بدست می‌آید که بتواند همان میزان آبشستگی را تحت همان شرایط ایجاد کند. در رابطه ۳ این رابطه ارائه شده است:

$$D_e = D_{ec} + D_{epc} + D_{epg} \quad (۳)$$

که در آن،

D_{ec} , D_{epc} و D_{epg} = به ترتیب برابر با قطر معادل پایه، سرشمع و شمع‌های پایه مرکب.

با توجه به مواردی که در قسمت‌های پیشین به آن‌ها اشاره گردید، اکثر تحقیقات مربوط به پایه‌ها به همراه سرپوش و گروه شمع‌های زیر آن می‌باشند و مطالعات مربوط به پایه‌ها به همراه فونداسیون تنها (بدون شمع) کمتر مورد توجه قرار گرفته است. نوآوری این تحقیق علاوه بر تعیین عمق بهینه قرار

حداکثر عمق آبشستگی (d_{se}) ارائه شده است نمی‌توانند مقدار دقیق آبشستگی را پیش‌بینی کنند (Ferraro et al., 2013) دلیل این امر تاثیر پارامترهای مختلف بر آبشستگی می‌باشد. مطابق نظر اتما (Ettema et al., 2011) آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب بسیار پیچیده بوده و می‌بایست با استفاده از هر دو مدل عددی و آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گیرد. بطور کلی تاکنون سه رابطه اساسی برای تخمین عمق آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب پیشنهاد شده است که عبارتند از: رابطه ارائه شده توسط دانشگاه آکلند (Coleman, 2005)، روش پیشنهاد شده توسط بخش حمل و نقل فلوریدا (FDOT) که توسط شپارد و رنا (Sheppard. & Renna, 2005) ارائه شده است و روش HEC-18 که توسط ریچاردسون و داویس (Richardson & Davis, 2001) ارائه شده و توسط آرنسون و زنبرجن (Arneson, & Zevenbergen, 2012) مورد ارزیابی قرار گرفت. در ادامه هر کدام از این روش‌ها توضیح داده شده است.

روش پیشنهادی کالمن (Coleman, 2005) همان روش ارائه شده توسط ملویل و کالمن (Melville & Coleman, 2000) می‌باشد اما با این تفاوت که در این رابطه قطر پایه معادل بر اساس تراز قرارگیری فونداسیون پایه مرکب محاسبه می‌گردد. این رابطه این روش در رابطه ۱ ارائه شده است.

$$d_s = K_{yb} K_I K_D K_s K_\theta K_t \quad (۱)$$

که در آن،

K_{yb} = ضریب مرتبط به قطر پایه و عمق جریان؛
 K_I = ضریب شدت جریان؛ K_D = ضریب اندازه رسوبات؛ K_s = ضریب شکل فونداسیون؛ K_θ = ضریب

پوشی کرد (Cardoso & Fael, 2010). با استفاده از رابطه فوق می‌توان رابطه ۵ را بر اساس تئوری باکینگهام برای عمق آبشستگی بدست آورد.

$$\frac{d_s}{L} = f\left(\frac{U^2}{gd_{50}}, \frac{y}{L}, \frac{d_{50}}{L}, K_\theta, K_s, K_G\right) \quad (5)$$

با توجه به اینکه در این تحقیق از پایه‌های مستطیل شکل و بدون زاویه (عمود بر کناره کانال) در کانال مستطیلی استفاده شده بنابراین $K_s=1$ و $K_\theta=1$ می‌باشد. در کانال‌های عریض با سطح مقطع مستطیل شکل و در شرایط جریان یکنواخت تأثیری K_G بر آبشستگی نخواهد داشت، در نتیجه رابطه ۵ را می‌توان به صورت رابطه ۶ بازنویسی کرد:

$$\frac{d_s}{L} = f\left(\frac{U^2}{gd_{50}}, \frac{y}{L}, \frac{d_{50}}{L}\right) \quad (6)$$

در صورتیکه $d_{50} > 50$ / L می‌توان از تأثیر رسوبات بستر (d_{50}/L) چشم پوشی کرد (Melville & Coleman, 2000). با توجه به اینکه در این تحقیق هدف بررسی آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب می‌باشد بنابراین مطابق با شکل ۲ ابعاد فونداسیون و همچنین تراز قرارگیری آن بر روی آبشستگی تأثیر مستقیم خواهد داشت، بنابراین می‌توان رابطه ۶ را بصورت رابطه ۷ ارائه کرد:

$$\frac{d_s}{L} = f\left(\frac{U^2}{gd_{50}}, \frac{y}{L}, \frac{Z}{L}, \frac{L}{L_f}\right) \quad (7)$$

گیری فونداسیون، بررسی تغییرات زمانی آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب مستطیلی و همچنین ارزیابی تأثیر ابعاد پایه و فونداسیون نیز می‌باشد. در این تحقیق تأثیر تراز قرارگیری فونداسیون، ابعاد فونداسیون و همچنین ابعاد پایه بر روی آبشستگی بطور مجزا مورد بررسی و بحث قرار گرفته است.

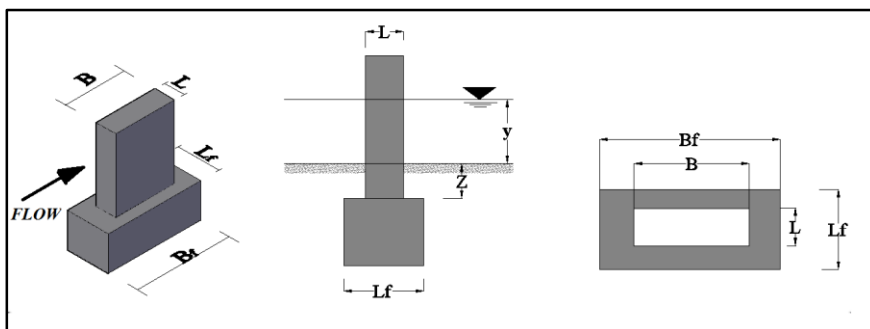
آنالیز ابعادی

عمق آبشستگی (d_s) در اطراف پایه پلها به عوامل مختلفی از جمله زمان، شرایط جریان، ویژگی‌های سیال، جنس رسوبات و همچنین شکل و ابعاد پایه بستگی دارد. در رابطه ۴ مجموعه‌ای از این پارامترها قید شده است (Melville, 1992):

$$d_s = f\left(L, U, y, U_c, d_{50}, g, \rho, \nu, \sigma, \rho_s, K_G, K_\theta, K_s\right) \quad (4)$$

که در آن،

L = عرض پایه؛ U = سرعت جریان؛ y = عمق جریان؛ U = سرعت آستانه حرکت رسوبات؛ d_{50} = قطر متوسط رسوبات؛ g شتاب ثقل زمین؛ ρ و ν = به ترتیب چگالی و لزجت دینامیکی سیال؛ σ = انحراف معیار استاندارد رسوبات؛ ρ_s = چگالی رسوبات؛ K_G = ضریب شکل کانال؛ K_s = ضریب شکل؛ و K_θ = ضریب زاویه قرارگیری گوشواره یا تکیه گاه (Abutment). در شرایطی که ρ_s تقریباً ثابت باشد و همچنین $d_{50} > 0.6$ و $d_{50} < 1.3$ σ_g باشد، رسوبات بستر یکنواخت بوده و می‌توان از تأثیر انحراف معیار استاندارد و چگالی رسوبات چشم



شکل ۲- پایه‌های مرکب مورد استفاده در این تحقیق

Fig 2. Complex piers in present study

در این تحقیق مقدار انحراف معیار رسوبات برابر با $\delta = 1.23$ بدست آمده است، بنابراین رسوبات یکنواخت خواهند بود.

$$\sigma = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} = 1.23 < 1.30 \quad (9)$$

در محدوده‌ای به طول ۱ متر و در فاصله ۶ متری از ابتدای کانال کف کانال به اندازه ۰/۴ متر بالا آورده شده و این محدوده به عنوان محدوده انجام آزمایشات در نظر گرفته شد. در بالادست و پایین دست این منطقه سکوهایی از جنس تفلون نصب گردید که به منظور یکنواخت نمودن ضریب زبری سکوهایی تفلونی با ضریب زبری خاک منطقه آزمایش، رسوباتی از جنس رسوبات انتخاب شده توسط چسب بر روی سکوها چسبانده شد. کلیه آزمایشها در شرایط آب زلال انجام شد و برای حصول ماکزیمم عمق آبشستگی سرعت جریان نزدیک به سرعت بحرانی تنظیم شد به گونه‌ای که U/U_c برابر با ۰/۹۲ قرار گرفت. در این شرایط میزان سرعت در کانال برابر با 32 cm/s و میزان عدد فرود برابر با $Fr=0.22$ به دست آمده است.

لازم به توضیح است که مقدار U_c با استفاده از رابطه پیشنهادی توسط (Melville & Coleman, 2000) (روابط ۱۰ و ۱۱) به شرح زیر بدست آمده است.

ملویل و سوترلند (Melville & Sutherland, 1988) نشان دادند که برای $\frac{y}{L} \geq 3.4$ عمق جریان تاثیر معناداری بر عمق آبشستگی ندارد در این مقاله عمق جریان به گونه‌ای انتخاب شده که شرایط فوق حاکم باشد. از طرفی با ثابت نگه داشتن سرعت در کلیه آزمایشها می‌توان از تاثیر عدد فرود (U^2/gd_{50}) نیز چشم پوشی کرد. بنابراین متغیرهای این تحقیق مطابق رابطه ۸ ابعاد پایه، ابعاد فونداسیون و همچنین تراز قرارگیری آن خواهد بود.

$$\frac{d_s}{L} = f\left(\frac{Z}{L}, \frac{L}{L_f}\right) \quad (8)$$

مواد و روشها

کلیه آزمایشهای این تحقیق، در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه آزاد اسلامی-واحد استهبان انجام شده است. آزمایشها در یک کانال به طول 12 متر، عرض 0.4 متر و ارتفاع 0.6 متر انجام شده است (شکل ۳). جنس جداره و کف کانال از پلاکسی گلاس شفاف بوده و در کلیه آزمایشها از رسوبات با قطر متوسط $d_{50} = 0.7$ میلی‌متر استفاده شده است. جهت بررسی یکنواختی رسوبات از انحراف معیار رسوبات (δ) استفاده شده است. این مقدار از رابطه ۹ محاسبه می‌شود، در صورتیکه انحراف معیار رسوبات از 1.30 کوچکتر باشد، رسوبات یکنواخت محسوب می‌شوند (Melville & Coleman, 2000).

جریان تاثیری بر عمق آبشستگی نخواهد داشت. لازم به توضیح است که عمق جریان و عمق آبشستگی در زمان‌های مختلف و همچنین توپوگرافی حفره آبشستگی در انتهای آزمایش با استفاده از عمق سنجی (point gage) با دقت ± 1 میلی‌متر اندازه‌گیری شد. با توجه به اینکه مطابق با نظر (Oliveto & Hager, 2002) آبشستگی هیچگاه متوقف نمی‌شود بنابراین (Coleman et al., 2003) نشان داد که زمان تعادل آبشستگی هنگامی خواهد بود که در یک بازه زمانی ۲۴ ساعته تغییرات عمق آبشستگی کمتر از ۵٪ قطر پایه باشد. از طرفی (Mohammadpour et al., 2013) نشان دادند که ۸۰ الی ۹۰ درصد عمق آبشستگی نهایی، در مدت زمان ۲۰ الی ۴۰ درصد ابتدای زمان آزمایش رخ می‌دهد. برای حصول این مقدار آبشستگی، مدت زمان آزمایشات در این تحقیق حدود ۸ ساعت در نظر گرفته شد.

$$U_c^* = 0.0115 + 0.0125 d_{50}^{1.4} \quad (10)$$

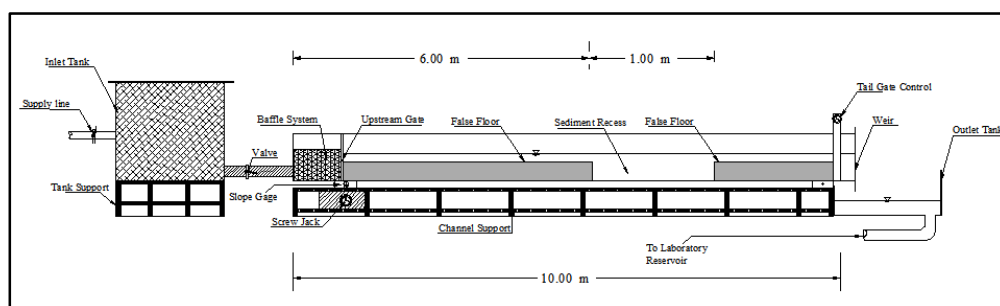
$$0.1 \text{ mm} < d_{50} < 1 \text{ mm}$$

$$\frac{U_c}{U_c^*} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y}{d_{50}} \right) \quad (11)$$

که در آنها،

Y = عمق جریان؛ U_c = سرعت بحرانی؛ و U_c^* = سرعت برشی بحرانی.

در این تحقیق تمام آزمایشات با دبی ثابت به میزان ۲۷ لیتر بر ثانیه انجام شده و جهت تنظیم و سنجش دبی از شیر مدرج در ابتدای کانال استفاده شده و همچنین از سیریز انتهای کانال استفاده شده است. عمق جریان در آزمایشات ۲۱ سانتی‌متر در نظر گرفته شد که با توجه به حداکثر عرض پایه $L=6 \text{ cm}$ مورد استفاده در این تحقیق (جدول ۱) مقدار $y/L=3.5 > 3.4$ خواهد بود که با توجه به نتایج مطالعه (Melville & Sutherland (1988) عمق



شکل ۳- نمایی از کانال آزمایشگاهی

Fig. 3- Experimental flume

عرض کانال ($b=40 \text{ cm}$)، نسبت ذکر شده در تمامی آنها رعایت شده و می‌توان از تاثیر دیواره‌ها چشم پوشی کرد. در کلیه آزمایشها از دو نوع فونداسیون با ابعاد $L_f=9.6$ و $L_f=12.6$ سانتی‌متر استفاده شده که در جدول ۱ جزئیات آنها قید شده است. لازم به توضیح است که با توجه به قرارگیری فونداسیون در زیر تراز بستر، می‌توان از تاثیر دیواره‌های کانال بر آنها چشم پوشی کرد. تراز قرارگیری فونداسیون (Z) نسبت به سطح اولیه رسوبات اندازه‌گیری شده است. با توجه به قرارگیری فونداسیون در زیر تراز بستر،

شکل ۲ پایه‌های مرکب مورد استفاده در این تحقیق را نشان می‌دهد. در این شکل و جدول ۱ پارامتر L = عرض پایه، L_f = عرض فونداسیون، B = طول پایه، B_f = طول فونداسیون و Z فاصله تراز بالای فونداسیون تا سطح بستر رسوبات می‌باشد. برای از بین بردن تاثیر دیواره‌های کانال بر روی آبشستگی موضعی حداقل نسبت، عرض کانال به قطر پایه (b/L) باید بزرگتر از ۶،۲۵ باشد (Melville, 1992). در این تحقیق از پایه‌هایی به عرض ۵،۶، ۴،۶ و $L=6$ سانتی‌متر استفاده شده است که با توجه به

مقادیر متفاوتی برای تراز نسبی فونداسیون (Z/L) آزمایش جهت ثابت ماندن بستر رسوبات، انتخاب شده که در جدول ۱ مقدار آنها ارائه شده ابتدا کانال با استفاده از شیلنگ به آرامی است. آزمایشها برای پایه‌های یکنواخت (uniform) و از آب پر شده و هنگامی که آب به تراز مرکب (complex) انجام شده است که در جدول ۱ مورد نظر رسید پمپ‌ها روشن و آزمایش آغاز به ترتیب از حروف P و FP استفاده شده است. در هر می‌گردید.

جدول ۱- پایه‌های مرکب در تحقیق حاضر

Table 1- Complex piers in the present study

Case	نوع پایه Type of Piers	Name	عمق	عرض	طول	عرض	Z/L	L/Lf	B/Bf
			فونداسیون	پایه	فونداسیون	فونداسیون			
			(سانتی‌متر) Fou. level	(سانتی‌متر) Pier width	(سانتی‌متر) Fou. width	(سانتی‌متر) Fou. length			
			Z (cm)	L(cm)	B(cm)	Lf(cm)			
1	Uniform	P-1	-	4.6	8.6	-	-	-	-
2	Uniform	P-2	-	5.6	10.6	-	-	-	-
3	Uniform	P-3	-	6	12	-	-	-	-
4	Complex	FP21	0	5.6	10.6	12.6	24.6	0.00	0.43
5	Complex	FP22	1	5.6	10.6	12.6	24.6	0.18	0.43
6	Complex	FP23	2	5.6	10.6	12.6	24.6	0.36	0.43
7	Complex	FP24	3	5.6	10.6	12.6	24.6	0.54	0.43
8	Complex	FP31	0	6	12	12.6	24.6	0.00	0.49
9	Complex	FP32	1	6	12	12.6	24.6	0.17	0.49
10	Complex	FP33	2	6	12	12.6	24.6	0.33	0.49
11	Complex	FP34	3	6	12	12.6	24.6	0.50	0.49
12	Complex	FP41	0	4.6	8.6	9.6	18.6	0.00	0.46
13	Complex	FP42	1	4.6	8.6	9.6	18.6	0.22	0.46
14	Complex	FP43	2	4.6	8.6	9.6	18.6	0.43	0.46
15	Complex	FP44	3	4.6	8.6	9.6	18.6	0.65	0.46
16	Complex	FP51	0	5.6	10.6	9.6	18.6	0.00	0.57
17	Complex	FP52	1	5.6	10.6	9.6	18.6	0.18	0.57
18	Complex	FP53	2	5.6	10.6	9.6	18.6	0.36	0.57
19	Complex	FP54	3	5.6	10.6	9.6	18.6	0.54	0.57
20	Complex	FP61	0	6	12	9.6	18.6	0.00	0.65
21	Complex	FP62	1	6	12	9.6	18.6	0.17	0.65
22	Complex	FP63	2	6	12	9.6	18.6	0.33	0.65
23	Complex	FP64	3	6	12	9.6	18.6	0.5	0.65
24	Complex	FP71	0	4.6	8.6	12.6	24.6	0.00	0.35
25	Complex	FP72	1	4.6	8.6	12.6	24.6	0.22	0.35
26	Complex	FP73	2	4.6	8.6	12.6	24.6	0.43	0.35
27	Complex	FP74	3	4.6	8.6	12.6	24.6	0.65	0.35

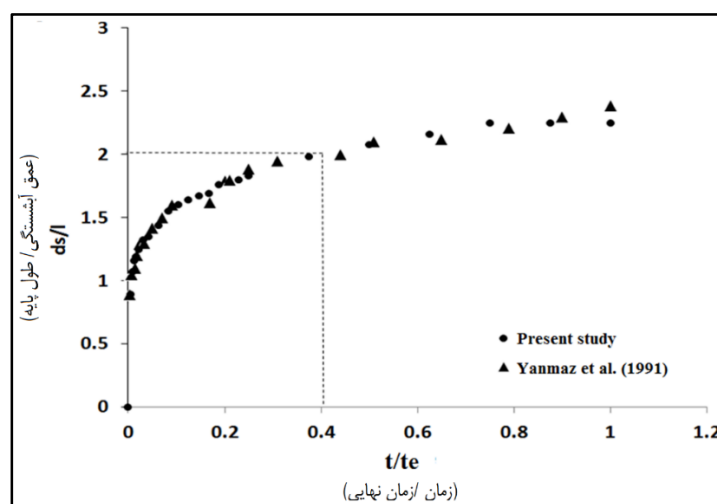
نتایج و بحث

در این بخش نتایج مطالعه حاضر در دو بخش آبشستگی در اطراف پایه‌های یکنواخت و آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب ارائه خواهد گردید.

آبشستگی در اطراف پایه‌های یکنواخت

جهت بررسی صحت نتایج بدست آمده در آزمایشگاه، در ابتدا نتایج حاصل از آزمایشات آبشستگی پایه‌های یکنواخت با نتایج محققان دیگر بررسی شده است. در شکل ۴ مقایسه نتایج حاصل از این تحقیق برای پایه‌های یکنواخت به عرض $L=5.6$ cm (جدول ۱ پایه P-2) با نتایج حاصل از تحقیقات (Yanmaz, 1991) مقایسه گردیده است. تحقیقات (Yanmaz, 1991) برای پایه‌های یکنواخت مستطیلی به قطر ۵,۷ سانتی‌متر، اندازه رسوب برابر با ۰.۸۴ میلی‌متر و دبی ۳۰ lit/s انجام شده است. (Yanmaz, 1991) آزمایش‌های خود را در شرایط آب زلال با عمق تقریبی جریان برابر با ۱۴ cm انجام

داد، همچنین سرعت جریان نزدیک به آستانه حرکت رسوبات در نظر گرفته شد. مدت زمان کل این آزمایش‌ها حدود ۳۰۰ دقیقه (۵ ساعت) بوده است. در این شکل محور افق زمان آبشستگی می‌باشد (t) که بر اساس زمان نهایی آبشستگی (t_e) بی بعد شده است. همان گونه که مشاهده می‌شود نتایج این تحقیق به نتایج تانماز نزدیک بوده که نشان دهنده معتبر بودن آزمایش‌ها می‌باشد. همانگونه که در این شکل نشان داده شده است پس از گذشت مدت زمان ۴۰٪ از کل آزمایش ($t/t_e=0.4$) عمق آبشستگی نسبی برابر با $ds/L=2.0$ عمق آبشستگی و $L=ds$ عرض پایه) می‌باشد. با توجه به اینکه مقدار آبشستگی نهایی در اطراف این پایه برابر با $ds/L=2.25$ می‌باشد بنابراین حدود ۸۹٪ آبشستگی نهایی در این مدت رخ داده است. لازم به توضیح است که این نتیجه با تحقیقات انجام شده توسط (Mohammadpour et al., 2013) مطابقت دارد.



شکل ۴- تغییرات عمق آبشستگی در پایه یکنواخت

Fig. 4- Variation of local scour around uniform pier

تنش برشی کاهش یافته و در نتیجه سرعت آبشستگی نیز کاهش خواهد یافت. بنابراین تغییرات عمق آبشستگی در اطراف پایه‌های یکنواخت بصورت

در ابتدای آزمایش‌ها، بعلاوه زیاد بودن مقدار تنش برشی در جلو پایه سرعت آبشستگی بالا می‌باشد، اما با گذشت زمان و افزایش عمق آبشستگی، میزان

لگاریتمی می‌باشد. در همه آزمایش‌ها، آبشستگی از جلوی پایه پل شروع شده و به طرفین کشیده می‌شود، بطوریکه پس از مدت زمان کوتاهی آبشستگی به پشت پایه پل می‌رسد. مقایسه نتایج در جدول ۲ نشان می‌دهد که ابعاد پایه‌های یکنواخت تاثیر بسزایی بر عمق آبشستگی داشته و با افزایش ابعاد پایه عمق آبشستگی افزایش می‌یابد به گونه‌ای که آبشستگی در اطراف پایه P-1، P-2 و P-3 با ابعاد ۴٫۶، ۵٫۶ و ۶ سانتی‌متر به ترتیب برابر با ۱۱٫۶۸، ۱۲٫۶۰ و ۱۴٫۱۰ سانتی‌متر می‌باشد. لازم به توضیح است که آبشستگی نسبی (ds/L) برای تمام پایه‌های یکنواخت تقریباً یکسان و بین ۲٫۲۵ الی ۲٫۵۴ می‌باشد.

جدول ۲- نتایج آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب و پایه یکنواخت

Table 2- Local scour at uniform and complex piers

Case	Exp.	طول پایه (سانتی‌متر) $L(cm)$	عرض پایه (سانتی‌متر) $B(cm)$	عرض فونداسیون (سانتی‌متر) $Bf(cm)$	عمق فونداسیون (سانتی‌متر) $Y(cm)$	عمق جریان (سانتی‌متر) $Y(cm)$	L/Lf	B/Bf	Z/L	$ds(cm)$	ds/L
1	1-P	4.6	-	8.6	-	-	21	-	-	۱۱٫۶۸	2.54
2	2-P	5.6	-	10.6	-	-	21	-	-	۱۲٫۶	2.25
3	3-P	6	-	12	-	-	21	-	-	۱۴٫۱	2.35
4	FP21	5.6	12.6	10.6	24.6	0	21	0.43	0.44	۱۱٫۴	2.04
5	FP22	5.6	12.6	10.6	24.6	1	21	0.43	0.44	۹٫۹۷	1.78
6	FP23	5.6	12.6	10.6	24.6	2	21	0.43	0.44	۹٫۴۶	1.69
7	FP24	5.6	12.6	10.6	24.6	3	21	0.43	0.44	۷٫۹۳	1.42
8	FP31	6	12.6	12	24.6	0	21	0.49	0.48	۱۳٫۵۶	2.26
9	FP32	6	12.6	12	24.6	1	21	0.49	0.48	۱۱٫۷	1.95
10	FP33	6	12.6	12	24.6	2	21	0.49	0.48	۱۱٫۵۲	1.92
11	FP34	6	12.6	12	24.6	3	21	0.49	0.48	۱۱٫۲۸	1.88
12	FP41	4.6	9.6	8.6	18.6	0	21	0.46	0.48	۷٫۲۷	1.58
13	FP42	4.6	9.6	8.6	18.6	1	21	0.46	0.48	۶٫۹	1.5
14	FP43	4.6	9.6	8.6	18.6	2	21	0.46	0.48	۶٫۱۶	1.34
15	FP44	4.6	9.6	8.6	18.6	3	21	0.46	0.48	۵٫۹۸	1.3
16	FP51	5.6	9.6	10.6	18.6	0	21	0.57	0.58	۱۰٫۷	1.91
17	FP52	5.6	9.6	10.6	18.6	1	21	0.57	0.58	۹٫۶۹	1.73
18	FP53	5.6	9.6	10.6	18.6	2	21	0.57	0.58	۸٫۲۹	1.48
19	FP54	5.6	9.6	10.6	18.6	3	21	0.57	0.58	۷٫۷	1.38
20	FP61	6	9.6	12	18.6	0	21	0.65	0.63	۱۲٫۵	2.08
21	FP62	6	9.6	12	18.6	1	21	0.65	0.63	۱۱٫۵۸	1.93
22	FP63	6	9.6	12	18.6	2	21	0.65	0.63	۱۱٫۲۸	1.88
23	FP64	6	9.6	12	18.6	3	21	0.65	0.63	۱۱٫۱۶	1.86
24	FP71	4.6	12.6	8.6	24.6	0	21	0.35	0.37	۷٫۵	1.63
25	FP72	4.6	12.6	8.6	24.6	1	21	0.35	0.37	۶٫۷۶	1.47
26	FP73	4.6	12.6	8.6	24.6	2	21	0.35	0.37	۶٫۳۹	1.39
27	FP74	4.6	12.6	8.6	24.6	3	21	0.35	0.37	۶٫۱۶	1.34

آبشستگی در اطراف پایه‌های غیر یکنواخت

فونداسیون در تراز بستر قرار گرفته ($Z/L=0$) و حداکثر عمق آبشستگی نسبی برابر با $ds/L=2.083$ می‌باشد. همانگونه که در این شکل نشان داده شده است حداکثر عمق آبشستگی در پایه‌های مرکب نیز در جلو پایه رخ می‌دهد. با مقایسه آبشستگی این پایه و همچنین پایه یکنواخت P-3 که دارای ابعاد مشابه می‌باشد ($L=6\text{cm}$ و $B=12\text{ cm}$) می‌توان نتیجه گرفت که حضور فونداسیون در تراز بستر (و یا زیراین تراز) موجب کاهش آبشستگی می‌گردد.

نتایج آزمایشگاهی آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب در جدول ۲ نشان داده شده است. با توجه به اینکه یکی از اهداف این تحقیق بررسی تراز قرارگیری عمق فونداسیون بر روی آبشستگی می‌باشد، لذا دو ستون آخرین جدول، مقادیر تراز قرارگیری فونداسیون (Z) و عمق آبشستگی (ds) با استفاده از بعد پایه (L) بی بعد و ارائه شده است. در شکل ۵ توپوگرافی حفره آبشستگی برای پایه مرکب FP61 نشان داده شده است. در این پایه مرکب،

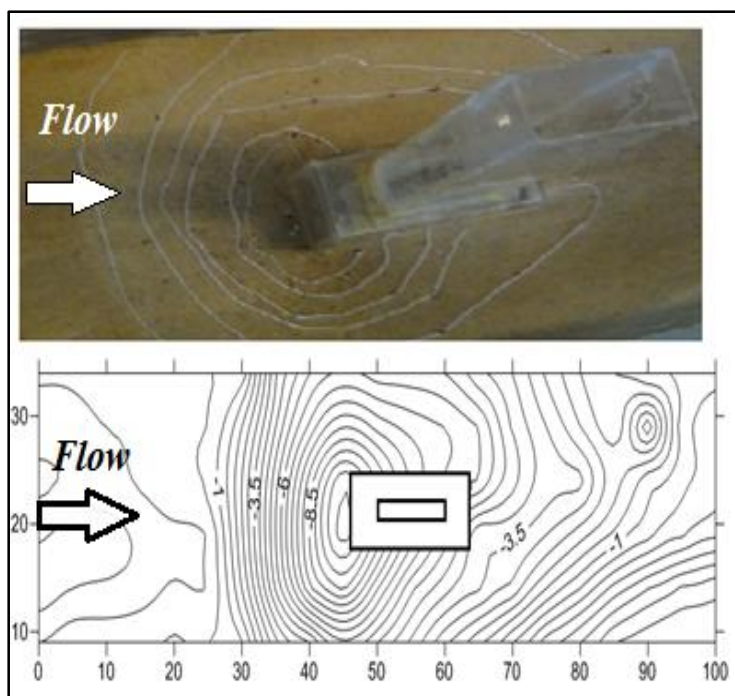


Fig. 5- Topography around non-uniform pier of Fp61

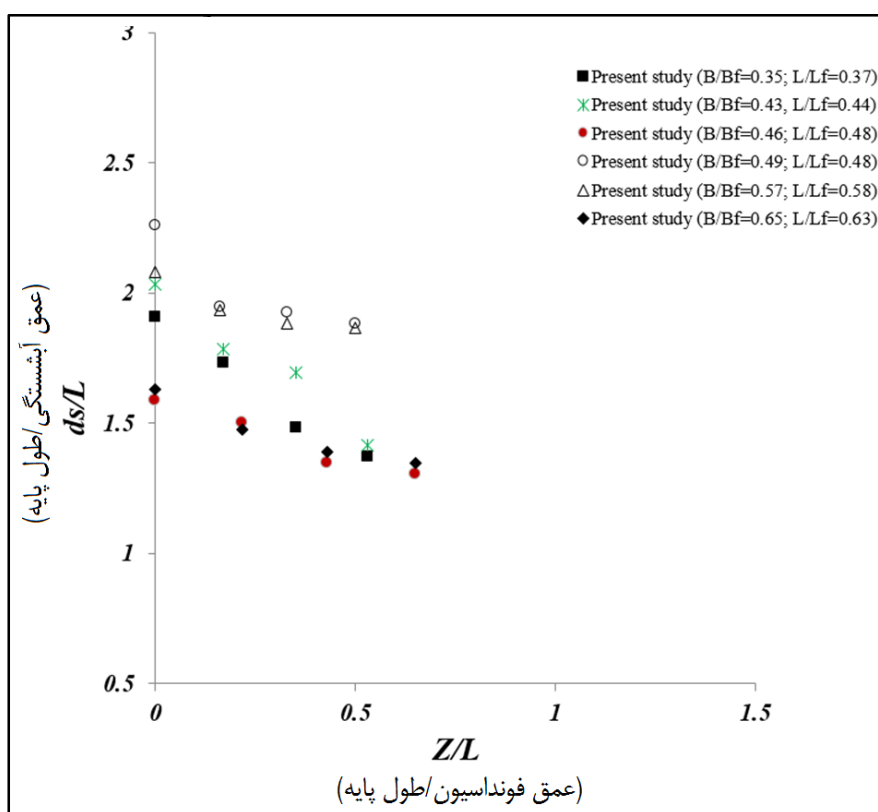
شکل ۵ - توپوگرافی در اطراف پایه‌های غیر یکنواخت Fp61

کاهش می‌یابد. جهت بررسی صحت این مسئله، نتایج حاصل از این تحقیق با نتایج محققان دیگر از جمله عطایی آشتیانی و همکاران (Ataie-Ashtiani et al., 2010)، کالمن (Coleman, 2005)، ملویل و رادکیوی (Melville & Raudkivi, 1996)، پارولا (Parola, 1996)، چابرت و انگلدینگر (Chabert &

در شکل ۶ نتایج حاصل از این تحقیق بر حسب ترازهای مختلف فونداسیون نشان داده شده است. در این شکل محور افقی نسبت تراز قرارگیری فونداسیون (Z/L) و محور عمودی نسبت عمق آبشستگی (ds/L) می‌باشد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که با افزایش تراز فونداسیون عمق آبشستگی

دلیل این مسئله را می‌توان به این صورت توضیح داد که با قرار گیری فونداسیون در ترازهای بین ۱ و ۱/۲، حضور فونداسیون موجب کاهش قدرت گردابه‌های نعل اسبی در جلو پایه می‌شود و آبشستگی کاهش می‌یابد. با افزایش تراز فونداسیون ($Z/L > 1.2$) عمق آبشستگی تا روی تراز فونداسیون پایین خواهد آمد و پس از آن در همین تراز باقی می‌ماند. طبیعتاً با افزایش بیشتر تراز فونداسیون و هنگامی که فونداسیون در زیر تراز آبشستگی حداکثر قرار گیرد، مقدار آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب شبیه به پایه‌های یکنواخت خواهد بود.

Engeldinger, 1956) مقایسه شده و در شکل ۷ نشان داده شده است. در کلیه آزمایشها تراز قرار گیری فونداسیون نسبت به سطح اولیه رسوب بستر اندازه‌گیری شده و در تمامی حالات فونداسیون در زیر بستر قرار دارد. روند تغییرات حداکثر عمق آبشستگی در مجموعه داده‌های ارائه شده شبیه به یکدیگر هستند. به این ترتیب که به افزایش تراز فونداسیون (افزایش Z/L) میزان آبشستگی (ds/L) کاهش یافته تا به مقدار حداقل خود در محدوده بین ۱ و ۱/۲ رسیده و پس از آن با افزایش تراز فونداسیون میزان آبشستگی افزایش یافته است.



شکل ۶- تغییرات حداکثر عمق آبشستگی بر حسب تراز فونداسیون (Z/L)

Fig. 6- Maximum local scour in terms of foundation level (Z/L)

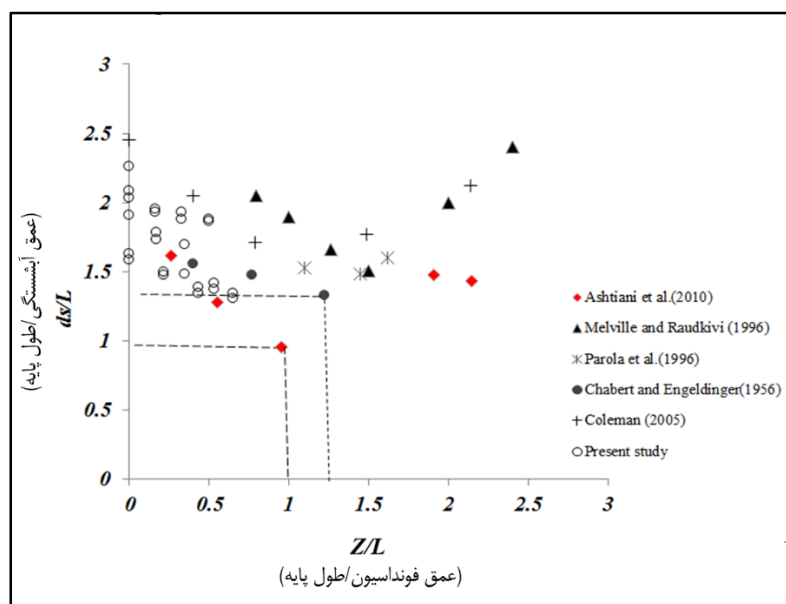


Fig. 7- A comparison between present study and others

شکل ۷- مقایسه نتایج تحقیق حاضر با دیگر محققان

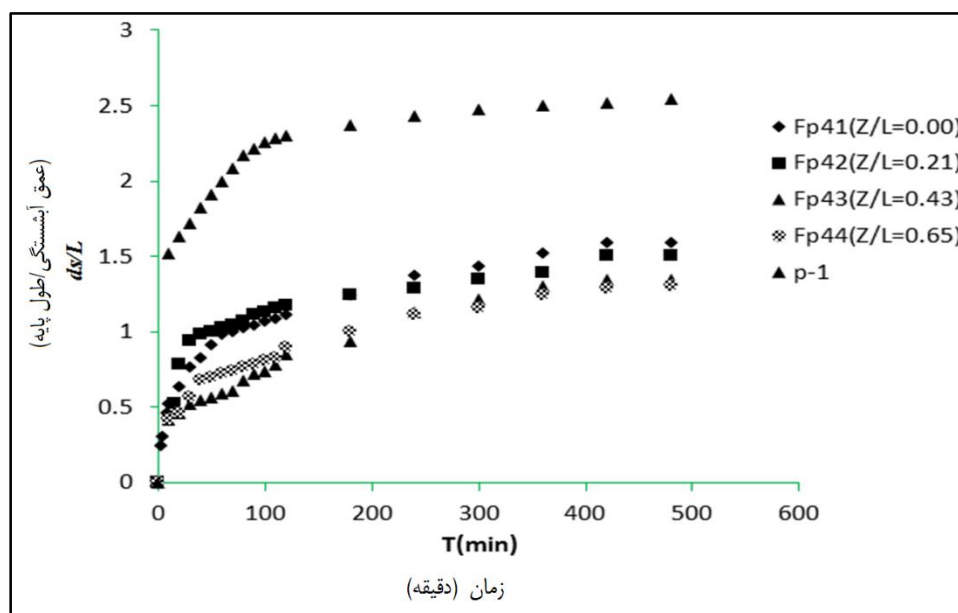
نعل اسبی تشکیل شده در جلو پایه پس از برخورد به فونداسیون قدرت خود را از دست داده و توانایی فرسایش و حمل رسوبات آنها کاهش یافته به گونه‌ای که رسوبات جلو فونداسیون بطور نامحسوسی و بسیار کم جابجا می‌شوند. با گذشت زمان، مقداری از رسوبات جلو فونداسیون به پایین دست حمل می‌شود و از این مرحله به بعد فونداسیون نیز در معرض جریان قرار گرفته که خود باعث تولید یکسری گردابه‌های نعل اسبی دیگر می‌شوند. این گردابه‌های نعل اسبی جدید باعث فرسایش رسوبات در جلو فونداسیون و افزایش عمق آبشستگی می‌شوند. همانگونه که در شکل ۸ نشان داده شده است عمق آبشستگی برای پایه مرکب Fp44 (با تراز فونداسیون برابر با $Z/L=0.65$) به سرعت به تراز فونداسیون می‌رسد و سپس برای حدود ۴۰ دقیقه در همان تراز باقی می‌ماند و سپس به علت تشکیل گردابه‌های نعل اسبی دیگری در جلو پایه، شروع به افزایش می‌کند. این در حالی است که برای پایه یکنواخت P-1 با ابعاد مشابه، عمق آبشستگی بدون

جهت بررسی تاثیر قرار گیری تراز فونداسیون، در شکل ۸ مقایسه‌ای بین آبشستگی در اطراف پایه یکنواخت P-1 با بعد $L=4.6$ cm و پایه‌های غیر یکنواخت FP41, FP42, FP43 و FP44 انجام شده است. همانگونه که در جدول ۱ نشان داده شده است، ابعاد پایه و فونداسیون برای تمامی پایه‌های مرکب ثابت و به ترتیب برابر با $L=4.6$ cm و $L_f=9.6$ cm می‌باشد. تراز نسبی فونداسیون (Z/L) برای FP41, FP42, FP43 و FP44 متغیر و به ترتیب برابر با 0.43, 0.22, 0.00 و 0.65 سانتی‌متر می‌باشد. همانگونه که در این شکل نشان داده شده است تغییرات عمق آبشستگی در پایه‌های غیر یکنواخت نیز همانند پایه‌های یکنواخت بصورت لگاریتمی می‌باشد. در پایه‌های غیر یکنواخت، عمق آبشستگی با زمان افزایش می‌یابد و با رسیدن به تراز فونداسیون، برای مدت زمان خاصی تقریباً ثابت باقی می‌ماند که این زمان ممکن است تا چندین ساعت نیز به طول انجامد (بسته به تراز قرار گیری فونداسیون). دلیل این مسئله آن است که، گردابه‌های

علت حضور فونداسیون موجب می‌شود که زمان نهایی آبشستگی افزایش می‌یابد.

در صورت قرارگیری فونداسیون زیر تراز بستر در رودخانه‌ها، این افزایش زمان فرصتی را فراهم می‌آورد که بتوان فونداسیون پل‌ها را بعد از بروز سیل تعمیر و بازسازی کرد و به‌این ترتیب می‌توان با طراحی مناسب تراز فونداسیون از تخریب پل‌ها جلوگیری کرد.

هیچ توقفی افزایش یافته و پس از ۴۰ دقیقه چندین برابر پایه مرکب Fp44 شده است. نتایج حاصله نشان می‌دهد که در تمامی حالات عمق آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب کمتر از پایه‌های یکنواخت می‌باشد. از طرفی با افزایش تراز فونداسیون از $Z/L=0.0$ به $Z/L=0.65$ عمق آبشستگی کاهش می‌یابد. بطور مثال مقدار ds/L برای پایه Fp41 برابر با 1.58 و این مقدار برای Fp44 برابر با 1.30 می‌باشد. لازم به توضیح است که زمان تاخیر ذکر شده به



شکل ۸- تغییرات عمق آبشستگی در پایه مرکب برای ترازهای مختلف Z

Fig. 8- Variation of local scour at complex piers in terms of Z

فونداسیون‌های مشابه که عرض آن (L_f) برابر با 9.6 سانتی‌متر می‌باشد استفاده و تراز قرارگیری آنها برابر با $Z=0$ cm در نظر گرفته شده است. همچنین جهت بررسی و مقایسه بهترین پایه‌ها نتایج حاصله با پایه یکنواخت (P-1) نیز مقایسه شده است.

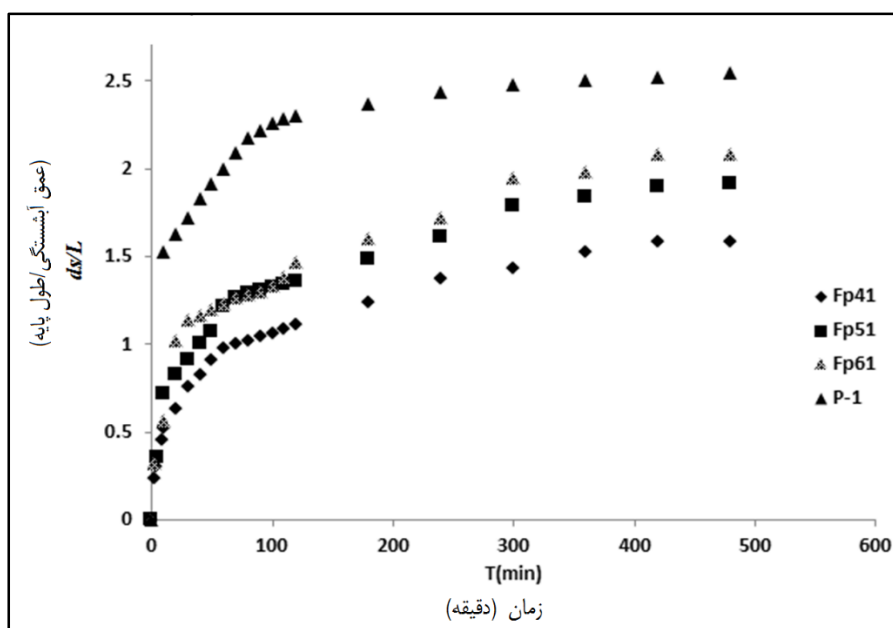
در شروع آبشستگی با توجه به‌اینکه فونداسیون در تراز بستر ($Z/L=0$) قرار دارد، گردابه‌های نعل اسبی در تراز بستر به فونداسیون برخورد می‌کند و

بررسی تأثیر ابعاد پایه‌ها بر عمق آبشستگی

جهت بررسی تأثیر ابعاد پایه‌های مرکب بر عمق آبشستگی در شکل ۹ مقایسه‌ای بین آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب با ابعاد مختلف انجام شده است. در این شکل از پایه‌های مرکب Fp51، Fp41 و Fp61 استفاده شده که به ترتیب دارای عرضی (L) برابر با 4.6، 5.6 و 6.0 سانتی‌متر می‌باشد. جهت بی تأثیر نمودن ابعاد فونداسیون در تمامی پایه‌های از

آن افزایش قدرت گردابه‌های نعل اسبی در اثر افزایش عرض پایه می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که ابعاد پایه‌های مستطیلی مرکب تاثیر مستقیم بر عمق آبشستگی داشته و با افزایش آن عمق آبشستگی نیز افزایش می‌یابد. نتایج مشابهی توسط Melville & Raudkivi (1996) ارائه شده است. آنها در تحقیق خود بر روی پایه‌های مرکب استوانه‌ای نشان دادند که برای پایه‌ای مرکب با قطر فونداسیون مشابه $D^*=81 \text{ mm}$ () با افزایش قطر پایه از $D=30 \text{ mm}$ به $D=42 \text{ mm}$ میزان آبشستگی نسبی (ds/L) از ۱٫۲ به ۱٫۴ افزایش می‌یابد.

قدرت خود را از دست داده و مقدار عمق آبشستگی در زمان‌های ابتدایی نسبت به پایه یکنواخت (P-1) کمتر می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که در زمان 100 دقیقه پس از شروع آزمایش میزان عمق آبشستگی برای پایه‌های FP41 ، FP51 و FP61 به ترتیب برابر با 1.00، 1.30 و 1.30 بوده در حالیکه در این زمان میزان آبشستگی نسبی در اطراف پایه یکنواخت برابر با 2.30 می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که در پایه‌های مرکب با افزایش عرض پایه عمق آبشستگی نهایی نیز افزایش می‌یابد به طوری که مقدار ds/L برای پایه‌های FP41 ، FP51 و FP61 به ترتیب برابر با 1.58، 1.91 و 2.08 می‌باشد که دلیل



شکل ۹- تاثیر ابعاد پایه‌ها بر عمق آبشستگی در پایه‌های غیر یکنواخت

Fig. 9- Effect of pier dimension on local scour at complex piers

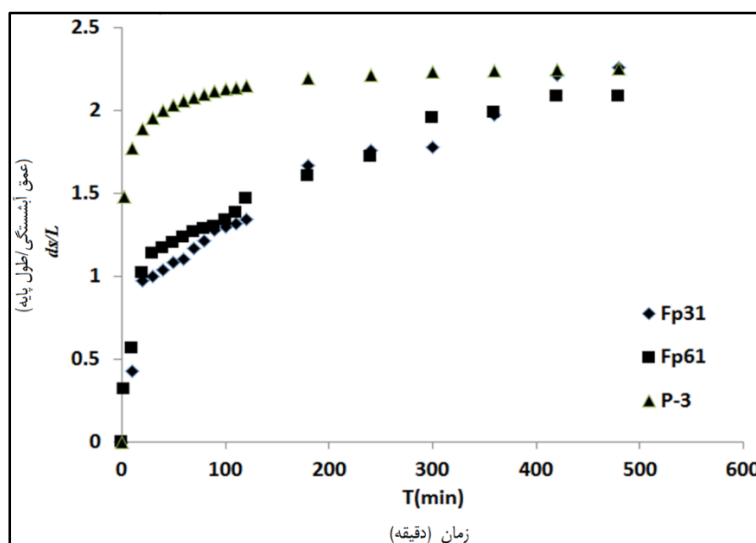
اطراف پایه‌های مرکب FP31، FP61 و همچنین پایه یکنواخت P-3 ارائه شده است. جهت چشم پوشی از تاثیر عرض پایه‌ها در تمامی پایه‌های عرض پایه (L) برابر با 6 سانتی‌متر بوده و همچنین تراز فونداسیون در تمامی پایه‌های مرکب در تراز سطح بستر (

بررسی تأثیر ابعاد فونداسیون بر عمق آبشستگی

شکل ۱۰ تاثیر ابعاد فونداسیون بر روی آبشستگی را در پایه‌هایی با عرض ثابت نشان می‌دهد. در این شکل مقایسه‌ای بین آبشستگی در

می‌یابد. علت‌این مسئله آن است که در ابتدا فونداسیون به عنوان مانعی در برابر آبشستگی عمل کرده و با برخورد گردابه‌های تعل اسبی به آن قدرت‌این گردابه‌ها را کاهش می‌دهد که‌این مسئله باعث می‌شود در زمانهای ابتدایی عمق آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب کمتر از پایه‌های یکنواخت باشد. اما با گذشت زمان، و شکل‌گیری آبشستگی در اطراف فونداسیون، قسمتی از فونداسیون در معرض جریان قرار گرفته که‌این امر منجر به‌ایجاد گردابه‌های جدیدی می‌گردد و هر چه ابعاد فونداسیون بزرگتر باشد میزان آبشستگی نیز افزایش خواهد یافت. لازم به توضیح است که در ترازهای زیر بستر‌این روند مشاهده نشده و نیاز به تحقیقات بیشتری در‌این زمینه می‌باشد. با توجه به‌اینکه در پایه‌های مرکب منحنی آبشستگی در زمانهای انتهایی با افق مماس نشده است، می‌توان نتیجه گرفت که آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب در زمان‌های بالاتر از ۵۰۰ دقیقه در حال افزایش بوده و مقدار آبشستگی همچنان در حال افزایش می‌باشد. این در حالی است که آبشستگی برای پایه یکنواخت عمق آبشستگی تقریباً به حال تعادل رسیده است و با گذشت زمان تغییر زیادی نخواهد کرد. نتایج فوق نشان می‌دهد که تراز قرار‌گیری فونداسیون و همچنین ابعاد آن از جمله پارامترهای مهم در روند آبشستگی اطراف پایه‌ها می‌باشد.

($Z/L=0$) در نظر گرفته شده است. لازم به توضیح است که عرض فونداسیون‌ها (L_f) در پایه‌های مرکب Fp61 و Fp31 به ترتیب برابر با ۹.۶ و ۱۲.۶ سانتی‌متر می‌باشد. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که‌این حالت نیز مانند وضعیت قبل در زمان‌های ابتدایی، میزان آبشستگی در اطراف پایه‌های مرکب کمتر از پایه‌های یکنواخت می‌باشد. بطور مثال پس از گذشت ۱۰۰ دقیقه از شروع آزمایش، مقدار ds/L برای پایه یکنواخت P-3 در حدود ۲.۰ بوده، در حالیکه‌این مقدار برای هر دو پایه‌های مرکب کمتر از ۱.۵۰ می‌باشد. بعد از زمان ۱۰۰ دقیقه، عمق آبشستگی برای پایه‌های مرکب به سرعت شروع به افزایش کرده بطوری که پس از گذشت ۵۰۰ دقیقه مقدار ds/L برای Fp61 با فونداسیون کوچک برابر با ۲.۰۸ و برای پایه Fp31 با فونداسیون بزرگتر برابر با ۲.۲۶ می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که ابعاد فونداسیون یکی از پارامترهای مهم و تاثیرگذار بر روی عمق آبشستگی می‌باشد. بطوریکه هنگامیکه فونداسیون در تراز سطح بستر قرار گیرید ($Z=0$)، با افزایش ابعاد فونداسیون عمق آبشستگی نهایی نیز افزایش می‌یابد. نتایج مشابه‌ای توسط Melville & Raudkivi (1996) برای پایه‌های غیر یکنواخت استوانه‌ای ارائه شده است (جدول ۳). عبارت دیگر در پایه‌های استوانه‌ای نیز هنگامیکه $Z=0$ می‌باشد، با افزایش ابعاد فونداسیون، عمق آبشستگی افزایش



شکل ۱۰- تاثیر ابعاد فونداسیون بر عمق آبشستگی در پایه‌های غیر یکنواخت

Fig. 10- Effect of foundation dimension on local scour at complex piers

جدول ۳- مقایسه نتایج آبشستگی تحقیقات Melville & Raudkivi (1996) و تحقیق حاضر

Table 2- Comparison between present study and Melville and Raudkivi (1996)

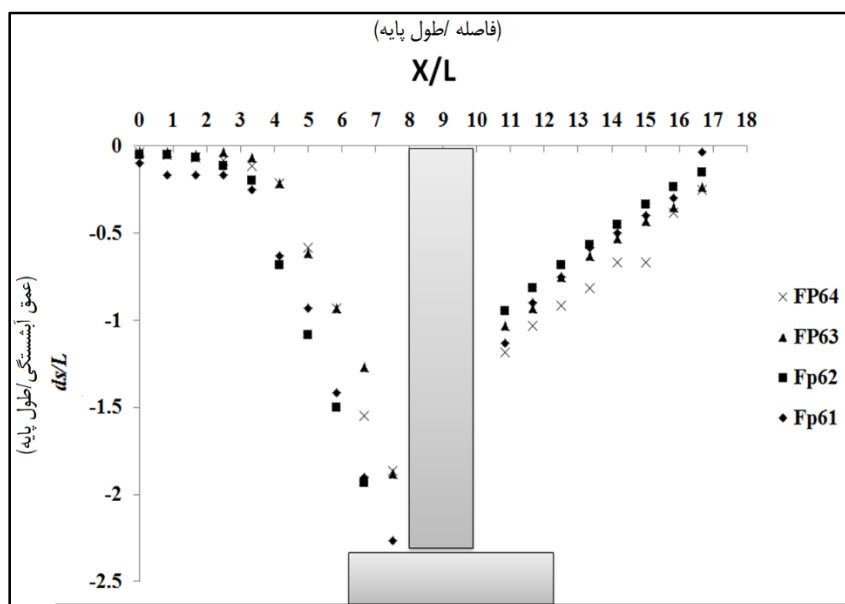
Name	D (mm)	D* (mm)	Z (mm)	D/D*	ds (mm)	ds/D
F (Melville & Raudkivi ,1996)	45	55	0	0.82	102	2.27
B (Melville & Raudkivi ,1996)	45	63	0	0.71	106	2.36
C (Melville & Raudkivi ,1996)	45	81	0	0.55	111	2.47
FP-61 (Present study)	60	96	0	0.63	125	2.08
FP-31 (Present study)	60	126	0	0.48	135.6	2.26

D= قطر پایه و D* = قطر فونداسیون

بطور کلی می‌توان گفت که شیب حفره آبشستگی در پشت پایه برای تمامی پایه‌های تقریباً مشابه بوده و برابر با زاویه قرارگیری رسوبات می‌باشد. در این شکل نسبت عمق آبشستگی (ds/L) برای پایه مرکب FP61 که در تراز $Z/L=0.0$ برابر با 2.08 بوده در حالیکه با افزایش قرارگیری فونداسیون به $Z/L=0.5$ (FP64) عمق آبشستگی به 1.86 کاهش می‌یابد. این مقدار کاهش بستگی به تراز قرارگیری فونداسیون خواهد تراز داشت. نکته قابل توجه آن است که شیب حفره آبشستگی در پشت پایه نیز برای تمامی پایه‌ها یکسان می‌باشد.

بررسی توپوگرافی در اطراف پایه‌های غیر یکنواخت

در شکل ۱۱ پروفیل طولی بستر کانال از محور گذرنده در مرکز تقارن پایه‌های مرکب نشان داده شده است. در این شکل از پایه‌هایی به عرض $L=6.0$ cm و عرض فونداسیون برابر با $L_f=9.6$ cm استفاده شده است. تراز نسبی فونداسیون (Z/L) برای پایه‌های FP61، FP62، FP63، FP64 و FP61 به ترتیب برابر با 0.0، 0.16، 0.33 و 0.5 می‌باشد. در این شکل محورهای افقی (فاصله) و قائم (عمق آبشستگی) توسط عرض پایه (L) بی بعد شده‌اند.



شکل ۱۱- آبشستگی گودال در اطراف پایه‌های غیر یکنواخت

Fig.11- Local scour at complex piers

نتیجه‌گیری

به علت مسائل ژئوتکنیکی و اقتصادی اغلب پایه‌ها بر روی فونداسیون ساخته شده و پیش بینی دقیق آبشستگی در اطراف اینگونه پایه‌ها (پایه‌های مرکب) منجر به طراحی اقتصادی پلها می‌گردد. در این تحقیق، آبشستگی موضعی در اطراف پایه‌های یکنواخت و مرکب به صورت آزمایشگاهی تحت شرایط آب زلال و با رسوبات یکنواخت با قطر متوسط 0.7 میلی‌متر انجام شد. در تمامی آزمایش‌ها، فونداسیون در زیر بستر و در ترازهای متفاوت در نظر گرفته شده است. در پایه‌های غیر یکنواخت، عمق آبشستگی تا بالای فونداسیون به سرعت افزایش می‌یابد و پس از رسیدن به فونداسیون، ابعاد فونداسیون مانع از رشد آبشستگی به مدت زمان معینی (زمان تاخیر) می‌شوند. مدت زمان تأخیر به ابعاد پایه‌ها، اندازه فونداسیون و تراز

قرارگیری فونداسیون بستگی دارد. مقایسه نتایج حاصل از این تحقیق و محققان پیشین نشان داد که حداقل عمق آبشستگی زمانی حاصل می‌گردد که تراز قرارگیری فونداسیون (Z) در محدوده بین L تا $1.2L$ باشد. لازم به توضیح است که افزایش ابعاد پایه و فونداسیون موجب افزایش عمق آبشستگی می‌گردد. این مطالعه نشان می‌دهد که طراحی دقیق ابعاد و تراز فونداسیون باعث کاهش عمق آبشستگی و افزایش مدت زمان آبشستگی می‌شود. در صورت قرارگیری فونداسیون در زیر تراز مناسبی از بستر در رودخانه‌ها، این افزایش زمان فرصتی را فراهم می‌آورد که بتوان آبشستگی در اطراف فونداسیون پل‌ها را بعد از بروز سیل تعمیر و بازسازی کرد و به این ترتیب می‌توان با طراحی مناسب تراز فونداسیون از تخریب پل‌ها جلوگیری کرد.

مراجع

- Arneson, L. A., Zevenbergen, L. W., Lagasse, P. F., and Clopper, P. E. (2012). Evaluating scour at bridges (HEC-18). *Technical Rep. No. HIF-12-003*, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Ataie-Ashtiani, B. and Aslani-Kordkandi, A. (2013). Flow field around single and tandem piers. *Flow, Turbulence and Combustion*, 90(3), 471-4.
- Ataie-Ashtiani, B., Baratian-Ghorghi, Z. and Beheshti, A. A. (2010). Experimental Investigation of Clear-Water Local Scour of Compound Piers. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 136(6), 343-351.
- Cardoso, A. H. & Fael, C. M. S. (2010). *Time to equilibrium scour at vertical-wall bridge abutments. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management*, 163, 509-513.
- Chabert, J. and Engeldinger, P. (1956). Etude des affouillements autour des piles de ponts. Serie A, Laboratoire National d'Hydraulique. *Chatou, France* (in French).
- Coleman, S. E. (2005). Clearwater local scour at complex piers. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 131(4), 330-334.
- Dey S, Raikar R. (2007) Characteristics of horseshoe vortex in developing scour holes at piers. *J Hydraul Eng*. 133(4), 399-413.
- Ettema, R., Constantinescu, G. and Melville, B. W. (2011). Evaluation of Bridge Scour Research: Pier Scour Processes and Predictions. NCHRP 24-27(01), *Transportation Research Board, Washington, DC*.
- Ferraro, D., Tafarojnoruz, A., Gaudio, R., and Cardoso, A. H. (2013). Effects of pile cap thickness on the maximum scour depth at a complex pier. *J. Hydraul. Eng. (ASCE) HY.1943-7900.0000704*, 482 – 491.
- Ghani, A. A. and Mohammadpour, R. (2015). Temporal variation of clear-water scour at compound Abutments. *Ain Shams Engineering Journal*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.asej.2015.07.005>
- Graf, W. H. and Istiarto, I. (2002). Flow pattern in the scour hole around a cylinder. *Journal of Hydraulic Research*, 40(1), 13-20.
- Jones, J. S., Kilgore, R. T. and Mistichelli, P. (1992). Effects of Footing Location on Bridge Pier Scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(2), 280-289.
- Lança, R., Fael, C., Maia, R., Pêgo, J., and Cardoso, A. (2013). Clear-water scour at comparatively large cylindrical piers. *J. Hydraul. Eng., 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000788*, 1117 –1125.
- Lu, J.-Y., Shi, Z.-Z., Hong, J.-H., ee,.-J., and Raikar, V. K. (2011). Temporal variation of scour depth at nonuniform cylindrical piers. *J. Hydraul. Eng., 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000272*, 45-56.
- Melville, B. W. (1992). Local Scour at Bridge Abutments. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 118(4), 615-631.
- Melville, B. W. and Raudkivi, A. J. (1996). Effects of foundation geometry on bridge pier scour. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 122(4), 203-209.
- Melville, B. W. & Coleman, S. E. (2000). *Bridge scour*, Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colo.
- Melville, B. W. & Sutherland, A. J. (1988). Design method for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114, 1210-1226.

- Mohammadpour, R., Ghani, A. A. & Azamathullah, H. M. 2011. *Estimating time to equilibrium scour at long abutment by using genetic programming. 3rd International Conference on Managing Rivers in the 21st Century, Rivers 2011*. Penang, Malaysia.
- Mohammadpour, R., Ghani, A. A. and Azamathulla, H. M. (2013). Estimation of dimension and time variation of local scour at short abutment. *International Journal of River Basin Management*, 11(1), 121-135.
- Mohammadpour, r., ab. Ghani, a. & azamathulla, h. M. (2013). Prediction of equilibrium scour time around long abutments. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Water Management*, 166, 394-401.
- Mohammadpour, R., Ghani, A. A., Zakaria, N. A. and Ali, T. a. M. (2015b). Predicting scour at river bridge abutments over time. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management*, 0(0), 1-16.
- Mohammadpour, R., Ghani, A. and Zakaria, N. (2014). *Time variation of scour depth around complex abutment. Scour and Erosion: Proceedings of the 7th International Conference on Scour and Erosion*, Perth, Australia, 2-4 December 2014, 2014. CRC Press, 455-460.
- Mohammadpour, R., Ghani, A., Vakili, M. and Sabzevari, T. (2015a). Prediction of temporal scour hazard at bridge abutment. *Natural Hazards*, 10.1007/s11069-015-2044-8, 1-21.
- Mohammadpour, R., Ghani, A. A., Zakaria, N. A. & Thamer, A. M. A. (2017). Predicting scour at river bridge abutments over time. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management*, 170, 15-30.
- Mohammadpour, R., Ghani, A. A., Sabzevari, T. & Fared murshed, M. (2019). Local scour around complex abutments. *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, 1-9.
- Oliveto, G. & Hager, W. H. (2002). Temporal evolution of clear-water pier and abutment scour. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 128, 811-820.
- Moreno, M., Maia, R. and Couto, L. (2016). Prediction of Equilibrium Local Scour Depth at Complex Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(11).
- Parola, A. C., Mahavadi, S. K., Brown, B. M. and Elkhoury, A. 1996. Effects of rectangular foundation geometry on local pier scour. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 122(1), 35-40.
- Richardson, E. V., Davis, S. R. (2001). *Evaluating scour at bridges. Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18)*, 4th Ed., Rep. No.FHWA NHI 01-001. Federal Highway Administration, Washington,D.C.
- Sheppard, D. M. and Renna, R. (2005). *Florida bridge scour manual*. Florida DOT, Tallahassee,Fla.
- Yanmaz, A. M. and Altinbilek, H. D. (1991). Study of Time-Dependent Local Scour around Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 117(10), 1247-1268.

Temporal Variation of Local Scour at Complex Rectangular Pier

R. Mohammadpour*, A. Taghi shahbazi, T. sabzvari and M. Karami moghadam

* Corresponding Author: Assistant professor Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Estahban Branch, Fars, Iran. Email reza564@gmail.com

Received: 21 August 2020, Accepted: 11 January 2021

Introduction

Due to geotechnical and financial reasons, actual piers are built on foundation, while there is limited number of study available about effect of the foundation on the local scour. In the vicinity of the pier, the local scour is caused by the development of high shear stress due to three-dimensional separation of the boundary layer. However, the underestimation of scour depth would result in shallow foundation and providing a chance to expose the foundation to the flow. It is definitely dangerous for bridge safety. Previously, extensive research has been carried out about local scour around (Jones *et al.* 1992; Melville *et al.* 1992; Mohammadpour *et al.* 2011 and 2013; Lança *et al.* 2013). However, only some studies are available in literature to predict the maximum scour depth at complex piers Mohammadpour *et al.* 2019).

In this study, local scour have been experimentally investigated around uniform and non-uniform rectangular complex piers under clear water conditions and the top of foundation was located below the initial bed. The local scour is investigated with variation of foundation level (Z), pier dimension and foundation dimension.

Materials and Methods

A flume with rectangular cross section and the dimension of 12.0 m long, 0.4 m wide, and 0.6 m deep was chosen for all experiments. Three uniform and nonuniform rectangular piers were chosen for tests (Table 1). Uniform sediment with $d_{50} = 0.70$ mm maintain the clear water conditions, the flow velocity was set close to the critical velocity of sediment (U/U_c between 0.94 and 0.99).

Results and Discussion

The trend of local scour at non-uniform pier is time dependent. To investigate the effects of foundation level (Z) on temporal variation of local scour around pier, four levels of 0.0 , 1.0 , 2.0.3.0 cm were chosen for Z . The scour depth develops to top of foundation quickly, and then the foundation postpones the scour development for a certain time (lag –time). It was observed that during of lag-time, the scour hole is slightly extended in parallel to and in front of the pier. In addition, development of local scour in parallel to pier (in the flow direction) is faster than those in front of abutment (upstream). The scour hole in the foundation nose is enlarged in the area, and it is somewhat deeper than other parts at the upstream side. The deepest depth at the upstream of non-uniform pier gradually develops around the sides of the foundation to create a shallow groove parallel to the foundation. Subsequently, the depth of the scour ahead of the foundation is more increased due to the formation of a vortex at upstream of the foundation. Although, the foundation postpones development of scour depth firstly, but if the foundation exposes to the scour hole, the vortex in front of exposed foundation increases the scour depth. The lag-time (latency) directly depends on pier width (L), foundation width (L_f) and level of foundation under the sediment bed (Z). The rate of sediment transport decreases with increasing the scour hole dimension, and it will be stopped approximately close to the equilibrium scour depth. The reduction of scour depth due to lag –time is very useful to prevent the failure of bridge especially in the flood events that bridges are the main structures in transportation.

Generally, the peak of flood may not be long-lasting to develop equilibrium scour depth and the flood may be stopped within lag-time. Therefore, the lag-time postpones the maximum scour depth and provides an opportunity to repair the bridge foundation after the flood events.

Generally, For $0 < Z/L < 1.2$ the local scour decreases with increasing the foundation level (Z) and reaches to minimum value at a level between L and $1.2L$. For $Z/L > 1.2$, the local scour increasing with increasing foundation level (Z) and for $Z \geq 2.4L$ the local scour at compound pier is similar to uniform pier.

Conclusions

In this study, temporal variation of local scour at non-uniform piers is investigated experimentally under the clear water conditions. The non-uniform piers were included a rectangular pier founded on a larger rectangular pier. In all experiments, the scour depth is developed to top of foundation quickly, and then the foundation postpones the scour development for a certain time (lag-time). Duration of lag-time is depended on the dimension of pier, foundation size and the foundation level. A comparison between the uniform and non-uniform piers indicated that the trend of scour depth at non-uniform and uniform piers is similar to each other. This study highlights that a proper design of foundation level decreases the scour depth and increases the duration of scouring. Furthermore, the lag-time provides an opportunity to repair the bridge foundation after the flood events.

Keywords: Local scour, Scour mechanism, Non-uniform pier, Foundation dimension, Foundation level.

اندازه‌گیری دبی جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای با استفاده از پایه‌های منشوری

ابراهیم ولیزادگان^{۱*} و سمیه عباسی^۲

۱ و ۲ به ترتیب: استادیار؛ و کارشناس ارشد مهندسی سازه‌های آبی گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد خوی، خوی، ایران

تاریخ دریافت: ۹۹/۸/۱۰؛ تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۱/۱۱

نوع مقاله: علمی پژوهشی

چکیده

یکی از روش‌های مرسوم و ساده برای اندازه‌گیری جریان در کانال‌ها، استفاده از فلوم است. در فلوم با اندازه‌گیری عمق جریان در نقاط مشخص مقطع کنترل می‌توان دبی جریان را به‌دست آورد. در این تحقیق پس از بررسی روابط پیشنهادی محاسبه دبی جریان، امکان ایجاد مقطع کنترل با نصب پایه‌های منشوری در محور مرکزی کف کانال دوزنقه‌ای و اندازه‌گیری دبی جریان، مطالعه شد. بررسی‌های آزمایشگاهی بر اساس ۳۸۴ آزمایش روی چهار پایه منشوری در چهار شیب جانبی متفاوت صورت گرفت و با استفاده از آنالیز ابعادی، برای هر شیب جانبی معین، در شرایط جریان‌های آزاد و مستغرق رابطه تعیین دبی جریان به‌دست آمد. برای تعیین دقت روابط و نمودارهای به‌دست آمده، از پارامترهای آماری حداکثر خطا (ME)، ریشه دوم میانگین مربعات خطا (RMSE) و متوسط قدر مطلق خطای نسبی (MARE) استفاده شد. حداکثر مقدار برای متوسط قدر مطلق خطای نسبی در برآورد دبی جریان با استفاده از رابطه مختص یک شیب جانبی معین، معادل ۶/۳ و ۱۲ درصد به ترتیب در شرایط جریان آزاد و مستغرق به‌دست آمد. متوسط قدر مطلق خطای نسبی بر اساس رابطه به‌دست آمده برای شیب‌های جانبی مختلف در شرایط جریان آزاد و مستغرق به ترتیب ۸/۳ و ۱۰/۲ درصد و بر اساس رابطه پیشنهادی تعیین دبی که هم برای شرایط جریان آزاد و هم برای شرایط جریان مستغرق به‌دست آمده، ۱۹ درصد است. بر اساس نتایج به‌دست آمده، استفاده از این روش اندازه‌گیری جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای در شرایط جریان آزاد مناسب و در جریان مستغرق با پذیرش خطای حداکثر ۱۲ درصدی قابل استفاده است.

واژه‌های کلیدی

جریان آزاد، جریان مستغرق، فلوم منشوری، کانال‌های آبیاری

مقدمه

طبیعی یا مصنوعی که در مسیر جریان قرار گیرد و روابط دبی و عمق جریان را در اطراف خود تثبیت کند سازه کنترل کننده جریان خواهد بود. در سازه‌های مختلف با توجه به شرایط فیزیکی خاص، روابط متفاوتی بین دبی و عمق جریان برقرار است و از این‌رو هر یک برای هدف‌هایی معین استفاده می‌شود. روش‌های مختلفی برای اندازه‌گیری

معمولاً برای اندازه‌گیری جریان در کانال‌های روباز شرایطی ایجاد می‌شود که تنها با اندازه‌گیری عمق جریان در بالادست و پایین‌دست مقطعی خاص بتوان دبی جریان را اندازه‌گیری کرد (ایجاد مقطع کنترل و وقوع عمق بحرانی در این مقطع). هر سازه

مورد نیاز در ساخت سایر فلوم‌ها، می‌توان دبی جریان را با دقت کافی در کانال‌ها اندازه‌گرفت. با نصب این پایه‌ها در محور مرکزی کف کانال‌ها فلوم‌هایی معروف به فلوم‌های CBF (Central Baffle Flumes) ایجاد می‌شود.

سامانی و ماگالانز (Samani & Magallanez, 1992) برای اندازه‌گیری دبی جریان، از فلوم‌های دایره‌ای استفاده کردند که در آن‌ها یک پایه‌ی استوانه‌ای به قطر d در داخل لوله افقی به قطر D نصب می‌شود (شکل ۱، الف). در این فلوم با اندازه‌گیری عمق جریان در بالادست پایه‌ی استوانه‌ای (H)، دبی جریان با استفاده از رابطه ۱ به دست می‌آید.

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = 0.421 \left(\frac{H}{B_c} \right)^{2.31} \quad (1)$$

که در آن،

$$B_c = D - d \text{ و } g = \text{شتاب ثقل زمین.}$$

این دو محقق محدودیت‌هایی را برای استفاده از رابطه ۱ اعلام کرده‌اند. این رابطه برای شرایط جریان آزاد و نیز برای شرایط جریان مستغرق پیشنهاد شده است.

فلوم‌های S-M را اولین بار سامانی و ماگالانز (Samani & Magallanez, 2000) ابداع کردند و آزمودند. در این فلوم‌ها دو نیم استوانه به قطر d در طرفین یک مقطع مستطیلی، برای ایجاد تنگ‌شدگی (به عنوان مقطع کنترل) نصب می‌گردد (شکل ۱، ب). این محققان، ناحیه تنگ‌شدگی را محل وقوع عمق بحرانی تشخیص دادند و رابطه ۲ را برای محاسبه دبی جریان به دست آوردند:

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = 0.701 \left(\frac{H}{B_c} \right)^{1.59} \quad (2)$$

جریان در کانال وجود دارد مانند استفاده از سرریزها و فلوم‌ها که هر یک معایب و محاسن خاص خود را دارد. مثلاً نصب و حذف (در صورت نیاز) فلوم نیازمند کارهای مهندسی و اجرایی است و نصب سرریز و فلوم نیاز به دقت بالایی دارد.

تحقیقات متعددی درباره سازه‌ها و تجهیزات اندازه‌گیری جریان چه در لوله‌ها و چه در کانال‌ها در نقاط مختلف دنیا صورت گرفته است. بیش از یک و نیم قرن از شروع مطالعات تئوری و آزمایشگاهی در زمینه فلوم‌ها سپری می‌شود و تا به حال انواع مختلفی از این سازه توسط افراد مختلف معرفی و مشخصات سازه‌ای و هیدرولیکی آن‌ها تعیین شده است. اولین مطالعه تئوری و آزمایشگاهی در خصوص فلوم‌های با عمق بحرانی توسط بلانگر (Belanger, 1849) صورت گرفت. پس از او، بزین (Bazin, 1896) نیز مطالعاتی در این زمینه دارد.

پارشال فلوم در اوایل سال ۱۹۰۰ به عنوان سازه ساده و ارزان برای اندازه‌گیری جریان در آبراهه‌ها معرفی شد. محققان مختلفی در مورد دقت اندازه‌گیری پارشال فلوم و ضریب‌های تصحیح معادله دبی در این فلوم تحت شرایط استغراق مطالعه کرده‌اند ولی در انتها هیچ یک استفاده از این سازه را در شرایط استغراق توصیه نکرده است.

استفاده از پایه‌های قابل حمل که در محور مرکزی کف کانال نصب می‌شوند تا مقطع کنترل برای اندازه‌گیری جریان ایجاد کنند یکی از روش‌های مطمئن، کم هزینه و در عین حال ساده و پر کاربرد است. این پایه‌ها به سهولت نصب و راه‌اندازی می‌شوند، قابلیت حمل از نقطه‌ای به نقطه دیگر را دارند و مشکلات نصب غیردقیق، مانند آنچه در پارشال فلوم و سرریز دیده می‌شود، ندارند. با استفاده از این پایه‌ها ضمن حذف کارهای اجرایی

اندازه‌گیری دبی جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای...

استفاده از رابطه ۲ در شرایط هیدرولیکی معینی هم برای جریان آزاد و هم برای جریان مستغرق توصیه شده است.

که در آن،
 $B_c = B - d$ و $H =$ عمق جریان در بالادست مقطع تنگ شده (چسبیده به نیم‌استوانه‌ها).



ب (b)



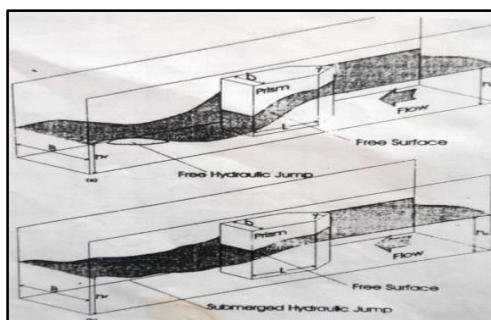
الف (a)

شکل ۱- الف: فلوم دایره‌ای ب: فلوم S-M (سامانی و ماگالانز ۱۹۹۲)
 Fig. 1- a; Circular flume b; S-M flume (Samani & Magalanez 1992)

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = 0.226 \left(\frac{H}{B_c} \right)^{1.51} \quad (3)$$

پروچینلی و بوناسی (Peruginelli & Bonacci 1997) برای ایجاد مقطع کنترل در کانال‌های مستطیلی از پایه‌های منشوری، به جای پایه‌های استوانه‌ای، استفاده کردند (شکل ۲). آن‌ها با استفاده از تحقیقات آزمایشگاهی نمودارهایی را برای اندازه‌گیری جریان در کانال‌های مستطیلی ارائه کرده‌اند.

فلوم‌های دوزنقه‌ای با شیب جانبی $z=1$ را نیز سامانی و ماگالانز (Samani & Magallanez, 1993) معرفی کردند و به کار گرفتند (شکل ۲الف). در این فلوم‌ها با نصب یک پایه استوانه‌ای در کف کانال دوزنقه‌ای، مقطع کنترل ایجاد می‌شود و دبی جریان از رابطه ۳ به‌دست می‌آید. این رابطه نیز هم برای جریان آزاد و هم برای جریان مستغرق پیشنهاد شده است.



ب (b)



الف (a)

شکل ۲- الف: فلوم دوزنقه‌ای (تاجیکستان، Samani, 2016)، ب: پایه منشوری در کانال مستطیلی در حالت جریان آزاد و مستغرق (Peruginelli & Bonacci., 1997)

Fig. 2- a; Trapezoidal flume (Tajikistan, Samani 2016) b; Prismatic pier in rectangular canal in free & submerged flow condition (Peruginelli & Bonacci, 1997)

محمدی و وطن‌خواه & Mohammadi)

Vatankhah, 2020) با مطالعه نظری و آزمایشگاهی خصوصیات جریان عبوری از فلوم‌هایی با دیواره‌های استوانه‌ای و مخروطی شکل در شرایط جریان آزاد، معادله‌هایی را برای تخمین دبی جریان در کانال‌های مستطیلی توسعه دادند. آن‌ها از سه فرم رابطه دبی - اشل استفاده و رابطه برتر را تعیین کردند. فرو (Ferro, 2016) با استفاده از تئوری باکینگهام و نظریه خود تشابه ناقص با نصب پایه منشوری در محور مرکزی کف کانال مستطیلی و در نتیجه ایجاد فلوم CBF، مطالعه آزمایشگاهی برای به‌دست آوردن رابطه محاسبه دبی جریان را انجام داد و اعلام کرد محاسبه دبی جریان با استفاده از این رابطه دارای خطای حداکثر شش درصد است. بیژن‌خان و فرو (Bijankhan & Ferro, 2019) پس از نصب پایه مثلی با زاویه راس ۷۵ درجه در کف کانال مستطیلی و در نتیجه ایجاد فلوم موسوم به TCBF، با استفاده از تئوری باکینگهام و نظریه خود تشابه ناقص، رابطه محاسبه دبی جریان را بر اساس نتایج آزمایشگاهی ارائه و خطای محاسبه دبی جریان با استفاده از این رابطه را چهار درصد گزارش کردند. کاپور و همکاران (Kapoor et al., 2019) بر اساس مفهوم انرژی، جریان اطراف پایه‌های مخروطی نصب شده در محور مرکزی کف کانال مستطیلی را بررسی و رابطه ارائه شده برای محاسبه دبی جریان را در چندین فلوم آزمایشگاهی ارزیابی کردند. حداکثر خطا در محاسبه دبی جریان را ۹ درصد گزارش دادند.

لطفی کولوانی و همکاران (Lotfi Kolavani et al., 2018) از تئوری باکینگهام و نظریه خود تشابه ناقص برای به‌دست آوردن منحنی دبی - اشل در

که در آن،

$B_c = B + 2mH - D$ = عرض کف کانال؛ m = شیب وجه جانبی؛ D = قطر استوانه؛ و H = عمق جریان بلافاصله بالادست استوانه).

رابینسون (Robinson, 1968) معادله‌های دبی - اشل را در فلوم‌های دوزنقه‌ای با کفی منطبق بر کف کانال در شرایط جریان آزاد استخراج و ضریب‌های تصحیح دبی را برای جریان مستغرق ارائه کرد. مسعودیان و کردی (Masoudian & Kordi, 2005) روی فلوم رپلاگل تحقیق کردند و با بهره گرفتن از مبانی تئوریک، رابطه دبی - اشل را استخراج و با نتایج به دست آمده از مدل فیزیکی مقایسه کردند. بادار و گاره (Badar & Ghare, 2014) بر اساس نتایج آزمایشگاهی به‌دست آمده از تحقیقات دیگر محققان، مدل ریاضی محاسبه دبی جریان در کانال دوزنقه‌ای با شیب جانبی ۱:۱ را با استفاده از نصب پایه‌های استوانه‌ای در محور مرکزی کف کانال توسعه دادند. پراباتا (Prabhata, 1998) نتایج حاصل از تحقیقات پروجینللی و بوناسی (Peruginelli & Bonacci, 1997) را بررسی و تجزیه تحلیل و روابط بهبود یافته‌تری در مورد سازه‌های منشوری ارائه داد. رابطه‌های ۴ و ۵ برای محاسبه دبی جریان در شرایط جریان آزاد توسط او به‌دست آمده است.

$$Q = \frac{2}{3} C_d (B - b + 0.132h_m) h_m \sqrt{2gh_m} \quad (4)$$

$$C_d = 0.5 \left(\frac{B - b}{b} \right)^{0.13} \quad (5)$$

که در آن،

h_m = عمق جریان در بالادست پایه؛ B = عرض کف کانال مستطیلی؛ b = عرض پایه منشوری؛ و C_d = ضریب دبی جریان.

کانال‌های دوزنقه‌ای به مراتب بیشتر است تا کانال‌های دیگر، از جمله کانال‌های مستطیلی. از این رو، روشی مطمئن و ساده برای اندازه‌گیری دبی جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای با اهمیت است. استفاده از پایه‌های منشوری برای اندازه‌گیری دبی جریان در کانال‌های مستطیلی را محققانی چند بررسی کرده‌اند اما قابلیت این روش در کانال‌های دوزنقه‌ای بررسی نشده است. در این تحقیق، اندازه‌گیری دبی جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای با استفاده از پایه‌ها منشوری بررسی شده است. برای به‌دست آوردن روابط و نمودارهای محاسبه دبی جریان، بررسی‌های آزمایشگاهی روی پایه‌های منشوری صورت گرفت که در محور مرکزی کف کانال‌های دوزنقه‌ای نصب شده‌اند.

مواد و روش‌ها

تجهیزات آزمایشگاهی

کلیه آزمایش‌ها در یک فلوم آزمایشگاهی با طول ۶ متر، عرض کف ۴۶ و ارتفاع ۷۰ سانتی‌متر و با شیب جانبی و شیب کف قابل تنظیم در آزمایشگاه هیدرولیک صورت گرفت. کف این فلوم فلزی و دیواره‌های آن از جنس شیشه با چارچوب فلزی است. دریچه‌ای در انتهای فلوم برای کنترل سطح آب پایین‌دست پایه منشوری، نصب شده است. دبی جریان به روش حجمی با مخزنی اندازه‌گیری می‌شود که در انتهای فلوم قرار داده شده است؛ برای اندازه‌گیری عمق جریان در کانال از عمق سنجی با دقت ± 0.1 میلی‌متر استفاده شد.

پایه‌های منشوری در ۴ عرض (۴۰، ۴۲، ۴۴، ۴۶ سانتی‌متر) ساخته شده‌اند. طول پایه‌ها مساوی عرض آن‌ها، ارتفاع هر ۴ پایه ۴۰ سانتی‌متر و زاویه راس تمامی پایه‌ها ۹۰ درجه در نظر گرفته شدند (شکل ۳).

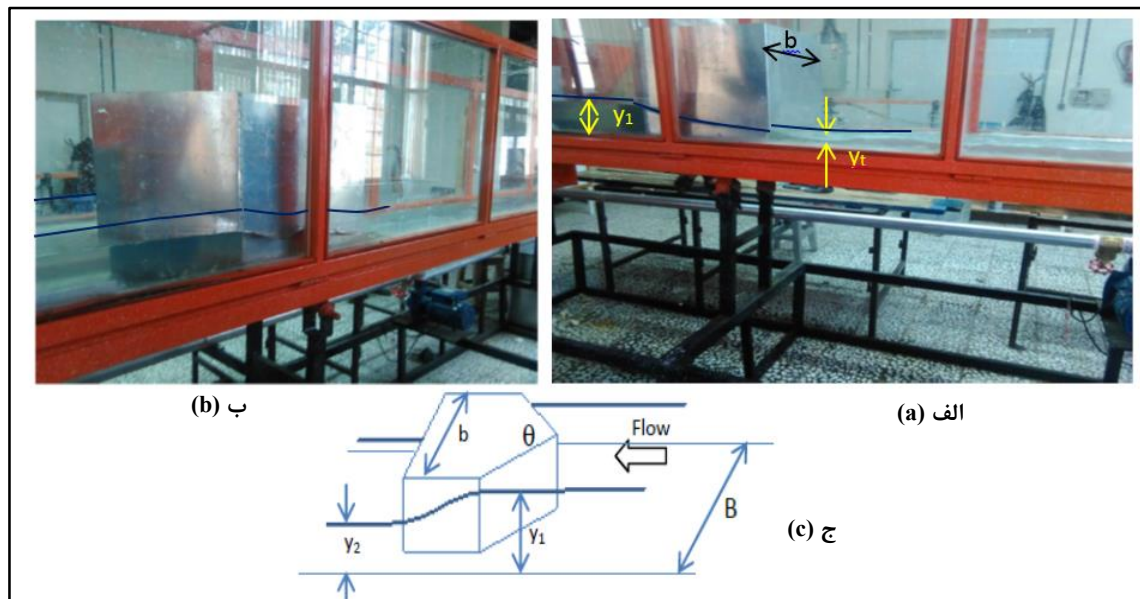
فلوم‌های CBF دایره‌ای استفاده و منحنی به‌دست آمده را بر اساس داده‌های آزمایشگاهی در محدوده‌ای وسیع از نسبت‌های تنگ‌شدگی کالیبره کردند و به این نتیجه رسیدند که نسبت تنگ‌شدگی که تاکنون در رابطه تابعی آنالیز ابعادی در نظر گرفته نمی‌شد، منحنی دبی-اشل را تحت تاثیر قرار می‌دهد. این محققان همچنین تاثیر شیب طولی فلوم در منحنی دبی-اشل را بر اساس داده‌های آزمایشگاهی بررسی کردند.

بادار و گاره (Badar & Ghare, 2012) با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی به‌دست آمده از تحقیقات سامانی و ماگالانز (Samani & Magallanez, 1993) (که فلوم‌های CBF دوزنقه‌ای با پایه‌های استوانه‌ای را بررسی کرده‌اند)، گروه‌های مختلف بدون بعد دبی و اشل را بررسی و رابطه‌ای برای محاسبه دبی جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای با شیب جانبی ۱:۱ (به‌جز رابطه ارائه شده توسط محقق مربوط) به‌دست آورند. گاره و همکاران (Ghare et al., 2020) اندازه‌گیری جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای را با استفاده از فلوم‌های CBF با پایه‌های استوانه‌ای در شرایط جریان آزاد بررسی کردند و بر اساس آنالیز ابعادی، چهار گروه بدون بعد را برای دستیابی به رابطه محاسبه دبی جریان مد نظر قرار دادند. شیب‌های جانبی بررسی شده در تحقیقات آن‌ها $z=0.5$ تا $z=2$ با فاصله‌های ۰/۲۵ هستند. یکی از رابطه‌هایی که توسط آن‌ها به‌دست آمده رابطه ۶ است.

$$\frac{Q}{\sqrt{gB^5}} = 0.27z^{0.47} \left(\frac{y}{D} \right)^2 \quad (6)$$

که در آن،

D = قطر پایه استوانه‌ای؛ و B = عرض کف کانال. در شبکه‌های آبیاری و زهکشی، کاربرد



شکل ۳- الف و ب: به ترتیب وجه پایین دست و بالادست پایه منشوری حین آزمایش (جریان آزاد) ج: شکل شماتیک پایه منشوری نصب شده در کف کانال

Fig. 3- a & b; Downstream & upstream side of prismatic pier in experimenting respectively (free flow condition) c; Schematic fig. of prismatic pier installed on the floor of canal.

بدون بعد ۹ و ۱۰ به ترتیب برای شرایط جریان آزاد (پرش هیدرولیکی آزاد در پایین دست پایه منشوری) و مستغرق (پرش هیدرولیکی مستغرق در پایین دست پایه منشوری) به دست می آیند. در رابطه ۱۰ پارامتر بی بعد y_1/y_t از تقسیم پارامتر بی بعد y_1/B_c بر پارامتر بی بعد y_t/B_c به دست آمده است. در شرایط جریان مستغرق y_1 و B_c تحت تاثیر y_t هستند.

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = f\left(\frac{y_1}{B_c}\right) \quad (9)$$

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = f\left(\frac{y_1}{B_c}, \frac{y_t}{y_1}\right) \quad (10)$$

مراحل اجرای آزمایش‌ها

با تنظیم شیب جانبی کانال در شیبی معین، آزمایش‌ها روی هر ۴ پایه منشوری شکل با مشخصات ذکر شده، هم در شرایط جریان آزاد (پرش هیدرولیکی آزاد) و هم در شرایط جریان

روابط بی بعد محاسبه دبی جریان

در این تحقیق عوامل موثر در محاسبه دبی جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای به صورت رابطه تابعی γ ارائه شده است.

$$f(B, b, y_1, y_t, z, g, \mu, \rho, Q, \sigma) = 0 \quad (7)$$

که در آن،

B = عرض کف کانال؛ b = عرض پایه منشوری؛ y_1 = عمق جریان در بالادست پایه منشوری؛ y_t = عمق پایاب؛ z = شیب جانبی کانال؛ g = شتاب ثقل زمین؛ ρ = جرم حجمی آب؛ μ = ویسکوزیته دینامیک آب؛ Q = دبی جریان؛ σ = ضریب نیروی کشش سطحی. رابطه تابعی γ را می توان به شکل زیر نیز نوشت.

$$f(B_c, y_1, y_t, g, \mu, \rho, Q, \sigma) = 0 \quad (8)$$

که در آن،

$$B_c = B + 2zy_1 - b$$

با استفاده از آنالیز ابعادی و پس از حذف پارامترها و نسبت های بی بعد بدون تاثیر، رابطه تابعی

برای هر پایه منشوری در شیب جانبی معین ۱۸ آزمایش (۳×۶ آزمایش) اجرا شد. با توجه به اینکه آزمایش‌ها برای ۴ پایه منشوری اجرا شدند، از این رو در یک شیب جانبی تعداد آزمایش‌ها به ۷۲ (۱۸×۴) می‌رسد.

آزمایش‌ها برای ۴ شیب جانبی $z=0.7(\alpha=55^\circ)$ ، $z=0.4663(\alpha=65^\circ)$ ، $z=0.268(\alpha=75^\circ)$ و $z=1(\alpha=45^\circ)$ صورت گرفت که α زاویه وجه جانبی کانال با افق است. بنابراین ۹۶ آزمایش در شرایط جریان آزاد و ۲۸۸ آزمایش در شرایط جریان مستغرق اجرا شد. حد بالا و پایین پارامترهای مورد نیاز در آزمایش‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

مستغرق (پرش هیدرولیکی مستغرق) اجرا شدند. در هر آزمایش (به ازای یک دبی ثابت) پارامترهای مورد نیاز یعنی دبی جریان (Q)، عمق جریان در بالادست پایه منشوری (y_1) و عمق جریان در پایین‌دست پایه منشوری (y_2) اندازه‌گیری شد.

در شرایط جریان آزاد در شیب جانبی معین، ۶ آزمایش برای هر پایه منشوری اجرا شد. یعنی ۲۴ آزمایش در شرایط جریان آزاد در یک شیب جانبی معین (برای ۴ پایه) صورت گرفت. در شرایط جریان مستغرق برای هر پایه منشوری در شیب جانبی مشخص، به ازای دبی معین، با تنظیم دریچه انتهایی کانال، ۳ درجه استغراق در نظر گرفته شد. بنابراین

جدول ۱- حد بالا و پایین پارامترهای مورد نیاز در آزمایش‌ها

Table 1- Upper and lower limit of required parameters in experiments

Submerged flow conditions				Free flow conditions				y_1/B_c	y_1/y_2	z	b/B	پارامتر Parameter
Fr_2	Fr_1	$V_2(m/s)$	$V_1(m/s)$	Fr_2	Fr_1	$V_2(m/s)$	$V_1(m/s)$					
0.028	0.022	0.02	0.016	0.72	0.05	0.24	0.016	0.26	0.2	0.268	0.78	حد پایین Lower limit
0.56	0.15	0.3	0.12	1.4	0.15	1.1	0.12	1.27	0.8	1	0.91	حد بالا Upper limit

اندیس ۱ مربوط به بالادست و اندیس ۲ مربوط به پایین‌دست پایه منشوری

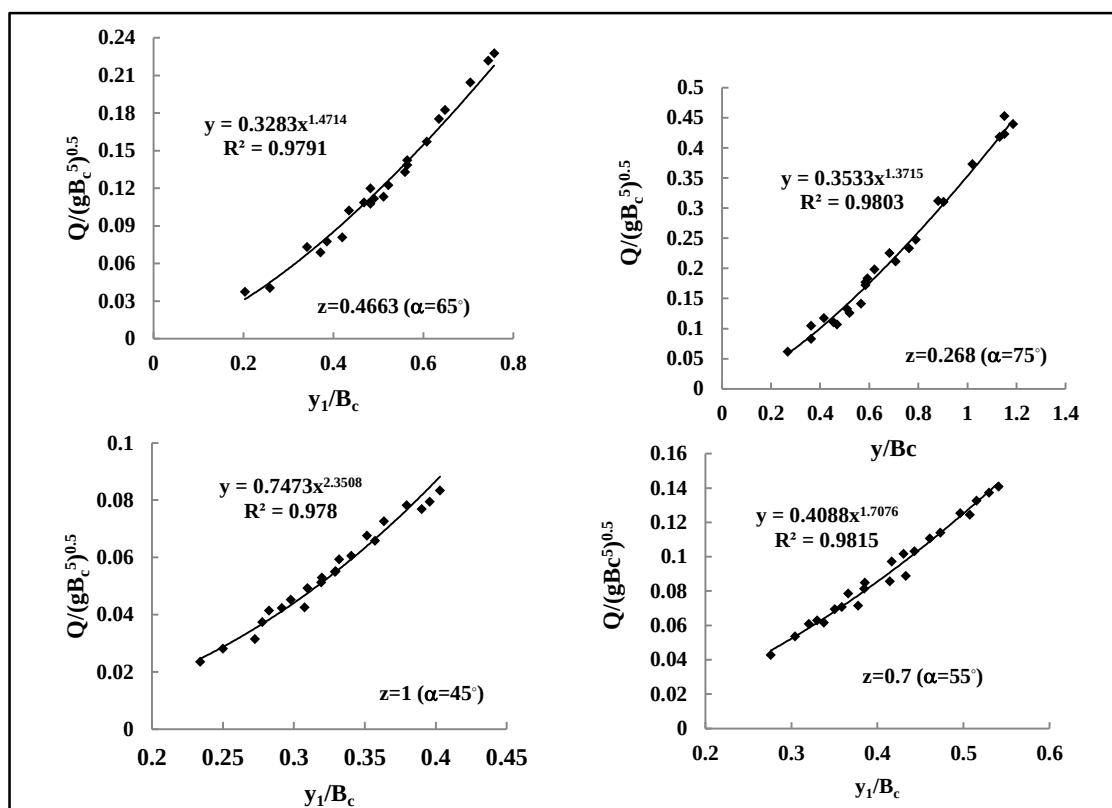
در برابر y_1/B_c در شیب‌های جانبی مختلف در شکل ۴ ارائه شده است. همان‌طور که از نمودارهای شکل ۴ مشخص است، با کاهش زاویه وجه جانبی کانال با افق (α) و یا افزایش z ، مقادیر توان پارامتر بی‌بعد y_1/B_c افزایش پیدا می‌کند. به عبارت دیگر، حساسیت این سازه اندازه‌گیری دبی نسبت به تغییرات عمق جریان در بالادست پایه منشوری (y_1)، با افزایش z افزایش پیدا کرده است. مقادیر توان و ضریب پارامتر بی‌بعد y_1/B_c برای شیب‌های جانبی مختلف در جدول ۲ نشان داده شده‌اند.

نتایج و بحث

آزمایش‌ها در دو حالت جریان آزاد و مستغرق همانند تحقیقات پروچینلی و بوناسی (Peruginelli & Bonacci, 1997) و بادار و گاره (Badar & Ghare, 2014) اجرا شدند.

جریان آزاد و مستغرق (پرش هیدرولیکی آزاد و مستغرق در پایین‌دست پایه منشوری):

بر اساس رابطه ۹ آزمایش‌ها در شرایط جریان آزاد در چهار شیب جانبی مختلف برای تمامی پایه‌های منشوری اجرا شدند. تغییرات $Q/(gB_c^5)^{0.5}$



شکل ۴- تغییرات y_1/B_c در برابر $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ در چهار شیب جانبی در شرایط جریان آزاد
Fig. 4- Variation of y_1/B_c vs. $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ for 4 side slopes in free flow conditions

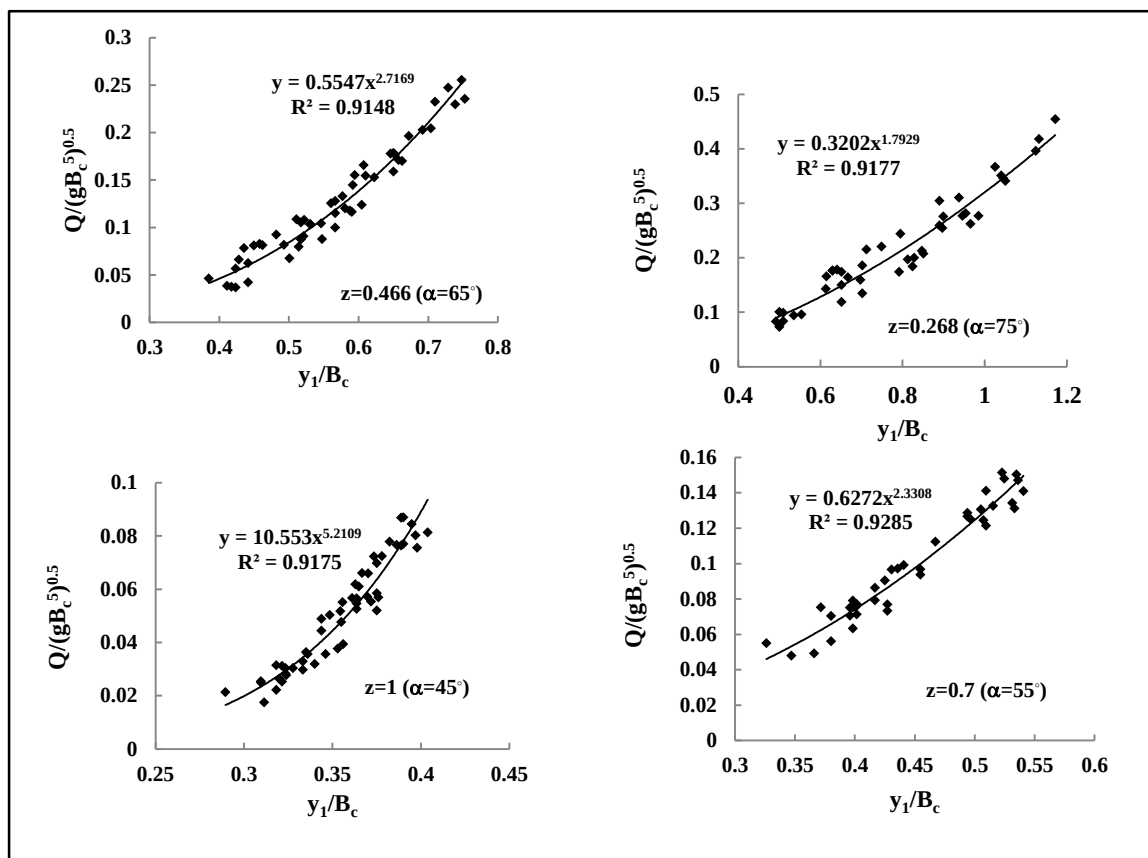
جدول ۲- مقادیر توان و ضریب پارامتر بی بعد y_1/B_c برای شیب‌های جانبی مختلف

Table 2- Exponent and coefficient values of y_1/B_c in different side slopes

1	0.7	0.4663	0.268	شیب وجه جانبی (side slope, z)
2.3508	1.7076	1.4714	1.3715	توان (exponent)
0.7473	0.4088	0.3283	0.3533	ضریب (coefficient)

در شرایط جریان مستغرق، تغییرات $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ در برابر y_1/B_c در شیب‌های جانبی مختلف بر اساس رابطه ۱۰ در شکل ۵ ارائه شده است. محدوده درجه استغراق (y_1/y_2) در آزمایش‌ها حداقل ۲۲ و حداکثر ۸۰ درصد است. در شرایط جریان مستغرق، عمق بالادست پایه منشوری (y_1) و B_c تحت تاثیر عمق پایاب (y_2) قرار دارد. بنابراین، در این شرایط برای به دست آوردن روابط و نمودارها از عمق بالادست و B_c متناظرش که از y_2 متاثر شده‌اند استفاده شده است. به ازای دبی معین، عمق بالادست پایه منشوری

در شرایط جریان مستغرق، تغییرات $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ در برابر y_1/B_c در شیب‌های جانبی مختلف بر اساس رابطه ۱۰ در شکل ۵ ارائه شده است. محدوده درجه استغراق (y_1/y_2) در آزمایش‌ها حداقل ۲۲ و حداکثر ۸۰ درصد است. در شرایط جریان مستغرق، عمق بالادست پایه منشوری (y_1) و B_c تحت تاثیر عمق پایاب (y_2) قرار دارد. بنابراین، در این شرایط برای به دست آوردن روابط و نمودارها از عمق بالادست و B_c متناظرش که از y_2 متاثر شده‌اند استفاده شده است. به ازای دبی معین، عمق بالادست پایه منشوری



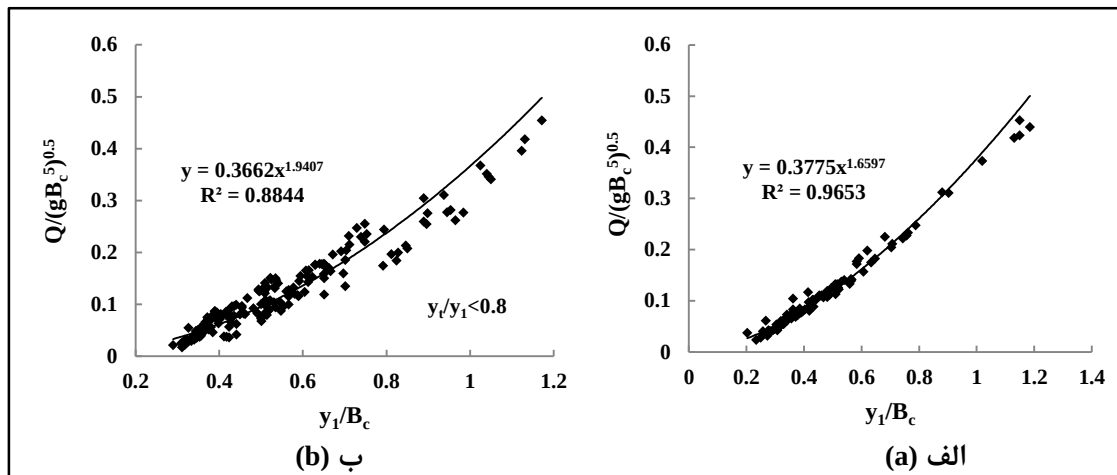
شکل ۵- تغییرات y_1/B_c در برابر $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ در چهار شیب جانبی در شرایط جریان مستغرق
Fig. 5- Variation of y_1/B_c vs. $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ for 4 side slopes in submerged flow conditions

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = 0.3662 \left(\frac{y_1}{B_c} \right)^{1.9407} \quad (12)$$

با مقایسه ضریب‌های به‌دست آمده در این تحقیق با ضریب‌های به‌دست آمده در تحقیق سامانی و ماگالانز (Samani & Magallanez, 1993) برای فلوم‌های دایره‌ای، فلوم‌های S-M و فلوم‌های دوزنقه‌ای (روابط ۱، ۲ و ۳) مشخص می‌گردد که حساسیت فلوم‌های مورد بررسی در این تحقیق نسبت به تغییرات عمق جریان در بالادست گلوگاه (توان y_1) در مقایسه با فلوم‌های دوزنقه‌ای و S-M، بالا و در مقایسه با فلوم‌های دایره‌ای پایین‌تر است.

تغییرات y_1/B_c در برابر $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ برای هر چهار شیب جانبی بر اساس نتایج حاصل از ۹۶ آزمایش در شرایط جریان مستغرق، در قالب نمودار و رابطه‌ای واحد در شکل ۶ نشان داده شده است. شکل ۶ الف از همپوشانی نمودارهای شکل ۴ و شکل ۶ ب از همپوشانی نمودارهای شکل ۵ به‌دست آمده است. برای هر شیب جانبی در محدوده شیب‌های جانبی آزمایشی روابط ۱۱ و ۱۲ برای تعیین دبی به ترتیب برای شرایط جریان آزاد و مستغرق به‌دست آمده‌اند.

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = 0.3775 \left(\frac{y_1}{B_c} \right)^{1.6597} \quad (11)$$



شکل ۶- تغییرات y_1/B_c در برابر $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ برای شیب‌های جانبی مختلف الف: جریان آزاد ب: جریان مستغرق
Fig. 6- Variation of y_1/B_c vs. $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ for different side slopes, a; free flow b; submerged flow

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = 0.3553 \left(\frac{y_1}{B_c} \right)^{1.7846} \quad (۱۳)$$

برای ارزیابی دقت روابط به‌دست آمده از توابع آماری حداکثر خطا (ME)، ریشه دوم میانگین مربعات خطا (RMSE) و متوسط خطای نسبی (MARE) استفاده شده است.

$$ME = \max |x_i - y_i| \quad (۱۴)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2}{n}} \quad (۱۵)$$

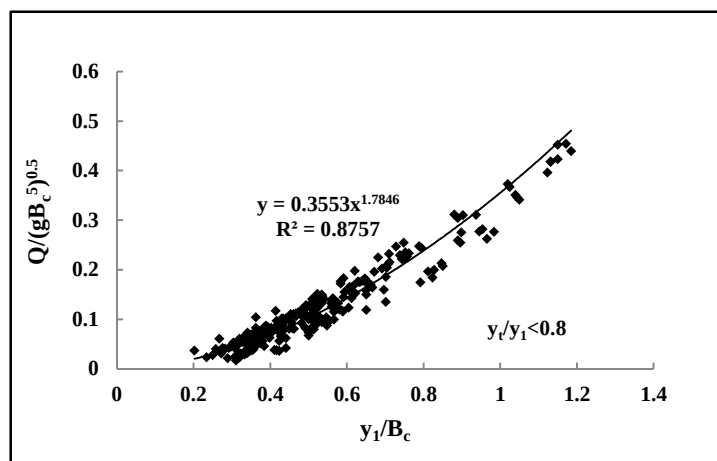
$$MARE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{x_i - y_i}{x_i} \right| \quad (۱۶)$$

که در آنها، x_i و y_i به ترتیب مقدار مشاهده شده و محاسبه شده پارامتر مورد نظر؛ و n = تعداد مشاهدات. مقادیر محاسبه شده توابع آماری فوق برای محاسبه پارامتر بی‌بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ در شیب‌های جانبی مختلف برای شرایط جریان آزاد و مستغرق در جدول ۲ و بر اساس رابطه ۱۳ در جدول ۳ ارائه شده است.

با توجه به جدول ۲ دیده می‌شود که در هر شیب جانبی مقادیر هر سه پارامتر آماری، در شرایط جریان آزاد

البتة در رابطه ارائه شده توسط سامانی و ماگالانز (Samani & Magallanez, 1993) برای فلوم‌های دایره‌ای (رابطه ۱)، $B_c = D - d$ است که عمق جریان بالادست گلوگاه (y_1) در محاسبه B_c بی‌تاثیر است. در حالیکه در رابطه به‌دست آمده در این تحقیق، عمق جریان بالادست گلوگاه در محاسبه B_c موثر است که حساسیت فلوم بررسی شده را نسبت به تغییرات عمق جریان در بالادست افزایش می‌دهد. بنابراین می‌توان گفت حساسیت فلوم‌های مورد بررسی در این تحقیق نسبت به تغییرات عمق جریان در بالادست گلوگاه در مقایسه با فلوم‌های دایره‌ای (شکل ۱ الف) نیز بالاست.

رابطه ارائه شده توسط پراباتا (رابطه ۴) که برای کانال‌های مستطیلی به‌دست آمده، رابطه‌ای با توان ۲/۵ نسبت به عمق جریان در بالادست گلوگاه است که در مقایسه با رابطه به‌دست آمده در این بررسی پایین‌تر است. در شکل ۷ رابطه کلی برای محاسبه دبی هم برای شرایط جریان آزاد و هم برای شرایط جریان مستغرق نشان داده شده است. این شکل از همپوشانی شکل‌های ۶ الف و ب حاصل شده و این رابطه (رابطه ۱۳)، در شرایط $y_1/y_1 < 0.8$ به‌دست آمده است.



شکل ۷- تعییرات y_1/B_c در برابر $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ در شیب‌های جانبی مختلف برای هر دو جریان آزاد و مستغرق
Fig. 7- Variation of y_1/B_c vs. $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ in different side slopes for both free and submerged flow

جدول ۲- مقادیر پارامترهای ME، RMSE و MARE در شیب‌های جانبی مختلف برای شرایط جریان آزاد و مستغرق

Table 2- values of ME, RMSE and MARE in different side slopes for free and submerged flow conditions

جریان مستغرق (submerged flow)			جریان آزاد (free flow)			شیب جانبی (side slope)
MARE	RMSE	ME	MARE	RMSE	ME	$z (\alpha^\circ)$
0.11	0.024	0.045	0.063	0.012	0.024	0.268 (75°)
0.12	0.012	0.022	0.055	0.006	0.01	0.4663 (65°)
0.073	0.007	0.013	0.033	0.004	0.009	0.7 (55°)
0.11	0.005	0.012	0.041	0.003	0.005	1 (45°)
0.102	0.014	0.047	0.083	0.014	0.06	All side slopes (equation 11 and 12)

جدول ۳- پارامترهای آماری برای شیب‌های جانبی مختلف بر اساس رابطه ۱۳

Table 3- Statistical parameters for side slopes based on equation 13

MARE	RMSE	ME	وضعیت جریان Flow condition
0.19	0.022	0.07	$y_1/y_1 < 0.8$

محاسبه پارامتر بی‌بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ در شرایط جریان آزاد حداکثر ۰/۰۶۳ یا ۶/۳ درصد در شیب جانبی $z=0/268$ و در شرایط جریان مستغرق حداکثر ۰/۱۲ یا ۱۲ درصد در شیب جانبی $z=0/4663$ حاصل شده است که حاکی از دقت مناسب در شرایط جریان آزاد و دقت نسبتاً مناسب در شرایط جریان مستغرق است.

در حالت کلی، در محاسبه پارامتر بی‌بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ (روابط ۱۱ و ۱۲ به ترتیب مربوط به شرایط جریان آزاد و مستغرق) مقدار به‌دست آمده

کمتر است تا در شرایط جریان مستغرق. به سخی دیگر، دقت محاسبه دبی در شرایط جریان آزاد بالاتر از دقت محاسبه دبی در شرایط جریان مستغرق است. در شرایط جریان آزاد، مقدار پارامتر آماری حداکثر خطای مطلق (ME) در کلیه شیب‌ها کمتر از ۰/۰۲۴ است و در شرایط جریان مستغرق حداکثر ۰/۰۴۵ در شیب جانبی $z=0/268$ است که بیان‌کننده دقت نسبتاً مناسب در برآورد دبی جریان با استفاده از روابط به‌دست آمده برای هر شیب جانبی است. درصد متوسط خطای نسبی (MARE) در

نسبتاً پایین‌تر است (شکل ۸ ب). تطابق پارامتر بی‌بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ آزمایشگاهی و محاسباتی (با استفاده از رابطه ۱۳ که هم برای شرایط جریان آزاد و هم برای شرایط جریان مستغرق به‌دست آمده) کمتر از دو حالت قبلی است (شکل ۹).

مقایسه با سایر تحقیقات

نتایج بدست آمده از داده‌های آزمایشگاهی این تحقیق، با نتایج بدست آمده در سایر تحقیقات مقایسه شد. گاره و همکاران (Ghare et al., 2020) آزمایش‌هایی را روی فلوم‌هایی دوزنقه‌ای با استوانه مرکزی اجرا و پس از بررسی گروه‌های بی‌بعد مختلف، چندین رابطه برای محاسبه دبی جریان در شرایط جریان آزاد ارائه دادند.

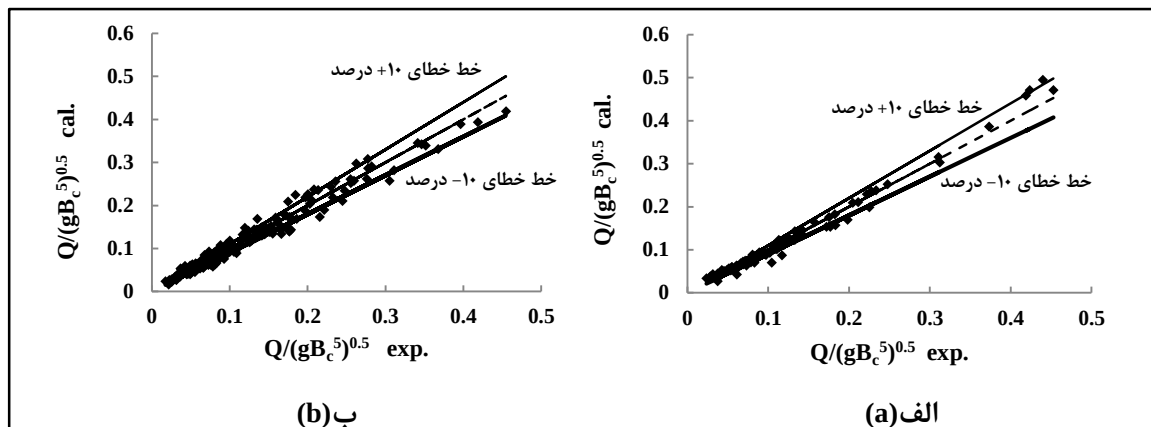
یکی از روابط ارائه شده توسط این محققان رابطه ۶ است. نتایج محاسبه دبی جریان با استفاده از رابطه ۶، با روابط ارائه شده در شکل ۴ و رابطه ۱۱ برای شیب جانبی 0.268 و 0.4663 Z مقایسه و نتایج این مقایسه در جدول‌های ۴ و ۵ ارائه شده است. در محاسبه دبی با استفاده از رابطه ۶ به‌جای d (قطر استوانه) از b (عرض پایه منشوری) استفاده شده است. از روی این جدول‌ها و نمودارها مشخص است استفاده از روابط محاسبه دبی جریان مربوط به هر شیب جانبی، نسبت به استفاده از یک رابطه برای تمام شیب‌های جانبی، خطای کمتری دارد.

سامانی و ماگالانز (Samani & Magallanez, 1993) با نصب پایه استوانه‌ای در محور مرکزی کف کانال دوزنقه‌ای، پس از آزمایش‌های متعدد، رابطه محاسبه دبی جریان را به‌دست آوردند که هم برای شرایط جریان آزاد به‌کار می‌رود و هم برای شرایط جریان مستغرق (رابطه ۳).

برای پارامتر آماری ME در شرایط جریان آزاد و مستغرق به ترتیب 0.06 و 0.47 و برای پارامتر آماری MARE به ترتیب $8/3$ و $10/2$ درصد است. بنابراین، رابطه ۱۰ که برای محاسبه دبی جریان در شرایط جریان آزاد به‌دست آمده، دارای دقت مناسب است و رابطه ۱۱ که برای محاسبه دبی جریان در شرایط جریان مستغرق (با درجه استغراق حداکثر 80 درصد) است، نسبت به رابطه ۱۰ دقت نسبتاً پایین‌تری دارد.

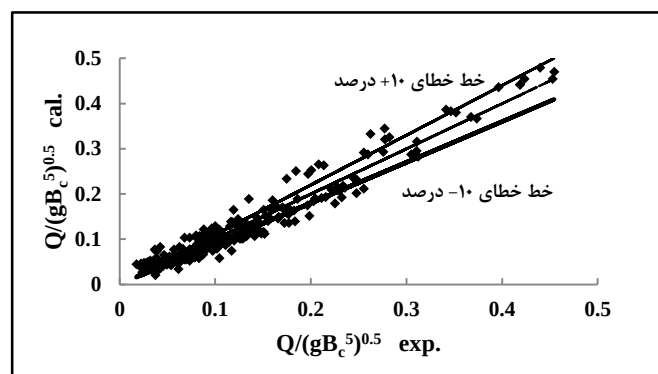
با توجه به نتایج ارائه شده در جدول ۳، متوسط قدر مطلق خطای نسبی در برآورد پارامتر بی‌بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ معادل 19 درصد، مقداری بالا است. بنابراین، بر خلاف رابطه ارائه شده توسط سامانی و ماگالانز (Samani & Magallanez, 1993) (روابط ۱، ۲ و ۳) برای فلوم‌های دایره‌ای، S-M و دوزنقه‌ای که هم برای شرایط جریان آزاد و هم برای شرایط جریان مستغرق پیشنهاد شده، استفاده از رابطه‌ای واحد برای برآورد دبی جریان هم برای شرایط جریان آزاد و هم برای شرایط جریان مستغرق مناسب تشخیص داده نمی‌شود و بهتر است از رابطه جداگانه مربوط به شرایط جریان آزاد و مستغرق استفاده شود.

مقایسه پارامتر بی‌بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ محاسبه شده توسط روابط ۱۱، ۱۲ و ۱۳ و اندازه‌گیری شده آزمایشگاهی در شکل‌های ۸ و ۹ ارائه شده‌اند. با توجه به شکل ۸ می‌توان نتیجه گرفت در شرایط جریان آزاد، پارامتر بی‌بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ آزمایشگاهی و محاسباتی (با استفاده از رابطه ۱۱) از تطابق بالایی برخوردارند (شکل ۸ الف)، اما در شرایط جریان مستغرق این تطابق نسبت به شرایط جریان آزاد



شکل ۸- مقایسه پارامتری بی بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ اندازه گیری شده (آزمایشگاهی) و محاسبه شده، الف: جریان آزاد (رابطه ۱۱) ب: جریان مستغرق (رابطه ۱۲)

Fig. 8- Comparison of experimental and calculated $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ a; free flow (equation 11) b; submerged flow (equation 12)



شکل ۹- مقایسه پارامتری بی بعد $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ اندازه گیری شده (آزمایشگاهی) و محاسبه شده بر اساس رابطه ۱۳

Fig. 9- Comparison of experimental and calculated $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ based on equation 13

دوزنقه‌ای آزمایشگاهی (با شیب جانبی قابل تنظیم) هم در شرایط جریان آزاد و هم در شرایط جریان مستغرق اجرا شد. بر اساس نتایج آزمایش‌ها، ابتدا برای هر کانال با شیب جانبی معین، رابطه‌ای برای محاسبه دبی جریان هم در شرایط جریان آزاد و هم در شرایط جریان مستغرق، به‌دست آمد. به منظور تعیین دبی جریان برای تمامی شیب‌های جانبی مورد بررسی یک رابطه برای جریان آزاد و یک رابطه برای جریان مستغرق استخراج شد. سرانجام رابطه‌ای واحد برای محاسبه دبی جریان، که برای هر دو شرایط جریان آزاد و مستغرق استفاده شود، به‌دست آمد.

اما در این تحقیق روابط جداگانه‌ای برای محاسبه دبی جریان در شرایط جریان آزاد و مستغرق به‌دست آمده، بنابراین نمی‌توان نتایج این تحقیق را با نتایج تحقیقات سامانی مقایسه کرد.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق برای بررسی امکان اندازه‌گیری جریان در کانال‌های دوزنقه‌ای با استفاده از نصب پایه‌های منشوری در محور مرکزی کف کانال و ایجاد مقطع تنگ‌شده با نسبت‌های مختلف به عنوان مقطع کنترل، آزمایش‌های متعددی با جریان زیر بحرانی در یک کانال

جدول ۴- مقایسه دبی اندازه‌گیری شده با دبی‌های محاسبه شده با استفاده از رابطه ۶ (رابطه ارائه شده توسط Ghare, 2020) و روابط به‌دست آمده از این تحقیق برای شیب جانبی $z=0/268$

Table 4- Comparison of observed discharge with the equation 6 and obtained equations in this research for side slope $z=0.268$

b (cm)	y_1 (mm)	Q (m ³ /s) obs.	Q (m ³ /s) (from fig. 4)	Q (m ³ /s) Eq. 11	Q (m ³ /s) Ghare 2020, Eq. 6	Absolute Relative Error		
						fig. 4	Eq. 11	Ghare, 2020
42	130	0.005487	0.005566	0.005243	0.006262	0.054592	0.051766	0.070277
	120	0.004985	0.004713	0.006246	0.005336	0.014295	0.138181	0.141125
	115	0.004317	0.004317	0.004780	0.004900	0.000122	0.107346	0.135190
	120	0.004660	0.004713	0.005243	0.005336	0.011344	0.125120	0.144923
	90	0.002704	0.002630	0.002826	0.003001	0.027409	0.045143	0.110012
	34	0.000441	0.000433	0.000396	0.000428	0.018113	0.101528	0.028332
40	105	0.004485	0.004436	0.004602	0.004504	0.010921	0.026201	0.004255
	100	0.004252	0.004041	0.004162	0.004085	0.049613	0.021156	0.039220
	82	0.002702	0.002785	0.002779	0.002747	0.030410	0.028237	0.016399
	52	0.001314	0.001233	0.001133	0.001105	0.061073	0.137539	0.159142
	32	0.000606	0.000547	0.000454	0.000418	0.097202	0.251460	0.309881
	27	0.000495	0.000417	0.000332	0.000298	0.157998	0.328421	0.397996
38	103	0.004915	0.005122	0.005060	0.004802	0.042090	0.029493	0.022970
	91	0.003936	0.004090	0.003954	0.003748	0.039137	0.004587	0.047747
	86	0.003881	0.003696	0.003537	0.003348	0.071432	0.111439	0.159040
	65	0.001975	0.002266	0.002055	0.001912	0.147058	0.040211	0.031817
	50	0.001246	0.001457	0.001251	0.001132	0.168626	0.003362	0.092166
	25	0.000511	0.000484	0.000354	0.000283	0.053806	0.308510	0.446879
36	93	0.005399	0.005000	0.004656	0.004362	0.073823	0.137495	0.192028
	85	0.004479	0.004277	0.003914	0.003644	0.044952	0.126087	0.186411
	72	0.002812	0.003223	0.002851	0.002614	0.146144	0.014021	0.070275
	70	0.002716	0.003074	0.002704	0.002471	0.054248	0.072751	0.152433
	60	0.002200	0.002379	0.002024	0.001816	0.081261	0.079835	0.174779
	45	0.001410	0.001494	0.001191	0.001021	0.059325	0.155085	0.275721
					Mean	0.063125	0.101874	0.142042

جدول ۵- مقایسه دبی اندازه‌گیری شده با دبی‌های محاسبه شده با استفاده از رابطه ۶ (رابطه ارائه شده توسط Ghare 2020) و روابط به‌دست آمده از این تحقیق برای شیب جانبی $z=0.4663$

Table 5- Comparison of observed discharge with the equation 6 and obtained equations in this research for side slope $z=0.4663$

b	y ₁	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Absolute Relative Error		
						fig. 4	Eq. 11	Ghare, 2020
(cm)	(mm)	obs.	(from fig. 4)	Eq. 11	Ghare 2020, Eq. 6			
42	103	0.004865	0.004662	0.005087	0.005100	0.041857	0.04547 5	0.048166
	97	0.004269	0.004087	0.004445	0.004523	0.042647	0.04107 4	0.059384
	82	0.002962	0.002841	0.003057	0.003232	0.041076	0.03212 2	0.091108
	35	0.000533	0.000499	0.000500	0.000589	0.063242	0.06122 6	0.104516
40	98	0.005092	0.004836	0.005123	0.005090	0.050401	0.00605 0	0.000505
	93	0.004526	0.004335	0.004575	0.004584	0.042038	0.01088 8	0.012842
	84	0.003504	0.003513	0.003677	0.003739	0.002398	0.04927 3	0.067040
	70	0.002312	0.002426	0.002500	0.002597	0.049394	0.08139 4	0.123335
	61	0.001789	0.001845	0.001877	0.001972	0.031474	0.04935 1	0.102589
	34	0.000549	0.000608	0.000580	0.000613	0.108404	0.05730 4	0.116462
38	95	0.005202	0.005160	0.005326	0.005300	0.008077	0.02379 6	0.018727
	93	0.005063	0.005160	0.005326	0.005300	0.019297	0.05205 0	0.046841
	78	0.003231	0.003488	0.003534	0.003573	0.079350	0.09357 9	0.105591
	70	0.002708	0.002825	0.002831	0.002877	0.043063	0.04530 8	0.062359
	55	0.001578	0.001785	0.001743	0.001776	0.131621	0.10456 8	0.125969
	20	0.000356	0.000300	0.000256	0.000235	0.156564	0.28188 8	0.340321
36	90	0.005076	0.005212	0.005238	0.005300	0.026777	0.03197 8	0.044029
	83	0.004504	0.004458	0.004443	0.004507	0.010227	0.01357 7	0.000753
	73	0.003703	0.003491	0.003431	0.003487	0.057184	0.07344 3	0.058394
	60	0.002331	0.002422	0.002327	0.002355	0.039128	0.00184 4	0.010492
	50	0.001886	0.001738	0.001632	0.001636	0.078158	0.13439 7	0.132618
	34	0.000796	0.000883	0.000786	0.000756	0.109023	0.01180 9	0.049611
Mean						0.055973	0.05920 0	0.078257

متوسط خطای نسبی (MARE) برای تعیین دبی جریان در هر کانال با شیب جانبی ثابت در شرایط جریان آزاد حداکثر ۶/۳ درصد و در شرایط جریان مستغرق حداکثر ۱۲ درصد به دست آمده است. مقدار پارامتر آماری فوق در برآورد دبی جریان با استفاده از رابطه‌ای واحد برای کلیه شیب‌های جانبی بررسی شده، ۸/۳ و ۱۰/۲ درصد به ترتیب برای جریان آزاد و مستغرق تعیین شده است. برای تعیین دبی جریان با استفاده از رابطه‌ای که هم برای شرایط جریان آزاد و هم برای شرایط جریان مستغرق حاصل شده، مقدار متوسط خطای نسبی ۱۹ درصد به دست آمده است. بر اساس نتایج به دست آمده در این تحقیق، اندازه‌گیری دبی جریان زیر بحرانی در کانال‌های دوزنقه‌ای با استفاده از نصب پایه‌های منشوری در محور مرکزی کف کانال برای شرایط جریان آزاد کاملاً مناسب و برای شرایط جریان مستغرق نسبتاً مناسب تشخیص داده شد (در صورت استفاده از رابطه تعیین دبی مختص یک شیب جانبی معین و نیز در صورت استفاده از رابطه‌ای واحد برای تعیین دبی در تمامی شیب‌های جانبی). محاسبه دبی جریان با استفاده از رابطه‌ای واحد که هم برای شرایط جریان آزاد و هم برای شرایط جریان مستغرق به کار رود مناسب نیست. استفاده از نتایج به دست آمده از تحقیق حاضر در محدوده پارامترهای مورد بررسی پیشنهاد می‌گردد.

مراجع

- Badar, A. M. & Ghare, A. D. (2012). Development of discharge prediction model for trapezoidal canals using simple portable flume. *International Journal of Hydraulic Engineering*. 1(5), 37-42.
- Badar, A. M. & Ghare, A. D. (2014). Experimental studies on the use of mobile cylinders for measurement of flow through rectangular channels. *International Journal of Civil Engineering*, 12(4), 504-512.
- Bijankhan, M. & Ferro, V. (2019). Experimental study on triangular central baffle flume. *Flow Measurement and Instrumentation*, 70, 101641.
- Clemmens, A. J., Bos, M. G. & Replogle, J. A. (1993). FLUME, Design and Calibration of Long-Throated Measuring Flumes. *International Institute for Land Reclamation and Improvement Wageningen*, 117 pp.
- Clemmens, A. J., Wahl, T L, Bos, M. G. & Replogle, J. A. (2001). Water measurement with flumes and weirs. *International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen*, 384 pp.
- Davis, S. & Samani, Z. (2016). Simple Flow Measurement Devices for Open Channels. *New Mexico Water Resources Research Institute*. 52 pp.
- Ferro, V. (2016). Simple flume with a central baffle. *Flow Measurement and Instrumentation*, 52, 53-56.
- Ghare, A. D., Kapoor, A. & Badar, A. M. (2020). Cylindrical central baffle flume for flow measurements in open channels. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering*, 146(9), 06020007.
- Kapoor, A., Ghare, A. D., Vasudeo, A. D. & Badar, A. M. (2019). Channel flow measurement using portable conical central baffle. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 145(11), 06019010.

- Lotfi Kolavani F., Bijankhan, M., Di Stefano, C., Ferro, V, & Mahdavi Mazdeh, A. (2018). Flow measurement using circular portable flume. *Flow Measurement and Instrumentation*, 62,76-83.
- Masoudian, M. & Kordi, E. (2005). Determination of discharge rate in canals by Replogle flume. *Journal of Agriculture Science and Natural Resources*, 12(2),11-20. (in Persian)
- Mohammadi, M. & Vatankhah, A. (2020). Flow measurement flume with cylindrical and conical walls. *Iranian soil and water researches*, 51(7), 1637-1651. (in Persian)
- Peruginelli, A. & Bonacci, F. (1997). Mobile prisms for flow measurement in rectangular channels. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 123(3),170-174.
- Prabhata, K. S. (1998). Discussion of “Mobile prisms for flow measurement in rectangular channels” by Peruginelli, A. and Bonacci, F. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(5),279-280.
- Robinson, A. R. (1968). Trapezoidal flumes for measuring flow in irrigation channels. *United states department of agriculture. Agricultural Research Service*. 41-140. 15 pp.
- Samani, Z. & Magallanez, H. (1992). Hydraulic characteristics of a circular flume. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering*, 117(4),559-567.
- Samani, Z. & Magallanez, H. (1993). Measuring water in trapezoidal canals. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering*, 119(4), 181-189.
- Samani, Z. & Magallanez, H. (2000). Simple Flume for Flow Measurement in Open Channels. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering*, 126(2), 127-129.
- Samani, Z. (2017). Three Simple Flumes for Flow Measurement in Open Channels. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering*, 143(6), 04017010.

Flow Measurement in Trapezoidal Canals Using Prismatic Piers

E. Valizadegan* and S. Abbasi

* Corresponding Author: Assistant professor, Department of Water Engineering, Faculty of Agriculture, Islamic Azad University, Khoy Branch, Khoy, Iran. E-mail: ebrahim.valizadegan@iaukhoy.ac.ir

Received: 31 October 2020, Accepted: 30 January 2021

Introduction

Flumes are one of the simple tools for measuring flow rate in canals that the flow rate can be calculate only by measuring the flow depth at specific points of control section of them. Blanger (1849) and Bazin (1896) were the first to conduct experimental and theoretical studying on flumes. Since then, many research was done about hydraulic characteristics of different flumes by researchers such as Parshl (1900), Robinson (1968), Samani and Magalanez (1992, 1993), Proginelly and Bonacci (1997), Prabhat (1998), Samani and Magalanez (2000), Bdar and Gare (2014), Davis and Samani (2016) and Mohammadi and Vatankhah (2020). Many of mentioned researchers have done their research on rectangular channels. In this research, possibility of the creating control section by installing a prismatic pier on the central axis of floor in trapezoidal canal and flow measurement in free and submerged flow condition was investigated.

Methodology

To achieve discharge equations, many experiments were performed in free and submerged flow conditions in a trapezoidal laboratory canal with length of 6 m, width of 46 cm, height of 70 cm and with adjustable side slope. Four prismatic piers with head angle of 90°, width of 42, 40, 38 and 36 cm were tested. The height of each pier was considered equal to its width. The experiments were performed on 4 side slopes.

Based on dimensional analysis, the following dimensionless equation was considered as basis of experiments for both free and submerged flow condition.

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = f\left(\frac{y_1}{B_c}\right) \quad (1)$$

where Q is discharge, g is gravity acceleration, y_1 is flow depth upstream of prismatic pier and B_c is calculated from the following equation.

$$B_c = B + 2zy_1 - b \quad (2)$$

where z is side slope of canal, B is width of canal and b is width of prismatic pier.

On the base of 96 experiment in free flow condition (in a certain side slope, 6 experiment for a pier) and 288 experiment in submerged flow condition (in a certain side slope, 18 experiment for a pier with different submergence ratios) discharge equations for both free and submergence flow condition were obtained separately.

Results and discussion

On the base of performed experiments, variation of dimensionless parameters $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ versus y_1/B_c corresponding to all 4 side slopes is presented in figure 1 and equations 3 and 4 in free and submerged flow condition respectively.

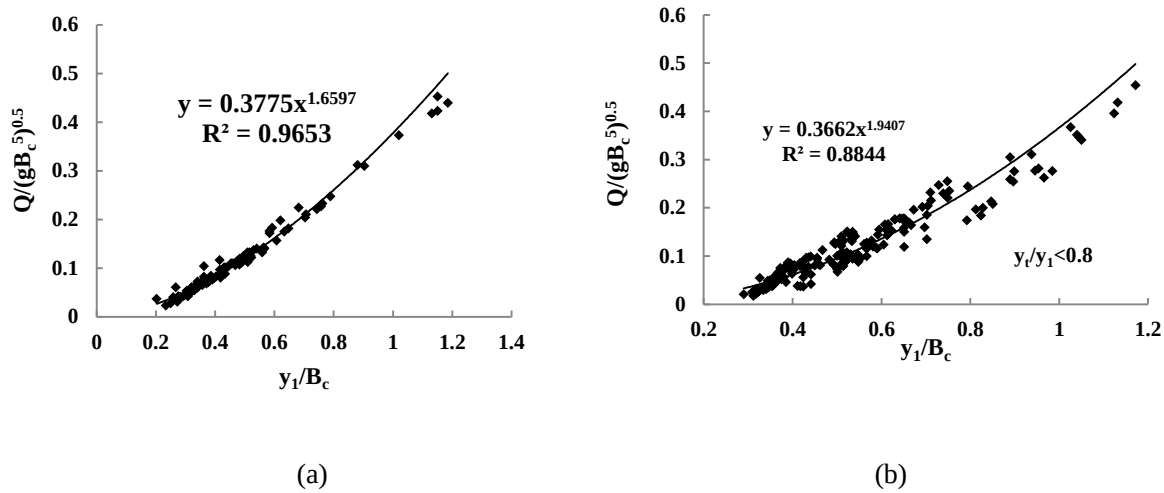


Fig. 6- Variation of y_1/B_c vs. $Q/(gB_c^5)^{0.5}$ for different side slopes, a; free flow b; submerged flow

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = 0.3775 \left(\frac{y_1}{B_c} \right)^{1.6597} \quad (3)$$

$$\frac{Q}{\sqrt{gB_c^5}} = 0.3662 \left(\frac{y_1}{B_c} \right)^{1.9407} \quad (4)$$

According to equation 3 and 4, exponent of y_1 in both equation 3 and 4 is larger than circular, trapezoidal and S-M flumes which are presented by Samani and Magallanes (1992, 1993 and 2000). This makes this flume ideal for water level variations than circular, trapezoidal and S-M flumes. To determine accuracy of the obtained relationships and graphs, statistical parameters, *ME*, *RMSE* and *MARE*, were used. Based on the relationship for all side slopes (equation 3 and 4) *MARE* is 8.3 and 10.2% for free and submerged flow conditions respectively.

The results showed that, using of the flow measurement method in trapezoidal canals is Suitable for free flow conditions and can be used by accepting 12% error for submerged conditions.

Conclusions

The results showed that,

- Using of this flow measurement method (equation 3) in trapezoidal canals is ideal for free flow conditions.
- In submerged flow conditions, this flow measurement method (equation 4) in trapezoidal canals can be used by accepting 12% error.
- This flow measurement method Compared to circular, trapezoidal and S-M flumes, has large sensitivity to variation of upstream water level.
- It is suggested to the results of this research be used within the range of studied parameters.

Keywords: Free flow conditions, Irrigation Canals, Prismatic Flumes, Submerged Flow conditions

تحلیل آزمایشگاهی سیستم لوله انتقال ویسکوالاستیک تحت جریان گذرا

ایرج رضاپور^۱، محمود شفاعی بجستان^{۲*} و بابک امین نژاد^۳

۱- دانشجوی دکتری گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد بین‌المللی کیش، جزیره کیش، ایران

۲- استاد گروه سازه‌های آبی، دانشکده مهندسی آب و محیط زیست، دانشگاه شهید چمران اهواز، اهواز، ایران

۳- استادیار گروه عمران دانشگاه آزاد واحد رودهن، تهران، ایران

تاریخ دریافت: ۹۹/۹/۱۲؛ تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۱/۱۰

نوع مقاله: علمی- پژوهشی

چکیده

امروزه لوله‌های پلیمری به علت برتری‌های قابل توجه فنی و اقتصادی، نسبت به سایر لوله‌ها، با روند رو به رشدی در سیستم‌های آبرسانی عمومی و صنعتی و انتقال فاضلاب در سراسر دنیا استفاده می‌شوند. این موضوع لزوم شناخت رفتار سازه‌ای و عملکرد هیدرولیکی لوله‌های پلیمری و تأثیرات ویژگی‌های ویسکوالاستیک بر نحوه تشکیل و میرایی موج فشار را بیش‌ازپیش ضروری می‌سازد که سبب ارائه طرح‌های بهینه از منظر اقتصادی و فنی خواهد شد. برای بررسی این موضوع از یک مدل آزمایشگاهی خطوط لوله انتقال پلی‌اتیلن در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه شهید چمران اهواز استفاده شد. نتایج بررسی‌ها نشان داد بلافاصله پس از بستن سریع شیر ضربه‌قوچ، یک پیک فشاری قابل توجه و به دنبال آن یک افت ناگهانی در سیگنال فشار قابل مشاهده است. چنانچه محاسبات بر اساس مدل الاستیسیته ارائه شده توسط کارخانه پی‌گرفته شود، حتی با فرض الاستیک بودن لوله، مقدار اضافه فشار حدود ۱۶/۶ تا ۳۷/۶۵ درصد کمتر از مقدار واقعی خواهد بود. به دلیل تغییر شکل‌های تأخیری دیواره لوله، امواج فشاری به سرعت میرا می‌شوند و با گذشت زمان از شروع جریان گذرا، تأخیر زمانی آن بیشتر می‌شود.

واژه‌های کلیدی

اضافه فشار، پاسخ فشاری، خطوط لوله، سرعت موج فشاری، ضربه‌قوچ

مقدمه

می‌شود که به‌طور دوره‌ای سبب افزایش و کاهش و بروز جریان‌های گذرا در خطوط لوله خواهد شد و چنانچه شدت نوسان‌ها شدید باشد، به وقوع ضربه‌قوچ منجر می‌شود. با فرض نبودن اصطکاک و افت‌های موضعی در سیستم فوق، این شرایط به‌صورت دوره‌ای در بازه زمانی $t = 4L/a$ (طول لوله (متر) و a سرعت موج فشاری (متر بر ثانیه) است) تکرار می‌شود که دوره تئوری خط لوله نام دارد. در سیستم‌های واقعی فیزیکی، موج فشار

جریان گذرا در هر سیستم لوله تحت فشار، جریان حالت میانی است که بین یک جریان ماندگار و جریان ماندگار دیگر پدید می‌آید. به بیان دیگر، هرگاه در اثر هرگونه اغتشاش هدفمند یا تصادفی، شرایط جریان از حالت ماندگار تغییر کند، جریان گذرا در خط لوله ایجاد می‌شود (Chaudhry, 2014). در اثر باز یا بسته شدن ناگهانی شیر یا توقف و راه‌اندازی پمپ، موجی فشاری در طول لوله منتشر

در بسیاری از تحقیقات گذشته مرتبط با تحلیل جریان‌های گذرا، جداری لوله از جنس مصالح فلزی و بتنی با رفتار مکانیکی الاستیک بوده است. در سال‌های اخیر استفاده روزافزون از لوله‌های پلاستیکی (مانند پلی‌اتیلن و پی‌وی‌سی)، منجر به توسعه مدل‌های مکانیکی جریان گذرا با در نظر گرفتن رفتار ویسکوالاستیک این مصالح شده است. اثر ویژگی‌های ویسکوالاستیک دیواره لوله‌های پلیمری بر نوسان‌های جریان گذرا را به‌صورت آزمایشگاهی چندین محقق از جمله فاکس و استپنیوسکی (Fox & Stepniewski, 1974)، میبیر و فرانک (Meibner & Franke, 1977)، ویلیامز (Williams, 1977)، میتوسک و روزکوسکی (Mitosek & Roszkowski, 1998) مشاهده کرده‌اند. این محققان تأیید می‌کنند در لوله‌های پلی‌اتیلنی، میرایی موج فشار هنگام جریان گذرا، حتی هنگامی که لوله مهار شده است، خیلی بیشتر از میرایی به‌علت اصطکاک سیال (افت ماندگار) و وارونگی پروفیل سرعت (افت غیرماندگار) است.

برونون و همکاران (Brunone et al., 2000) آزمایش‌هایی را در یک لوله پلی‌اتیلن ۳۵۰ متری، با هدف تشریح استهلاک موج فشار توسط ضریب افت غیرماندگار ارائه‌شده در رابطه برونون (Brunone, 1999)، به‌اجرا گذاشتند و افت موج فشاری جذب‌شده را به افت اصطکاکی غیرماندگار مربوط دانستند. کواس و همکاران (Covas et al., 2005) و پزینگا (Pezzinga, 2002) نتایج یک مطالعه آزمایشگاهی و تئوری برای لوله‌های پلی‌اتیلن را با منظور کردن آنالیز رفتار الاستیک خطی و ویسکوالاستیک مصالح لوله ارائه کردند. این پژوهشگر همچنین مدل‌های یک‌بعدی و شبه-دو بعدی را توسعه داد. نتایج عددی این مدل‌ها

به‌علت افت اصطکاک ناشی از انتشار موج در خط لوله میرا می‌شود و سیال پس از مدتی کوتاه به سکون می‌رسد. این پدیده یکی از جدی‌ترین عوامل ایجاد آسیب در خطوط لوله تحت فشار است. از دیگر عوامل ایجاد جریان گذرا در هر سیستم می‌توان به آغاز به کار توربین‌های هیدرولیکی و لرزش پره چرخنده یا تیغه پروانه سیستم پیشراشه اشاره کرد.

در طرح‌های آبرسانی و انتقال سیالات، ایجاد جریان گذرا و پدیده ضربه‌قوچ همواره بررسی و تاکنون تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه شده است. ژوکوفسکی (Joukowski, 1904) آزمایش‌های متعددی روی انواع لوله‌ها اجرا و گزارشی در مورد تئوری ضربه‌قوچ منتشر کرد. وی سرعت موج را با در نظر گرفتن خاصیت ارتجاعی دیواره لوله و تراکم‌پذیری سیال و نیز مشهورترین معادله تئوری جریان‌های غیرماندگار را ارائه داد. این رابطه به‌عنوان معادله اساسی ضربه‌قوچ شناخته می‌شود. این رابطه برای تعیین شدت موج ضربه‌قوچ به‌صورت رابطه زیر است:

$$\Delta H = \pm \frac{a \Delta V}{g} \quad (1)$$

که در آن،

H ارتفاع پیزومتریک (متر)؛ a = سرعت موج فشاری (متر بر ثانیه)؛ و V = سرعت متوسط سیال (متر بر ثانیه) در مقطع لوله.

نشانه مثبت و منفی در معادله ژوکوفسکی زمانی به کار می‌رود که موج ضربه‌قوچ به‌ترتیب به سمت بالادست و پایین‌دست حرکت کند. تحقیقات ژوکوفسکی درباره اثر سرعت بسته‌شدن شیر بر موج فشاری نشان می‌دهد اگر زمان بسته‌شدن شیر کمتر از $2L/a$ باشد، بیشینه افزایش فشار اتفاق خواهد افتاد.

پدیده ضربه قوچ در خطوط انتقال ویسکوالاستیک پرداخت. این محقق برای این کار یک مدل آزمایشگاهی گسترده ساخت و علاوه بر بررسی اندرکنش سازه و سیال، نشت را در خطوط انتقال ساده و سری با استفاده از روش حل معکوس جریان گذرا تشخیص داد.

در تحقیقات ارائه شده به تحلیل عددی پدیده ضربه قوچ و مدل سازی اثرهای ویسکوالاستیک در حوزه زمان پرداخته شده است. از طرفی ماهیت نوسانی جریان گذرا در خطوط لوله، امکان تحلیل مسئله ضربه قوچ در حوزه فرکانس را نیز فراهم می آورد. این زمینه مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گرفته است. چودری (Chaudhry, 2014) مفاهیم و اصول مدل سازی جریان های گذرا را در حوزه فرکانس معرفی کرد. در این دیدگاه، رابطه های هایپربولیک حاکم بر مسئله با استفاده از تبدیل های لاپلاس یا فوریه به حوزه فرکانس منتقل و پس از یک سری ساده سازی ها (معمولاً حذف یا خطی سازی ترم افت انرژی) به صورت تحلیلی برحسب فرکانس (به جای زمان) حل می شوند. این روش نیز در خصوص اعمال اثرهای ویسکوالاستیک نتایج مثبتی به دنبال دارد که از آن دست می توان به کارهای سو همکاران (Suo et al., 1990)، برینسون و برینسون (Brinson & Brinson, 2008)، واینمن و راجاگوپال (Wineman & rajagopal, 2000) اشاره کرد.

در سال های اخیر استفاده از لوله های پلیمری از جمله پلی اتیلن (PE) و پی وی سی (PVC)، بنا به برتری های فنی و اقتصادی که نسبت به سایر لوله ها از جمله فولادی، چدنی، بتنی و آریست دارند، روز به روز بیشتر شده است. این موضوع لزوم شناخت رفتار سازه ای و عملکرد هیدرولیکی لوله های پلیمری

نشان داد که مدل ویسکوالاستیک افت، موج فشار را در لوله های پلاستیکی بهتر تشریح می کند و مدل الاستیک با دقت کافی پیشینه و کمینه نوسان های ناشی از اولین پیک فشار را تخمین می زند. نتایج این تحقیقات نشان می دهد تفاوت مدل یک بعدی و دوبعدی چندان چشمگیر نیست. کواس و همکاران (Covas et al., 2004) رفتار ویسکوالاستیک دیواره لوله در معادلات حاکم بر جریان گذرا را با استفاده از روش خطوط مشخصه مدل کردند. در این تحقیقات نتایج یک مدل خطی شده ویسکوالاستیک با و بدون اثر افت غیرماندگار با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. نتایج تحقیق نشان داد که سهم اثر اصطکاک غیرماندگار روی میرایی موج فشاری نسبت به کرنش های محیطی دیواره لوله ناچیز است.

اوانجلیستا و همکاران (Evangelista et al., 2015) به بررسی آزمایشگاهی انتقال و انعکاس موج فشاری جریان گذرا در شبکه لوله شاخه ای ویسکوالاستیک پرداختند و برای این کار دو مدل آزمایشگاهی شبکه لوله شاخه ای Y شکل را با مشخصات مختلف ساختند. نتایج بررسی ها نشان داد که امواج فشاری انتقالی و منعکس شده تا ۱۲ درصد با مقادیر تئوری فرض شده برای لوله های الاستیک متفاوت است. همچنین، علاوه بر تغییرات سطح مقطع و سرعت موج فشاری، رفتار رئولوژیکی اتصالات لوله ها بر ضریب انتقال و بازتاب تأثیر می گذارند. پارامترهای ویسکوالاستیک در این تحقیق با صرف نظر کردن از اصطکاک غیرماندگار کالیبره شدند.

حقیقی پور و فتحی مقدم (Haghighipour & Fathimoghdam, 2013) به بررسی میرایی جریان گذرا در خطوط انتقال ویسکوالاستیک پرداختند. رحمانشاهی (Rahmanshahi, 2017) به بررسی

است. برای جلوگیری از تشکیل جریان ثانویه در پیچ‌های تند و افت‌های موضعی، دو انتهای قاب فلزی به شکل نیم‌دایره با قطر ۱/۵ متر اصلاح شد. برای مهار خط لوله از حرکت‌های طولی و جانبی، سیستم لوله با استفاده از بست‌های فلزی (با روکش پلاستیکی) به قاب فلزی مهار شد. لوله پلی‌اتیلن با دانسیته بالا (HDPE) (SDR11, PE100, NP16) با طول ۱۵۸ متر، قطر داخلی ۵/۰۵ سانتی‌متر و ضخامت ۶/۵ میلی‌متر است. شمای کلی و قسمت‌های مختلف مدل آزمایشگاهی در شکل ۱ نمایش داده شده است.

امکانات آزمایشگاهی شامل یک پمپ گریز از مرکز با هد ثابت (PUMPIRAN, EN40-200, $n=2900$ r.p.m, best performance conditions $Q=26$ m³/h and $H=52$ m) یک مخزن تحت فشار با حجم ۶۰۰ لیتر در انتهای بالادست و دو شیر ربع‌گرد و سوپاپی در انتهای پایین‌دست، به‌ترتیب برای تولید جریان گذرا و تنظیم جریان هستند. جریان در انتهای مسیر به لوله زهکش با سطح آزاد وارد می‌شود و از طریق کانال به مخزن آزمایشگاه می‌ریزد. مقدار تقریبی جریان در ابتدای سیستم لوله (بعد از مخزن فشار) با استفاده از دبی‌سنج آلتراسونیک قرائت و مقدار دقیق آن در انتهای سیستم به‌صورت حجمی اندازه‌گیری می‌شود.

با توجه به مراحل چهارگانه ضربه‌قوچ، اگر فشار ماندگار خط لوله پایین باشد، سیگنال فشار در مرحله سوم و پس از بازگشت از مخزن و رسیدن به محل شیر تولید جریان گذرا، وارد فشارهای کمتر از فشار بخار سیال می‌شود، و به دلیل جدایی ستون سیال، جریان هوادار خواهد شد. این پدیده باعث کاهش قابلیت سیگنال فشار برای تشخیص دیگر اختلالات سیستم می‌شود.

را بیش‌ازپیش ضروری می‌سازد. روش مدل‌سازی لوله‌های پلیمری برای تحلیل جریان‌های گذرا، چند تفاوت اساسی با روش مدل‌سازی لوله‌های غیر پلیمری دارد. این تفاوت‌ها عمدتاً به اندرکنش نوسان‌های سیال با مشخصات سازه‌ای جداره لوله مربوط می‌شوند. پلیمرها به‌طور کلی رفتار مکانیکی ویسکوالاستیک از خود نشان می‌دهند که روی شدت، شکل‌گیری و میرایی نوسان‌های فشار در جریان‌های گذرا اثر می‌گذارد. در رابطه‌های حاکم بر ضربه‌قوچ، معمولاً فرض می‌شود که دیواره لوله از مصالح بتنی و فلزی است و رفتار الاستیک خطی دارد. درحالی‌که لوله‌های پلیمری رفتاری غیرالاستیک دارند.

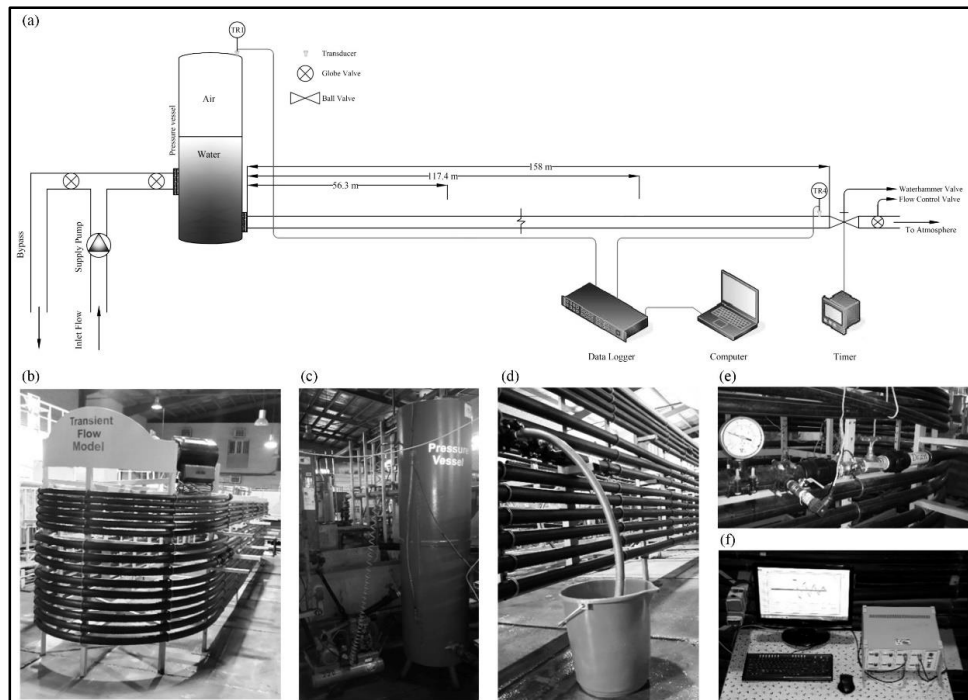
هدف تحقیق حاضر، بررسی آزمایشگاهی پاسخ فشاری خط لوله ویسکوالاستیک تحت جریان گذرا است. با این هدف، در ابتدا پیک اولیه سیگنال فشار و اثرهای line paking و پس از آن اثر زمان بستن شیر ضربه‌قوچ در دبی‌های مختلف بر سیگنال فشار بررسی شده است. یکی دیگر از موضوع‌های مهم در پدیده ضربه‌قوچ، اضافه فشار است. در این تحقیق مقادیر آزمایشگاهی اضافه فشار با مقادیر محاسبه شده تئوری مقایسه شده است.

مواد و روش‌ها

مدل آزمایشگاهی این تحقیق در آزمایشگاه هیدرولیک دانشکده مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز، با هدف ارزیابی پاسخ سیستم خطوط لوله ویسکوالاستیک تحت جریان گذرا طراحی و ساخته شد. برای سادگی نصب ابزار دقیق و اجرای آزمایش‌ها، سیستم لوله‌ها به‌صورت صعودی در بدنه خارجی یک قاب فلزی (۶×۱/۵) نصب شد. اختلاف ارتفاع ابتدا و انتهای خط لوله ۰/۶۸ متر

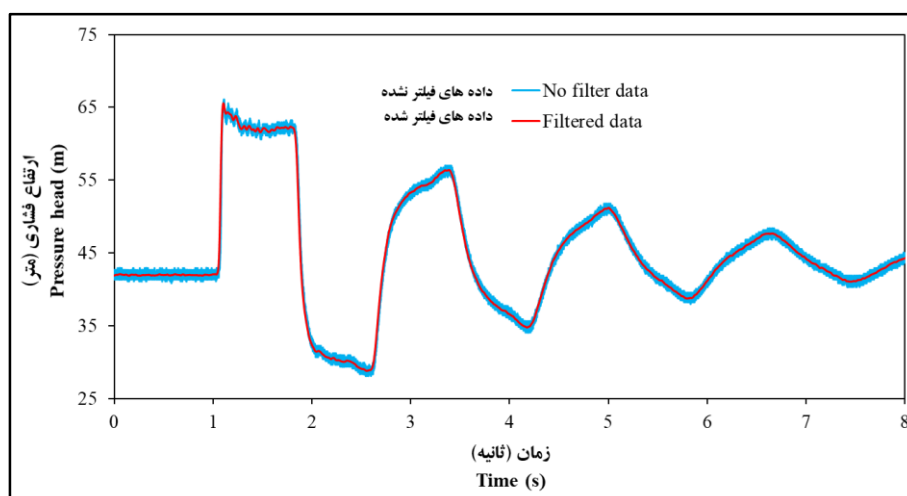
تحلیل آزمایشگاهی سیستم لوله انتقال ویسکوالاستیک...

برای اجتناب از این مشکل، در مرز بالادست سیستم لوله از مخزن تحت فشار به عنوان شرط مرزی بالادست استفاده شد. فشارسنج‌های مورد استفاده در این تحقیق از نوع WIKA با محدوده اندازه‌گیری صفر تا ۱۶ بار هستند.



شکل ۱- (الف) نمای کلی مدل آزمایشگاهی جریان گذرا، (ب) مدل آزمایشگاهی، (ج) مخزن فشار، (د) نشت مدلسازی شده، (ه) شیرهای پایین دست، (و) سیستم برداشت اطلاعات (مدل آزمایشگاهی دانشگاه شهید چمران اهواز)

Fig. 1- a) Overview of hydraulic transient experimental mode, b) experimental model, c) pressure vessel, d) simulated leak, e) downstream valves, f) data acquisition system (Experimental model of Shahid Chamran University of Ahvaz)



شکل ۲- حذف نویز از داده‌های آزمایشگاهی فشار با اعمال فیلتر پایین گذر باترورت

Fig. 2- Noise removal from pressure laboratory data by applying Butterworth low-pass filter

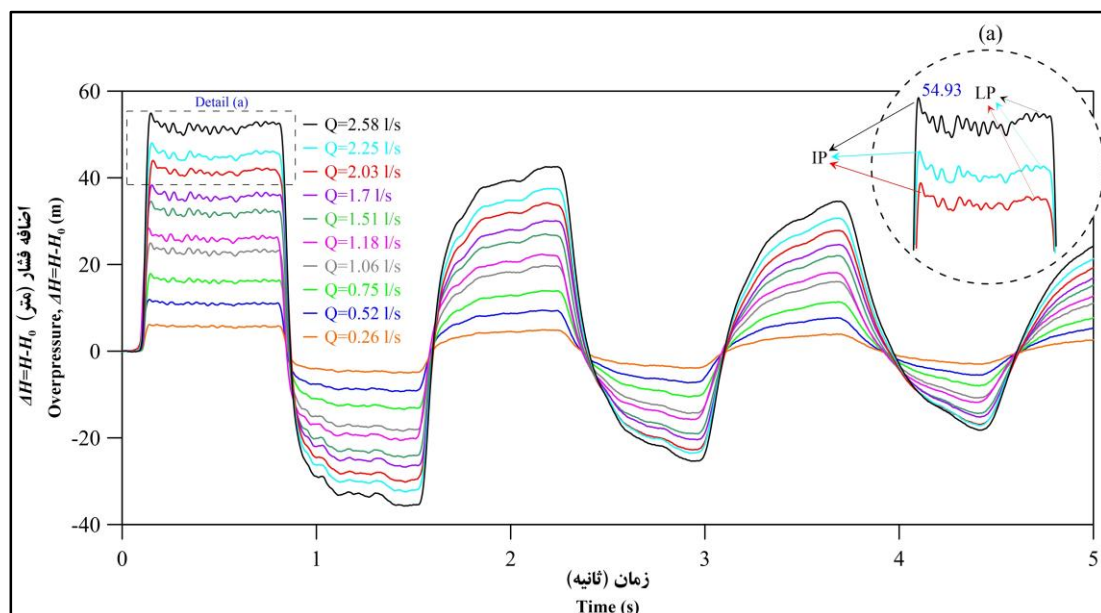
نتایج و بحث

پیک فشار ابتدایی و افت ناگهانی فشار

جریان گذرا برداشت‌شده در فشارسنج TR4 برای دبی‌های مختلف ۰/۲۶ تا ۲/۵۸ لیتر بر ثانیه در شکل ۳ نمایش داده شده است. برای نمایش بهتر نتایج، مقدار اضافه‌فشار ($\Delta H = H - H_0$)، که در آن H ارتفاع پیزومتریک گذرا و H_0 ارتفاع پیزومتریک جریان ماندگار است) این سیگنال‌ها ترسیم شده است. برای نمایش جزئیات تاج اول سیگنال فشار، این قسمت از سیگنال برای سه دبی بزرگ‌تر در قسمت (a) بزرگنمایی شد. مطابق شکل، پس از بسته‌شدن شیر تولید جریان گذرا، سیگنال فشار دارای یک پیک است که پس از آن به‌سرعت افت ناگهانی فشار رخ می‌دهد. اگرچه این پدیده در همه دبی‌ها قابل مشاهده است، مقدار آن برای دبی‌های بزرگ‌تر قابل توجه است.

در ابتدای هر آزمایش، تقریباً نصف حجم مخزن با استفاده از کمپرسور هوا پر شده شار آن به حدود ۴۵ متر آب می‌رسید. با این شرایط در حین جریان گذرا، فشار کمتر از فشار بخار درسیستم ایجاد نمی‌شود و سیستم نیز دچار جدایی ستون سیال نمی‌شود. همچنین به دلیل شرایط محیطی، سیگنال‌های آزمایشگاهی دیجیتالی همواره مقداری نویز اضافی دارند. در این تحقیق نویزهای با فرکانس بالا مطابق شکل ۲ با اعمال فیلتر پایین‌گذر باترورث از سیگنال فشار حذف شدند.

فیلتر استفاده شده از نوع فیلترهای فرکانسی است و با تعریف یک حد مشخص از فرکانس سیگنال، سیگنال‌های با فرکانس بالاتر از آن مقدار را حذف می‌کند (برای راهنمایی بیشتر به راهنمای برنامه MATLAB مراجعه شود) (MATLAB R2018b).



شکل ۳- اضافه‌فشار گذرا در پشت شیر تولید ضربه‌قوچ در دبی‌های مختلف

Fig. 3- Transient Over-pressure upstream of the transient valve at different flow rates

ابتدایی را تولید می‌کنند، پس از آن، به دلیل تغییر شکل‌های تأخیری، دیواره لوله سست‌تر می‌شود و

زمانی که لوله‌های پلیمری تحت اثر بار آبی قرار می‌گیرند، سخت‌تر می‌شوند و یک پیک فشاری

(HDPE) بین ۰/۷ و ۱ گیگا پاسکال متغیر است (Janson, 1995). بنابراین، بر اساس رابطه سرعت موج فشاری در لوله‌های جداره ضخیم مهارشده (Wylie & Streeter, 1993)، مقدار سرعت متناظر با این مقادیر به ترتیب برابر ۲۹۴/۲۰ و ۳۴۸/۷۱ است. برای دبی ۲/۵۸ لیتر بر ثانیه، جریان گذرا سریع با این سرعت‌ها به ترتیب اضافه فشار ۳۸/۶۵ و ۴۵/۸۱ متر تولید می‌کند (بدون در نظر گرفتن اثرهای Line packing). در صورتی که حداکثر اضافه فشار مشاهداتی ۵۴/۹۳ است. در نظر گرفتن اثرهای Line packing این اختلاف را کاهش می‌دهد، به طوری که برای سرعت‌های بالا ۱۰ درصد حداکثر فشار را افزایش می‌دهد (Covas, 2003).

پیک ابتدایی فشار به علت اثر اصطکاک و اینرسی سیال و تغییر شکل‌های تأخیری دیواره لوله، در دوره اول موج فشاری ($T = 4L/a$) کاملاً تضعیف شده است و در دوره‌های متوالی بعدی وجود ندارد. با توجه به اینکه لوله‌های پلی‌اتیلن تا سه برابر فشار اسمی در مقابل بارگذاری با سرعت سریع و در دوره زمانی کوتاه مقاومت می‌کنند (Janson, 1995; Marshal et al., 1998)، این اضافه فشارها مشکلی برای خود لوله‌ها ایجاد نمی‌کند. با این همه، دیگر قسمت‌های سیستم از جمله شیرها و اتصالات مجاور محل تولید جریان گذرا، اگر به درستی و با لحاظ کردن این اضافه فشارها طراحی و مقاوم سازی نشوند، ممکن است استحکام و آب‌بندی سیستم را دچار مشکل کند، به تدریج شروع به نشت کند و به شکست جدی سیستم لوله بینجامد.

به دنبال آن پیک اولیه به سرعت افت می‌کند. در لوله‌های الاستیک، پس از تولید جریان گذرا، تاج سیکل‌های فشاری به خصوص در محل تولید جریان گذرا به دلیل اثرهای line packing روندی صعودی دارد (این پدیده زمانی رخ می‌دهد که جریان در انتهای پایین دست به طور کامل متوقف شده است، با این حال این پدیده تنها در بخشی از خط لوله اتفاق افتاده است. به دنبال آن با گذشت زمان، حجم آب متوقف شده افزایش می‌یابد، دیواره لوله منبسط می‌شود، سیال فشرده می‌شود و فشار پس از افزایش ناگهانی ناشی از تولید جریان گذرا، شروع به افزایش می‌کند. این پدیده به خصوص در محلی ظاهر می‌شود که جریان گذرا تولید می‌شود (Wylie & Streeter, 1993, pp. 62-64)، این در حالی است که نتایج نشان می‌دهد که در سیستم‌های لوله ویسکو این روند در ابتدا نزولی است و اثرهای line packing تضعیف می‌شود. شکل کلی سیگنال فشار گذرا در سیستم‌های لوله ویسکو به همین شکل است، اگرچه پیک ابتدای سیگنال فشار فقط در جریان‌های گذرا سریع ظاهر می‌شود.

مطابق جدول ۱، اضافه فشار محاسباتی با استفاده از رابطه اساسی ضربه قوچ برای جریان گذرا سریع، $\Delta H = aQ/gA$ (Joukowsky, 1904)، با استفاده از سرعت موج تخمین زده شده بر اساس جدول الاستیسیته استاتیک لوله، ۱۶/۶ تا ۳۷/۶۵ درصد کمتر از اضافه فشار مشاهداتی است. با توجه به مشخصاتی که کارخانه سازنده ارائه داده است، مدول الاستیسیته لوله‌های پلی‌اتیلن با دانسیته بالا

جدول ۱- تخمین اضافه فشار برای دبی‌های مختلف جریان گذرا

Table 1- Estimation of overpressure for different transient flow rates

خطا (-)	خطا (-)	اختلاف فشار (متر)	اختلاف فشار (متر)	سرعت موج (متر بر ثانیه)	سرعت موج (متر بر ثانیه)	اختلاف موج (متر)	عدد رینولدز Re	دبی (لیتر بر ثانیه)
Error*	Error**	ΔH^* (m)	ΔH^{**} (m)	a^* (m/s)	a^{**} (m/s)	ΔH (m)	(-)	Q (l/s)
36.77	25.06	4.62	3.89	348.71	294.20	6.16	6559	0.26
34.65	22.54	9.23	7.79	348.71	294.20	11.92	13117	0.52
37.23	25.60	13.32	11.24	348.71	294.20	17.90	18919	0.75
36.36	24.56	18.82	15.88	348.71	294.20	24.95	26739	1.06
37.65	26.09	20.95	17.68	348.71	294.20	28.35	29766	1.18
34.55	22.42	26.81	22.62	348.71	294.20	34.56	38090	1.51
33.19	20.81	30.36	25.62	348.71	294.20	38.34	43136	1.71
30.87	18.06	36.04	30.41	348.71	294.20	43.99	51208	2.03
29.85	16.86	39.95	33.71	348.71	294.20	48.05	56757	2.25
29.64	16.60	45.81	38.65	348.71	294.20	54.93	65082	2.58

مقادیر ستون سوم جدول ۱ اضافه فشار اندازه‌گیری شده، ستون چهارم و پنجم مقادیر سرعت موج محاسباتی از رابطه سرعت موج فشاری تئوری به ترتیب با $E_0 = 1.0 \text{ Gpa}$ و $E_0 = 0.7 \text{ Gpa}$ ، ستون ششم و هفتم اضافه فشار تخمین زده شده با استفاده از رابطه ژوکوفسکی $\Delta H = aQ/gA$ و مقادیر ستون چهارم و پنجم، و دو ستون آخر مقدار خطای محاسبه اضافه فشار $(Error = (\Delta H - \Delta H^{or**}) / \Delta H)$ از دو روش محاسبه شده در ستون ششم و هفتم است. بالانویس (*) مربوط به مقادیر محاسبه شده مدول الاستیسیته ۰/۷ گیگا پاسکال و بالانویس (**) برای مقادیر محاسبه شده با مدول الاستیسیته ۱ گیگا پاسکال می‌باشد.

هم افزایش می‌یابد، به‌طور قابل توجهی کمتر تخمین زده می‌شود. مطابق نتایج به دست آمده، اضافه فشار پیش‌بینی شده ۱۶/۶ تا ۳۷/۶۵ درصد کمتر از مقدار مشاهداتی آن است. تخمین کمتر فشارهای گذرا در هنگام استفاده از رابطه‌های ساده شده و شبیه‌سازهای الاستیک جریان گذرا، یک دلیل مهم برای لحاظ رفتار مکانیکی دیواره لوله در جریان گذرا است.

اثر زمان بستن شیر بر پیک فشار حداکثر

پیک حداکثر فشار مشاهداتی در لوله‌های پلی‌اتیلن در حین جریان گذرای سریع، اگرچه در ابتدا به نظر می‌رسد وابسته به سرعت بارگذاری باشد، به سرعت جریان و زمان بستن شیر نیز وابسته است. در همین زمینه، آزمایش‌هایی برای بررسی اثر زمان بستن شیر بر پیک ابتدایی موج اجرا شد. آزمایش‌های جریان گذرا در دبی ۱ لیتر بر ثانیه برای زمان‌های بستن ۰/۰۵، ۰/۱۶ و ۰/۲۷ ثانیه، که

در عمل کاربرد لوله در زیر خاک به دلیل افزایش نیروهای محیطی باعث افزایش سختی لوله، سرعت موج فشاری و در نتیجه اضافه فشار تولیدی می‌شود. همچنین اضافه فشار تولیدی در لوله‌های با جنس سخت‌تر مانند PVC، حادثتر است تا در لوله‌های پلی‌اتیلن (Larson & Jonsson, 1991; Watters et al., 1976). بنابراین در مرحله طراحی، افزایش سختی لوله‌ها ناشی از تکیه‌گاه‌های دیواره لوله و اصطکاک ناشی از خاک اطراف آن، با در نظر گرفتن مدول الاستیسیته بالاتر باید لحاظ شود.

تحلیل سیگنال جریان گذرا نشان می‌دهد که روابط کلاسیک ضربه‌فوج قادر به پیش‌بینی حداکثر فشار گذرا مشاهداتی جریان گذرای سریع در لوله پلی‌اتیلن نیست. محاسبه سرعت موج در لوله‌های پلی‌اتیلن بر اساس مدول الاستیسیته استاتیک (۰/۷ تا ۱ گیگا پاسکال)، در مقایسه با مدول الاستیسیته دینامیک (که تا دو برابر مدول الاستیسیته دینامیکی

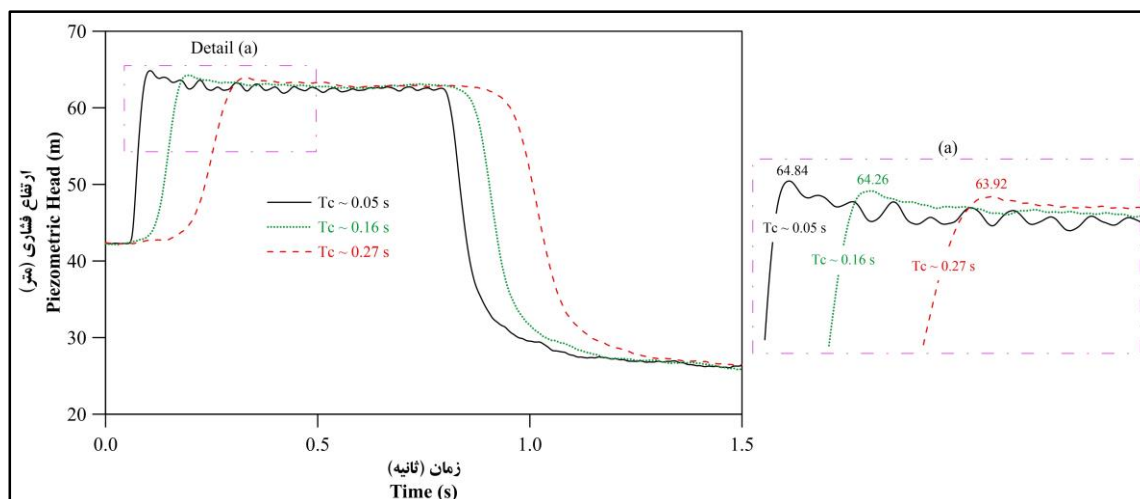
مدول الاستیسیته دینامیکی با افزایش زمان بستن شیر کاهش و خزش تطابقی افزایش می‌یابد. مدول الاستیسیته دینامیکی به دست آمده بیشتر از ۲ برابر مدول الاستیسیته استاتیکی ارائه شده توسط کارخانه سازنده (۰/۷ تا ۱ گیگا پاسکال) است. تغییرات E_0 و J_0 با زمان بستن شیر T_c ، روند معمول رفتار ویسکوالاستیک دیوار لوله است که برخلاف مواد الاستیک این پارامترها وابسته به زمان هستند.

با توجه به نتایج تحقیقات کواس (Covas, 2003) نوع شیر تولید ضربه قوچ و مقدار نویز سیگنال فشار بر مقدار پیک حداکثر فشار مؤثر است. همچنین در شرایط طبیعی و کاربرد سیستم لوله مشابه مدل آزمایشگاهی در زیر خاک، با توجه به افزایش سختی لوله، انتظار می‌رود مقادیر مدول الاستیسیته دینامیکی و خزش تطابقی به ترتیب مقادیری بیشتر و کمتر از مقادیر متناظر در مدل آزمایشگاهی باشند.

همگی در کلاس بستن سریع ($T_c < 2L/a$) هستند، اجرا شد.

در شکل ۴، سیگنال‌های فشار در فشارسنج TR4 در زمان‌های مختلف بستن شیر ارائه شده است. ویژگی‌های پیک فشاری حداکثر شامل اضافه فشار، سرعت بارگذاری (سرعت بارگذاری یا سرعت افزایش فشار، نسبت بین اضافه‌فشار حداکثر ΔH و زمان بستن شیر T_c است)، سرعت موج، مدول الاستیسیته و خزش، در جدول ۲ ارائه شده است. با افزایش زمان بستن شیر، پیک‌های حداکثر فشار و شیب افت فشار آنها کاهش می‌یابد و این پیک به تدریج تضعیف می‌شود و از بین می‌رود. علاوه بر این، بسته به اختلاف زمانی بستن شیر، موج فشاری تأخیر زمانی خواهد داشت.

در جدول ۲ مقادیر سرعت موج با استفاده از پیک حداکثر فشار با استفاده از رابطه ژوکوفسکی $\Delta H = aQ/gA$ محاسبه شده است. مقادیر متناظر



شکل ۴- سیگنال فشار برای زمان‌های مختلف بستن شیر در دبی ۱ لیتر بر ثانیه

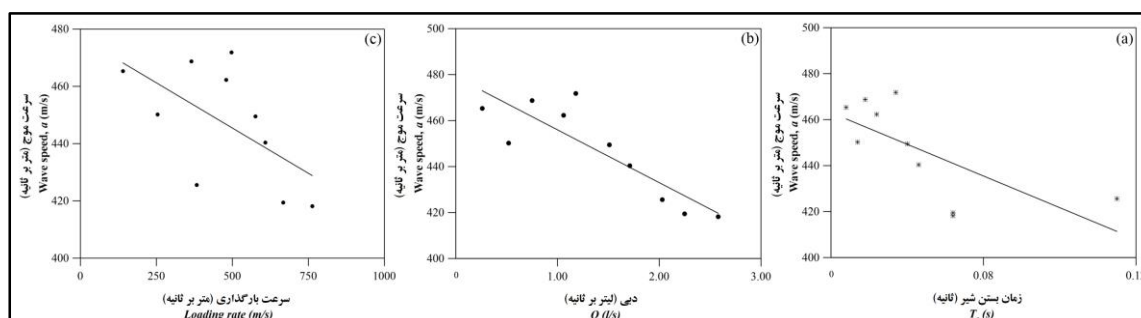
Fig. 4- Pressure signal for different valve closing times at $Q= 1 \text{ l/s}$

جدول ۲- پارامترهای مرتبط با پیک فشاری حداکثر برای زمان‌های مختلف بستن شیر

مدول الاستیسیته (گیگا پاسکال)	خزش آنی (گیگا پاسکال/۱)	سرعت موج (متر بر ثانیه)	سرعت بارگذاری (متر بر ثانیه)	اختلاف فشار (متر)	زمان بستن شیر (ثانیه)
E_0 (GPa)	J_0 (GPa ⁻¹)	a (m/s)	Loading rate (m/s)	ΔH (m)	T_c
1.67	0.60	442.87	451.0	22.55	0.05
1.59	0.63	433.05	137.8	22.05	0.16
1.53	0.65	425.00	80.1	21.64	0.27

نیست؛ با این حال، مشاهدات آزمایشگاهی نشان می‌دهد که پیک فشار تابع سرعت جریان است، به این معنی که با توجه به اینکه شیر ضربه‌قوچ به‌صورت دستی بسته می‌شود، در دبی‌های بالا بستن سریع مشکل‌تر است و زمان بستن شیر افزایش و در نتیجه پیک فشاری کاهش می‌یابد.

خلاصه مشخصات مرتبط با پیک حداکثر برای دبی‌های مختلف در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین، رابطه بین شدت پیک فشاری (یعنی a) و پارامترهای زمان بستن شیر T_c ، دبی Q ، و سرعت بارگذاری، در شکل ۵ نمایش داده شده است. پیک فشار به‌طور مستقیم تابع سرعت جریان و بارگذاری



شکل ۵- تغییرات سرعت موج تخمین زده شده از پیک فشار حداکثر در مکان TR4 نسبت به، (الف) زمان بستن شیر، (ب) دبی جریان، و (ج) سرعت بارگذاری

Fig. 5- Changes in the estimated wave velocity from the maximum pressure peak at location TR4 relative to (a) valve closing time, (b) flow rate, and (c) loading rate

به دلیل تنش پسماند دچار کرنش تأخیری می‌شود و در نتیجه فشار افت می‌کند. پس از آن، همان‌طور که قبلاً بیان شد، به دلیل اثرهای Line Packing، فشار شروع به افزایش می‌کند. این اثر خصوصاً در مکان پشت شیر (TR4) به وضوح دیده می‌شود. ولی این پدیده به شدت تحت تأثیر ویسکوالاستیک دیواره لوله است و نسبت به لوله‌های الاستیک تضعیف می‌شود و با افزایش زمان از شروع جریان گذرا و همچنین

استهلاک و تأخیر زمانی موج فشاری گذرا در شکل ۶، استهلاک و تغییر فاز سیگنال فشار در چهار فشارسنج در دبی ۱ لیتر بر ثانیه نمایش داده شده است. مطابق نتایج به دست آمده، افت فشار ناگهانی وجود دارد. مصالح این نوع لوله‌ها رفتار الاستیک خطی ندارند. این مشخصات رفتار ویسکوالاستیک دیواره لوله است که در زمان بارگذاری آنی (بستن شیر)، در ابتدا سخت‌تر و

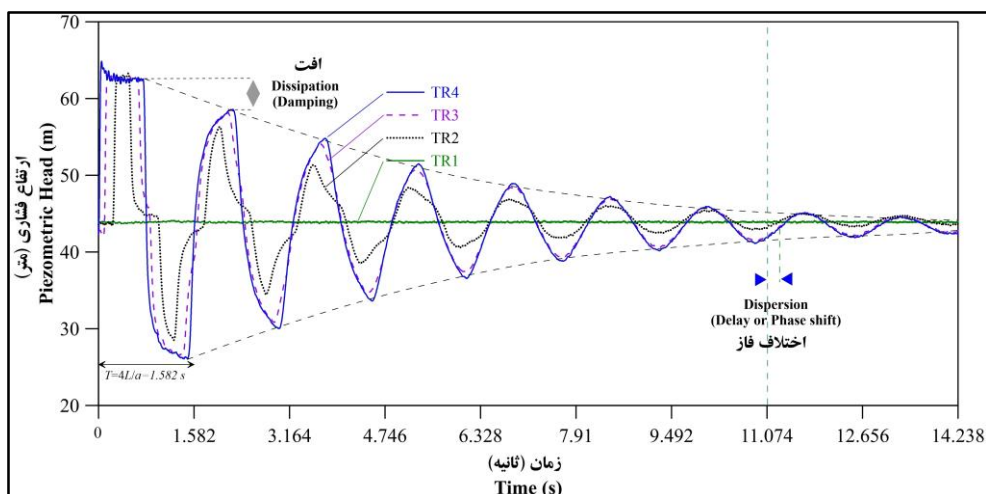
قابل توجه همراه با تغییر فاز^۱ در موج فشاری در همه مکان‌های اندازه‌گیری مشاهده می‌شود. با توجه به اینکه این پدیده در لوله‌های فلزی به این شدت اتفاق نمی‌افتد، نمی‌توان آن را به‌طور کامل با استفاده از میرایی اصطکاکی^۲ توجیه کرد. این افت و تغییر فاز بیش از حد، عمدتاً ناشی از میرایی مکانیکی لوله است. این میرایی نتیجه انبساط/انقباض تأخیری مصالح لوله است، به‌طوری‌که بلافاصله به اعمال یک بار آبی پاسخ نمی‌دهد. این نوع پاسخ مکانیکی، پاسخ معمول در مصالح پلیمری خصوصاً پلی اتیلن است.

دور شدن از مکان تولید آن، بیشتر و بیشتر تضعیف می‌شود و اثری از آن در امواج فشار قابل‌مشاهده نیست. میرایی فشار قابل‌توجهی در دوره‌های متوالی موج فشار (در یک فشارسنج خاص) و همچنین در طول خط لوله (در فشارسنج‌های مختلف) دیده می‌شود. در دیگر فشارسنج‌ها در طول خط لوله (TR2 و TR3)، اثری از پیک ابتدایی دیده نمی‌شود. به دلیل تغییر شکل‌های تأخیری، نوسان‌های با فرکانس بالا، اثرهای FSI و پیک‌های شدید در طول خط لوله مستهلک می‌شوند. بررسی شکل ۶ نشان می‌دهد که یک افت انرژی

جدول ۳- پارامترهای مرتبط با پیک فشار حداکثر برای دبی‌های مختلف جریان

Table 3- Parameters related to the maximum pressure peak for different flow rates

دبی (لیتر بر ثانیه) Q (l/s)	زمان بستن شیر (ثانیه) T _c (s)	اختلاف فشار (متر) ΔH (m)	سرعت بارگذاری (متر بر ثانیه) Loading rate (m/s)	سرعت موج (متر بر ثانیه) a (m/s)	مدول الاستیسیته (گیگا پاسکال) E ₀ (GPa)	خزش آبی (گیگا پاسکال / J ₀ (GPa ⁻¹)
0.26	0.044	6.16	140.00	465.29	1.86	0.54
0.52	0.047	11.92	253.62	450.19	1.73	0.58
0.75	0.049	17.90	365.31	468.72	1.9	0.53
1.06	0.052	24.95	479.81	462.26	1.84	0.54
1.18	0.057	28.35	497.37	471.84	1.92	0.52
1.51	0.06	34.56	576.00	449.49	1.73	0.58
1.71	0.063	38.34	608.57	440.33	1.65	0.61
2.03	0.155	43.99	382.52	425.58	1.53	0.65
2.25	0.072	48.05	667.36	419.40	1.49	0.67
2.58	0.072	54.93	762.92	418.13	1.48	0.68



شکل ۶- افت و تغییر فاز در سیگنال فشار در چهار فشارسنج در دبی ۱ لیتر بر ثانیه

Fig. 6- Head loss and and phase shift in pressure signal on four transducers at a flow rate of 1 l/s

نتیجه‌گیری

کارخانه‌های سازنده، در مرحله طراحی است. به دلیل تغییر شکل‌های تأخیری دیواره لوله، سیگنال فشار به سرعت میرا می‌شود و با گذشت زمان از شروع جریان گذرا، تأخیر زمانی آن بیشتر خواهد شد. با توجه به اینکه این پدیده‌ها هرگز با این شدت در لوله‌های الاستیک دیده نمی‌شود، نمی‌توان گفت ناشی از اثرهای افت غیرماندگار هستند. علاوه بر این، منحنی فشار در مرحله بارگذاری و در مرحله باربرداری مشابه منحنی کرنش عمومی پلیمرها، به ترتیب محدب و مقعر شکل است. با توجه به وابستگی سیگنال فشار به تنش‌های محیطی پیشنهاد می‌شود این پژوهش برای سیستم‌های لوله واقعی مدفون تحت تنش محیطی خاک نیز اجرا شود.

بلافاصله پس از بستن سریع شیر ضربه‌قوچ، یک پیک فشاری قابل توجه و به دنبال آن یک افت ناگهانی در سیگنال فشار قابل مشاهده است. در یک دبی ثابت، فشار پیک اولیه با افزایش زمان بستن شیر کاهش می‌یابد. با فرض رفتار مکانیکی الاستیک خطی برای دیواره لوله، مقدار اضافه فشار پیک اول ناشی از جریان گذرای سریع، حدود $16/6$ تا $37/65$ درصد کمتر از مقدار واقعی آن است.

این موضوع یک دلیل مهم برای لحاظ کردن رفتار ویسکوالاستیک لوله‌های پلیمری توسط مدل‌های هیدرولیکی جریان گذرا دقیق یا در نظر گرفتن مدول الاستیسیته دینامیکی بعضاً تا ۲ برابر مدول الاستیسیته استاتیک پیشنهاد شده توسط

قدردانی

از دانشگاه شهید چمران اهواز به دلیل فراهم کردن امکانات آزمایشگاهی این تحقیق قدردانی می‌شود.

مراجع

- Brinson, H.F., & Brinson, L.C. (2008). *Polymer Engineering Science and Viscoelasticity, an Introduction*. Springer.
- Brunone, B. (1999). Transient test based technique for leak detection in outfall pipes. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE*, 125 (5), 302-306.
- Brunone, B., Karney, B., Mercarelli, M., & Ferrante, M. (2000). Velocity profiles and unsteady pipe friction in transient flow. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE*, 126(4), 236-244.
- Chaudhry, M.H. (2014). *Applied Hydraulic Transients*. Springer New York. (pp. 503).
- Covas, D. (2003). *Inverse Transient Analysis for Leak Detection and Calibration of Water Pipe Systems- Modelling Special Dynamic Effects*. PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, London, UK.
- Covas, D., Stoianov, I., Mano, J., Ramos, H., Graham, N., & Maksimovic, C. (2004). The dynamic effect of pipe-wall viscoelasticity in hydraulic transients, Part I—Experimental analysis and creep characterization. *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, 42(5), 516–530.

- Covas, D., Stoianov, I., Mano, J., Ramos, H., Graham, N., & Maksimovic, C. (2005). The dynamic effect of pipe-wall viscoelasticity in hydraulic transients, Part II—Model development, calibration and verification. *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, 43(1), 56–70.
- Evangelista, S.A., Leopardi, R., Pignatelli, G., & Marinis, G. (2015). Hydraulic transients in viscoelastic branched pipelines. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 141(8), 1-9.
- Fox, G.L.Jr., & Stepniewski, D. (1974). Pressure wave transmission in a fluid contained in a plastically deforming pipe. *Journal of Pressure Vessel Technology, Trans. ASME*, 96(4), 258-262.
- Haghighipoor, S., Fathimoghadam, M. (2013) Evaluation of Transient Hydraulic Flow in Flexible Pipe Line. *Journal of Irrigation Sciences and Engineering (JISE)*. 36(4), 39-50. (in Persian)
- Jonsson, L. (1995). Leak Detection in Pipelines using Hydraulic Transients – Laboratory Measurements. University of Lund, Sweden, Lund.
- Joukowsky, N. (1904). Waterhammer (Mem. Imp. Acad. Soc. St. Petersburg, 1898) (translation by O. Simin). *Proceedings of American Water works Association*. 24, 341-424.
- Larson, M., & Jonsson, L. (1991). Elastic properties of pipe materials during hydraulic transients. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 117(10), 1317-1331.
- Marshall, G.P., Brogden, S., & Shepherd, M.A. (1998). Evaluation of surge and fatigue resistance of poly (vinyl chloride) and polyethylene material for use of the UK water industry. *Plastics, Rubber and Composites Processing and Appllication*. 27(10), 483-488.
- MeiBner, E., & Franke, G. (1977). Influence of pipe material on the dampening of waterhammer. *Proceedings of the 17th Congress of the International Association for Hydraulic Research, Pub. IAHR*, Baden-Baden, F.R. Germany.
- Mitosek, M., & Roszkowski, A. (1998). Empirical study of waterhammer in plastic pipes. *Plastics, Rubber and Composites Processing and Applications*. 27(7), 436-439.
- Pezzinga, G. (2002). Unsteady flow in hydraulic networks with polymeric additional pipe. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 128(2), 238–244.
- Rahmanshahi, M. (2017) Leak detection in viscoelastic series pipeline in time domain. Ph.D. thesis, Shahid Chamran University of Ahvaz, Ahvaz, Iran. (in Persian)
- Suo, L., & Wylie, E.B. (1990). Complex wave speed and hydraulic transients in viscoelastic pipes. *Journal of Fluid Engineering, Trans. ASME*. 112, 496–500.
- Watters, G.Z., Jeppson, R.W., & Flammer, G.H. (1976). Waterhammer in polyvinyl chloride and reinforced plastic pipe. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE. HY7*, 831-843.
- Williams, D.J. (1977). Waterhammer in non-rigid pipes: precursor waves and mechanical dampening. *Journal of Mechanical Engineering, Trans. ASME*. 19(6), 237-242.

- Wineman, A.S., & Rajagopal, K.R. (2000). Mechanical Response of Polymers: an introduction. Cambridge University Press.
- Wylie, E.B., Streeter, V.L., & Suo, L. (1993). Fluid Transients in Systems. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall. pp. 463.

Experimental Analysis of Viscoelastic Transmission Pipe System Under Transient Flow

I. Rezapour, M. Shafai Bajestan* and B. Aminnejad

* Corresponding Author: Professor, Department of Water Structures, Faculty of Water and Environmental Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz, Ahvaz, Iran. Email: m_shafai@yahoo.com
Received: 2 December 2020, Accepted: 29 January 2021

Extended Abstract

Introduction

Transient flow in a pressurized pipe system is an intermediate state flow that arises between one constant flow and another. In other words, whenever the flow conditions change from a steady-state due to any deliberate or accidental disturbance, a transient flow is created in the pipeline (Chaudhry, 2014). This phenomenon is one of the most severe cases of damage in pressurized pipelines.

In many previous studies related to transient flow analysis, the pipe wall has been made of metal and concrete materials with elastic mechanical behavior. In recent years, the increasing use of plastic pipes (such as polyethylene and PVC) has led to the development of mechanical models of transient flow, taking into account the viscoelastic behavior of these materials.

In recent years, polymer pipes such as polyethylene and PVC, due to their technical and economic advantages over other pipes such as steel, cast iron, concrete, and asbestos, have increased day by day. This makes the need to understand the structural behavior and hydraulic performance of polymer pipes even more urgent. The modeling method of polymer pipes for transient flows analysis has several fundamental differences from non-polymer pipes. These differences are mainly related to the interaction of fluid fluctuations with the characteristics of pipe wall structures. Polymers generally exhibit viscoelastic mechanical behavior that affects the intensity, formation, and damping of pressure fluctuations in transient currents. In these equations, it is usually assumed that the pipe wall is made of concrete and metal and has a linear elastic behavior. In comparison, polymer pipes have inelastic behavior.

The present study aims to investigate the pressure response of viscoelastic pipeline under transient flow. For this purpose, first, the pressure signal's initial peak and the effects of line packing are investigated. The effect of the transient valve's closing time in different flows on the pressure signal is investigated in the following. Another important issue is the overpressure. In this research, laboratory values of overpressure are compared with the theoretically calculated values.

Methodology

The laboratory model of this research was designed and built in the hydraulic laboratory of the Faculty of Water Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz, to evaluate the response of the viscoelastic pipeline system under transient flow. The pipes are high-density polyethylene (HDPE) (SDR11, PE100, NP16) with a length of 158 meters, an inner diameter of 5.05 cm, and a thickness of 6.5 mm. According to the four stages of waterhammer, if the constant pressure of the pipeline is low, the pressure signal in the third

stage, after returning from the tank and reaching the transient flow valve, enters pressures less than the vapor pressure of the fluid, and due to the column separation. This phenomenon reduces the pressure signal capability to detect other system malfunctions. To avoid this problem, a pressurized reservoir was used as the upstream boundary condition at the pipe system's upper boundary.

Results and Discussion

The initial peak pressure due to the effects of friction and fluid inertia and the delayed deformation of the pipe wall is completely weakened in the first period of the pressure wave and does not exist in subsequent periods. The transient flow signal analysis showed that the classical waterhammer equation could not predict the observed maximum transient pressure of fast transient in polyethylene pipe. The calculation of the wave speed in polyethylene pipes based on the modulus of static elasticity is significantly less than that of elasticity's dynamic modulus. As the valve's closing time increases, their maximum pressure peaks and pressure drop gradients decrease, and this peak gradually weakens and disappears. In addition, depending on the time difference between closing the valve, the pressure wave will have a time delay. The results showed that a significant energy drop with phase change in the pressure wave is observed in all measurement locations.

Conclusions

After quickly closing the transient valve, a significant pressure peak is observed, followed by a sudden drop in the pressure signal. At a constant flow, the initial peak pressure decreases with increasing valve closing time. Suppose the calculations are based on the modulus of elasticity provided by the factory. Even if the elastic tube is assumed, the amount of overpressure is 16.6 to 37.65% less than the actual value. This is an important reason to consider polymer pipes' viscoelastic behavior by precision transient flow hydraulic models or to consider the dynamic modulus of elasticity, sometimes up to twice the static modulus of elasticity proposed by manufacturers, in the design phase.

Acknowledgment

The authors would like to express special thanks of gratitude to the vice-chancellor of Shahid Chamran University of Ahvaz's research and technology for giving of opportunity and providing facilities to conduct this research.

Keywords: Overpressure, pipelines, Pressure response, pressure wave speed, waterhammer.

شبیه سازی عددی و بهینه سازی هندسی سرریز پلکانی سد جره توسط الگوریتم ژنتیک چند هدفه

محمدهادی فتاحی^{۱*} و علی سینایی^۲

۱ و ۲- به ترتیب: استادیار؛ و کارشناسی ارشد مهندسی و مدیریت منابع آب، گروه مهندسی عمران، واحد مرودشت، دانشگاه آزاد اسلامی، مرودشت، ایران
تاریخ دریافت: ۹۹/۸/۲۳؛ تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۲/۳
نوع مقاله: علمی پژوهشی

چکیده

با توجه به اهمیت ذخیره آب در کشور، احداث سد به عنوان یکی از مهمترین منابع ذخیره آب امری مهم و ضروری است. از آنجا که سرریز از مهمترین اجزای سد است، در این پژوهش شبیه سازی عددی با استفاده از نرم افزار Flow3D و بهینه سازی ابعاد هندسی سرریز پلکانی توسط الگوریتم ژنتیک با هدف ارائه طرحی بهینه به منظور کاهش هزینه های احداث سرریز بررسی شده است.

ابتدا مدل آزمایشگاهی سرریز پلکانی سد جره در استان خوزستان به منظور حل عددی و صحت سنجی در نرم افزار Flow3D شبیه سازی و پس از آن برای بهینه سازی ابعاد هندسی از الگوریتم ژنتیک و به روش چندهدفه NSGAII استفاده گردیده است. در بخش مدل سازی توسط نرم افزار Flow3D بعد از ورود هندسه مدل آزمایشگاهی به نرم افزار و پس از کالیبراسیون مدل، صحت سنجی به کمک مقایسه نتایج سرعت اندازه گیری شده در آزمایشگاه و خروجی های سرعت نرم افزار صورت گرفته است و در مرحله بهینه سازی پنج حالت هندسی مختلف برای مدل در نظر گرفته شد. تعداد پله ها از ۳ تا ۷ پله به عنوان قیود مسئله به الگوریتم وارد شد. آنالیز نتایج سرعت مدل فیزیکی توسط نرم افزار Flow3D با دو مدل RNG و K-ε به طور جداگانه محاسبه گردید. نتایج تحقیق نشان داد سرعت حاصل از حل عددی با مدل آشفتگی RNG با خطای کمتر از ۱۰ درصد تطابق مناسبی با نتایج سرعت آزمایشگاهی به دست می دهد. در مرحله بهینه سازی، پس از اتمام فرایند بهینه شدن پارامترهای ابعادی برای هر ۵ حالت هندسی تعریف شده تعداد پله، عرض پله و ارتفاع پله مشخص گردید. نتایج به دست آمده نشان دهنده بهینه شدن ابعاد هندسی مدل آزمایشگاهی است. گزینه نهایی بهینه سازی حالت ۴ پله با در نظر گرفتن ملاحظات هیدرولیکی و اقتصادی و با عرض (۱:۵۰) ۰/۰۷۲ متر و ارتفاع (۱:۵۰) ۰/۰۶۵ متر انتخاب گردید.

واژه های کلیدی

سرریز پلکانی، نرم افزار Flow3D، مدل آشفتگی RNG و K-ε، ملاحظات اقتصادی

مقدمه

صحیح از آن از مهم ترین مسئولیت های مدیران منابع آب به شمار می رود. از آنجا که سرریز یکی از مهم ترین اجزای سد و نیز ضامن ایمنی سد است،

سد یکی از مهم ترین منابع ذخیره آب در پروژه های آبی است و از این رو ساخت و بهره برداری

سرریزها می‌توان سرریز سد زولا در فرانسه و سد یان‌یین و سرریز کوراواتا در استرالیا را نام برد. در ایران قدیمی‌ترین سرریز پلکانی سرریز پل خواجه در اصفهان را می‌توان نام برد که در سال ۱۶۵۰ میلادی به دستور شاه عباس صفوی اول ساخته شده‌است (Sohrabipour, 2002).

امروزه از مدل‌های عددی برای شبیه‌سازی هیدرولیکی بسیاری از سازه‌های آبی استفاده می‌شود. از نرم‌افزارهای معروف و پرکاربرد در این زمینه Flow3D، Fluent و Ansys هستند. به‌منظور تحلیل و آنالیز پارامترهای هیدرولیکی سرریزها، از نرم‌افزارهای مدل‌سازی مانند Flow3D استفاده می‌شود (Chadegani & Khosrojerdi, 2012). سازه هیدرولیکی مورد نظر (سرریز پلکانی) با نرم‌افزار Flow3D شبیه‌سازی و پارامترهای هیدرولیکی مانند سرعت، فشار و عمق آنالیز می‌شود (Mansoori, 2013). پس از کالیبره کردن مدل صحت‌سنجی، حالت‌های مختلف هندسی برای مدل پیش‌بینی و پارامترهای هیدرولیکی موردنظر در هر یک از این حالت‌ها از نرم‌افزار استخراج می‌شود. پارامترهای هیدرولیکی برای بهبود پارامترهای طراحی سرریز مانند عرض سرریز، ارتفاع و تعداد پله و تمامی داده‌های مورد نظر برای تحقیق بعد از مشخص شدن تابع هدف و قیود مسئله وارد الگوریتم‌های بهینه‌سازی می‌شود.

چانسون (Chanson, 1996 & 2001)، با بررسی استهلاک انرژی در پایین‌دست سرریزهای پلکانی به این نتیجه رسید که با احداث این‌گونه سرریزها ابعاد حوضچه آرامش کاهش می‌یابد و در بعضی موارد به حذف حوضچه آرامش می‌انجامد و در نتیجه هزینه‌های احداث کاهش می‌یابد. این پژوهشگر سه نوع جریان را برای سرریزهای پلکانی مشخص کرد: نوع

بررسی آن امری ضروری به نظر می‌رسد. سرریز سازه‌ای است هیدرولیکی که برای عبور آب‌های اضافی و سیلاب‌ها از بالادست به پایین‌دست سدها از آن استفاده می‌شود. سرریز باید سازه‌ای قوی، مطمئن و با راندمان بالا انتخاب شود که هر لحظه بتواند برای بهره‌برداری آمادگی داشته باشد، تخریب یا ناکارایی مناسب سرریزها باعث آسیب‌دیدگی شدید سد یا حتی باعث تخریب آن می‌شود. به همین دلیل است که طراحی و ساخت این قسمت از سد اهمیت بالایی دارد. هزینه ساخت و نگهداری سرریزها قسمت عمده‌ای از هزینه کل پروژه‌های سدسازی است، به‌طوری که در سدهای بلند و بزرگ تا ۲۰ درصد و در سدهای کوچک تا ۸۰ درصد کل هزینه را شامل می‌شود (Ashrafi, 2009).

در بعضی موارد، وقتی شیب برای احداث تندآب بسیار تند است برای انتقال آب از سراب به پایاب از سرریز پلکانی استفاده می‌شود. استهلاک بالای انرژی از مهم‌ترین ویژگی سرریزهای پلکانی است و در نتیجه استفاده نکردن از سازه‌های مستهلک‌کننده یا کاستن از ابعاد آنها موجب کاهش هزینه‌های ساخت و بهره‌برداری می‌شود. به همین دلیل این سرریزها همچنان در طراحی و ساخت سدها مورد توجه‌اند و از نظر علمی، طراحی و اجرایی در حال پیشرفت هستند (Shoja et al., 2011). فکر استفاده از سرریزهای پلکانی از هزاران سال پیش وجود داشته است؛ قدمت این سرریزها را برخی محققان به بیش از ۳۵۰۰ سال گزارش کرده‌اند (James et al., 2001; Fathi, 2009). از قدیمی‌ترین سرریزهای پلکانی در جهان، سرریز پلکانی اکرانیان در یونان با قدمت ۱۳۰۰ سال قبل از میلاد مسیح است. سرریز سد تیلوت در فرانسه نیز با ۱۶۸ سال قدمت جزء قدیمی‌ترین سرریزهای پلکانی است. از قدیمی‌ترین

سروریان و همکاران (Sarvarian *et al.*, 2019) آنالیز جریان روی سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه را با استفاده از مدل ریاضی Flow3D بررسی و به کمک الگوریتم بهینه سازی دو هدفه، بالادست سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه را طراحی بهینه کردند. مقایسه نتایج مدل سازی عددی با داده های موجود حاکی از دقت بالای نرم افزار شبیه سازی Flow3D در شبیه سازی رفتار جریان روی سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه بود. این محققان همچنین نشان دادند که الگوریتم بهینه‌سازی دوهدفه توانایی لازم را در بهینه‌سازی ابعاد بالادست سرریز پلکانی دارد.

از مهم‌ترین پارامترهای هیدرولیکی موثر در طراحی سرریز سرعت و فشار هستند. با در نظر گرفتن توزیع این پارامترها روی سرریز پلکانی به میزان کارایی آن سازه می‌توان بهتر پی‌برد. یکی از روش‌های شبیه‌سازی در مسائل هیدرولیکی، استفاده از مدل ریاضی است. در گزارش سروریان و همکاران (Sarvarian *et al.*, 2019) پس از آنالیز سرعت و فشار روی سرریز پلکانی سد سیاه‌بیشه و پس از سعی و خطاهای متعدد و مشاهده نتایج مشخص گردید نرم‌افزار Flow3D دقت قابل‌قبولی در شبیه‌سازی جریان دارد و تطبیق مناسب بین نتایج مدل فیزیکی و نتایج ریاضی برقرار است.

فراری (Ferari, 2010) روشی جدید در جهت شبیه‌سازی جریان سطح آزاد در یک سرریز لبه تیز ارائه داد. به دلیل این‌که در این زمان فرضیات آب کم‌عمق درست نیست، از رابطه ناوراستوکس با حل روش SPH استفاده شده‌است که پروفیل سطح آزاد و فشار را ردیابی می‌کند. شبیه‌سازی‌ها در حدود یک میلیون بخش سیال و به‌صورت ذرات موازی با کارایی و قدرت محاسباتی بالا اجرا شده است. نتایج با آنالیز فشار واقعی و محاسباتی به دست آمده از

اول جریان فواره‌ای (غیر ریزشی) که در آن جریان به صورت فواره‌های متوالی است، نوع دوم جریان ریزشی که در آن جریان به صورت متغیر تدریجی است، و نوع سوم جریان انتقالی که یک جریان بینابین است و درصد قابل توجهی هوا با آن مخلوط می‌شود و حالت ناپایدار دارد.

پگرام و همکاران (Pegram *et al.*, 1999) با هدف بررسی تأثیر مشخصات هندسی پله‌ها و اثر مقیاس بر نوع جریان و میزان افت انرژی، با فرض ایجاد شرایط تعادل در پایین‌دست تندآب پله‌ای تحقیق جامعی کردند. در این تحقیق، اتلاف انرژی در سرریز پلکانی با اتلاف انرژی در سرریز اوجی صاف مقایسه شد. این محققان با اندازه‌گیری انرژی جریان در پایین‌دست سرریز پلکانی و اوجی مشابه از نظر ابعاد، میزان اتلاف انرژی در سرریز پلکانی را بیشتر از میزان اتلاف انرژی در سرریز صاف گزارش دادند. نتایج تحقیق همچنین نشان داد که استهلاک انرژی با افزایش شیب سرریز کاهش می‌یابد.

مروتی و همکاران (Morovati *et al.*, 2016) با استفاده از نرم‌افزار Flow3D، آنالیز هیدرولیک جریان روی سرریزهای پلکانی را بررسی کردند و با استفاده از این نرم‌افزار به مدل‌سازی عددی سه‌بعدی پارامترهای هیدرولیکی جریان روی سرریز پلکانی با اعمال مدل تلاطم RNG پرداختند و نتایج مدل‌سازی را با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه کردند. نتایج به‌دست‌آمده توسط نرم‌افزار با توجه به کوچک‌بودن درصد خطا و مقایسه با مقادیر آزمایشگاهی، صحت کار روش عددی را نشان داد. با توجه به اینکه آزمایش‌های فیزیکی برای بررسی پارامترهای اصلی جریان روی سرریز پلکانی بسیار پرهزینه است، با اطمینان بالایی می‌توان از روش‌های عددی کم‌هزینه و با سرعت بالا استفاده کرد.

مدل صحت‌سنجی شد و تطابق قابل‌قبولی به‌دست آمد. در این پژوهش، تغییرات سطح جریان آب عبوری از روی سرریز در روش‌های SPH و حجم محدود نشان داده شده‌اند. مطابق نتایج SPH، نیم‌رخ عبوری از روی سرریز پس از حدود ۰/۲۸ ثانیه به کف آبراهه برخورد می‌کند، در حالی که زمان مزبور برای روش حجم حدود ۰/۲۹ ثانیه است که می‌تواند به دلیل اختلاف اندک بازه‌های زمانی در این دو شبیه‌سازی مختلف باشد.

بزرگ حداد و همکاران (Bozorghadad et al., 2005)، برای یافتن بهترین ترکیب پارامترهای طراحی به جهت بهینه‌سازی و برای کاهش هزینه‌های ساخت از الگوریتم ژنتیک (GA) استفاده کردند. به این ترتیب که سرریز پلکانی به ارتفاع ۵/۵ متر و با شیب متوسط ۲۲/۵ درجه و برای دبی ۸۰ مترمکعب بر ثانیه طراحی گردید. هدف از این تحقیق به‌دست‌آوردن ترکیب عرض پله و تعداد پله‌ها به نحو بهینه بود تا باعث کاهش هزینه ساخت و اتلاف انرژی در پایین‌دست سرریز شود. در هر ترکیب از تعداد پله و عرض پله مقدار خاصی از انرژی اتلاف خواهد شد و مابقی اتلاف در پایین‌دست اتفاق می‌افتد که این اتلاف انرژی پایین‌دست سرریز به عنوان تابع هدف در نظر گرفته شده است. دامنه تغییر تعداد پله بین ۱ تا ۵۰۰ و عرض پله بین ۸ تا ۴۰ متر متغیر است. پس از بهینه‌سازی به روش GA و مشاهده نتایج مشخص گردید که الگوریتم ژنتیک قادر به حل مسائل پیچیده با دقت و سرعت بالایی است، درحالی که روش‌های دیگر با دشواری‌هایی همراه است. نتایج مقادیر بهینه به این شکل به‌دست آمد: عرض سرریز ۲۸/۳ متر، تعداد پله‌ها ۹ و استهلاک انرژی ۸۱/۵ درصد.

بزرگ حداد و همکاران (Bozorghadad et al.,

2010)، برای یافتن ترکیب طراحی بهینه به منظور مینیم کردن هزینه‌های احداث سرریز و سازه‌های مستهلک‌کننده انرژی (حوضچه آرامش و ...) از روش الگوریتم جفت‌گیری واقعی زنبورهای عسل HBMO استفاده و نتایج این روش را با الگوریتم ژنتیک مقایسه کردند. به این ترتیب که سرریز پلکانی برای دبی ۸۰ مترمکعب بر ثانیه با ارتفاع ۵/۵ متر و شیب متوسط ۲۲/۵ درجه طراحی گردید. پس از بهینه‌سازی مسئله فوق با روش الگوریتم جفت‌گیری زنبورهای عسل و سپس مقایسه آن با روش الگوریتم ژنتیک نتایج به‌دست آمده نشان‌دهنده این است که روش HBMO نسبت به روش GA در مورد تعداد پله‌ها و عرض سرریز بهبود نشان می‌دهد ولی از نظر استهلاک انرژی در GA جواب بهتری مشاهده شده‌است. نتایج مقادیر بهینه در الگوریتم HBMO به این ترتیب به‌دست آمد: عرض سرریز ۱۰ متر، تعداد پله‌ها ۶ و استهلاک انرژی ۶۴ درصد.

در مطالعات پیشین دیده شد که کاربرد روش‌های عددی قدرتمندی مانند روش Flow 3D یا روش SPH در شبیه‌سازی سازه‌های هیدرولیکی همانند سرریزها ابزار مناسبی در اختیار محققانی قرار می‌دهد که به دنبال کاربست روش‌های بهینه‌سازی ابعاد فیزیکی سازه‌های هیدرولیکی هستند و در این مسیر باید سناریوهای مختلفی از ابعاد سازه را بررسی کنند که قطعاً گردآوری این داده‌ها از مطالعه مدل‌های آزمایشگاهی بسیار پر هزینه و زمان‌بر است.

هدف از این پژوهش کاربرد مدل احجام محدود Flow3D در مدل‌سازی و حل عددی مدل آزمایشگاهی سرریز پلکانی سد جره در فراهم آوردن داده‌های لازم به‌منظور تولید سناریوهای مختلف از ابعاد و تعداد پله‌های سرریز پلکانی سد جره است.

بهینه سازی پارامترهای هندسی این مدل ها با استفاده از الگوریتم ژنتیک چند هدفه به منظور دستیابی به بهترین حالت طراحی هیدرولیکی و اقتصادی سرریز پلکانی سد جره هدف نهایی است.

مواد و روش ها

ساخت مدل آزمایشگاهی سرریز پلکانی

سد مخزنی جره سدی است خاکی با هسته رسی بر رودخانه زرد در ۳۵ کیلومتری شمال شرق شهر رامهرمز در استان خوزستان. سیستم تخلیه سیلاب که در سمت چپ بدنه سد جانمایی شده است (Water Research Institute, 2009) از دو مجموعه سرریز جداگانه تشکیل یافته است:

- ۱- سرریز دریچه دار، تندآب و سازه پرتاب کننده
- ۲- سرریز اضطراری (پلکانی) که در سمت چپ

بدنه سد جانمایی شده است. با توجه به موضوع پژوهش، در این بخش مشخصات سرریز پلکانی بررسی می گردد. سرریز پلکانی شامل سه جزء به طول کلی ۱۹۳ متر و سطح آستانه به عرض یک متر و در ادامه سه سطح پلکانی به عرض ۳ متر طرح گردیده است. ارتفاع پله اول ۰/۷ متر و بقیه پله ها ۰/۶ متر است. اختلاف تراز آستانه سد تا سطح آخرین پله ۲/۵ متر است. سرریز پلکانی در سمت چپ دریاچه به فاصله ۱۶۰ متری از راستای سرریز دریچه دار جانمایی شده است. در مدل هیدرولیکی، تمام اجزای سرریز از جنس شفاف پلگسی گلاس ساخته شده است. اساس تحلیل ابعادی صورت گرفته پارامترهای ابعادی طول و مساحت و پارامترهای جریان سرعت و دبی جریان است.



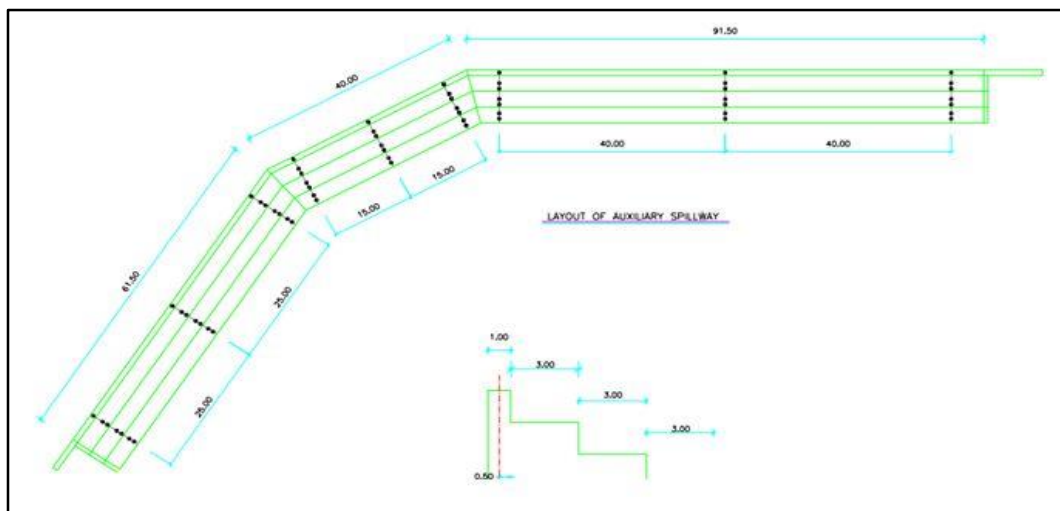
شکل ۱- ساخت و اجرای مدل آزمایشگاهی سرریز

Figure 1- Model of laboratory spillway

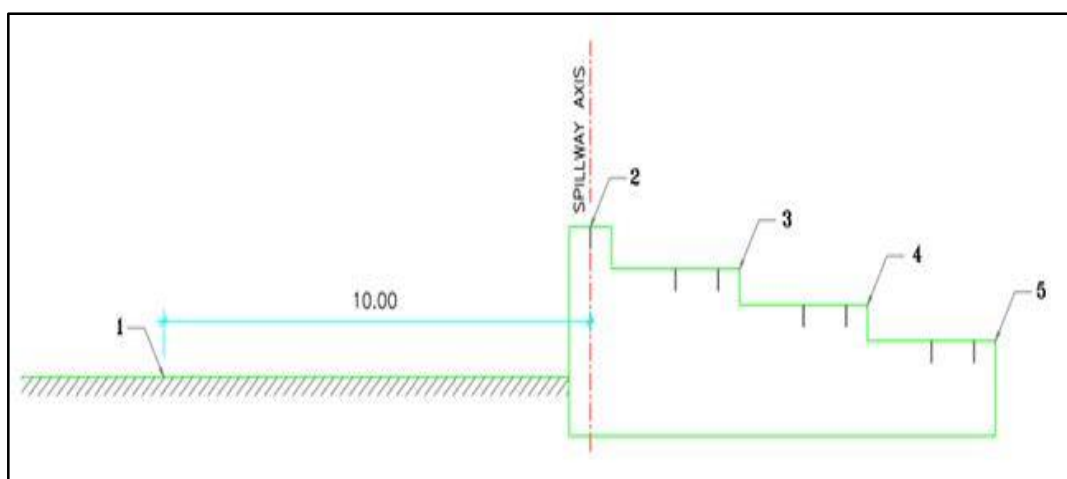
اندازه گیری پارامترهای هیدرولیکی روی مدل آزمایشگاهی

در طول سرریز از سمت راست به چپ ۹ مقطع عرضی در مدل تعیین شده است (شکل ۲). روی هر مقطع عرضی پنج مکان قبل از آستانه سرریز

تا پایاب مشخص و شماره گذاری شده است (شکل ۳). به ازای دبی ۵۰۰ مترمکعب بر ثانیه، روی ۹ مقطع عرضی در مکان های تعیین شده، سرعت با استفاده از دستگاه میکرومولینه آزمایشگاهی مدل FME03 اندازه گیری شده است.



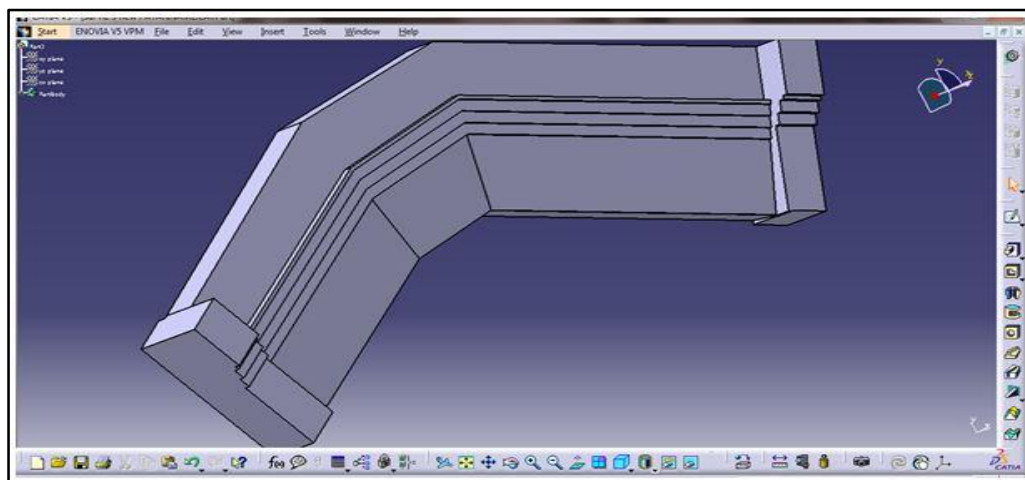
شکل ۲- موقعیت مکان‌های اندازه‌گیری
Figure 2- Position of the measurement locations



شکل ۳- موقعیت نقاط عرضی
Figure 3- Position of the cross point

متر و ارتفاعی معادل ۰/۰۵ متر در برنامه CATIA (از مجموعه برنامه‌های شرکت AUTO DESK)، تهیه گردید. در شکل ۴، تهیه هندسه مدل در نرم‌افزار CATIA نشان داده شده است.

شبیه‌سازی مدل فیزیکی با نرم‌افزار FLOW3D به‌منظور تهیه مدل عددی سرریز پلکانی سد جره در برنامه Flow3D، ابتدا هندسه سرریز در مقیاس ۱:۵۰ با طولی معادل ۳/۸۶ متر، عرض ۰/۷



شکل ۴- هندسه مدل در نرم افزار CATIA

Figure 4- Geometry of the model in CATIA

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial x_j} (u_j u_i) = - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (2\mu S_{ji}) \quad (1)$$

که در آن،

u_i و x_i = به ترتیب سرعت و مختصات؛ t = زمان؛
 p = فشار؛ ρ = دانسیته؛ و t_{ji} = تانسور تنش های
 ناشی از ویسکوزیته که به شکل زیر تعریف می شود:

$$t_{ij} = 2\mu S_{ij} \quad (2)$$

که در آن،

μ = ویسکوزیته مولکولی؛ و S_{ji} = تانسور آهنگ تغییر
 فرم ها.

مدل های آشفتگی جریان

جریان های موجود در طبیعت اغلب به صورت
 آشفته هستند. جریان در اعداد رینولدز کمتر از
 ۲۳۰۰ و بزرگتر از ۵۰۰۰ به ترتیب آرام و آشفته
 است. در این پروژه، برای بررسی جریان دو نوع مدل
 آشفتگی $K-\epsilon$ و RNG بررسی شده است. در مدل
 $K-\epsilon$ حل هم زمان دو رابطه دیفرانسیلی است که در
 آنها k بیانگر انرژی جنبشی (رابطه ۳) و ϵ توصیف
 کننده افت انرژی (رابطه ۴) است.

بعد از ورود هندسه مدل فیزیکی به محیط
 نرم افزار، با اجرای تنظیمات مربوط مراحل
 آماده سازی مدل برای شبیه سازی در فضای حل
 عددی و حصول نتایج مناسب اجرا گردید. نرم افزار
 Flow3D کل میدان جریان را به صورت حجم
 کنترل های مجزا در نظر می گیرد و از معادله های
 حاکم بر جریان سیال روی هر حجم کنترل انتگرال
 می گیرد و با استفاده از روش های مختلف
 گسسته سازی، معادله های دیفرانسیل را گسسته
 می کند. در این پژوهش، در تحلیل مدل از روش
 Explicit و پس از سعی و خطاهای مختلف و
 مقایسه دو مدل آشفتگی $K-\epsilon$ و RNG ، مدل
 انتخاب شده است.

روابط حاکم بر میدان جریان

نرم افزار Flow 3D معادله های بقای جرم و
 مومنوم را برای تمام جریان ها حل می کند. قوانین
 حاکم بر جریان هر سیال تراکم ناپذیر لزج با یک
 رابطه پیوستگی و سه رابطه مومنوم در جهات محور
 های سه گانه مختصات، که به رابطه ناویر-استوکس
 معروف هستند، بیان می شوند. این معادله ها در واقع
 بیانگر پایداری جرم و مومنوم به بیان ریاضی هستند.

دمایی و انتقال حرارت. همچنین $\sigma_\varepsilon, \varepsilon$ = عدد اشمیت آشفته؛ $\frac{C_{\varepsilon 1}(1-C_{\varepsilon 3})}{\rho K} \varepsilon$ = اثرهای انتقال حرارت؛ $\frac{C_{\varepsilon 2}}{K} \varepsilon^2$ = ترم تلفات؛ و η = نشانگر اثرهای غیرتصادفی (Chanson, 1999).

مش‌بندی و شرایط مرزی

برای تعیین ابعاد مش‌بندی، پس از سعی و خطاهای فراوان، سه بلوک مش بر طبق جدول و شکل زیر انتخاب گردید: تحلیل مش‌های صورت گرفته برای مدل‌سازی سرریز پلکانی سد جره به ازای ابعاد سلولی مکعبی به ترتیب $75 \times 75 \times 25$ سانتی‌متر، $40 \times 40 \times 25$ سانتی‌متر و $25 \times 25 \times 25$ سانتی‌متر صورت پذیرفت. تحلیل خطای صورت گرفته به ازای مقادیر مختلف مش‌ها نشان داد که مش مکعبی $40 \times 40 \times 25$ سانتی‌متر، در مقایسه با سایر گزینه‌ها، عملکرد مناسب‌تری دارد. این استدلال بر اساس همگرایی نتایج مدل، سرعت پردازش پردازنده و دقت نتایج شبیه‌سازی در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی صورت می‌گیرد. به منظور راستی آزمایی این مطلب درصد خطای محاسبات در هر مش‌بندی بر اساس سرعت جریان مقایسه گردید که همان گونه که در جدول ۱ مشاهده می‌شود گزینه $25 \times 25 \times 25$ کمترین میزان خطا را در بر دارد. اما با توجه افزایش یک و نیم برابری زمان محاسبه در این مش‌بندی، در مقایسه با مش‌بندی $40 \times 40 \times 25$ و کاهش درصد خطا تنها به میزان ۲ درصد، گزینه مش‌بندی $40 \times 40 \times 25$ به عنوان بهترین حالت انتخاب گردید. در جدول ۱ تحلیل مش‌بندی صورت گرفته و در جدول ۲ جزئیات مش‌بندی منتخب برای ۳ بلوک سرریز را می‌توان دید.

$$\frac{\partial K}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial K}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial K}{\partial x_i} \right) - R_{ij} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \left(\frac{1}{\rho} \times \kappa \right) - \varepsilon + (\nu \times \nabla^2 K) \quad (3)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} = -C_{\varepsilon 1} \times \frac{\varepsilon}{K} \times R_{ij} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{K} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right) + \nu \nabla^2 \varepsilon + (C_{\varepsilon 1}(1-C_{\varepsilon 3}) \frac{\varepsilon}{\rho K} \times \kappa) \quad (4)$$

مدل آشفتگی RNG جریان بر اساس انرژی جنبشی آشفته و برای جریان‌های با چرخش و تلاطم زیاد و همچنین جریان‌های غیر ماندگار یا وابسته به زمان بیشتر کاربرد دارد. با توجه به اختلاط جریان در پایین پله‌های سرریز پلکانی سد جره که به واسطه پلان تقریباً نعلی شکل این سرریز ایجاد می‌شود گمان می‌رود که مدل RNG توانایی مناسبی در مدل‌سازی آشفتگی جریان را نشان دهد. معادله‌های انرژی جنبشی و افت در مدل RNG به ترتیب در رابطه‌های ۵ و ۶ بیان شده است.

$$\frac{\partial K}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial K}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial K}{\partial x_i} \right) - R_{ij} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \left(\frac{1}{\rho} \times \kappa \right) - \varepsilon + (\nu \times \nabla^2 K) \quad (5)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} = -C_{\varepsilon 1} \times \frac{\varepsilon}{K} \times R_{ij} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{K} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right) + \nu \nabla^2 \varepsilon + (C_{\varepsilon 1}(1-C_{\varepsilon 3}) \frac{\varepsilon}{\rho K} \times \kappa) - \frac{C_\mu \eta^3 (1-\frac{\eta}{\eta_*}) \varepsilon^2}{(1+\beta \eta^3)^* k} \quad (6)$$

که در آن‌ها،

$$\begin{aligned} \sigma_k &= \varepsilon K = \text{ترم تلفات}; R_{ij} = \text{تنش‌های رینولدزی}; \\ &= \text{عدد پراشتل} = \frac{\nu_t}{\sigma_k K} \frac{\partial K}{\partial x_i}; \text{ترم تلفات توربولانسی}; \\ &= \nu \nabla^2 K = \text{مربوط به پخش مولکولی}; \frac{1}{\rho} \kappa = \text{اثرهای} \end{aligned}$$

جدول ۱- تحلیل ابعاد مش بندی بر اساس درصد خطای سرعت جریان و زمان محاسبه توسط پردازنده

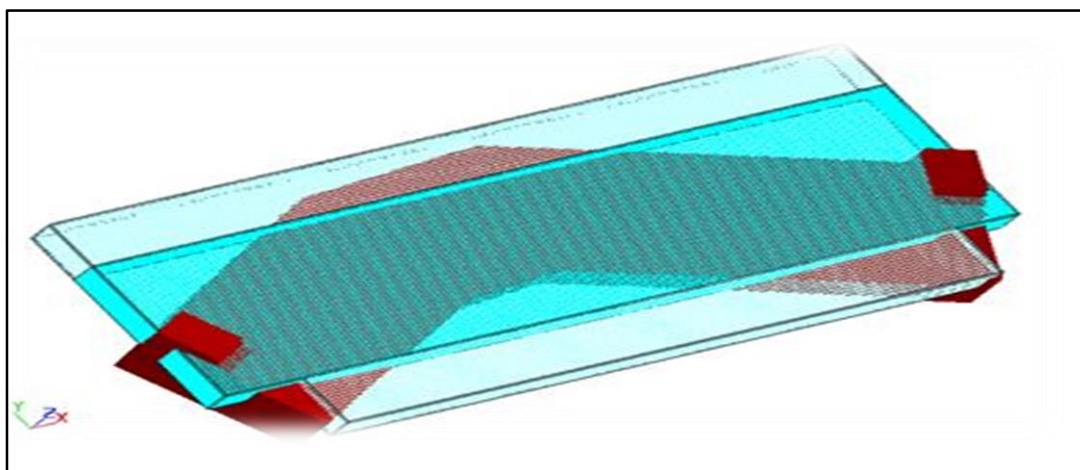
Table 1- Gridding analysis based on the error percentage of the flow velocity and the elapsed time

ابعاد مش بندی (سانتی متر)	خطا بر اساس سرعت جریان (درصد)	زمان پردازش (دقیقه)
۷۵×۷۵×۲۵	۱۱/۵۲	۱۶۲/۴
۵۵×۵۵×۲۵	۹/۳۸	۲۲۱/۴۵
۴۰×۴۰×۲۵	۶/۱۳	۲۸۰/۵
۲۵×۲۵×۲۵	۴/۰۴	۴۲۱/۸۵

جدول ۲- ابعاد و تعداد شبکه های مش روی بلوک های مش بندی

Table 2- Size and number of mesh in mesh blocks

تعداد شبکه مش	ابعاد در راستای Z متر	ابعاد در راستای Y متر	ابعاد در راستای X متر	بلوک
۲۸۰۰۰	۰/۱۷	۰/۶۷	۴/۱۲	۱
۱۰۲۰۰۰	۰/۱۷	۱/۰۲	۴/۱۲	۲
۲۰۰۰۰	۰/۱۷	۰/۳۵	۳/۴۰	۳



شکل ۵- تشکیل بلوک های مش بندی و شبکه های مش در مدل

Figure 5- Mesh block in flow3D

به منظور برقراری کامل جریان و شرایط مرزی براساس جدول ارتباط درست میان بلوک های مش، زیر مشخص گردید:

جدول ۳- اعمال شرایط مرزی
Table 3- Boundary conditions

شرط مرزی	مختصات	بلوک مش
wall	X min	اول ک مش ج.
wall	X max	
outflow	Y min	
specified pressure	Y max	
wall	Z min	
specified pressure	Z max	
wall	X min	دوم ک مش ج.
wall	X max	
symmetry	Y min	
symmetry	Y max	
wall	Z min	
specified pressure	Z max	
wall	X min	سوم ک مش ج.
outflow	X max	
continuative	Y min	
symmetry	Y max	
wall	Z min	
specified pressure	Z max	

تعریف مسئله بهینه‌سازی

که در این میان باید به توانایی الگوریتم‌های تکاملی در بهینه‌سازی این مسائل اشاره کرد. در بهینه‌سازی چندهدفی، همان‌گونه که گفته شد، چندین تابع هدف به طور هم‌زمان بهینه می‌شوند که در بهینه‌سازی به این صورت تعریف می‌شود: یافتن یک مجموعه بردار از متغیرهای طراحی که قیود را برآورده سازند و بردار هدف را بهینه کنند که عناصر

بسیاری از مسائل بهینه‌سازی در دنیای مهندسی، بهینه‌سازی مسائل چندهدفی هستند که در آنها چندین تابع هدف وجود دارند که باید به طور هم‌زمان بهینه شوند. نتیجه تحقیقات در سال‌های گذشته آن بوده است که روش‌های مختلفی برای حل مسائل بهینه‌سازی چندهدفی به‌وجود آمده‌اند

تابع هدف

$$Z_4 = (h_1 * w_1) * (3.86) + ((m - n) * H * W * 3.86) + R \sum \left(\left(\frac{n}{m} - 1 \right)^2 + \left(1 - \frac{m}{n} \right)^2 \right) \quad (7)$$

که در آن،

ارتفاع پله اول: $h_1 = 0.14$ عرض پله اول:

$w_1 = 0.2$ کمترین ارتفاع در پنج حالت:

$H_1 = 0.06$ بیشترین ارتفاع در پنج حالت: 0.18

$$H_2 = (rand(1)) * H = H_1 + (H_2 - H_1)$$

کمترین عرض در پنج حالت: $W_1 = 0.3$ بیشترین

عرض در پنج حالت: $W_2 = 0.9$ عرض در پنج حالت:

$$W = W_1 + (rand(1)) * (W_2 - W_1)$$

ان

$$Z_3 = H : Z_2 = W : Z_1 = n : m = n - 1$$

نتایج و بحث

مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی

صحت سنجی پارامترهای هیدرولیکی مدل مورد مطالعه آخرین مرحله شبیه سازی و حل عددی مدل فیزیکی مورد نظر است. پس از اجرای تنظیمات صحیح و تکمیل تمامی مراحل مورد نیاز برای اجرای شبیه سازی مدل فیزیکی، نتایج پارامترهای مورد نظر مانند سرعت، فشار، عمق و غیره از نرم افزار استخراج و با نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی مقایسه می شوند. چنانچه نتایج حاصل از حل عددی و آزمایشگاهی به هم نزدیک و نسبت به هم خطای کوچکی (کمتر از ۱۵ درصد) داشته باشند، مدل آزمایشگاهی به درستی در نرم افزار و فضای حل عددی شبیه سازی شده است.

آن نشان دهنده مقادیر توابع هدف مسئله هستند. این توابع هدف که بیان کننده عناصر بردار هدف هستند اغلب با یکدیگر در تضادند. در این گونه مسائل، هدف یافتن جواب قابل قبولی است که مقادیر تمام توابع هدف را به طراح می دهد. رابطه ۷ تابه هدف در بهینه سازی مسئله این پژوهش را نشان می دهد.

به منظور بهینه سازی ابعاد هندسی مدل فیزیکی که شامل بهینه شدن تعداد پله ها، عرض پله ها و ارتفاع پله ها است، پنج حالت مختلف در نظر گرفته شد. بازه تغییرات در این پنج حالت از سه پله تا هفت پله انتخاب گردید. روشن است که با تغییر تعداد پله ها عرض پله و ارتفاع نیز تغییر می کند و در نتیجه این سه پارامتر به عنوان متغیرهای تصمیم در الگوریتم ژنتیک وارد می شوند. روش به کار گرفته شده به منظور بهینه سازی فوق، الگوریتم ژنتیک چندهدفه NSGAI است که در نرم افزار متلب پیاده سازی شده است.

مشخصات پارامترهای ورودی به الگوریتم

ژنتیک

تعداد متغیرهای تصمیم = ۳

تعداد تکرار = ۲۰

تعداد جمعیت = ۱۰

درصد تولیدمثل = ۰/۷

درصد جهش = ۰/۴

آهنگ جهش = ۰/۰۲

نوع جهش = گوسی

نوع تولیدمثل = آریتماتیک

قیود $3 \leq n \leq 7$ تعداد پله ها

است یادآوری شود مقدار خطا از رابطه ۸ محاسبه می‌شود که در آن x_m مقدار اندازه‌گیری آزمایشگاهی و x_p مقدار اندازه‌گیری شده عددی برای هر مقطع از جریان است. از آنجا که خطا به‌صورت قدرمطلق محاسبه نشده است برخی اعداد درصد خطا در جدول‌های ۴ و ۵ به‌صورت منفی ظاهر شده‌اند که نمایانگر بیشتر بودن سرعت مدل عددی نسبت به سرعت مدل آزمایشگاهی در این موارد است.

$$e_i = \left(\frac{x_p - x_m}{x_m} \right) * 100 \quad (۸)$$

در این پژوهش، به ازای دبی ۵۰۰ مترمکعب بر ثانیه و بار آبی روی سرریز ۱/۵ متر، صحت‌سنجی نتایج سرعت در دو حالت مدل آشفتگی RNG و K- ϵ با مدل آزمایشگاهی صورت گرفته است که همان‌طور که مشاهده می‌گردد، نتایج سرعت حاصل از حل عددی با مدل RNG به نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی نزدیک‌تر است و نسبت به مدل K- ϵ درصد خطای کمتری دارد.

در جدول‌های ۴ و ۵ مقدار خطای بین مدل فیزیکی و مدل عددی نشان داده شده است. لازم

جدول ۴- محاسبه خطای نتایج سرعت مدل عددی و آزمایشگاهی در حالت RNG

Table 4- Comparing the result of laboratory and numeric measured velocity in RNG model

خطا	سرعت (مدل عددی) m/s	سرعت (مدل آزمایشگاهی) m/s
۰/۷	۰/۴۸۲	۰/۵۱۸
۰	۰/۸۸۳	۰/۸۸۲
۰/۱	۰/۵۴۷	۰/۵۵۰
۰/۴	۰/۷۸۵	۰/۸۱۶
-۰/۷	۰/۴۴۷	۰/۴۱۹
-۰/۲	۰/۸۳۶	۰/۸۱۶
۰/۶	۰/۸۹۱	۰/۹۴۹
۰/۶	۰/۹۵۷	۱/۰۱۵
۰/۱	۰/۸۱۰	۰/۸۱۶
۰/۲	۰/۷۹۸	۰/۸۱۶
۰/۱	۰/۸۴۱	۰/۸۵۰
۰/۲	۰/۴۷۳	۰/۴۸۵
۰	۱/۱۴۶	۱/۱۴۸
۰	۰/۵۲۰	۰/۵۱۸
۰/۴	۰/۶۵۴	۰/۶۸۳
-۰/۳	۰/۷۷۱	۰/۷۵۰
۰/۶	۰/۵۵۰	۰/۵۸۴
۰/۶	۰/۷۶۹	۰/۸۱۶
۰/۸	۰/۸۷۸	۰/۹۴۹

جدول ۵- محاسبه خطای نتایج سرعت در مدل عددی و آزمایشگاهی در حالت K-ε

Table 5- Comparing the result of laboratory and numeric measured velocity in K-ε model

خطا	سرعت (مدل عددی) m/s	سرعت (مدل آزمایشگاهی) m/s
٪-۱۳	۱/۰۰۰	۰/۸۸۲
٪۲۴	۰/۹۲۴	۱/۲۱۵
٪۱۲	۰/۴۸۴	۰/۵۵۰
٪۴	۰/۷۸۱	۰/۸۱۶
٪۲۸	۰/۷۸۴	۱/۰۸۲
٪۱۴	۰/۷۰۲	۰/۸۱۶
٪۱۳	۰/۸۲۱	۰/۹۴۹
٪۱۴	۰/۸۷۶	۱/۰۱۵
٪۸	۰/۷۵۱	۰/۸۱۶
٪۲	۰/۷۹۸	۰/۸۱۶
٪۹	۰/۸۶۴	۰/۹۴۹
٪۳۰	۰/۵۷۳	۱/۰۸۲
٪۲	۰/۴۷۳	۰/۴۸۵
٪۱۳	۰/۸۲۷	۰/۹۴۹
٪-۱	۰/۵۲۲	۰/۵۱۸
٪-۱۲	۰/۷۶۶	۰/۶۸۳
٪-۱۸	۰/۸۸۱	۰/۷۵۰
٪۲۹	۰/۴۱۵	۰/۵۸۴
٪۶	۰/۷۷۰	۰/۸۱۶
٪۱۱	۰/۸۴۸	۰/۹۴۹

نتایج به دست آمده از پیاده سازی الگوریتم ژنتیک در نرم افزار متلب

بعد از بهینه سازی توسط الگوریتم ژنتیک چندهدفه و مشخص شدن نتایج، با مجموعه ای از جواب ها مواجه می شویم؛ در این مورد، حالت ۴ پله و ۵ پله به عنوان جواب های قابل قبول و گزینه های بهینه مورد قبول هستند. اما با توجه به اهمیت کاهش هزینه و توجیه اقتصادی طرح، حالت ۴ پله به عنوان جواب نهایی بهینه سازی انتخاب می گردد.

بهینه سازی تعداد پله ها

همان طور که مشاهده می شود، برای حجم ۱۶ مترمکعب، که به عنوان حجم بهینه انتخاب گردیده است بهینه سازی تعداد پله ها در حالت ۴ پله در نظر

گرفته می شود.

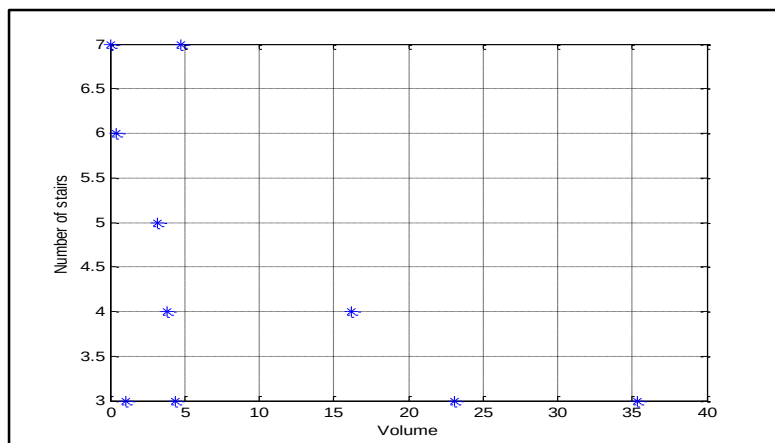
بهینه سازی عرض پله ها

همان طور که مشاهده می شود برای حجم ۱۶ مترمکعب، عرض ۰/۰۷۲ متر به عنوان عرض بهینه انتخاب می گردد.

بهینه سازی ارتفاع پله ها

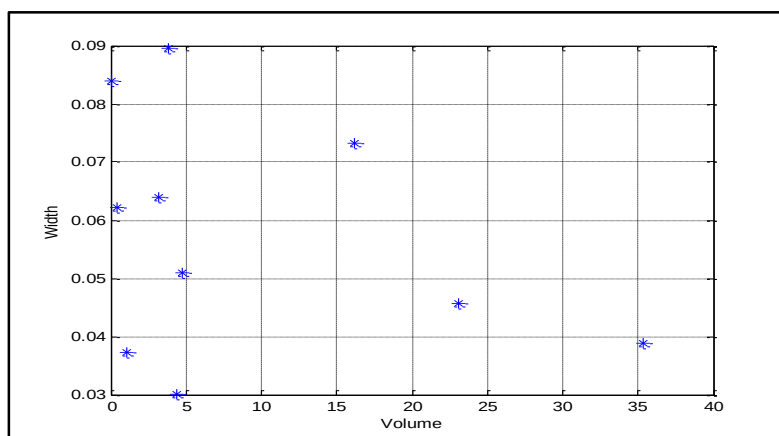
همان طور که مشاهده می شود برای حجم ۱۶ مترمکعب، ارتفاع ۰/۰۶۵ متر به عنوان ارتفاع بهینه در نظر گرفته می شود.

نتایج نهایی حاصل از پیاده سازی الگوریتم ژنتیک به روش چندهدفه NSGAII در مدل آزمایشگاهی سربز پلکانی سد جره در جدول های ۶ و ۷ ارائه شده است.



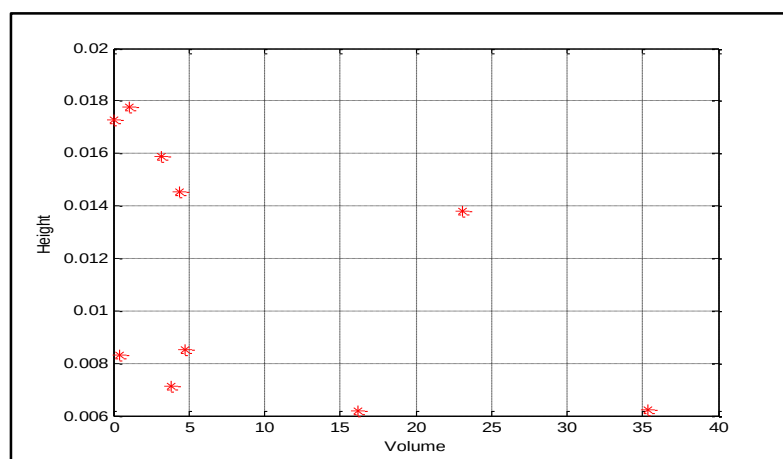
شکل ۶- بهینه‌سازی تعداد پله‌ها

Figure 6- Optimization of the number of stairs



شکل ۷- بهینه‌سازی عرض پله‌ها

Figure 7- Optimization of the width of stairs



شکل ۸- بهینه‌سازی ارتفاع پله‌ها

Figure 8- Optimization of the height of stairs

جدول ۶- نتایج نهایی مدل آزمایشگاهی در الگوریتم ژنتیک ۴ پله

Table 6- Final result of in vitro model in genetic algorithm 4 stairs

نام پارامتر	نتایج الگوریتم ژنتیک	نتایج مدل آزمایشگاهی	درصد تغییرات
تعداد پله	۴	۴	۰٪
عرض پله متر (۱:۵۰)	۰/۰۷۲	۰/۰۶	+۰/۲۰٪
ارتفاع پله متر (۱:۵۰)	۰/۰۰۶۵	۰/۰۱۲	-۰/۴۶٪

جدول ۷- نتایج نهایی مدل آزمایشگاهی در الگوریتم ژنتیک ۵ پله

Table 7- Final result of in vitro model in genetic algorithm 5 stairs

نام پارامتر	نتایج الگوریتم ژنتیک	نتایج مدل آزمایشگاهی	درصد تغییرات
تعداد پله	۵	۴	+۰/۲۵٪
عرض پله متر (۱:۵۰)	۰/۰۶۴	۰/۰۶	+۰/۶۶٪
ارتفاع پله متر (۱:۵۰)	۰/۰۱۵۹	۰/۰۱۲	+۰/۳۲/۵٪

نتیجه گیری

به منظور شبیه سازی مدل آزمایشگاهی سرریز پلکانی سد جره در نرم افزار Flow3D، پس از ترسیم هندسه مدل در نرم افزار CATIA و فراخوانی در نرم افزار Flow3D، حل عددی این مدل در برنامه فوق صورت گرفت. پس از کالیبره شدن مدل و اجرای همه تنظیمات موردنظر در نرم افزار، صحت سنجی مدل سازی عددی به کمک استخراج نتایج سرعت از نرم افزار صورت پذیرفت.

در انتخاب مدل آشفتگی در شبیه سازی موردنظر از دو مدل K-ε و RNG استفاده گردیده است. پس از مشاهده نتایج سرعت در دو مدل K-ε و RNG، مدل آشفتگی RNG با کمترین درصد خطا (کمتر از ۱۰ درصد) تطابق مناسبی با نتایج سرعت آزمایشگاهی نشان داد و به این ترتیب مدل فیزیکی در فضای حل عددی نرم افزار Flow3D صحت سنجی شد. در مرحله بعد به منظور بهینه سازی ابعاد هندسی سرریز موردنظر، پنج حالت هندسی مختلف برای

مدل در نظر گرفته شد و به این ترتیب تعداد پله ها از ۳ تا ۷ پله به عنوان حالت های هندسی مختلف انتخاب گردید و به عنوان قیود مسئله برای ارائه به الگوریتم ژنتیک انتخاب شد. از آنجا که با تغییر تعداد پله، عرض و ارتفاع پله ها نیز تغییر پیدا می کند، بهینه سازی هندسی با سه پارامتر تعداد، عرض و ارتفاع اجرا خواهد شد.

بهینه سازی صورت گرفته در این پژوهش با استفاده از الگوریتم ژنتیک چند هدفه (NSGAI) بوده است. پس از پیاده سازی این الگوریتم در نرم افزار متلب نتایج بهینه سازی به شرح زیر مشخص گردید:

با توجه به تشکیل جبهه Pareto در روش چند هدفه حالت ۴ پله و ۵ پله به عنوان جواب های بهینه و قابل قبول مسئله انتخاب شدند اما با توجه به اهمیت اقتصادی تر شدن طرح و توجیه اقتصادی، گزینه سرریز پلکانی با تعداد ۴ پله به عنوان جواب نهایی بهینه سازی انتخاب گردید.

مراجع

- Ashrafi, F. (2009). Numerical Analysis Flow on Stepped Spillway Using Flow3D and CCHE2D Software. Kerman. Shahid Bahonar. M.Sc. Thesis.
- Bozorghaddad, O. Mirmomeni, M. and Marino, M. (2010). Optimal Design of Environment System, stepped spillways using The HBMO Algorithm. Civil Engineering, 1 (27):81-94.
- Bozorghaddad, O. Sharifi, E. and Naderi, M. (2005). Optimum Design of Stepped spillways using Genetic Algorithm. Proceedings of the 6th WSEAS Int. Conf. on EVOLUTIONARY COMPUTING, Lisbon, Portugal, 325-331.
- Chanson H. (1995). Hydraulic design of stepped cascade, channels, weirs and spillways. Pergamon, Oxford, UK.
- Chanson, H. (1996). Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel. Journal of Hydraulic Research, 30 (34).
- Chanson, H. (2001). A transition flow regime on stepped spillways: the facts. Proceeding 29th LAHR congress, Beijing, China.
- Chadgani, A. and Khosrojerdi, A. (2012). Hydraulic Analysis of Flow on Stepped Spillways Using Software Flow3D. 9th International River Engineering Conference. Shahid Chamran University.
- Fathi, A. (2009). Survey of Effect of Downstream Crest Chute Slope on the Natural Air Entrainment Point in Skimming Flow in Stepped Spillway. Journal of Water and Solid. Vol 23. No 3.
- Ferrari, A. (2010). Simulation of free surface flow over a sharp-crested weir. Advances in Water Resources, 3 (33): 270-276.
- James, C.S., Ohtsu, I., Yasuda, Y., Takahasi, M., Tatewar, P., Ingle, N. and Porey, D. (2001). Discussion of 'onset of skimming flow on stepped spillways' by Chamani, M.R., Rajaratnam, N. Journal of Hydraulic Eng., 127 (6): 519- 525.
- Mansori. (2013). Analysis Flow on Stepped Spillway of Siahbishe dam with Flow3D. 7TH Congress Civil Engineering. Zahedan. Shahid Nikbakht University.
- Morovati, Kh., Eghbalzadeh, A., Soori S. (2016). Numerical Study of Energy Dissipation of Pooled Stepped Spillways. Civil Engineering Journal Vol. 2, No. 5
- Pegram, GS., Officer, AK. And Mottram, SR. (1999). Hydraulic of skimming flow on modeled stepped spillways. Journal of Hydraulic Engineering, 500-510.
- Sarvarian J., Mamizadeh J. (2019). Development a two-objective simulation - optimization model to the optimal design of geometric dimensions and slope of the stepped spillway of upstream Siah-Bisheh Dam using NSGA-II algorithm. Iranian Journal of Soil & Water Research, Vol. 51 (2): 469-478.
- Shoja F., Salmasi F., Farsadizadeh D., Nazemi A.H. (2011). Optimal Design of Stepped Spillways for Maximizing Energy Dissipation Using Genetic Algorithm.
- Sohrabipour, N. (2002). Survey energy dissipation on stepped spillways. Kerman, Shahid Bahonar University.
- Water research Institute (2009). Final report: Hydraulic model of Jare Dam flood drainage system. Khozetan water and Power Corporation.

Numerical Simulation and Geometric Optimization of the Stepped Spillway of Jare Dam Using a Multi Objective Genetic Algorithm

M.H. Fattahi* and A. Sinaee

* Corresponding Author: Assistant professor , Civil engineering Dept., Marvdasht Branch, Islamic azad university, Marvdasht, Iran. Email: fattahi.mh@gmail.com

Received: 13 November 2020, Accepted: 5 February 2021

Extended Abstract

Introduction:

Concerning the importance of water saving in Iran, as an arid and semi-arid country, dam construction plays a crucial role in water resources management. Spillways are one of the most important components of a dam. They are different in shape and function. Stepped spillway is one of the most designed and operated ones. Numerical simulation of the stepped spillway of Jare dam using FLOW 3D software and the geometric optimization of the steps' dimension using the multi-objective genetic algorithm is investigated in this research. The idea of using stepped spillways goes back to 3500 years ago (James et al., 2001). The oldest stepped spillway built in Iran has been recorded from 600 years ago. Studying the geometric features of stepped spillways in order to optimize the size and dimension of steps has also been the issue of interest for researchers (Chanson, 1996 and 20021; Pegram et al., 1999; Ferrari, 2010).

Methodology:

An experimental model of Stepped spillway of Jare Dam has been set up first in order to calibrate and verify the numerical model. Flow 3D software is applied for numeric simulation of the spillway and the multi objective genetic algorithm (NSGAI) is implemented to optimize the geometric dimensions. Calibration of the model has done after introducing the experimental models' geometry to FLOW 3D. Comparing the velocity data recorded by the numerical model and the experimental velocity data, the software has been verified.

Turbulence models are simplified constitutive equations that predict the statistical evolution of turbulent flows. K-epsilon ($k-\epsilon$) turbulence model is a practical model to simulate the mean flow characteristics for turbulent flow conditions. It is a two-equation model which gives a general description of turbulence condition of the ambient flow by means of two transport equations (PDEs). The RNG model was developed using Re-Normalisation Group (RNG) methods to renormalize the Navier-Stokes equations, to monitor the effects of smaller scales of motion especially those of vortex movements. In $k-\epsilon$ model the eddy viscosity is determined from a single turbulence length scale, so the diffusion seen in the calculated turbulence is that which occurs only at the specified scale, although in real physical situations, all scales of motion will contribute to the turbulent diffusion especially those with more curvature streams. RNG turbulent model, as mathematical method that can be utilized to extract turbulence similar to the $k-\epsilon$, results in a modified form of the epsilon equation. We have implemented both methods to simulate the turbulent in the flow over the stepped spillway and to compare the effectiveness of both models when flow is dealing with a complicated solid as the Jare Dam spillway.

Five different types have been considered for the geometry of the stepped spillway. Numbers of steps are designated 3 to 7 steps and are earmarked as the algorithm constrains. The variables are then defined and the fitness function of the algorithm is extracted. The multi objective genetic

algorithm is then coded in MATLAB. In optimization procedure the geometric features including width, height and the number of steps in each five discussed type are calculated.

Results and Discussion:

Velocity results using two turbulent models, RNG and K- ϵ , have been calculated separately. The results of the RNG model depict better match in accordance to the physical model's velocity data with less than 10 percent error. In optimization procedure the stepped spillway with 4 steps, 0.072^m width (1:5) and 0.0665^m height (1:5), is considered as the most optimum choice regarding the economic and hydraulic concerns.

Conclusion:

Flow 3D software simulated the flow over the stepped spillway of Jare Dam quite acceptable. The simulating model depicted the most accuracy using the RNG turbulent model and the multi objective genetic algorithm used (NSGAI) suggested the 4 steps spillway as the most economic and functional choice for Jare stepped spillway.

Acknowledgments:

Authors would like to express their sincere respect to Khozestan Province water and power regional organization for their supports.

Keywords: Stepped spillway, FLOW 3D, turbulent model, RNG, K- ϵ , Economic assessment

بررسی آزمایشگاهی اثر پارامترهای هیدرولیکی بر ظرفیت انتقال رسوب در کانال مرکب با شیب جانبی سیلاب‌دشت

فاطمه عرب^۱، حسنا شفائی^۲ و کاظم اسماعیلی^۳

۱، ۲ و ۳ به ترتیب: کارشناسی ارشد؛ دانشجوی دکترا؛ و دانشیار گروه علوم و مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران
تاریخ دریافت: ۹۹/۹/۱۴؛ تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۲/۱۵

نوع مقاله: علمی پژوهشی

چکیده

در این تحقیق، اثر دانه‌بندی و تغییرات پارامترهای هیدرولیکی در مقطع سیلابی مرکب بررسی شد. دو مدل آزمایشگاهی مقطع مرکب با مدل اول شیب دیواره جانبی سیلاب‌دشت صفر و در مدل دوم مقدار برابر با ۵۰ درصد در نظر گرفته شد. همچنین با هدف بررسی تاثیر شیب طولی بر شستن رسوبات بستر رودخانه، شیب طولی در سه گام ۰/۰۰۲، ۰/۰۰۴ و ۰/۰۰۶ تغییر داده شد. با هدف بررسی تاثیر قطر متوسط رسوبات بر روند آبشستگی، در خلال آزمایش‌ها از رسوبات ماسه‌ای با قطرهای ۰/۹ و ۳ میلی‌متر استفاده شد. با بررسی تغییرات ظرفیت انتقال رسوب با تغییر دانه‌بندی رسوب و شیب‌های طولی و عرضی، نتایج بررسی‌ها نشان داد با کاهش اندازه ذرات رسوب و در شیب عرضی ۰/۵، میزان رسوب خروجی و در نتیجه ظرفیت انتقال رسوب افزایش یافته است. نتایج پژوهش همچنین نشان داد با افزایش شیب طولی از ۰/۰۰۲ به ۰/۰۰۶ و عرضی از صفر به ۰/۵، میزان حجم انتقال رسوبات بیشتر می‌شود و بیشترین میزان رسوب خروجی در دبی ۱۱/۸ لیتر بر ثانیه و با اندازه ذرات رسوب ۰/۹ میلی‌متر به دست می‌آید. میزان تغییر وزن رسوب خروجی از شیب طولی ۰/۰۰۲ به ۰/۰۰۶ در دبی مشخص ۶/۱ لیتر بر ثانیه حدود ۵۰ درصد کاهش یافته است. با بررسی تغییرات تنش برشی و توان جریان واحد در مقابل ظرفیت انتقال رسوب نتایج بررسی‌ها نشان داد که با افزایش شیب طولی و در شیب عرضی ۰/۵ ظرفیت انتقال رسوب افزایش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی

تنش برشی، توان جریان، دانه‌بندی، سیلاب‌دشت، عدد فرود، ظرفیت انتقال رسوب

مقدمه

در سال‌های اخیر محققان با بررسی ظرفیت انتقال رسوب در شرایط آزمایشگاهی مختلف نشان دادند که پارامترهای هیدرودینامیکی، به‌ویژه تنش برشی و توان واحد جریان، اثر قابل توجه روی ظرفیت انتقال رسوب دارند. روش‌های زیادی برای تحلیل هیدرولیک جریان در کانال‌های باز وجود دارد.

فرسایش خاک یکی از مسائل محیط زیستی جهانی و از نگرانی‌های محققان جهان است (Lal, 1998; Vigiak et al., 2005). برای مطالعه فرآیند فرسایش خاک، ظرفیت انتقال رسوب نقش حیاتی در تشریح فیزیکی فرآیندهای فرسایش خاک دارد.

در مطالعات قبلی، محققان با بررسی تاثیر پوشش گیاهی بر مشخصات جریان در مدل سیلاب‌دشت نشان دادند که با افزایش پوشش گیاهی، ارتفاع آب در سیلاب‌دشت و کانال اصلی به صورت چشمگیری افزایش پیدا می‌کند. افزایش پوشش گیاهی می‌تواند باعث افزایش افت انرژی شود ولی این امر موجب افزایش عمق آب به ازای دبی سیلابی یکسان می‌شود (Nehal *et al.*, 2012). محققان دیگر نیز روابطی بین عمق جریان و ارتفاع پوشش گیاهی به ازای اعداد فرود مختلف ارائه دادند (Hamidifar & Omid, 2013). همچنین، با در نظر گرفتن پارامترهای هیدرولیکی و میزان تراکم پوشش گیاهی، رابطه‌ای بر پایه آنالیز ابعادی برای برآورد میزان ارتفاع آب در سیلاب‌دشت ارائه شد (Hin *et al.*, 2008). کسری با عنوان نسبت تراکم برای بررسی این مورد ارائه شد که در مطالعات بعدی توسط محققان مورد بررسی بیشتر قرار گرفت. برای بررسی عرض سیلاب‌دشت و تاثیر دیواره کناری آن، در مطالعه‌ای با بررسی مدل آزمایشگاهی سیلاب‌دشت با شیب صفر، این مورد را بررسی کردند (Mulahasan *et al.*, 2017). با بررسی نیمرخ طولی سطح آب در این تحقیق، نیروی درگ در طول کانال اندازه‌گیری شد. نتایج بررسی‌ها نشان داد با افزایش اعداد رینولدز جریان ضریب درگ پوشش گیاهی به صورت فزاینده‌ای کاهش پیدا می‌کند. این مطلب بیانگر این نکته است که با افزایش سرعت در مقطع مرکب، اتلاف انرژی در طول کانال کاهش پیدا می‌کند. بسیاری از مطالعات به بررسی منحنی دبی-اشل در سیلاب‌دشت و کانال اصلی پرداختند (Zahiri *et al.*, 2012). این موضوع اهمیت فراوانی دارد زیرا این عمق به صورت مستقیم بر ارتفاع دبی سیلاب تاثیرگذار است. در صورتی که می‌توان با

بسیاری از این روش‌ها مانند روابط دارسی-ویسباخ، شزی و مانینگ برای مقاطع ساده مناسب‌اند اما برای مقاطع مرکب مستقیم و پیچانرود محدودیت دارند. بنابراین، مدل‌های ریاضی یک بعدی معمول در مهندسی هیدرولیک جریان و رسوب (HEC-11, RAS و ISIS) که مبتنی بر روابط مانینگ یا شزی هستند، برای تحلیل جریان در رودخانه‌های با مقطع مرکب قابل اعتماد نیستند (Zhao *et al.*, 2020). در این مدل‌ها از روش تجزیه قائم مقطع مرکب برای محاسبه دبی جریان سیل استفاده می‌شود که محدودیت اصلی این روش، در نظر نگرفتن تنش برشی ایجاد شده در مرز تماس مقطع اصلی و دشت سیلابی است. با صرف نظر کردن از این تنش، خطای زیادی در محاسبه دبی جریان به ویژه در رودخانه‌های طبیعی به وجود می‌آید (Martin *et al.*, 1991). یکی از روش‌های مرسوم مطالعه مقاطع مرکب، استفاده از مدلسازی آزمایشگاهی است. در آنالیز ابعادی، با ارائه تشابه هندسی، سینماتیک، و دینامیکی بین مدل اصلی و نمونه می‌توان اعداد بی‌بعدی را برای بررسی پارامترهای مختلف هیدرولیکی و فیزیکی حاکم بر جریان ارائه داد (Tinoco *et al.*, 2013). در روابط گذشته، تاثیر تنش برشی بین جریان کانال اصلی و سیلاب‌دشت صفر در نظر گرفته می‌شد (Ackers, 1992). در این روش فرض می‌شود تنش برشی بین بخش‌های مختلف صفر است و هیچ گونه تبادل مومنتم بین مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی وجود ندارد. نتایج مطالعات پژوهشگران نشان می‌دهد که این فرض صحیح نیست و به همین دلیل روش‌های فوق دارای خطا هستند (Martin *et al.*, 1991). افزایش شیب عرضی سیلاب‌دشت باعث تغییر تنش انتقالی بین جریان عبور از کانال اصلی و سیلاب‌دشت است.

نهایت الگوی کشت گیاهی برای به حداقل رساندن مقدار فرسایش و شسته شدن رسوبات ارائه شد.

آگاروال (Agarwal, 1989) نشان داد که ارتباطی معکوس بین اندازه ذره و انتقال رسوب وجود دارد. شفائی و همکاران (Shafaei *et al.*, 2019) تله‌اندازی رسوب را در یک کانال آزمایشگاهی با وجود پوشش گیاهی بررسی کردند و نشان دادند با افزایش شیب، عدد فرود و دبی جریان میزان رسوب خروجی از کانال افزایش می‌یابد. با وجود مطالعات انجام شده اما هنوز اثر اندازه رسوب روی انتقال رسوب به خوبی درک نشده است و با توجه به اینکه مطالعات قبلی در کانال مستقیم بوده است، اثر شیب طولی و تغییر شیب عرضی با تغییر اندازه ذره رسوب در کانال مرکب به خوبی درک نشده است.

بررسی وضعیت جریان در رودخانه‌های واقعی با مقیاس واقعی یکی از مسایل مورد مطالعه در زمینه سیلاب‌دشت است (Chen *et al.*, 2020). در این پژوهش، رودخانه‌ای به عنوان مورد پژوهشی بررسی میدانی شد. این محققان می‌گویند به ازای تغییرات ناگهانی در مقطع جریان در امتداد رودخانه شرایط ویژه‌ای برای رسوب‌شویی جریان به وجود خواهد آمد. آنها اضافه می‌کنند یکی از عوامل افزایش رسوب‌شویی در مقاطع، وجود دیواره‌ای با شیب تند در مقطع رودخانه بوده است. در نظر گرفتن این پارامتر می‌تواند اهمیت ویژه‌ای در برآورد میزان رسوبات داشته باشد. در این پژوهش، دیگر پارامترهای تاثیرگذار از جمله دبی سیلاب با استفاده از مدل‌های عددی بررسی شده است. بررسی عوامل موثر بر خرابی در دیواره سیلاب‌دشت در یکی از رودخانه‌های قاره آمریکا بررسی (Gourevitch *et al.*, 2020) و در مقطعی از رودخانه شرایط مورفولوژی

داشتن دبی و روند افزایش منحنی دبی-اشل عمق آب را در زمان سیلاب تخمین زد. مطالعات زیادی در این زمینه یافت می‌شود (Wormleaton *et al.*, 1982). در این تحقیق تاثیر طول دیواره‌های سیلاب‌دشت به عنوان فاکتور اصلی مد تحقیق قرار گرفته است. آکرز (Ackers, 1993) با در نظر گرفتن دو دیواره سیلاب‌دشت در طول‌های مختلف به بررسی تابع دبی-اشل پرداخت. این آزمایش‌ها با مدل واقعی سیلاب‌دستی واسنجی و روابطی تجربی بر پایه مقایسه‌های بین مدل آزمایشگاهی و مدل واقعی ارائه شد.

بررسی میزان رسوبات شسته شده در زمان سیلاب موضوعی است که همواره بااهمیت بوده است. روشی برای تخمین وزن رسوبات خارج شده از کانال بررسی شد (Karamisheva *et al.*, 2005, 2006). در این روش بر خلاف روش‌های گذشته تاثیر اجزای سرعت در جهت‌های مختلف منحنی مختصات در نظر گرفته شد. این روش با دیگر روش‌های گذشته CES و روش لامبرت و مایرز (Lambert & Myers, 1998) مقایسه و نشان داده شد که نسبت به روش‌های پیشین نتایج بهتری دارد. این روش برای برآورد سرعت در کانال اصلی و سیلاب‌دشت توسعه داده شد و میزان رسوبات با واسنجی سیلابی تجزیه و تحلیل گردید. روش ارائه شده می‌تواند با دقت قابل قبولی پارامترهای سیلاب را در سیلاب‌دشت و کانال اصلی تخمین بزند (Wormleaton *et al.*, 1982).

بایلی (Bayley, 1995) به بررسی تاثیر پوشش گیاهی در سیلاب‌دشت پرداخت و به ازای تغییرات پوشش گیاهی در سال‌های مختلف، میزان آب‌سستگی و رسوبگذاری در سیلاب‌دشت را بررسی کرد. در

مطالعاتی در این زمینه، تاثیر پارامترهای سرعت و حضور رسوبات در کانال اصلی از داده‌های سرعت‌سنجی دستگاه سرعت‌سنج صورت ADV استفاده شد. با در نظر گرفتن تاثیر پارامترهای سرعت در جهت‌های سه‌گانه منحنی مختصات، تاثیر سرعت افقی بر میزان رسوبات شسته شده در جدول آزمایش‌ها در نظر گرفته شد.

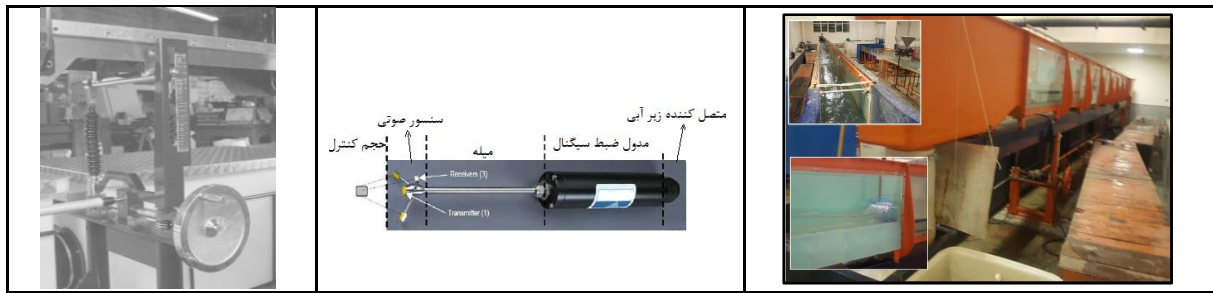
مواد و روش‌ها

فلوم آزمایشگاهی

آزمایش‌ها در یک کانال آزمایشگاهی به طول ۱۲ متر، عرض ۳۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۰/۵ متر اجرا شد. ساختمان فلوم متشکل از فولاد و پلاکسی‌گلاس است. کف فلوم و دیواره پشت فلوم از جنس ورق گالوانیزه با ضخامت ۲ میلی‌متر و دیواره‌های دیگر فلوم از جنس پلاکسی‌گلاس با ضخامت ۱۵ میلی‌متر ساخته شده است. از چسب‌های خارجی آکواریوم برای آب‌بندی استفاده شد. لازم است گفته شود فلوم آزمایشگاهی در استاندارد S6MK11 شرکت Armfield طبقه‌بندی می‌شود شکل ۱. برای تحلیل میدان جریان و بردارهای سرعت در بالادست سرریز از داده‌های اندازه‌گیری شده سرعت‌سنج سه بعدی ADV استفاده شد. در این تحقیق برای نشان دادن شرایط جریان سرریز بر وضعیت رسوب‌گذاری در پشت دیواره سرریز، از سرعت افقی در شبکه رسم‌شده در مقطعی از کانال استفاده شد (شکل ۲). در خلال آزمایش‌ها از ابزار تعبیه شده در انتهای کانال (شکل ۳) برای تغییر شیب طولی کانال (۰/۰۰۲، ۰/۰۰۴ و ۰/۰۰۶) استفاده شد.

رودخانه به ازای بازه زمانی خاصی مطالعه شد. نتایج این تحقیقات نشان داد در شرایطی که در شیب سیلاب‌دشت پوشش گیاهی وجود داشته باشد، شرایط جریان تغییر می‌کند و وجود این مقاطع باعث کاهش موضعی آبشستگی می‌شود. این محققان با توجه به این اطلاعات هیدرولیکی خسارت سیلاب را در سیلاب‌دشت‌ها برآورد و به ازای دبی سیلاب‌های مختلف، میزان خسارات را محاسبه کردند.

پارامترهای مختلفی بر شرایط هیدرودینامیکی سیلاب‌دشت‌های رودخانه‌ها تاثیرگذار هستند. از این رو شناخت و بررسی عوامل موثر بر این مورد در علم هیدرولیکی اهمیت ویژه‌ای دارد. یکی از عوامل تأثیرگذار در شرایط هیدرولیکی و هیدرودینامیکی سیلاب‌دشت‌ها، شیب جانبی سیلاب‌دشت است. با این اوصاف، بررسی کیفی و کمی پارامتر نیازمند ارائه روش تحقیق مناسب آزمایشگاهی است. در این پژوهش، با هدف قرار دادن تاثیر شیب جانبی سیلاب‌دشت بر شرایط هیدرولیکی و هیدرودینامیکی جریان، همچنین اثر دانه‌بندی و پارامترهای هیدرولیکی بر میزان رسوب خروجی طرح آزمایش‌هایی برای بررسی این پارامتر ارائه شد. هدف دیگر این مطالعه ارزیابی ارتباط بین ظرفیت انتقال رسوب و تنش برشی در شیب‌های طولی و عرضی متفاوت است. در مطالعه حاضر با در نظر گرفتن مدل آزمایشگاهی و همچنین استفاده کردن از روش آنالیز ابعادی استفاده‌شده در مطالعات یاد شده، طرح آزمایش‌هایی هیدرولیکی برای بررسی پارامتر شیب جانبی (شیب سیلاب‌دشت) و شیب طولی کانال اصلی طرح‌ریزی شد. همچنین، با در نظر گرفتن



شکل ۳- تغییر شیب طولی

Fig.3- Change the Longitudinal Slope

شکل ۲- سرعت سنج صوتی انعکاسی

۲۵ مگا هرتز

Fig.2-Reflective audio speedometer

شکل ۱- فلوم آزمایشگاهی

Fig.1-Expermntal flume

می‌توان از نیروهای کشش سطحی صرف‌نظر کرد یا به دلیل بی بعد بودن پارامترهای شیب عرضی و شیب طولی، می‌توان آنها را از محاسبات خارج و به عنوان عدد بی‌بعدی معرفی کرد. برای ساده‌سازی آنالیز ابعادی، بهتر است این پارامتر نیز در نظر گرفته نشوند. می‌توان به دو صورت پارامترهای تکرار شونده را در نظر گرفت. در صورت اول اگر μ و V در نظر گرفته شوند در اعداد بی‌بعد، عدد رینولدز پدیدار خواهد شد. از آنجایی که مطالعات در کانال باز صورت می‌گیرد و نیروی لزوجت تاثیر کمتری نسبت به نیروی وزن خواهد داشت، به همین دلیل از پارامترهای تکرار شونده باید استفاده شود که نیروی وزن (عدد فرود) تاثیر خود را نشان دهند. با در نظر گرفتن پارامترهای تکرار شونده g ، V و h_0 اعداد به صورت زیر بیان می‌شوند.

$$\pi_1 = S_0, \pi_2 = S_c, \pi_3 =, \pi_4 =, \pi_5 =, \pi_6 =, \pi_7 =, \pi_8 = \frac{W_{out}V}{\gamma_s \sqrt{gh_0^{3.5}}} \quad (2)$$

$$\pi_1 = S_0, \pi_2 = S_c, \pi_3 =, \pi_4 =, \pi_5 =, \pi_6 =, \pi_7 =, \pi_8 = \frac{W_{out}V}{\gamma_s \sqrt{gh_0^{3.5}}} \quad (3)$$

$$Vs = f(h_0, h_s, hf, b, w, V, \gamma, \mu, \rho, g, B, d_{50}, \gamma_s)$$

آنالیز ابعادی: پارامترهای فیزیکی حاکم بر جریان مقاطع مرکب در رابطه ۱ ارائه شده است.

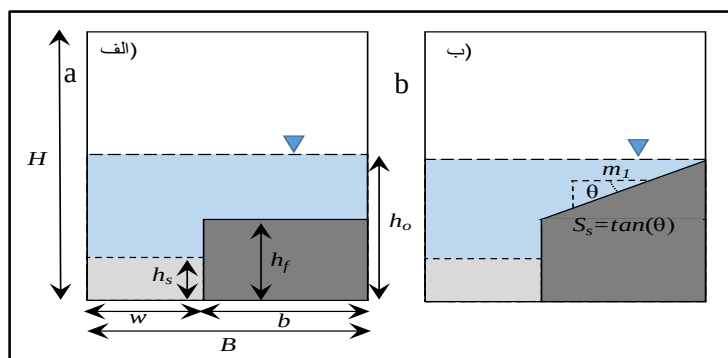
$$V_{out} = f(Q_f, h_o, h_s, hf, S_o, S_y, b, w, V, \gamma, \mu, \sigma, \rho, g, B, d_{50}, \gamma_s) \quad (1)$$

که در آن،

Q = دبی جریان (لیتر بر ثانیه)؛ h_o = عمق آب در کانال (متر)؛ h_s = ارتفاع رسوبات (متر)؛ hf = ارتفاع سیلاب‌دشت؛ b = عرض سیلاب‌دشت (متر)؛ S_o = شیب طولی کانال (بدون بعد)؛ S_c = شیب عرضی کانال (بدون بعد)؛ w = عرض کانال اصلی (متر)؛ V = سرعت جریان (متر بر ثانیه)؛ γ = جرم وزنی سیال (نیوتن بر مترمکعب)؛ μ = لزوجت دینامیک آب (پاسکال-ثانیه)؛ σ = کشش سطحی سیال (نیوتن بر متر)؛ ρ = چگالی سیال (کیلوگرم بر مترمکعب)؛ g = شتاب ثقل زمین (متر بر مجذور ثانیه)؛ B = عرض کل کانال (متر)؛ Vs = حجم رسوبی از کانال (متر مکعب)؛ و d_{50} = قطر متوسط ذرات (میلی‌متر) است. در پارامترهای بالا در ارتباط با آنالیز ابعادی و قضیه پی باکینگهام می‌توان پارامترهایی را از پارامترهای بالا حذف کرد. برای مثال، به علت اینکه ضخامت آب در روی سیلاب‌دشت به اندازه کافی زیاد است

وزنی عدد π_8 است. در شکل ۴، طرح مدل‌های آزمایشگاهی همراه با پارامترهای فیزیکی و هیدرولیکی نمایش داده شده است. در جدول ۱ پارامترهای طول بر حسب میلی‌متر است. دبی بر حسب لیتر بر ثانیه تعریف می‌شود.

که در آن،
 W_{out} = وزن رسوبات شسته شده در کانال اصلی سیلاب‌دشت.
 این پارامتر با جمع آوری رسوبات در انتهای کانال محاسبه می‌شود. همچنین، منظور از عدد فرود



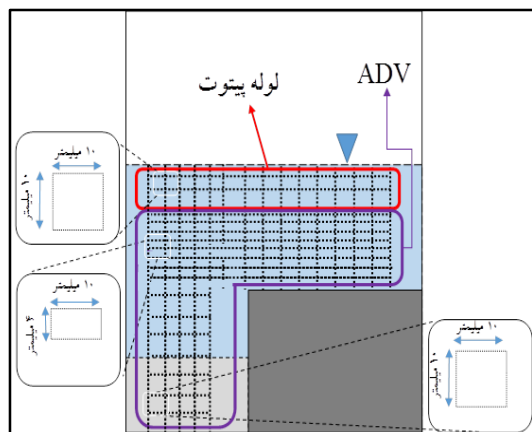
شکل ۴- مدل‌های آزمایشگاهی کانال مرکب، الف) شیب جانبی صفر، ب) شیب جانبی ۰/۵
 Fig.4-combined channel laboratory models, a) zero lateral slope, b) lateral slope of 0.5

استفاده از دستگاه سرعت سنج سه بعدی صوتی داپلر (ADV) و پوینت گیج در ۳۰ مقطع طولی و با فاصله ۱۰ سانتی‌متری از هم و در عرض مقطع کانال در ۳۰ مقطع با فاصله نقاط یک سانتی‌متری از هم و در فاصله یک متری بالادست خروجی کانال اندازه‌گیری شد. شکل ۶ اندازه‌گیری سرعت در یک مقطع از کانال را نشان می‌دهد.

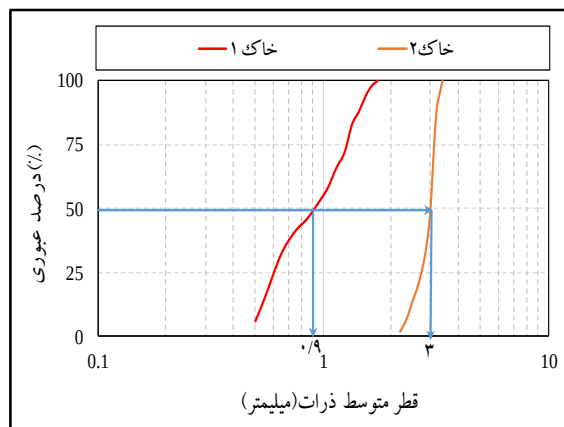
همان‌طور که مشاهده می‌شود، برای اندازه‌گیری سرعت جریان در سطح آب از لوله پیتوت استفاده شد. داده‌های خام برداشت شده با دستگاه ADV در آغاز با استفاده از نرم افزار WinADV، که توسط دفتر عمران ایالات متحده (USBR) توسعه داده شده است، پالایش شدند و داده‌های سرعت میانگین نقطه‌ای به‌دست آمد (Wahl, 2000).

به منظور تعیین محدوده دانه‌بندی به کار رفته در ساخت مدل، از آزمایش دانه‌بندی با الک‌های استاندارد استفاده شد. در شکل ۵ منحنی دانه‌بندی رسوبات استفاده شده ارائه شده است. متوسط دانه-بندی رسوبات ۰/۹ و ۳ میلی‌متر و جنس خاکدانه‌ها ماسه‌ای است.

سرعت در شبکه‌بندی شکل ۶ با دستگاه ADV و همچنین لوله پیتوت اندازه‌گیری شد. از آنجایی که دستگاه ADV قادر به اندازه‌گیری سرعت در بیشتر از ۴/۵ سانتی‌متری سطح آب نبود، نقاط بالاتر از عمق ۴/۵ سانتی‌متری با لوله پیتوت اندازه‌گیری شد. طول کانال ۱۰ متر بود که به دلیل برقراری جریان آرام و بدون آشفتگی طول مؤثر فلوم ۸ متر در نظر گرفته شد. عمق و سرعت جریان در ۴ متر دوم کانال اندازه‌گیری شد. سرعت و عمق جریان به ترتیب با



شکل ۶- شبکه‌بندی کانال برای اندازه‌گیری سرعت
Fig.6-Channel networking to measure velocity



شکل ۵- دانه‌بندی خاک‌های استفاده شده در مدل‌ها
Fig.5-Soil granulation used in models

S = شیب بستر (متر بر متر)؛ R = شعاع هیدرولیکی (متر)؛ و u^* = سرعت برشی.

ژانگ و همکاران (Zhang et al., 2012) با بررسی اثر اندازه ذره بر انتقال رسوب و سرعت آستانه نشان دادند که حداقل سرعت یا انرژی مورد نیاز برای انتقال رسوب مستقل از اندازه ذره است و ذرات بزرگ‌تر به انرژی بیشتری برای حرکت نیاز دارند. در جدول ۱ محدوده پارامترهای هیدرولیکی ارائه شده است.

متوسط مقادیر سرعت و عمق جریان برای برآورد تنش برشی همانند رابطه ۴ به کار رفت:

$$\tau = \rho g H S \quad (4)$$

$$u^* = (g R S)^{0.5} \quad (5)$$

که در آن،

τ = تنش برشی بر حسب پاسکال؛ ρ = چگالی آب (کیلوگرم بر متر مکعب)؛ g = شتاب جاذبه (متر بر مجذور ثانیه)؛ H = عمق متوسط جریان (متر)؛

جدول ۱- محدوده پارامترهای هیدرولیکی در این تحقیق

Table 1- The range of hydraulic parameters in this study

محدوده		مقدار Value	نشانه Sign	پارامتر Parameter
تا To	از From			
11.8	6.1	متغیر	Q	دبی (لیتر بر ثانیه)
18.7	11.95	متغیر	h_0	عمق آب (سانتی‌متر)
0.006	0.002	متغیر	S_0	شیب (-)

محققان نشان دادند که پارامترهای هیدرودینامیک، به‌ویژه تنش برشی، اثر قابل توجهی روی ظرفیت انتقال رسوب دارد. گاورز (Govers, 1990) می‌گوید

ظرفیت انتقال رسوب

در دهه‌های اخیر، برای محاسبه ظرفیت انتقال رسوب بر اثر جریان بررسی‌های زیادی شده است.

تنش برشی می‌تواند برای پیش‌بینی ظرفیت انتقال رسوب در شرایط فرسایش‌پذیر به کار برده شود. تنش برشی پیش‌بینی‌کننده خوب ظرفیت انتقال رسوب برای شیب‌های مختلف است. ظرفیت انتقال رسوب مفهومی کلیدی در تخمین میزان رسوب ته‌نشین شده در مدل‌های مبتنی بر فرسایش است. در این مطالعه، اثر اندازه ذرات رسوب روی ظرفیت انتقال جریان در فلوم بررسی شد. ظرفیت انتقال رسوب در وهله اول وابسته به پارامترهای هیدرولیکی از جمله سرعت جریان است. ظرفیت انتقال رسوب بسیار به خصوصیات رسوب (اندازه، شکل، زبری و ...) وابسته است (Guy et al., 2009; Liu et al., 2000).

ظرفیت انتقال رسوب و توان جریان واحد مطابق رابطه ۷ و ۸ محاسبه می‌شود:

$$T_c = 0.054\tau^{1.982} \quad (6)$$

$$P = VS \quad (7)$$

که در آن،

T_c = ظرفیت انتقال رسوب (کیلوگرم بر متر در ثانیه)؛ و τ = تنش برشی (Pa) است. رابطه ۸ نشان دهنده توان واحد جریان است (Yang et al., 1972). P = توان واحد جریان (وات بر نیوتن)؛ V = سرعت متوسط (متر بر ثانیه)؛ و S = شیب بستر (متر بر متر) است.

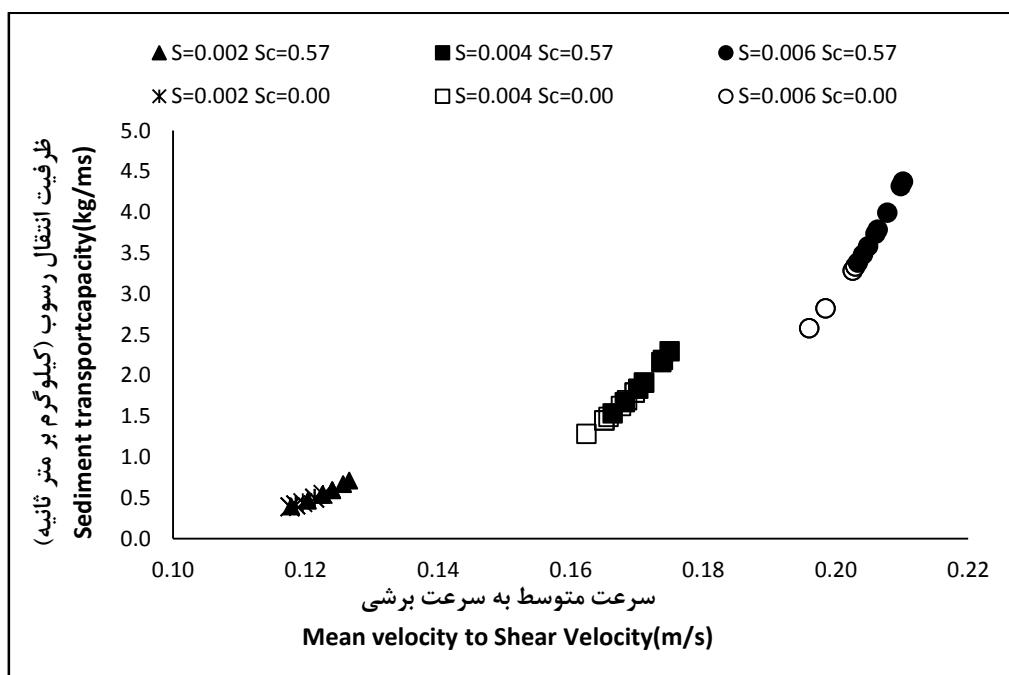
نتایج و بحث

میزان انتقال رسوب به مقدار زیادی تحت تأثیر خصوصیات رسوب از جمله اندازه، زبری، چگالی و شکل ذرات است (Guy et al., 2009). سرعت متوسط جریان از جمله متغیرهای مهمی است که به دلیل اثرپذیری از هر دو شرایط هیدرولیکی جریان

(دبی جریان، زبری، شیب، بار رسوب و عمق جریان) و شرایط سطحی (پوشش گیاهی و شرایط زهکشی) انتقال رسوب را تحت تأثیر قرار می‌دهد. هنگامی که سرعت از سرعت آستانه حرکت بیشتر می‌شود، ذرات رسوب حرکت خواهند کرد (Zhang et al., 2009). اثر بار رسوب بر ضریب اصطکاک به دبی جریان بستگی دارد. با افزایش دبی جریان، تأثیر بار رسوب بر ضریب اصطکاک به دلیل افزایش عمق جریان و کاهش زبری نسبی، کاهش می‌یابد. کاهش تلاطم جریان و سرعت جریان ناشی از افزایش گرانروی جریان و اصطکاک قطعاً بر ظرفیت انتقال اندازه‌گیری شده تأثیر می‌گذارد. اثر مرکب بار رسوب بر هیدرولیک جریان ممکن است تغییرپذیری را در اندازه‌گیری ظرفیت انتقال رسوب افزایش دهد. میانگین سرعت جریان، به عنوان مرجعی اساسی برای تبدیل انرژی بدنه آب در فرآیند جریان، به‌طور جامع تحت تأثیر عوامل مختلفی مانند شیب انرژی، دبی جریان واحد، شرایط مرزی و زبری سطح زیرین قرار دارد. از این رو می‌توان سرعت متوسط جریان را نیز یک پارامتر جامع هیدرولیکی در نظر گرفت. روابط بین سرعت جریان متوسط و ظرفیت انتقال رسوب برای اندازه‌های مختلف دانه‌های رسوب در شیب‌های طولی و عرضی مختلف در شکل ۷ نشان داده شده است. ظرفیت انتقال رسوب با میانگین نسبت سرعت به سرعت برشی جریان افزایش یافته است. با مشاهده نمودار شکل ۷ می‌توان دریافت که با افزایش سرعت، میزان ظرفیت انتقال رسوب در شیب‌های طولی و عرضی متفاوت افزایش یافته اما افزایش بیشتر ظرفیت انتقال رسوب در شرایطی که شیب عرضی ۰/۵۷ بوده رخ داده است. با در نظر گرفتن تغییرات سرعت در محدوده ۰/۱۹ تا ۰/۲۲ متر بر ثانیه مشاهده می‌شود که در شیب طولی

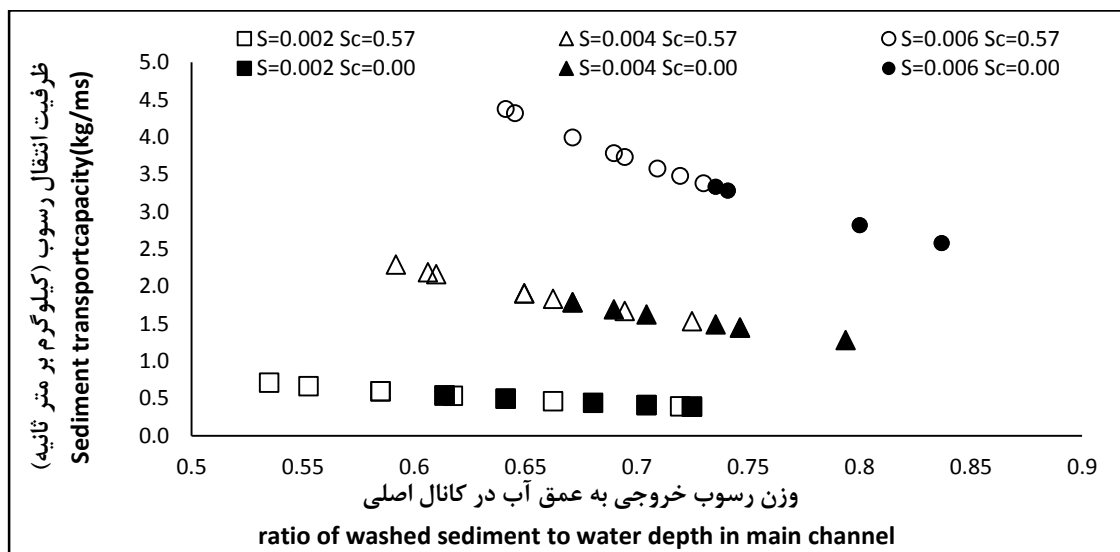
رسوب نشان داده شده است. بیشترین مقدار ظرفیت انتقال رسوب در محدوده $0/6 < w/h < 0/65$ است. شیب کاهشی ظرفیت انتقال رسوب با افزایش مقدار وزن رسوب خروجی به عمق آب در کانال اصلی در شیب‌های طولی $0/06$ و عرضی $0/57$ و صفر به ترتیب تندتر است و این نشان دهنده تأثیر شیب عرضی در ظرفیت انتقال رسوب است. تغییرات ظرفیت انتقال رسوب در شیب‌های طولی $0/04$ و $0/02$ با شیب‌های عرضی صفر و $0/57$ در دامنه گسترده‌تری از مقادیر نسبت وزن رسوب خروجی به عمق آب در کانال اصلی رخ داده است.

$0/06$ و شیب عرضی صفر، کمترین مقدار ظرفیت انتقال رسوب برابر با $2/5$ کیلوگرم بر مترثانیه و در همان شیب طولی اما با شیب عرضی $0/57$ این میزان به $4/5$ کیلوگرم بر مترثانیه افزایش یافته است. این نتیجه نشان می‌دهد که گرادیان انرژی در تغییرات ظرفیت انتقال رسوب تأثیر بیشتری از تغییرات سرعت دارد که تأثیرپذیری بیشتر ظرفیت انتقال رسوب با تغییرات شیب در مقایسه با تغییرات سرعت در تحقیق (Wang et al., 2015) نشان داده شده است. در شکل (۸)، تغییرات وزن رسوب خروجی به عمق آب در کانال اصلی و ظرفیت انتقال



شکل ۷- تغییرات سرعت جریان و وزن رسوبات شسته‌شده، مدل کانال مرکب با شیب جانبی صفر و $0/5$

Fig. 7-Changes in flow velocity and weight of leached sediments, combined channel model with zero & 0.5 lateral slopes

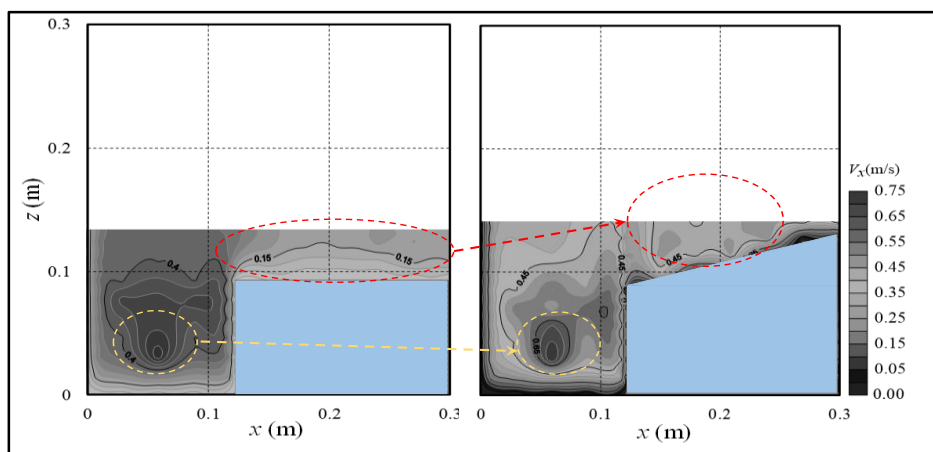


شکل ۸- تغییرات نسبت وزن رسوب خروجی به عمق آب در کانال اصلی و ظرفیت انتقال رسوب، مدل کانال مرکب با شیب جانبی صفر و ۰/۵

Fig. 8-Changes of the ratio of the weight of output sediment to depth of water in main channel, combined channel model with zero & 0.5 lateral slopes

است که این امر باعث انتقال مومنتم بیشتر آب به ذرات رسوبات کف می‌گردد و این امر آبشستگی در طول کانال را افزایش می‌دهد. افزایش شیب، مقدار عددی حداکثر سرعت افقی را در مقطع مورد بررسی به صورت افزایشی تغییر می‌دهد که در شکل ۹، همان‌طور که قابل مشاهده است، این افزایش در سیلاب‌دشت تا ۳۰۰ درصد و در کانال اصلی تا ۴۳ درصد برآورد می‌شود.

با مقایسه پروفیل‌های سرعت به‌ازای بحرانی‌ترین حالت آزمایش‌ها (حداکثر دبی و شیب طولی)، با توجه به شکل ۹، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش شیب جانبی و طولی حداکثر پروفیل سرعت به سمت کف کانال تغییر وضعیت می‌دهد. به نظر می‌رسد یکی از عوامل تاثیر گذار در افزایش آبشستگی با افزایش شیب طولی و عرضی این تغییر وضعیت حداکثر سرعت باشد. دلیل این وضعیت آن



شکل ۹- مقایسه پروفیل سرعت طولی کانال در مقطع عرضی مدل مقطع مرکب

Fig. 9-Comparison of the longitudinal velocity profiles of channel in transverse section

فرآیند مصرف انرژی و تبدیل آن است، بنابراین توان جریان، توان جریان واحد و توان جریان موثر همه شاخص‌های شدت جریان حیاتی هستند که باید برای پیش‌بینی ظرفیت انتقال رسوب استفاده شود. شکل ۱۱ نشان می‌دهد که ظرفیت انتقال اندازه‌گیری شده (T_c) با توان واحد جریان در شیب‌های متفاوت تغییر کرده است. به‌طور مشخص توان واحد جریان بسیار تحت تأثیر ظرفیت انتقال اندازه‌گیری شده است. این نتایج با نتایج به دست‌آمده از تحقیقات پیشین (Zhang et al., 2009; Ali et al., 2011) تطابق دارد. همچنین در تطابق با نتایج به‌دست آمده در این تحقیق، نتایج تحقیقات وانگ و همکاران (Wang et al., 2015) نشان داده که با افزایش گرادیان شیب، ظرفیت انتقال رسوب افزایش یافته است. وانگ و همکاران (Wang et al., 2015) می‌گویند که T_c نسبت به دبی جریان حساس‌تر است تا نسبت به گرادیان شیب، و نتایج تحقیقات آنها ارتباطی ضعیف بین ظرفیت انتقال رسوب و توان واحد جریان نشان داد که دلیل آن شرایط آزمایشگاهی متفاوت و تابع نمایی به‌دست آمده براساس ظرفیت انتقال رسوب و توان جریان واحد در تحقیق وانگ و همکاران (Wang et al., 2015) است. روابط رگرسیون بین تنش برشی و ظرفیت انتقال رسوب برای اندازه‌های مختلف رسوب در جدول ۲ آورده شده است. ظرفیت انتقال رسوب با تنش برشی افزایش یافته است. ضریب‌های رگرسیون با افزایش شیب طولی و شیب عرضی افزایش یافت. ذرات رسوب تحت عمل جریان با سرعت مطلق به جلو حرکت می‌کنند. این فرایند شامل تبدیل انرژی است و جریان برای حرکت باید مقداری انرژی مصرف کند، بنابراین تعیین انرژی مصرفی بر اثر جریان در واحد زمان با ظرفیت انتقال

پاسخ بین تنش برشی و توان جریان واحد با ظرفیت انتقال رسوب

از دیدگاه انرژی، انتقال رسوب فرآیندی است که در آن تنش برشی انرژی مصرف می‌کند. تنها هنگامی که نیروی جریان از مقاومت اصطکاکی رسوب فراتر رود، ذرات خاک پایداری خود را از دست می‌دهند و شروع به حرکت می‌کنند. با این حال، اثر کشش جریان قابل توجه است. رابطه بین ظرفیت انتقال رسوب و تنش برشی در شکل ۱۰ ارائه شده است، یک رابطه نمایی بین دو پارامتر مشاهده می‌شود. تنش برشی عمدتاً برای محاسبه ظرفیت انتقال رسوب به کار می‌رود (Finkner et al., 1989). نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد در شیب‌های طولی و عرضی، ظرفیت انتقال رسوب مربوطه با افزایش اندازه ذرات خاک متوسط، که ممکن است به شرایط بحرانی شروع مرتبط باشد، افزایش یافته است. هنگامی که اندازه ذرات رسوب بزرگ‌تر از اندازه ذرات بحرانی است، به دلیل افزایش جاذبه ذرات، ذره برای شروع حرکت به مقاومت جریان بسیار زیاد نیاز خواهد داشت. برعکس، هنگامی که اندازه ذرات رسوب از اندازه ذرات بحرانی کوچک‌تر است، به دلیل نیروی منسجم بین ذرات رسوب، شروع حرکت برای ذرات دشوار خواهد بود. شکل (۱۰) نشان می‌دهد با افزایش تنش برشی در شیب‌های طولی و عرضی مختلف، ظرفیت انتقال رسوب افزایش می‌یابد. این یافته‌ها نشان می‌دهند که شیب اثری مثبت روی تنش برشی دارد. نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد که شیب عرضی تأثیر بسزایی در افزایش و تغییرات تنش برشی با ظرفیت انتقال رسوب دارد و در شیب عرضی ۵/۰ و در شیب‌های طولی مختلف این تغییرات و افزایش در ظرفیت انتقال رسوب بیشتر است. انتقال رسوب

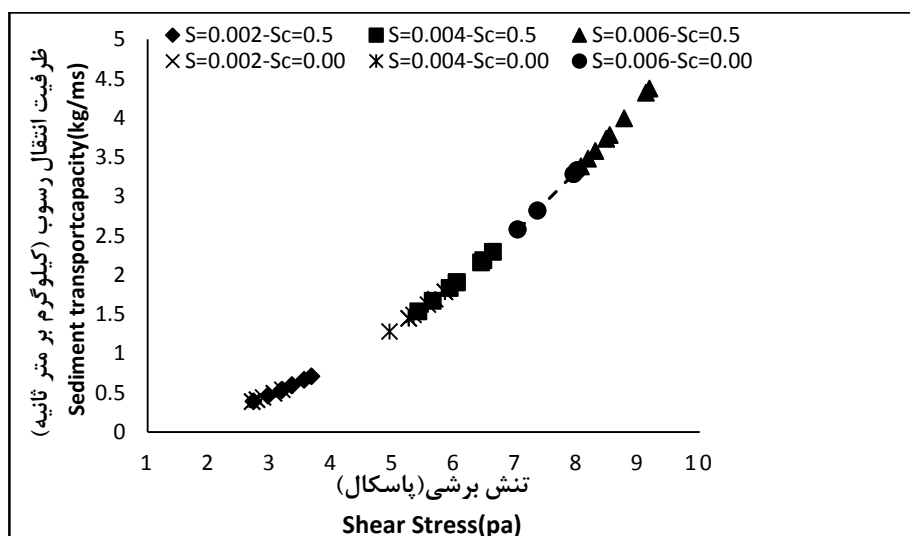
تنش برشی برای اندازه‌های رسوب ۰/۹ و ۳ میلی‌متر در مطالعه حاضر و برای دو اندازه رسوب ۱/۱۶ و ۰/۶۹ میلی‌متر در مطالعه ژانگ و همکاران (Zhang et al., 2011) ارائه شده است. ضریب‌های همبستگی به‌دست آمده در این معادله‌ها به ترتیب برابر ۰/۹۹ و ۰/۹۷، ۰/۹۷ برآورد شده است. تعداد زیادی از مطالعات نشان دادند که تغییرات ظرفیت انتقال رسوب می‌تواند بوسیله تغییرات تنش برشی به خوبی شبیه‌سازی شود (Finkner et al., 1989; Zhang et al., 2011). معادله‌ها نشان می‌دهند که برای همه اندازه ذرات رسوب ظرفیت انتقال رسوب به عنوان تابعی از تنش برشی افزایش یافته است. همچنین نشان داده شده که با افزایش اندازه ذره رسوب، ضریب رگرسیون کاهش یافته است.

رسوب بسیار مهم است. رابطه بین ظرفیت انتقال رسوب و توان جریان واحد در شکل ۱۰ نشان داده شده است. از شکل ۱۰ می‌توان نتیجه گرفت که بین توان جریان و ظرفیت انتقال رسوب، رابطه‌ای نمایی وجود دارد. کمترین توان جریان واحد برای انتقال رسوب برای شیب طولی ۰/۰۰۲ و شیب عرضی صفر به‌دست آمده است. این موضوع نشان می‌دهد که با افزایش گرادیان انرژی میزان ظرفیت انتقال رسوب افزایش یافته است و با افزایش شیب عرضی ظرفیت انتقال رسوب افزایش بیشتری خواهد داشت. شکل ۱۰ نشان می‌دهد که افزایش شیب طولی، در مقایسه با افزایش شیب عرضی، تأثیر بیشتری بر ظرفیت انتقال رسوب داشته است. در جدول ۳، معادله‌های ظرفیت انتقال رسوب به عنوان تابعی از تغییرات

جدول ۲- معادله‌های آماری ظرفیت انتقال رسوب (y) با تغییر تنش برشی (x) تحت شیب‌های مختلف طولی و عرضی
Table 2- Statistical equations of sediment transport capacity(y) by changing shear stress(x) under different longitudinal and transverse slopes

ضریب همبستگی (R ²)	معادله آماری Statistic Equation	شیب طولی (S) Longitudinal slope	شیب عرضی (Sc) Transverse slope	دبی (لیتر بر ثانیه) Discharge(l/s)
R ² = 0.9997	$y = 0.5329e^{0.2295x}$	۰/۰۰۶	۰/۵۷	۱۱/۸، ۱۰/۷، ۹/۲، ۶/۱
R ² = 0.9998	$y = 0.4058e^{0.2632x}$	۰/۰۰۶	۰/۰۰	۱۱/۸، ۱۰/۷، ۹/۲، ۶/۱
R ² = 0.9991	$y = 0.2603e^{0.329x}$	۰/۰۰۴	۰/۵۷	۱۱/۸، ۱۰/۷، ۹/۲، ۶/۱
R ² = 0.9993	$y = 0.1315e^{1.636.9x}$	۰/۰۰۴	۰/۰۰	۱۱/۸، ۱۰/۷، ۹/۲، ۶/۱
R ² = 0.9977	$y = 0.0732e^{0.6228x}$	۰/۰۰۲	۰/۵۷	۱۱/۸، ۱۰/۷، ۹/۲، ۶/۱
R ² = 0.9996	$y = 0.0625e^{0.6761x}$	۰/۰۰۲	۰/۰۰	۱۱/۸، ۱۰/۷، ۹/۲، ۶/۱

بررسی آزمایشگاهی اثر پارامترهای هیدرولیکی بر ظرفیت...



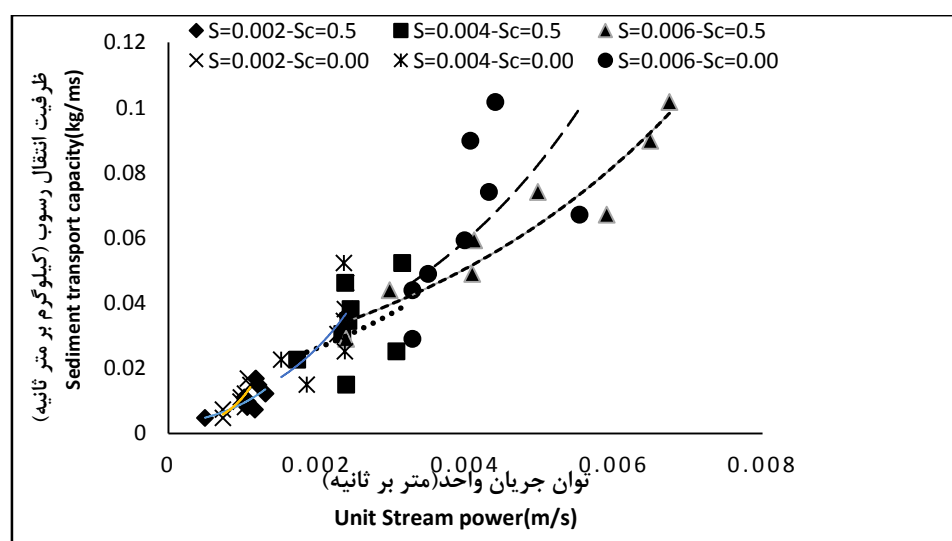
شکل ۱۰- ارتباط ظرفیت انتقال رسوب (T_c) با تنش برشی (τ) در شیب های طولی و عرضی متفاوت

Fig.10-relationship of sediment transport capacity (T_c) with shear stress (τ) in different longitudinal and transverse slopes

جدول ۳- مقایسه توابع ظرفیت انتقال رسوب به عنوان تابعی از تنش برشی (τ) برای اندازه های مختلف ذره رسوب

Table 3- Comparison of Transport capacity as a power function of shear stress (τ) for different sediment sizes

تابع Function	محقق researcher	اندازه ذره (میلی متر) Size(mm)	ضریب همبستگی R^2
$T_c = 0.01211\tau^{2.320}$	Zhang et al(2011)	$d_{50} = 1.16$	۰/۹۷
$T_c = 0.01511\tau^{2.314}$	Zhang et al(2011)	$d_{50} = 0.69$	۰/۹۷
$T_c = 0.054\tau^{1.982}$	مطالعه حاضر	$d_{50} = 0.9 - 3$	۰/۹۹



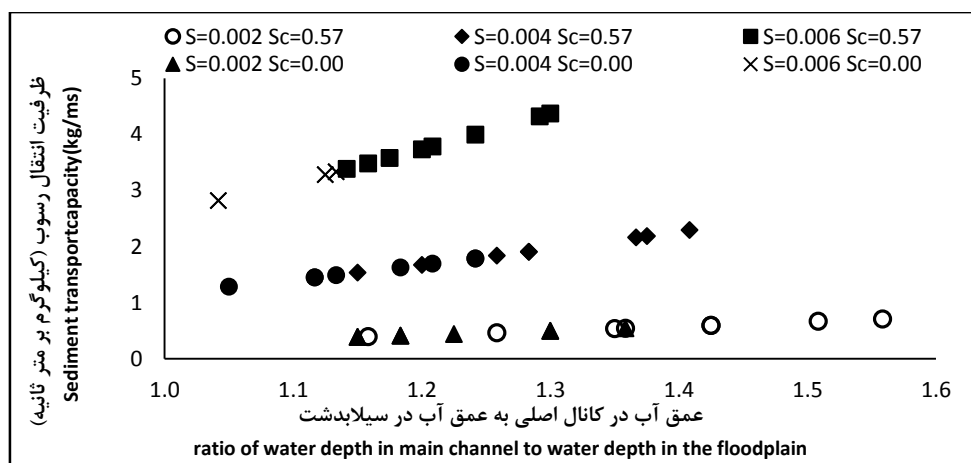
شکل ۱۱- ارتباط ظرفیت انتقال رسوب (T_c) با توان جریان واحد (P) در شیب های طولی و عرضی متفاوت

Fig.11-relationship of sediment transport capacity (T_c) with unit flow power (P) in different longitudinal and transverse slopes

در دبی ۱۱/۸ لیتر بر ثانیه رخ داد. با افزایش عمق آب در کانال به عمق آب در سیلاب‌دشت و وجود زبری در بستر کانال میزان مقاومت در برابر جریان افزایش می‌یابد و هر اندازه ذرات رسوب کوچک‌تر باشد میزان ته‌نشینی بیشتر و درصد رسوب خروجی کمتر می‌شود.

در نتیجه، با افزایش دبی و عمق جریان ظرفیت انتقال رسوب افزایش می‌یابد و با در نظر گرفتن تغییرات شیب طولی از ۰/۰۰۲ تا ۰/۰۰۶ و شیب عرضی از صفر به ۰/۵ مطابق با نمودار شکل ۱۲ در شیب طولی ۰/۰۰۶ و شیب عرضی ۰/۵۷ ظرفیت انتقال رسوب افزایش بیشتری نشان می‌دهد. کمترین شیب تغییرات ظرفیت انتقال رسوب در شرایط شیب طولی ۰/۰۰۲ و شیب عرضی صفر و ۰/۵ است.

شکل ۱۲ تغییرات ظرفیت انتقال رسوب به‌ازای نسبت عمق آب در کانال اصلی به عمق آب در سیلاب‌دشت را نشان می‌دهد. این تغییرات در دو مدل با شیب طولی مختلف و شیب عرضی صفر و ۰/۵ ارائه شده است. نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد با افزایش عمق نسبی میزان رسوب بیشتری از فلوم خارج می‌شود و با این تغییرات مقایسه در دو اندازه ذرات ۳ و ۰/۹ میلی‌متر نشان می‌دهد که کمترین مقدار رسوب شسته شده در این مدل در زمانی در دبی ۶/۱ لیتر بر ثانیه رخ می‌دهد که شیب طولی کانال مقداری برابر با ۰/۰۰۲، شیب عرضی صفر و قطر متوسط ذراتی برابر با ۳ میلی‌متر است. در همین حال، حداکثر مقادیر رسوبات شسته‌شده در مدل آزمایشگاهی با شیب طولی ۰/۰۰۶، شیب عرضی ۰/۵۷ و قطر متوسط ذراتی برابر با ۳ میلی‌متر



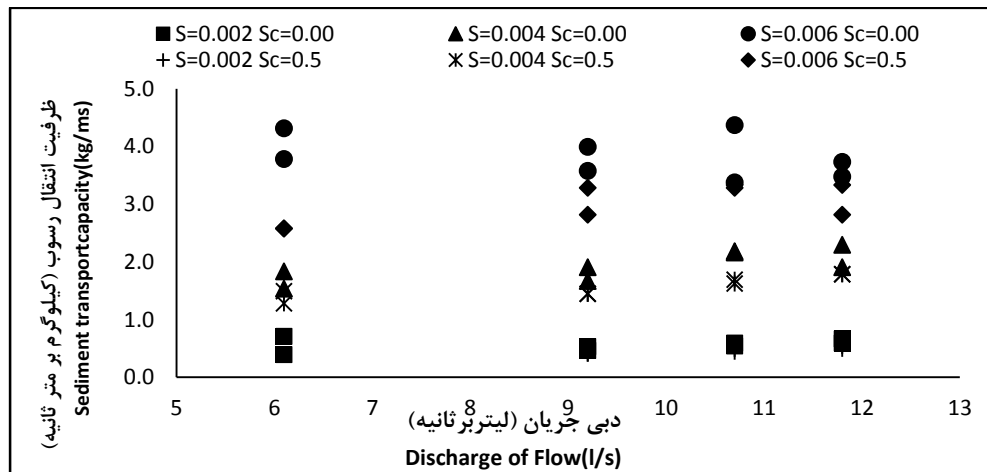
شکل ۱۲- تغییرات نسبت عمق آب در کانال اصلی به عمق آب در سیلاب‌دشت و وزن رسوبات شسته‌شده، مدل کانال مرکب با شیب جانبی صفر و ۰/۵ و دانه‌بندی مختلف

Fig.12-Changes in the ratio of water depth in main channel to water depth in the floodplain and weight of leached sediments, combined channel model with zero & 0.5 lateral slopes and different granulation

حقیقت، با افزایش اندازه ذره رسوب میزان زبری در کانال افزایش می‌یابد و باعث ایجاد مقاومت بیشتر در برابر جریان و کاهش ظرفیت انتقال رسوب می‌شود. با افزایش مقاومت در برابر جریان، میزان سرعت کاهش می‌یابد و در شیب‌های کم (۰/۰۰۲) تغییرات افزایش ظرفیت انتقال رسوب با افزایش دبی، کم و با افزایش شیب تغییرات ظرفیت انتقال رسوب بیشتر است. با مقایسه این روند در حالت شیب جانبی صفر سیلاب‌دشت با روند شیب جانبی ۰/۵، می‌توان گفت تغییرات وزن رسوبات شسته شده نسبت به دبی جریان روندی با شیب صعودی بیشتری پیدا خواهد کرد.

با افزایش دبی جریان، میزان رسوب خروجی با کاهش اندازه ذرات رسوب افزایش بیشتری خواهد داشت.

در شکل ۱۳، مقادیر ظرفیت انتقال رسوب و دبی جریان برای شیب‌های طولی و شیب عرضی مختلف و همچنین در دو دانه‌بندی ۳ و ۰/۹ میلی‌متر رسم شده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد با افزایش دبی جریان و بحرانی شدن جریان، وزن رسوبات اندازه‌گیری شده در انتهای کانال افزایش پیدا می‌کند که با نتایج تحقیقات شفائی و همکاران (Shafaei *et al.*, 2019) همخوانی دارد. افزایش دبی جریان از ۶/۱ به ۱۱/۸ لیتر بر ثانیه و افزایش سرعت جریان باعث افزایش رسوب خروجی می‌شود. با مقایسه نتایج به‌دست‌آمده از اندازه‌گیری رسوب خروجی مشاهده می‌شود که تغییرات ظرفیت انتقال رسوب در شرایط وجود ذرات رسوب با اندازه ۰/۹ میلی‌متر بیشتر است و در شرایط انتقال رسوب با اندازه ۳ میلی‌متر تغییرات عدد فرود کم است. در



شکل ۱۳- تغییرات دبی جریان و ظرفیت انتقال رسوب در مدل کانال مرکب با شیب جانبی صفر و ۰/۵ و دانه‌بندی مختلف

Fig. 13-Changes discharge and sediment transport capacity, in combined channel model with zero & 0.5 lateral slopes and different granulation

سرعت جریان، دبی، نسبت عمق جریان در کانال اصلی به عمق جریان در سیلاب‌دشت) در دبی‌های مختلف (۶/۱، ۱۰/۹، ۷/۲ و ۱۱/۸ لیتر بر ثانیه) و شیب طولی و عرضی متفاوت بررسی شد. نتایج تحقیق نشان داد که با افزایش شیب طولی و در شیب عرضی صفر و با کاهش اندازه ذره میزان

نتیجه‌گیری

در این مطالعه، به بررسی اثر دانه‌بندی ذرات رسوب و پارامترهای هیدرولیکی بر انتقال رسوب در دو مدل هیدرولیکی با شیب‌های طولی ۰/۰۰۲، ۰/۰۰۴ و ۰/۰۰۶ و شیب عرضی صفر و ۰/۵ پرداخته شد. تغییرات پارامترهای هیدرولیکی (تنش برشی،

رسوب خروجی بیشتر خواهد شد. همچنین با افزایش تنش برشی در یک دبی مشخص و با شیب عرضی صفر، بیشترین میزان رسوب خروجی برای شیب طولی ۰/۰۰۶ رخ می‌دهد. با مطالعه ظرفیت انتقال رسوب نشان داده شد که ظرفیت انتقال رسوب با افزایش تنش برشی، تحت شیب‌های مختلف طولی و عرضی، افزایش می‌یابد. مطالعات برای بررسی اثر دانه‌بندی بر انتقال رسوب بیشتر متمرکز بر اندازه ذرات و چگالی آنها بوده است و مطالعات بیشتر برای بررسی اثر شکل و زبری ذرات لازم است. با در نظر گرفتن ذرات با دانه‌بندی مختلف و بررسی اثر اندازه آنها بر انتقال رسوب، نیاز خواهد بود مطالعات بیشتری بشود.

مراجع

- Ackers, P. (1992). Hydraulic design of two-stage channels. J. Water Mar. Engin. 96: 247-257.
- Ackers, P. (1993). Flow formulae for straight two-stage channels. J. Hydraul. Res., 31(4), 509–531.
- Agarwal, A., (1989). Interdependence of transport capacity and sediment textural characteristics. Thesis (MSc), University of Guelph, Guelph, Ontario.
- Ali, M, Sterk G, Seeger M et al .(2011). Effect of hydraulic parameters on sediment transport capacity in overland flow over erodible beds. Hydrol Earth Syst Sci Discuss 8(4):6939–6965.
- Bayley, P. B. (1995). Understanding large river: floodplain ecosystems. Bio–Science, 45(3), 153-158.
- Chen, Y. H., Mossa, J., & Singh, K. K. (2020). Floodplain response to varied flows in a large coastal plain river. Geomorphology, 354, 107035.
- Finkner, S.C., Nearing, M.A., Foster, G.R. and Gilley, J.E. (1989). A simplified equation for modeling sediment transport capacity. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, 32 (5), 1545–1550.
- Gourevitch, J. D., Singh, N. K., Minot, J., Raub, K. B., Rizzo, D. M., Wemple, B. C., & Ricketts, T. H. (2020). Spatial targeting of floodplain restoration to equitably mitigate flood risk. Global Environmental Change, 61, 102050.
- Govers, G. (1990). Empirical relationships for the transport formulae of overland flow. In: D.E. Walling, A. Yair and S. Berkowicz, eds. *Erosion, transport and deposition processes*. Wallingford: IAHS Press, IAHS Publ. 189, 45–63. Available at: <http://www.iahs.info/redbooks/189.htm>.
- Guy, B.T., Rudra, R.P., Dickenson, W.T. and Sohrabi, T.M. (2009). Empirical model for calculating sediment-transport capacity in shallow overland flow: model development. Biosystem Engineering, 103, 105–115.
- Hamidifar. H., and Omid, M. (2013). Floodplain vegetation contribution to velocity distribution in compound channels. J. Civil Eng. Urbanism, 3(6), 357–361.
- Hin. L. S., Bessaih. N., Ling. L. P., Ghani, A. A., Zakaria. N. A., and Seng. M. (2008). A study of hydraulic characteristics for flow in equatorial rivers. Int. J. River Basin Manage., 6(3), 213–223.
- Karamisheva. R., Lyness. J. F., Myers. W. R. C., and Cassells. J. B .(2005). Improving sediment discharge prediction for overbank flows. Proc .ICE–Water Manage., 158(1), 17–24.

- Karamisheva. R. D., Lyness. J. F., Myers. W. R. C., Cassells. J. B. C., and O'Sullivan. J.(2006). Overbank flow depth prediction in alluvial compound channels. *Proc. ICE-Water Manage.* 159(3), 195-205.
- Lal, R. (1998). Soil erosion impact on agronomic productivity and environment quality. *Crit Rev Plant Sci* 17(4):319-464.
- Lambert M. F. and MYERS W. R. C. (1998). Estimating the discharge capacity in straight compound channels. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Water, Maritime & Energy.* 130(2),84-94.
- Liu, B.Y., Nearing, M.A., Shi, P.J. and Jia, Z.S. (2000). Slope length relationships for soil erosion loss for steep slopes. *Soil Science Society of America Journal*, 64 (5), 1759-1763.
- Martin, L.A., and Myers, R.C. (1991). Measurement of overbank flow in a compound river channel. *J. Ins. Water Environ. Manage.*3(4), 645-657.
- Mulahasn. S., Stoesser. T., and McSherry. R. (2017). Effect of floodplain obstructions on the discharge conveyance capacity of compound channels. *J.Irrig. Drain Eng.* Vol.143. No.11. pp. 1-11.143(11), 1-11.
- Nehal. L., Yan. Z. M., Xia. J. H., and Khaldi. A.(2012). Flow through non-submerged vegetation. 16th Int. Water Technology Conf., IWTC 16, IWTA, Alexandria, Egypt.
- Shafaei, H., Amini, A., Shideli, A.(2019). Assessing Submerged Vegetation Roughness in Streambed under Clear Water Condition Using Physical Modeling. *Water Resources*, 2019, Vol. 46, No. 3, pp. 377-383.
- Tinoco. R. O., and Cowen. E. A.(2013). The direct and indirect measurement of boundary stress and drag on individual and complex arrays of elements. *Exp. Fluids*, 54(1509), 1-16.
- Vigiak, O., Okoba, B.O., Sterk, G., Stroosnijder, L. (2005). Water erosion assessment using farmers' indicators in the West Usambara Mountains, Tanzania. *Catena* 64, 307 – 320.
- Wahl, T.L. (2000). Analyzing ADV data using WinADV, ASCE Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management, Minneapolis, Minnesota, USA, July 30-August 2.
- Wang Z, Yang X, Liu J, Yuan Y. (2015). Sediment transport capacity and its response to hydraulic parameters in experimental rill flow on steep slope. *J Soil Water Conserv* 70(1):36-44
- Wormleaton. P. R., Allen. J., and Hadjipanous. P. (1982). Discharge assessment in compound channel flow. *J. Hydraul. Div.*108(10), 975-993.
- Yang, C.T.(1972). Unit stream power and sediment transport. *Journal of Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, 98, 1805-1825.
- Zahiri. A., Dehghani. A.A., and Hezarjeribi. A. (2012). Determination of stage discharge curve for laboratory and river compound channels applying genetic algorithm. *J. Water and Soil Conservation*, 19(2), 179-192. (In Persian).
- Zhang, G.H., Liu, Y.M., Han, Y.F. and Zhang, X.C.(2009). Sediment transport and soil detachment on steep slopes: I. Transport capacity estimation. *Soil Science Society of America Journal*, 73 (4), 1291-1297.
- Zhang, G.H., Wang, L.L., Tang, K.M., Luo, R.O. and Zhang, X.C.(2012). Effects of sediment size on transport capacity of overland flow on steep slopes. *Journal des Sciences Hydrologiques*, 56(7).
- Zhao, L., Zhang, K., Wu, S., Feng, D., Shang, H. and Wang, J.(2020). Comparative study on different sediment transport capacity based on dimensionless flow intensity index. *Journal of Soils and Sediments*.20,2289-2305.

Laboratory Study of Effect of Hydraulic Parameters on Sediment Transport Capacity in a Compound Channel with Lateral Floodplain Slope

A. Arab, H. Shafaei and K. Esmaili*

* Corresponding Author: Associated professor, Department of Science and Water engineering, Faculty of Agriculture, Ferdowsi of university Mashhad, Mashhad, Iran. Email: esmaili@um.ac.ir

Received: 4 December 2020, Accepted: 5 March 2021

Extended Abstract

Introduction

Study the soil erosion process, sediment transport capacity plays a vital role in the physical description of soil erosion processes. In recent years, researchers examining the sediment transport capacity under different laboratory conditions have shown that hydrodynamic parameters, especially shear stress and unit stream power have a significant effect on sediment transport capacity. The results of researchers' studies show that this assumption is not correct (Martin et al., 1991). Increasing the transverse slope of the plain flood changes the transition stress between the flow through the main channel and the floodplain. The presentation of a method for estimating the weight of sediments discharged from the channel was investigated (Karamisheva et al., 2005). Despite the studies, the effects of sediment size on sediment transport are still not well understood and considering that previous studies have been done in direct channel, the effect of longitudinal slope and transverse slope change by changing sediment particle size in composite channel is investigated and not well understood. It should be noted that various parameters affect the hydrodynamic conditions of river floodplains. Therefore, recognizing and investigating the factors affecting this case is of special importance in hydraulic science. One of the influential factors in the hydraulic and hydrodynamic conditions of floodplains is the lateral slope of floodplains. However, qualitative and quantitative study of the parameter requires the presentation of appropriate laboratory research methods. In this study, by aiming at the effect of lateral slope of floodplain on hydraulic and hydrodynamic conditions of flow, as well as the effect of granulation and hydraulic parameters on the amount of sediment output, an experimental design was presented to investigate this parameter. Shear stress varies in longitudinal and transverse slopes.

Methodology

The experiments were performed in a laboratory compound channel 12 meters long, 30 centimeters wide and 0.5 meters high. Flow field analysis and velocity vectors upstream of the overflow were performed using measured ADV 3D speedometer data. In this study, to show the overflow flow conditions on the deposition status behind the overflow wall, the horizontal velocity in the grid drawn in a section of the channel was used. During the experiments, tools embedded at the end of the channel were used to change the longitudinal slope of the channel. It should be noted that slopes of 0.002, 0.004 and 0.006 were used to change the slope.

Dimensional analysis: The physical parameters governing the flow of composite sections are presented in Equation of (1):

$$V_{out} = f(Q_f, h_o, h_s, hf, S_o, S_y, b, w, V, \gamma, \mu, \sigma, \rho, g, B, d_{50}, \gamma_s) \quad (1)$$

Q = flow rate (liters per second); h_o = water depth in the canal (meters), h_s = sediment height (meters); hf = height of plain flood; b = plain flood width (meters), S_o = longitudinal slope of the canal (no dimension); S_c = transverse slope of the channel (without dimension),

w = width of the main channel (meters); V = flow rate (meters per second); γ = weight mass of fluid (Newton per cubic meter); μ = water dynamic viscosity (Pascal-s); σ = fluid surface tension (Newtons per meter); ρ = fluid density (kg / m³); g = acceleration of the earth's gravity (meters per square second); B = total channel width (meters); V_s = sediment volume of the channel (cubic meters) and d_{50} = average particle diameter (mm). In the above parameters in relation to dimensional analysis and Puckingham theorem, some parameters can be omitted from the above parameters. For example, because the water thickness on the floodplain is large enough, surface tensile forces can be avoided. Also considering that the transverse slope and the length slope are dimensionless parameters. They can be taken out of calculations and introduced as a dimensionless number. To simplify dimensional analysis, it is better not to consider this parameter. With these interpretations it can be stated that:

$$\pi_1 = S_0, \pi_2 = S_c, \pi_3 =, \pi_4 =, \pi_5 =, \pi_6 =, \pi_7 =, \pi_8 = \frac{W_{out}V}{\gamma_s \sqrt{g} h_o^{3.5}} \quad (2)$$

$$V_s = f(h_o, h_s, hf, b, w, V, \gamma, \mu, \rho, g, B, d_{50}, \gamma_s)$$

(3)

Results and Discussion

As the shear stress increases at different longitudinal and transverse slopes, the sediment transport capacity increases. These findings indicate that the slope has a positive effect on shear stress. The results show that the transverse slope has a significant effect on the increase and change of shear stress with sediment transfer capacity and in the transverse slope of 0.5 and in different longitudinal slopes, increase in sediment transfer capacity is more and washed sediment increased (Fig.1). Sediment transport capacity measured with the unit stream power has changed in different slopes (Fig.2). With increasing depth of flow in main channel to depth of flow in floodplain, more sediment is removed from the flume and the least amount of sediment washed is when the longitudinal slope is equal to 0.002, transverse slope zero, and median particle diameter is 3mm, occurring in discharge of 1.6 l/s (Fig.3). As the Froude number increases, the amount of sediment output will increase more when the size of the sediment particle decreases.

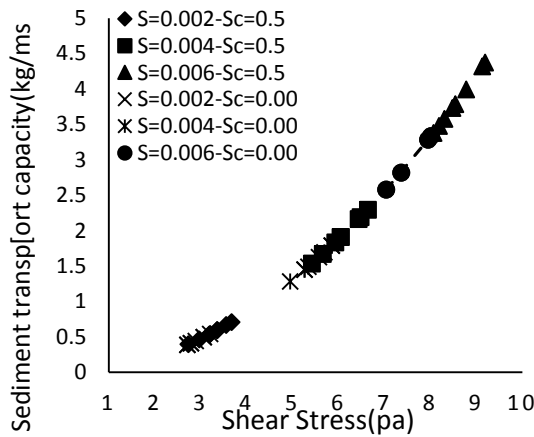


Fig. 1--relationship of sediment transport capacity (T_c) with shear stress (τ) in different longitudinal and transverse slopes

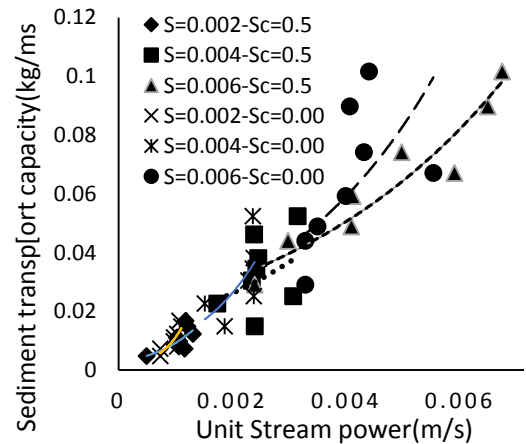


Fig.2-relationship of sediment transport capacity (T_c) with unit flow power (P) in different longitudinal and transverse slopes

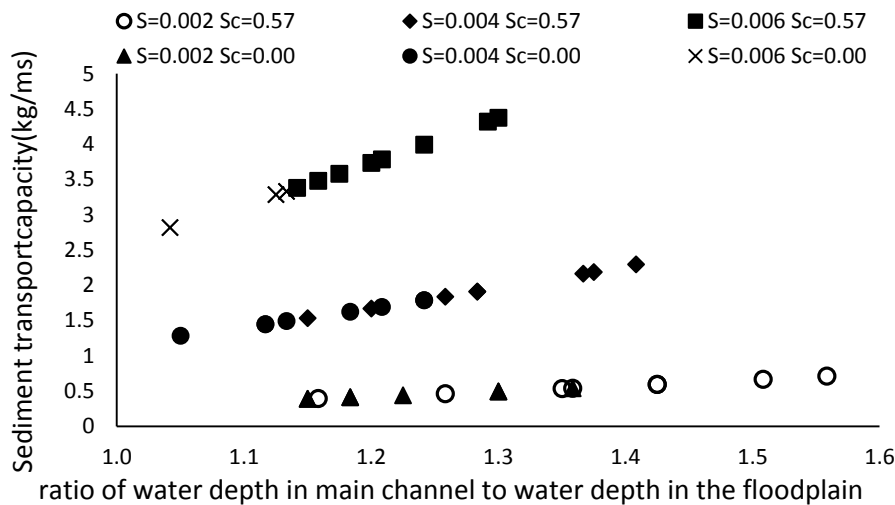


Fig.3-Change the ratio of water depth in main channel to water depth in the floodplain and weight of leached sediments, combined channel model with zero & 0.5 lateral slopes and different granulation

Conclusions

In this study, the effect of grain size and hydraulic parameters on sediment transport in two hydraulic models with longitudinal slopes of 2,4 and 6 per thousand and transvers slopes of zero and 0.5 were investigated. The results showed that with increasing the longitudinal slope, at zero transverse slope, with decreasing particle size, the amount of output sediment would increase. Most leached sediment in zero transverse slope and longitudinal slope 0.006 has occurred. Further studies are needed considering the large particle size range and transverse slopes with greater range of variation.

Keywords: Froude number, Floodplain, Granulation, Shear stress, Stream power

بررسی و مقایسه روش‌های جلوگیری از پیشروی آب شور در نواحی با سطح ایستابی کم عمق

حسین ربانیها^{۱*}، عبدالمجید لیاقت^۲ و مسعود سلطانی^۳

۱ و ۲- کارشناسی ارشد آبیاری و زهکشی؛ و استاد گروه آبیاری و آبادانی پردیس کشاورزی و منابع طبیعی دانشگاه تهران، کرج، ایران
۳- استادیار گروه علوم و مهندسی آب، دانشکده کشاورزی و منابع طبیعی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران
تاریخ دریافت: ۹۹/۱۰/۲۹؛ تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۲/۱۹

نوع مقاله: علمی پژوهشی

چکیده

یکی از عوامل تهدیدکننده برای منابع آب شیرین، پیشروی آب شور و نفوذ آن به سفره آب زیرزمینی است. برای کنترل این پدیده، در این پژوهش سه راهکار زهکش حائل زیرزمینی، زهکش حائل روباز و پرده آب‌بند با استفاده از مدل واسنجی شده HYDRUS_2D بررسی و ارزیابی شد. نتایج بررسی‌ها نشان داد محل قرارگیری زهکش روباز و زیرزمینی اثر قابل توجهی روی خروج آب و املاح از مرز هر دو آبخوان شور و شیرین دارد. مشخص شد با تغییر محل زهکش از نزدیکی مخزن آب شور به مخزن آب شیرین، مقدار آب زهکشی شده با زهکش روباز و زیرزمینی به ترتیب ۶/۵ و ۵/۸ متر مکعب بر متر کاهش می‌یابد، و در حالتی که زهکش روباز در فاصله ۹۰ سانتی‌متری از مخزن آب شیرین و عمق ۵ سانتی‌متری از کف قرار داشته باشد، مقدار تبخیر از سطح خاک در کل مدت شبیه‌سازی بیشتر از مقدار تبخیر در حالت بدون زهکش است و باعث افزایش شوری در محیط بین دو آبخوان می‌شود. مشاهده شد نصب پرده آب‌بند تا عمق‌های ۵۵، ۶۵ و ۷۰ سانتی‌متر به ترتیب باعث کاهش ۶، ۱۵ و ۸۸ درصد ورود جریان آب شور می‌شود. به‌کارگیری روش‌ها استفاده شده در این پژوهش به منظور جلوگیری از پیشروی شوری، جوانب مختلف محیط زیستی در بر دارد و باید با توجه به شرایط هر منطقه و اهمیت آن یکی از راهکارهای موجود انتخاب شود.

واژه‌های کلیدی

آب زیرزمینی، پرده آب‌بند، جبهه شوری، گرادیان هیدرولیکی

مقدمه

شامل می‌شود. این پدیده به روش‌های مختلفی مانند بررسی طول پیشروی، روش‌های کاهش پیشروی به صورت مدل‌های فیزیکی، ریاضی و با استفاده از داده‌های واقعی یا ترکیبی از آنها بررسی شده است (Toller & Strack, 2019; He et al, 2018; Chang & Clement, 2012, Rathore et al, 2018; Rice et al., 2012).

اختلاط آب شور و شیرین، امروزه در بسیاری از مناطق جهان سبب نگرانی شده است (Adegoke et al., 2013; Custodio, 2010; Werner, 2010). این نگرانی فقط خاص مناطق ساحلی و نزدیک به دریاها و شور نیست بلکه زمین‌های مجاور دریاچه‌های شور، آبخوان‌های شور و شوره‌زارها را هم

(Goswami & Clement, 2007) با سواومی و کلمنت (2007 پیشروی آب شور را که با رنگ (ردیاب)، مشخص شده بود در محیط متخلخل برای سه حالت در مقیاس آزمایشگاهی بررسی و مرز مشترک را در زمان‌های متفاوت برداشت کردند. این محققان از مشاهدات تجربی خود نتیجه گرفتند که ناحیه انتقالی بین آب شور و غیر شور، در هر دو حالت شرایط ماندگار و ناماندگار، به صورت مشخص و تیز است. در پژوهشی، تداخل آب شور و شیرین در استان شاندنگ چین با به کارگیری مدل SEAWAT بررسی و نشان داده شد که سطح آب شیرین، در انتهای دوره شبیه‌سازی به علت برداشت آب برای مصارف کشاورزی در نواحی کم عمق ۲ متر کاهش یافته‌است. همچنین، سطح آب زیرزمینی در مناطق آب‌شور با استخراج بیش از حد آب‌نمک در پایان دوره حدوداً ۱/۸۸ متر افت کرده است (Chang et al., 2018).

با به کارگیری روش‌های مختلف در قالب پژوهش‌های متفاوت، از پیشروی شوری جلوگیری شده‌است. مطلبیان و همکاران (Motallebian et al., 2019) اثر کانال تغذیه سطحی در کنترل نفوذ آب شور به آبخوان شیرین را بررسی و اثر بخشی کانال روباز را با استفاده از مدل SEAWAT ارزیابی کردند. نتایج پژوهش این محققان نشان داد که کانال تغذیه سطحی باعث کاهش پهنه نفوذ آب شور می‌شود. کاهش هدایت هیدرولیکی با استفاده از رسوبات مصنوعی برای ایجاد دیوار حائل زیرزمینی در لایه‌های بالای آبخوان آزمایش شده است و نتیجه بررسی‌ها نشان داد کاهش هدایت هیدرولیکی لایه بالا باعث کاهش پیشروی آب شور می‌شود (Strack et al., 2016).

نوآبادی و همکاران (Noorabadi et al., 2016) با سواومی و کلمنت (2007 پیشروی آب شور را که با رنگ (ردیاب)، مشخص شده بود در محیط متخلخل برای سه حالت در مقیاس آزمایشگاهی بررسی و مرز مشترک را در زمان‌های متفاوت برداشت کردند. این محققان از مشاهدات تجربی خود نتیجه گرفتند که ناحیه انتقالی بین آب شور و غیر شور، در هر دو حالت شرایط ماندگار و ناماندگار، به صورت مشخص و تیز است. در پژوهشی، تداخل آب شور و شیرین در استان شاندنگ چین با به کارگیری مدل SEAWAT بررسی و نشان داده شد که سطح آب شیرین، در انتهای دوره شبیه‌سازی به علت برداشت آب برای مصارف کشاورزی در نواحی کم عمق ۲ متر کاهش یافته‌است. همچنین، سطح آب زیرزمینی در مناطق آب‌شور با استخراج بیش از حد آب‌نمک در پایان دوره حدوداً ۱/۸۸ متر افت کرده است (Chang et al., 2018).

(al., 2020b) سناریوهای متفاوتی به منظور جلوگیری از پیشروی شوری بررسی شد. سناریوهای مورد بررسی شامل زهکش حائل زیرزمینی، زهکش حائل روباز و پرده آب‌بند است که با استفاده از مدل HYDRUS-2D شبیه‌سازی شدند.

معرفی مدل HYDRUS-2D

HYDRUS و بسته نرم‌افزاری همراه با آن، مدل‌های عددی را ارائه می‌کند که برای شبیه‌سازی حرکت آب، املاح و گرما در محیط متخلخل برای شرایط اشباع و غیر اشباع به صورت یک، دو و سه بعدی کاربرد دارد. معادله حاکم بر جریان آب در مدل HYDRUS-2D به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[K \left(K_{ij}^A \frac{\partial h}{\partial x_i} K_{iz}^A \right) \right] - S \quad (1)$$

که در آن،

θ = مقدار رطوبت حجمی (سانتی‌متر مکعب بر سانتی‌متر مکعب)؛ h = ارتفاع معادل فشار (سانتی‌متر مکعب)؛ S = تخلیه یا تغذیه (بر سانتی‌متر)؛ X_i (سانتی‌متر)؛ $(i=1,2,...)$ = مختصات مکانی (سانتی‌متر)؛ t = زمان (ساعت)؛ K_{ij}^A = مؤلفه‌های بی‌بعد تانسور غیرهمگنی K^A خاک و K = هدایت هیدرولیکی غیر اشباع خاک (سانتی‌متر بر ساعت)؛ و S = حجم آب تخلیه-تغذیه‌شده در واحد زمان از یک واحد حجم خاک.

منحنی مشخصه رطوبتی خاک ارائه شده توسط ون‌گنوختن (Van Genuchten, 1980) (رابطه ۲) و هدایت هیدرولیکی غیراشباع خاک نیز از مدل کاپیلاری معلم (Mualem, 1976) مطابق رابطه (۳) استفاده شده است:

$$\theta(h) = \begin{cases} \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{(1 + |\alpha h|^n)^m} & h < 0 \\ \theta_s & h \geq 0 \end{cases} \quad (2)$$

دقت قابل قبول نرم‌افزار در شبیه‌سازی اذعان داشته‌اند (Soltani et al., 2018, Wang et al., 2017, Selim et al., 2018, de Oliveira et al., 2020). پژوهش‌ها در مورد تداخل آب شور و آب شیرین غالباً در ناحیه اشباع و ساحل دریاها بوده است و به ناحیه غیر اشباع با سطح ایستابی کم عمق شور کمتر توجه شده است. اختلاط آب شور و آب شیرین در آبخوان‌های کم عمق و شور در پژوهش ربانی‌ها و همکاران (Rabbaniha et al., 2020a) با استفاده از مدل فیزیکی با چهار گرادیان هیدرولیکی بررسی شده است. در پژوهشی دیگر، توانایی بالای مدل HYDRUS-2D در شبیه‌سازی جبهه پیشروی شوری گزارش شده است (Rabbaniha et al., 2020b).

هدف از این پژوهش، شبیه‌سازی و بررسی راهکارهای جلوگیری از پیشروی شوری در سناریوهای بلند مدت (شش ماه) است. راهکارهای مورد بررسی در این پژوهش شامل: ۱- زهکش زیرزمینی، ۲- زهکش روباز و ۳- پرده آب‌بند هستند. محل قرار گیری زهکش زیرزمینی و روباز هر یک در شش و پرده آب‌بند در سه مکان مختلف با استفاده از نرم‌افزار HYDRUS-2D شبیه‌سازی و تاثیر محل قرارگیری آنها بر توزیع شوری و جلوگیری از پیشروی آب شور بررسی شد.

مواد و روش‌ها

در این پژوهش، پیشروی آب شور با غلظت ۲۰ دسی‌زیمنس بر متر و تراز ۲۵ سانتی‌متر به طرف آب شیرین با غلظت ۱ دسی‌زیمنس بر متر و تراز ۱۰ سانتی‌متر در مقطع ۳۶۰×۷۰ سانتی‌متر مد نظر است (Rabbaniha et al., 2020a). با استفاده از مدل واسنجی و صحت‌سنجی شده (Rabbaniha et

$$\frac{\partial(\theta C)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\theta D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial(q_i C)}{\partial x_i} \quad (5)$$

که در آن،

C = غلظت املاح محلول در آب خاک (میلی گرم بر سانتی متر مکعب)؛ D_{ij} = تانسور ضریب انتشار (سانتی متر مربع بر ساعت)؛ q_i = شدت جریان (سانتی متر بر ساعت) و دیگر پارامترها پیشتر توضیح داده شده‌اند.

مقادیر ضریب‌های منحنی مشخصه رطوبتی و ضریب‌های انتقال املاح با استفاده از داده‌های رطوبت و شوری برداشت شده از مدل فیزیکی و به کارگیری ابزار حل معکوس در مدل HYDRUS-2D به دست آمده و در جدول ۱ قابل مشاهده‌اند (Rabaniha et al., 2020b). سناریوی مورد بررسی

به منظور بررسی اثر زهکش زیرزمینی در کنترل و جلوگیری از پیشروی شوری، زهکش زیرزمینی به صورت لوله‌ای به قطر ۱۰ سانتی متر و در ۶ مکان مختلف جانمایی شد (جدول ۲).

$$K(h) = K_s S_e^l \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2 \quad (3)$$

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}, \quad m = 1 - \frac{1}{n}, \quad n > 1 \quad (4)$$

که در آن،

S_e = اشباع نسبی؛ θ_s = رطوبت اشباع (سانتی متر مکعب بر سانتی متر مکعب)؛ θ_r = رطوبت باقی مانده (سانتی متر مکعب بر سانتی متر مکعب)؛ K_s = هدایت هیدرولیکی اشباع (سانتی متر بر ساعت)؛ و α ، n ، m و l = پارامترهای تجربی ورودی مدل که در بین آن‌ها α ، n و l بی بعد و m دارای بعد (بر سانتی متر) است. پارامتر l معمولاً به طور میانگین برابر ۰/۵ در نظر گرفته می شود. جابه جایی املاح در محیط خاک با استفاده از معادله انتقال - انتشار تخمین زده می شود. معادله انتقال - انتشار از ترکیب مکانیزم‌های پخشیدگی، انتقال توده‌ای و انتشارپذیری به دست می آید (رابطه ۵).

جدول ۱- ضریب‌های ثابت حرکت آب و املاح (Rabaniha et al., 2020b)

Table1. Water flow and solute transport parameters

پخشیدگی مولکولی (سانتی متر مربع بر روز)	انتشارپذیری عرضی (سانتی متر)	انتشارپذیری طولی (سانتی متر)	هدایت هیدرولیکی اشباع (سانتی متر بر روز)	α (1/cm)	n (-)	رطوبت باقی مانده (درصد) Residual Water Content (%)	رطوبت اشباع (درصد) Saturated Water Content (%)
Molecular Diffusion (cm ² /day)	Transversal Dispersivity (cm)	Longitudinal Dispersivity (cm)	Saturated Hydraulic Conductivity (cm/day)				
0.02	4.5	8.1	100	0.1276	1.251	0.546	0.369

جدول ۲- جانمایی مرکز لوله زهکش

Table 2. Location of the drainage pipe center

حالت Case	قطر (سانتی‌متر) Diameter (cm)	فاصله مرکز لوله از منبع شیرین (سانتی‌متر) x (cm)	فاصله مرکز لوله از کف (سانتی‌متر) z (cm)
الف-a	۱۰	۲۷۰	۵
ب-b	۱۰	۲۷۰	۵
ج-c	۱۰	۱۸۰	۱۰
د-d	۱۰	۱۸۰	۱۰
ه-e	۱۰	۹۰	۱۵
و-f	۱۰	۹۰	۱۵

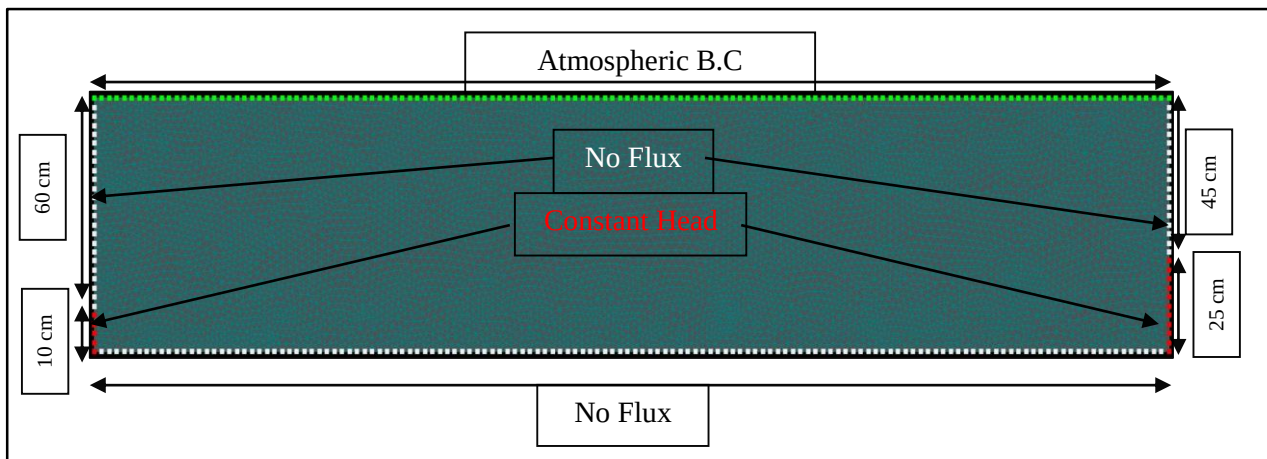
زهکش روباز به صورت کانالی با شیب دیواره ۱ به ۱ و عرض کف ۱۰ سانتی‌متر نیز در شش مکان قرار داده شد که اثر زهکش روباز و محل قرارگیری آن بررسی شود (جدول ۳). پرده آب‌بند به علت مکانیزم متفاوتی که نسبت به زهکش دارد، هر چه به مخزن آب شور نزدیک‌تر باشد عملکرد بهتری خواهد داشت. از این رو پرده آب‌بند تنها از نظر عمق (سه عمق مختلف) بررسی شد. ضخامت پرده آب‌بند ۱۰ سانتی‌متر و در سه عمق چسبیده به کف، فاصله ۵ سانتی‌متر از کف و ۱۵ سانتی‌متر از کف قرار داده شد. جنس پرده آب‌بند از نوع خاک با بافت رس با هدایت هیدرولیکی ۰/۰۸ سانتی‌متر بر روز با توجه به گزارش عبدالعطی و همکاران (Abd-Elaty et al., 2019) انتخاب شد.

جدول ۳- جانمایی مرکز کف زهکش روباز

Table 3. Location of the open drainage center

حالت Case	عرض کف (سانتی‌متر) Width (cm)	فاصله مرکز کانال از منبع شیرین (سانتی‌متر) x (cm)	فاصله مرکز کانال از کف (سانتی‌متر) z (cm)
الف-a	۱۰	۲۷۰	۵
ب-b	۱۰	۲۷۰	۵
ج-c	۱۰	۱۸۰	۱۰
د-d	۱۰	۱۸۰	۱۰
ه-e	۱۰	۹۰	۱۵
و-f	۱۰	۹۰	۱۵

شرایط مرزی برای تعیین سطح آب آبخوان‌های آب شور و شیرین به صورت هد ثابت، سطح خاک به علت تماس با جو، شرط مرزی اتمسفریک و بقیه مرزها به صورت بدون جریان تعریف شدند (شکل ۱). شرط مرزی املاح در مرز آبخوان‌ها به دلیل ثابت بودن غلظت در آبخوان‌ها، نوع اول (غلظت ثابت) لحاظ گردید. برای خروج آب و املاح از طریق زهکشی روباز و زیرزمینی، شرط مرزی سطح نشت در جداره آنها منظور گردید.

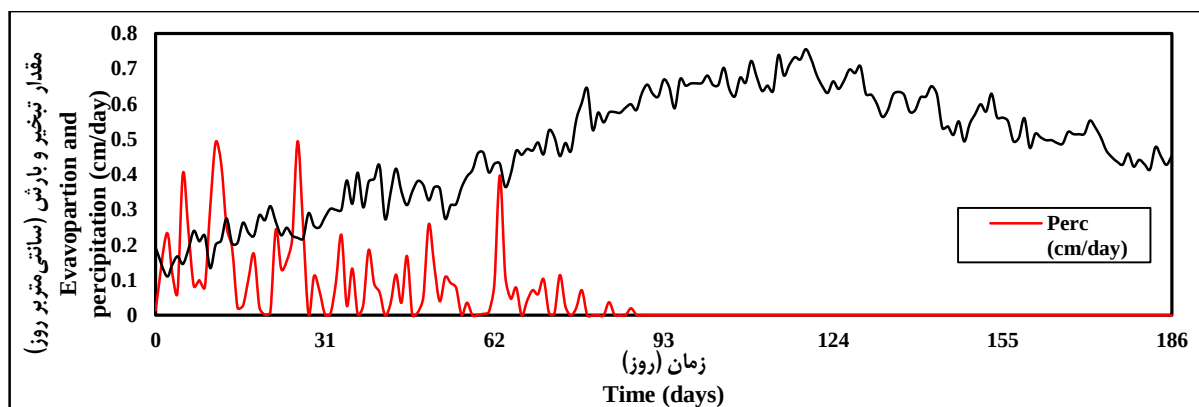


شکل ۱- شرایط مرزی هیدرولیکی
Fig 1. Hydraulic boundary condition

نتایج و بحث

تأثیری روی شوری و سطح آب در مخازن ندارد (شکل ۲). از طرفی، تبخیر زیاد از سطح خاک باعث می‌شود که سطح آب در مدل افت کند و شرایط بحرانی از نظر توزیع شوری ایجاد کند (شکل ۲). از این رو در این پژوهش برای بررسی توزیع شوری در طولانی مدت به شش ماه ابتدایی سال اکتفا شد. داده‌های تشک تبخیر و بارش از ایستگاه هواشناسی نزدیک ایستگاه هواشناسی دانشگاه تهران واقع در مزرعه آموزشی دانشگاه گرفته شد.

در این پژوهش، زمان شش ماه برای بررسی طولانی مدت در نظر گرفته شد زیرا در فصل پاییز و زمستان به علت بارش، سطح ایستابی در مدل فیزیکی بالا می‌آید و آب به همراه املاح از مدل فیزیکی به مخازن آب شور و شیرین سرازیر می‌شود. این امر باعث می‌شود شوری مخازن تغییر کند و شرایط مرزی منتخب صادق نباشد. در فصل تابستان و بهار بارش به صورت پراکنده و مقدار آن کم است و



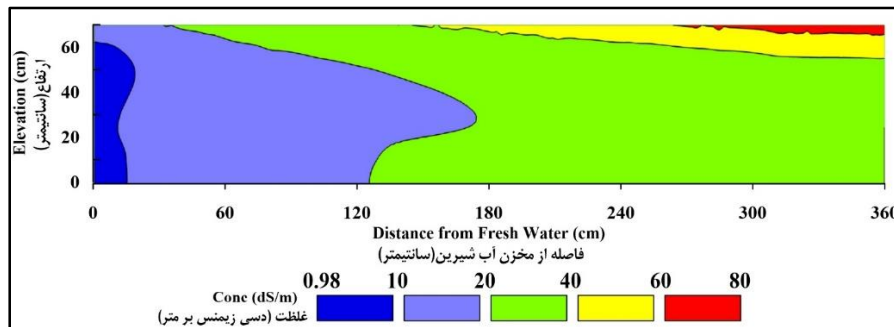
شکل ۲- مقدار تبخیر و بارش در مدت شبیه‌سازی

Fig 2. Evaporation and precipitation during the simulation period

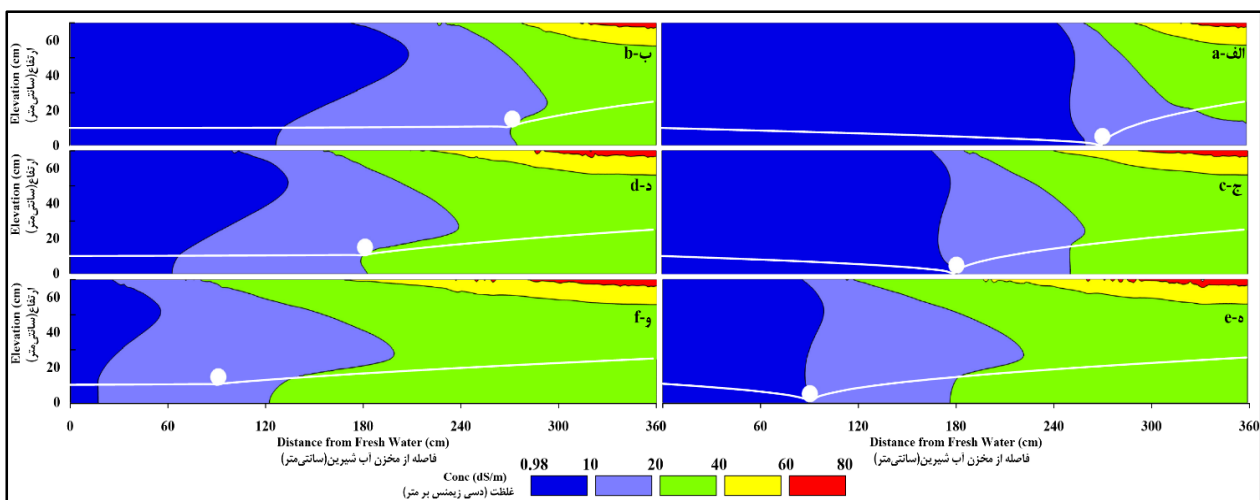
نقش زهکش حائل زیرزمینی و رو باز در کنترل شوری

شکل ۳ توزیع شوری و سطح ایستابی را بعد از گذشت ۶ ماه در شرایط عادی و بدون زهکش و شکل‌های ۴ و ۵ به ترتیب توزیع شوری را در حالت‌های (الف تا و) قرارگیری لوله و کانال زهکشی نشان می‌دهند. با مقایسه شکل‌های ۳، ۴ و ۵ مشخص می‌شود که زهکش زیرزمینی و روباز نقش قابل توجهی در کنترل بیشینه شوری در فاصله بین دو زهکش نداشته‌اند. در مورد جانمایی محل زهکش، سه عامل بااهمیت است که بررسی شده‌اند: ۱- میزان خروج نمک از زهکش ۲- کنترل شوری و جلوگیری از پیشروی آن ۳- تأثیر محل زهکش بر ورود و خروج آب از آبخوان شیرین. در شکل ۴-الف و ۵-الف زهکش مانع جریان آب و املاح و پیشروی شوری شده و از این جهت مؤثر بوده است. از طرفی با توجه به نیمرخ سطح آب، مشخص می‌شود که علاوه بر آبخوان آب شور، آبخوان آب شیرین نیز تحت تأثیر قرار گرفته و در حال تخلیه است، به طوری که از مرز آبخوان شور ۷/۲ و ۶/۸۸ مترمکعب بر متر و از مرز آبخوان شیرین ۰/۴۳ و ۰/۳۶ مترمکعب بر متر به ترتیب در زهکش حائل زیرزمینی و روباز آب به سمت داخل وارد شده است. در حالی که در شرایط بدون زهکش، از آبخوان شور ۱/۶۵ مترمکعب بر متر آب وارد شده که ۱/۲۴ متر مکعب بر متر از آن به علت تفاوت سطح ایستابی در دو آبخوان، از مرز آبخوان شیرین تخلیه شده است (جدول ۴).

در حالت "الف" گرادیان هیدرولیکی افزایش یافته و آب شور با سرعت بیشتری نسبت به قبل تخلیه شده است، به طوری که از مرز آبخوان شور ۹۴ و ۸۹/۹ کیلوگرم نمک به همراه جریان آب وارد شده که ۹۱/۵ و ۸۸/۵ کیلوگرم از آن به ترتیب توسط زهکش زیرزمینی و روباز تخلیه شده است. در شرایط بدون زهکش، ۲۱/۸ کیلوگرم نمک از مرز آبخوان شور وارد محیط خاک شده که به دلیل گرادیان هیدرولیکی ۱۲ کیلوگرم آن از مرز آبخوان شیرین به همراه جریان آب خارج شده و بقیه در محیط خاک و بین دو آبخوان ذخیره شده است. در بین حالت‌های مختلف قرار گیری زهکش‌ها، بیشترین مقدار زهکشی نمک و آب در هر دو نوع زهکش حائل مربوط به حالت "الف" و کمترین مقدار مربوط به حالت "و" است (جدول ۴). در حالت "و" زهکش در فاصله ۹۰ سانتی‌متری از آبخوان آب شیرین و ۱۵ سانتی‌متری از کف قرار گرفته است. در این حالت زهکش سطح آب را در نزدیکی مخزن آب شیرین برابر با ۱۰ سانتی‌متر کنترل کرده و مانع از ورود آب شور به آبخوان شیرین شده است. مقدار شوری در محیط خاک افزایش پیدا کرده به طوری که نسبت به حالت‌های دیگر بیشتر است ولی مقدار نمک دفع شده و تأثیر زهکش بر آبخوان شیرین کمتر از بقیه موارد است. در نتیجه، به‌رغم اینکه مقدار جریان و نمک خروجی از زهکش حداقل است ولی زهکش وظیفه اصلی را که جلوگیری از پیشروی شوری است ایفا نکرده است.



شکل ۳- توزیع شوری در مدل فیزیکی بعد از گذشت شش ماه
Fig 3. Salinity distribution in physical model after 6 months



شکل ۴- توزیع شوری در حضور زهکش زیرزمینی در محل‌های مختلف (x, z) بعد از زمان شش ماه. الف- (۲۷۰، ۵)، ب- (۲۷۰، ۱۵)، ج- (۱۸۰، ۵)، د- (۱۸۰، ۱۵)، ه- (۹۰، ۵) و و- (۹۰، ۱۵) سانتی‌متر (خط سفید نشان‌دهنده سطح ایستابی است).
Fig 4. Salinity distribution in presence of subsurface drainage in various locations (x, z) after 6 months, a (270, 5), b (270, 15), c (180, 5), d (180, 15), e (90, 5) and f (90, 15) cm (the white line is the water table).

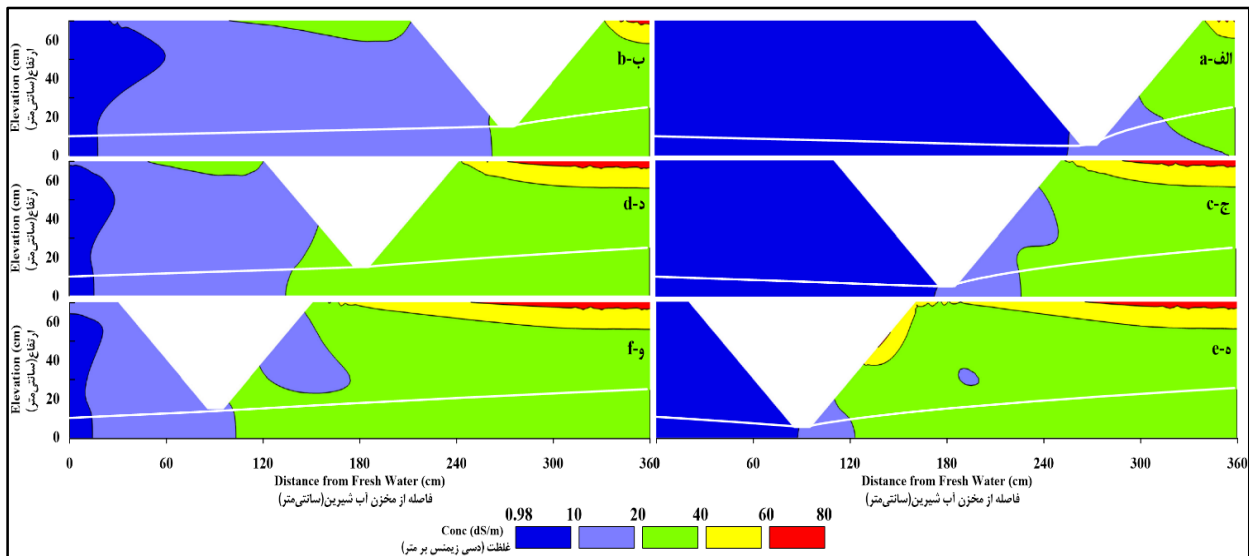
طرفی، با مقایسه تخلیه از مرز آبخوان شیرین مشخص می‌شود که با افزایش عمق زهکش، مقدار آب تخلیه شده در زهکش روباز بیشتر است تا در زهکش زیرزمینی. ولی در عمق پایین تفاوت قابل توجهی در مقدار آب وارد شده به مدل از مرز آبخوان شیرین وجود ندارد. به طور کلی می‌توان گفت زهکش روباز از نظر جلوگیری از پیشروی شوری بهتر از زهکش زیرزمینی عمل می‌کند. مقدار بیشینه شوری و توزیع آن در زهکش روباز کمتر است تا در زهکش زیرزمینی؛ دلیل آن را می‌توان حذف ارتباط بین خاک و جلوگیری از حرکت آب در خاک دانست.

انتخاب بین گزینه‌های مختلف بستگی به شرایط و اولویت‌های مختلف منطقه مورد مطالعه دارد و با مقایسه بین شرایط مختلف باید حالتی انتخاب کرد که کمترین آسیب را به محیط زیست وارد می‌سازد. تصمیم درباره محل احداث زهکش حائل به عوامل محیطی و هدف اجرای زهکشی بستگی دارد. در احداث زهکش روباز، با افزایش سطح خاک در تماس با هوای آزاد، مقدار تبخیر از سطح خاک افزایش می‌یابد و خود باعث افت سطح ایستابی می‌شود. مقدار آب تخلیه‌شده از زهکش روباز کمتر از مقدار آب تخلیه‌شده از زهکش زیرزمینی است و دلیل آن افزایش سطح تبخیر و افت سطح ایستابی است. از

جدول ۴- بیلان نمک و آب در حالت‌های مختلف زهکشی

Table 4. The amount of water and salt passing through each aquifer boundary in different drainage situations

Table 1: The amount of water and salt passing through each aquifer boundary in different drainage conditions												حالت case
نمک (کیلوگرم) Salt (kg)						مقدار آب (متر مکعب بر متر) Water (m³/m)						
زهکش Drainage		مرز آبخوان شیرین Fresh water aquifer boundary		مرز آبخوان شور Saline aquifer boundary		زهکش Drainage		مرز آبخوان شیرین Fresh water aquifer boundary		مرز آبخوان شور Saline aquifer boundary		
روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	
روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	روباز Surface	لوله‌ای Subsurface	
-----	-----	-12	-12	21.8	21.8	-----	-----	-1.24	-1.24	1.65	1.65	بدون زهکش non-drained
88.5	91.5	0.23	0.25	89.9	94	7.17	7.48	0.36	0.43	6.88	7.2	الف-a
50	68.6	-2.5	-0.007	59	73.7	4	5.41	-0.4	-0.01	4.51	5.64	ب-b
41.5	43	0.33	0.4	45.5	46.8	3.9	4	0.52	0.62	3.5	3.47	ج-c
17.4	30.7	-5.35	-0.034	30.6	37.8	1.5	2.6	-0.6	-0.04	2.3	2.88	د-d
24.6	25.7	0.56	0.67	31.41	32.1	3	3.43	0.97	1.18	2.4	2.44	ه-e
7.9	17	-7.6	-0.61	23.3	26.5	0.67	1.62	-0.86	-0.09	1.8	2.01	و-f

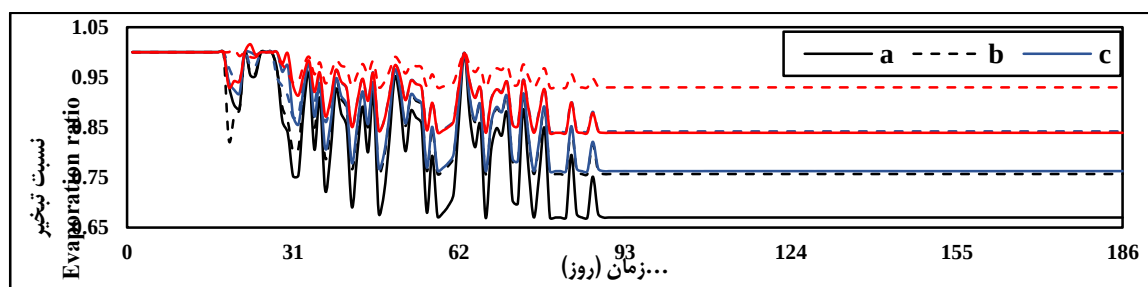


شکل ۵- توزیع شوری در حضور زهکش روباز در محل‌های مختلف (x, z) بعد از زمان شش ماه. الف- (۲۷۰، ۵)، ب- (۲۷۰، ۱۵)، ج- (۲۷۰، ۵)، د- (۱۸۰، ۵)، ه- (۹۰، ۵) و و- (۹۰، ۱۵) سانتی‌متر (خط سفید نشان‌دهنده سطح ایستابی است).

Fig 5. Salinity distribution in presence of surface drainage in various locations (x, z) after 6 months, a (270, 5), b (270, 15), c (180, 5), d (180, 15), e (90, 5) and f (90, 15) cm (the white line is the water table).

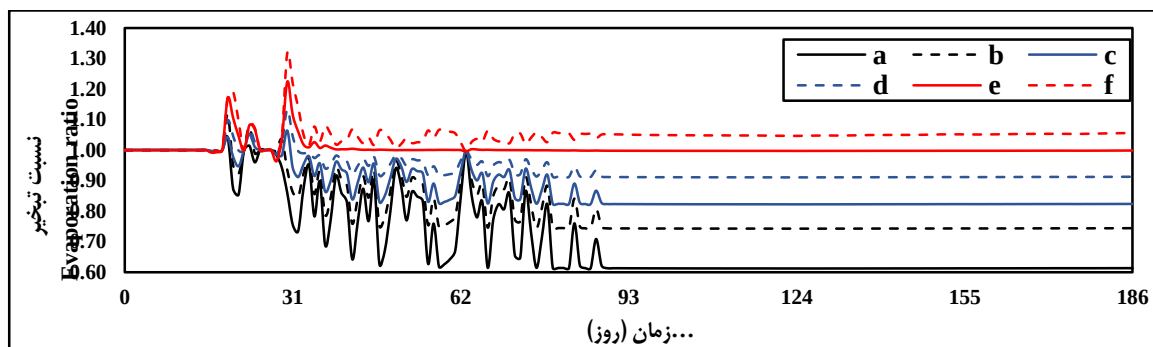
قرارگیری زهکش به ترتیب زیرزمینی و روباز نسبت به تبخیر واقعی از سطح خاک در حالت بدون زهکش نشان می‌دهد. تبخیر از سطح خاک توسط مدل HYDRUS-2D بر اساس رطوبت باقی‌مانده در خاک محاسبه و زیر عنوان تبخیر واقعی در قسمت خروجی مدل نمایش داده می‌شود.

اثر محل زهکش بر تبخیر از سطح خاک زهکش زیر زمینی و روباز تأثیر مستقیم بر سطح ایستابی دارند. از طرفی، سطح ایستابی بر تبخیر از سطح خاک اثرگذار است. بدین ترتیب محل قرارگیری زهکش بر تبخیر از سطح خاک اثر می‌گذارد. شکل ۶ و ۷ نسبت تبخیر واقعی از سطح خاک را در هر یک از حالت‌های



شکل ۶- نسبت تبخیر در حالت‌های مختلف قرارگیری زهکش زیرزمینی به تبخیر در حالت بدون زهکش

Fig 6. Evaporation ratio in various placement cases of subsurface drainage to without drainage case

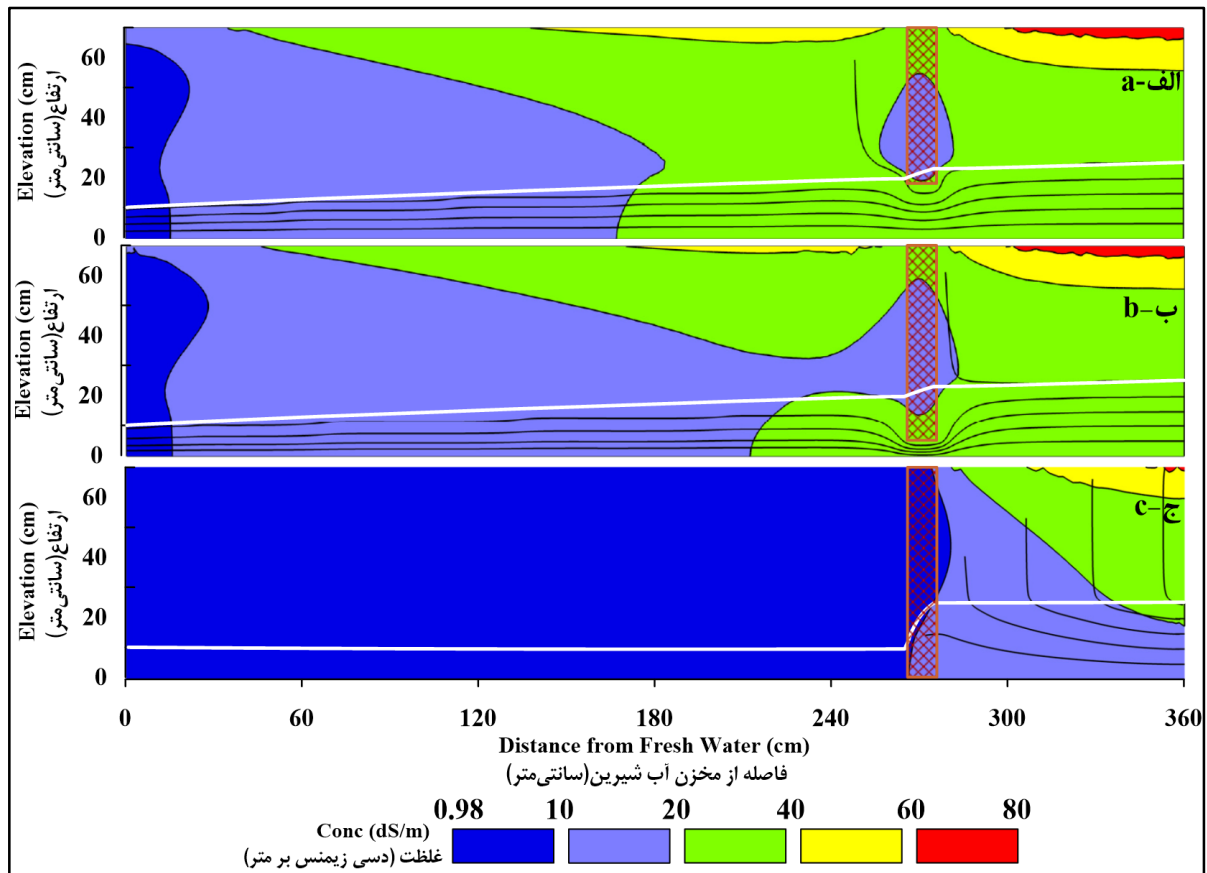


شکل ۷- نسبت تبخیر در حالت‌های مختلف قرارگیری زهکش روباز به تبخیر در حالت بدون زهکش
Fig 7. Evaporation ratio in various placement cases of surface drainage to without drainage case

همچنین، محل قرارگیری زهکش به دلیل اثر کاهشی آن روی سطح ایستابی، منجر به کاهش تبخیر می‌شود به طوری که تبخیر در حالت "الف" نسبت به حالت بدون زهکش به میزان ۱۵ درصد کاهش داشته است. کاهش تبخیر از سطح خاک، تجمع شوری لایه سطح خاک را کاهش می‌دهد. با مشاهده توزیع شوری در شکل ۵-الف و شکل ۴ مشخص می‌شود که شوری سطحی خاک مخصوصاً در ناحیه نزدیک به آبخوان آب شور کاهش داشته است.

تاثیر پرده آب‌بند در کنترل پیشروی شوری شکل ۸ توزیع شوری، نیمرخ سطح آب و محل پرده آب‌بند را در حالت‌های مختلف نشان می‌دهد. در این شکل، برای بررسی خطوط جریان در حضور پرده آب‌بند، روی مرز آبخوان آب شور ردیاب قرار داده شد. پرده آب‌بند تنها در شرایطی مانع جریان آب شور گشته است که تا لایه غیرقابل نفوذ رسیده باشد (شکل ۸-ج). در حالتی که پرده آب‌بند از لایه غیرقابل نفوذ ۱۵ سانتی‌متر فاصله داشته باشد، مقدار آب ورودی از مرز آبخوان آب شور ۱/۵۵ متر مکعب بر متر است و با افزایش عمق پرده آب‌بند به ۱/۳۲ متر مکعب بر متر کاهش یافته است.

نوسان‌های نسبت تبخیر در سه ماهه اول به علت بارش‌های پراکنده بهاری است. ولی همان طور که گفته شد بارش‌ها در حدی نیستند که بر آب مخازن تاثیر گذار باشند. کمترین مقدار تبخیر از سطح خاک در حالت "الف" و بیشترین مقدار تبخیر در حالت "و" در هر دو نوع زهکش زیرزمینی و روباز است. کاهش مقدار تبخیر باعث می‌شود که جریان رو به بالا که به همراه املاح اتفاق می‌افتد، کمتر شود و در نتیجه مقدار تجمع نمک بر سطح خاک کاهش یابد. در حالت "الف"، در هر دو نوع زهکش مقدار تجمع شوری کمترین مقدار است و این با مقایسه پهنه قرمز رنگ شوری در شکل‌های ۴ و ۵ مشخص می‌شود. زهکش روباز باعث افزایش تماس خاک با هوا می‌شود که خود باعث افزایش تبخیر و تجمع شوری شده است. دلیل افزایش تبخیر در نیمه اول شبیه‌سازی در زهکش روباز نیز همین است. در حالت "و" مقدار تبخیر همواره بیشتر از حالت عادی است و مقدار شوری سطح خاک نسبت به حالت بدون زهکش بیشتر شده است. این بدین معنی است که قرارگیری زهکش روباز در حالت "و" نه تنها از پیشروی شوری جلوگیری نکرده بلکه باعث تخلیه نمک به آبخوان آب شیرین و افزایش شوری در سطح خاک نیز شده است.



شکل ۸- توزیع شوری در حضور پرده آب‌بند در محل‌های مختلف (x, z) بعد از زمان شش ماه. الف- (۵، ۲۷۰)، ب- (۱۵، ۲۷۰) و ج- (۰، ۲۷۰) سانتی‌متر (خط سفید نشان‌دهنده سطح ایستابی است).

Fig 8. Salinity distribution in presence of surface drainage in various locations (x, z) after 6 months, a (270, 5), b (270, 0) and c (270, 15) cm (the white line is the water table). , 15)

دلیل آن وجود مجرای برای عبور راحت‌تر جریان در زیر پرده است. با بررسی مسیر جریان توسط ردیاب‌ها، (شکل ۸) مشخص می‌شود که آب با تغییر مسیر، خود را به زیر پرده آب‌بند رسانده و از مسیر مستقیم منحرف شده است. مقدار جریان عبوری از مرز آبخوان آب شیرین در حالتی که لایه آب‌بند در ۱۵ سانتی‌متری قرار گرفته است، ۱/۲۲- مترمکعب بر متر، هنگامی که در ۵ سانتی‌متری قرار گرفته ۱- مترمکعب بر متر و در شرایطی که به طور کامل مانع جریان شده است ۰/۰۷ مترمکعب بر متر آب از مرز آبخوان شیرین وارد شده است. همان‌طور که پرده آب‌بند جریان ورودی از طرفین را تحت تأثیر قرار

مقدار ورودی آب از مرز آبخوان شور در حالت عادی ۱/۶۵ متر مکعب بر متر است. هنگامی که پرده آب‌بند به لایه غیر قابل نفوذ رسیده است، تنها ۰/۱۶ مترمکعب بر متر آب وارد شده که صرف تبخیر از سطح خاک شده است. مقدار بیشینه شوری در محیط خاک، قبل و بعد از احداث پرده آب‌بند تفاوتی نداشته ولی پرده آب‌بند بر توزیع شوری تأثیرگذار بوده است (شکل ۳ و ۸). نیمرخ سطح ایستابی با رسیدن به پرده آب‌بند به علت هدایت هیدرولیکی بسیار کم (حدود ۰/۱ متر بر روز) دچار شکست شده است. مقدار شکست و افت سطح ایستابی با افزایش عمق پرده افزایش یافته است.

و زیرزمینی بر خروج آب و املاح از هر دو آبخوان شیرین و شور تأثیرگذار است. قرارگیری زهکش در نزدیکی آبخوان شور، باعث افزایش ورود نمک به میزان حدود چهار برابر از آبخوان آب شور به زهکش می‌شود و اگر زهکش در نزدیکی آبخوان آب شیرین احداث شود، میزان ورود نمک از آبخوان آب شور حدود ۱/۵ برابر می‌شود. این در حالی است که در شرایط بدون زهکش در دوره شش ماهه از مرز آبخوان آب شیرین، ۱/۲۴ مترمکعب بر متر آب خارج شده است و اگر زهکش در نزدیکی آبخوان آب شور قرار گیرد ۰/۴۳ مترمکعب بر متر و اگر در نزدیکی آبخوان آب شیرین قرار گیرد ۱/۱۸ مترمکعب بر متر آب از مرز آبخوان آب شیرین وارد زهکش می‌شود. بهترین کارایی پرده آب‌بند زمانی است که به لایه غیرقابل نفوذ رسیده باشد. در این حالت، مقدار جریان ورودی آب شور ۱۰ برابر کاهش می‌یابد. استفاده از روش‌های جلوگیری از پیشروی شوری، جوانب مختلف محیط زیستی در بر دارد. اگر از زهکش روباز یا زیرزمینی برای کنترل شوری استفاده شود، هر دو آبخوان آب شیرین و آب شور تحت تأثیر قرار می‌گیرند. در این حالت، ممکن است از ذخیره آب شیرین کم شود ولی جلوگیری از پیشروی آب شور به سمت آبخوان آب شیرین منجر به پایداری بیشتر این ناحیه خواهد شد. درحقیقت با خروج بخشی از آب شیرین به صورت زهاب، سطح وسیعی از آبخوان کنترل و از شور شدن منابع آب شیرین جلوگیری می‌شود.

از طرف دیگر، دفع زهاب تولید شده با غلظت بالا در نتیجه زهکشی آبخوان شور، برای جلوگیری از آسیب به محیط زیست، نیاز به بررسی دقیق و جامع برای تعیین تخلیه‌گاه دارد.

داده است، بر نمک ورودی و خروجی نیز اثر گذاشته است. در حالت بدون پرده آب‌بند، از مرز آبخوان شور در مدت شش ماه ۲۱/۸ کیلوگرم نمک وارد آب شده و با نصب پرده آب‌بند تا فاصله ۱۵ سانتی‌متری از کف ۲۰/۵ کیلوگرم، تا فاصله ۵ سانتی‌متری از کف ۱۷/۵ کیلوگرم و در حالتی که پرده تا لایه غیر قابل نفوذ احداث شود تنها ۲/۶ کیلوگرم نمک وارد شده است. تأثیر پرده آب‌بند بر خروج نمک بیشتر بوده است تا بر خروج آب از مرز آبخوان. هنگامی که پرده آب‌بند در فاصله ۱۵ سانتی‌متری از کف احداث شده است مقدار خروج آب ۱/۶ درصد کاهش داشته ولی مقدار خروج نمک ۸/۳ درصد کم شده است. پرده، در حالتی که در ۵ سانتی‌متری از لایه غیر قابل نفوذ باشد، ۱۹/۳ و ۳۰ درصد به ترتیب خروج آب و نمک از آبخوان آب شیرین را کاهش داده است.

در تحقیقات ستوده‌نیا و همکاران (Sotoudehnia et al., 2014) زهکش روباز در جلوگیری از پیشروی شوری به سمت بالادست اثر بخش گزارش شده است. قربانی و همکاران (Ghorbani et al., 2016) نیز نقش موثر زهکش شوره‌زار دشت قزوین را در سه سال اول احداث در جلوگیری از پیشروی شوری مؤثر گزارش دادند و با شبیه‌سازی زهکش در سال‌های آینده پیش‌بینی کردند تا ۱/۵ متر سطح ایستابی افت خواهد کرد. سد زیرزمینی و زهکش عمودی در جلوگیری از پیشروی آب شور دریا توسط عبدالعطی و همکاران (Abd-Elaty et al., 2019) مؤثر عنوان شد که با نتایج کلی این پژوهش مطابقت دارد.

نتیجه‌گیری

نتایج بررسی نشان داد محل احداث زهکش روباز

مراجع

- Abd-Elaty, I., Abd-Elhamid, H. F., & Nezhad, M. M. (2019). Numerical analysis of physical dams' systems efficiency in controlling saltwater intrusion in coastal aquifers. *Environmental Science and Pollution Research*, 26(35), 35882-35899.
- Adegoke, J. A., Popoola, O. I., & Faluyi, O. O. (2013). Investigation of variation of diffusion coefficient in saltwater intrusion in porous media. *Journal of Environmental Hydrology*, 21
- Chang, S. W., & Clement, T. P. (2012). Experimental and numerical investigation of saltwater intrusion dynamics in flux-controlled groundwater systems. *Water Resources Research*, 48(9).
- Chang, Y., Hu, B. X., Xu, Z., Li, X., Tong, J., Chen, L. & Ma, Z. (2018). Numerical simulation of seawater intrusion to coastal aquifers and brine water/freshwater interaction in south coast of Laizhou Bay, China. *Journal of contaminant hydrology*, 215, 1-10.
- de Oliveira, L. A., Woodbury, B. L., de Miranda, J. H., & Stromer, B. S. (2020). Using electromagnetic induction technology to identify atrazine leaching potential at field scale. *Geoderma*, 375, 114525.
- Ghorbani, K., Lee, T. S., Wayayok, A., & Boroomand Nasab, S. (2016). Interceptor Drainage Modelling to Manage High Groundwater Table on the Abyek Plain, Iran. *Irrigation and Drainage*, 65(3), 341-359.
- Goswami, R. R., & Clement, T. P. (2007). Laboratory-scale investigation of saltwater intrusion dynamics. *Water Resources Research*, 43(4).
- He, W., Zhang, J., Yu, X., Chen, S., & Luo, J. (2018). Effect of runoff variability and sea level on saltwater intrusion: A case study of Nandu River Estuary, China. *Water Resources Research*, 54(12), 9919-9934.
- Mehdizadeh, S. S., Ketabchi, H., Ghorogi, M., & Hasanzadeh, A. K. (2020). Experimental and numerical assessment of saltwater recession in coastal aquifers by constructing check dams. *Journal of Contaminant Hydrology*, 103637.
- Motalleblian, M., Ahmadi, H., Raoof, A., & Cartwright, N. (2019). An alternative approach to control saltwater intrusion in coastal aquifers using a freshwater surface recharge canal. *Journal of contaminant hydrology*, 222, 56-64.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3), 513-522.

- Noorabadi, S., Sadraddini, A. A., Nazemi, A. H., & Delirhasannia, R. (2017). Laboratory and numerical investigation of saltwater intrusion into aquifers. *Journal of Materials and Environmental Sciences*, 8(12), 4273-4283.
- Rabbaniha, H., Liaghat, A., & Soltani, M. (2020a). Experimental study of shallow saline water and freshwater interference on distribution of salinity in the saturated and unsaturated zone using physical model. *Iranian Journal of Irrigation & Drainage*, 14(5), 1677-1685. (in Persian)
- Rabbaniha, H., Liaghat, A., & Soltani, M. (2020b). Simulation of Saline and Fresh Water Interference in Saturated and Unsaturated Zones Using Physical and Hydrus-2D Model. *Iranian journal of Ecohydrology*, 7(4), 907-919. (in Persian)
- Rathore, S. S., Zhao, Y., Lu, C., & Luo, J. (2018). Defining the effect of stratification in coastal aquifers using a new parameter. *Water Resources Research*, 54(9), 5948-5957.
- Rice, K. C., Hong, B., & Shen, J. (2012). Assessment of salinity intrusion in the James and Chickahominy Rivers as a result of simulated sea-level rise in Chesapeake Bay, East Coast, USA. *Journal of Environmental Management*, 111, 61-69.
- Selim, T., Bouksila, F., Hamed, Y., Berndtsson, R., Bahri, A., & Persson, M. (2018). Field experiment and numerical simulation of point source irrigation with multiple tracers. *Plos one*, 13(1), e0190500.
- Šimůnek, J., Van Genuchten, M. T., & Šejna, M. (2012). The HYDRUS software package for simulating the two-and three-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably-saturated porous media. *Technical manual*.
- Soltani, M., Rahimikhoob, A., Sotoodehnia, A., Mendicino, G., Akram, M., & Senatore, A. (2018). Numerical evaluation of the effects of increasing ratio of cropped to uncropped width on dry drainage efficiency in salty soils. *Irrigation and Drainage*, 67, 91-100.
- Sotoudehnia, A., Jafarei, M., & Daneshkar Arasteh, P. (2014). The Role of Qazvin Central Marsh Interceptor Drain in Controlling Shallow Groundwater Salinity. *Iranian Journal of Soil and Water Research*, 45(4), 447-452. (in Persian)
- Strack, O. D. L., Stoeckl, L., Damm, K., Houben, G., Ausk, B. K., & de Lange, W. J. (2016). Reduction of saltwater intrusion by modifying hydraulic conductivity. *Water Resources Research*, 52(9), 6978-6988.
- Toller, E. A., & Strack, O. D. (2019). Interface Flow with Vertically Varying Hydraulic Conductivity. *Water Resources Research*, 55(11), 8514-8525.

- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898.
- Wang, J., Huang, Y., Long, H., Hou, S., Xing, A., & Sun, Z. (2017). Simulations of water movement and solute transport through different soil texture configurations under negative-pressure irrigation. *Hydrological Processes*, 31(14), 2599-2612.

Investigations and comparison of the ways to prevent saline water advancement in zones with shallow water table

H. Rabbaniha*, A. M. Liaghat and M. Soltani

* Corresponding Author: MSc from Department of Irrigation & Reclamation Engineering, Campus of Agriculture and Natural Resources, University of Tehran, Karaj, Iran. Email: hrabbaniha@gmail.com

Received: 18 January 2021, Accepted: 7 February 2021

Extended Abstract

Introduction

One of the threatening factors to fresh water resources is the advancement of saline water and intrusion into the groundwater aquifer. This problem occurs in coastal zones and desert margins and reduces fresh water quality. Evaporation from the soil surface and the water table depth are factors affecting the salinity and salt distribution in the saturated and unsaturated zones. HYDRUS and the accompanying software package provide numerical models used to simulate the movement of water, solute and heat in a porous medium for saturated and unsaturated conditions. According to the existing reports on the ability of HYDRUS model to simulate moisture and salinity, using it can help decide and consider how to prevent the salinity advancement.

Methodology

In this research, the advance of saline water with a concentration of 20 dS/m and a level of 25 cm towards fresh water with a concentration of 1 dS/m and a level of 10 cm in the domain of 360×70 cm is considered. Different scenarios were examined to prevent the progression of salinity using a validated model. The studied scenarios include inceptor pipe drainage, inceptor open drainage and subsurface barrier which were simulated using the HYDRUS-2D model. The parameter of the equations governing water flow and solute transport were estimated using observed moisture and salinity data and inverse solution tools in HYDRUS-2D model. pipe and open drainage were considered at three distances of 270, 180 and 90 cm from the freshwater reservoir and two depths of 15 and 5 cm from the impermeable layer. The effect of the subsurface dam on preventing the advance of saline water at three depths of 55, 65 and 70 were investigated.

Results and Discussion

Different scenarios of different drainage locations have been simulated to study salinity distribution and water table after 6 months. Regarding the location of the drainage site, three factors are important that have been studied: 1- The amount of water and salt outflow from the drainage 2- Controlling and preventing the advance of salinity 3- Its effect on the entry and exit of water from the freshwater aquifer. The location of surface and subsurface drainage showed different effects on salinity advancement. By changing the location of drainage from A to f the amount of drained water in pipe and open drainage decreased by 5.8 and 6.5 m³/m, respectively. Drainage location also affected actual evaporation from soil surface and salinity accumulation in the soil surface layer. In the cases of drainage where the lowest and highest evaporation from the soil surface occurs respectively, 15% difference was observed. In the case of open drainage at a distance of 90 cm from the freshwater reservoir and a depth of 5 cm from the impermeable layer, the amount of actual evaporation from the soil surface during the whole simulation period is greater than the actual evaporation in non-drained condition and also caused increased salinity between two reservoirs. The subsurface barrier has generally blocked the saline water flow only when it has reached the impermeable layer. The profile of the water table is broken due to very

low hydraulic conductivity (about 0.1 m per day) when it reaches the subsurface barrier. The amount of failure and drop of the water table increased with increasing barrier depth.

Conclusions

The salinity distribution parameters in the area between two aquifers, discharged drain from drainage and its concentration and protection of freshwater aquifer are effected and can be considered according to the condition of each location. On the other hand, each of the scenarios has a positive and negative effect on these factors, so according to each sample and specific location, it must be decided how to prevent the progression of salinity (drainage or subsurface barrier) and their location.

Keywords: Groundwater, Hydraulic gradient, inceptor drainage, Salinity Front

نگرشی بر قابلیت‌های سیستم تله‌متری و اسکادا در سامانه‌های آبیاری تحت فشار

افشین یوسف گمرکچی^{۱*} و سید ابوالقاسم حقایقی مقدم^۲

۱- استادیار بخش تحقیقات فنی و مهندسی کشاورزی، مرکز تحقیقات و آموزش کشاورزی و منابع طبیعی استان قزوین، قزوین، ایران

۲- استادیار مرکز تحقیقات کشاورزی خراسان رضوی، مشهد، ایران

تاریخ دریافت: ۹۹/۱۱/۲۵؛ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۱/۱۶

نوع مقاله: علمی - پژوهشی

چکیده

امروزه با توجه توسعه روز افزون اجرای سامانه‌های آبیاری مکانیزه در سطح کشور، در برخی موارد این نوع سامانه‌ها به دلایل فنی و اجتماعی پاسخگوی نیاز بهره‌برداران نیست و نیاز به توسعه سامانه‌های آبیاری دارای انعطاف‌پذیری بالا و تغییر نگرش در شیوه بهره‌برداری سامانه‌های آبیاری مکانیزه بیش از پیش مشهود است. در این راستا، استفاده از قابلیت‌های سامانه‌های خودکار و اعمال فرآیندهای کنترلی، در کنار اجرای سامانه‌های آبیاری تحت فشار، امری ضرور می‌نماید. از میان سیستم‌های اتوماسیون مورد استفاده در سامانه‌های آبیاری تحت فشار، سیستم‌های اسکادا، از آنجایی که دارای ساختار نرم‌افزاری و سخت‌افزاری متنوعی است، می‌تواند به‌عنوان ابزاری مناسب به‌منظور افزایش انعطاف‌پذیری، پایش بهنگام عملکرد و مدیریت بهره‌ور سامانه آبیاری مطرح شود، به نحوی که در طیف وسیعی از شرایط مختلف بهره‌برداری سامانه آبیاری کارایی داشته‌باشد و منجر به ارتقاء قابلیت‌های بهره‌برداری سامانه‌های آبیاری شود. قابلیت و کارایی این سیستم‌ها با توسعه سامانه‌های آبیاری تجمیعی و الزامات بهره‌برداری مرتبط با این نوع سامانه‌ها، امروزه بیش از پیش مشهود است. نوشتار ترویجی حاضر با هدف بررسی قابلیت‌ها، مزایا و محدودیت‌های سیستم تله‌متری و اسکادا در سامانه‌های آبیاری تحت فشار تهیه شده تا کارشناسان، بهره‌برداران، کشاورزان و مروجان به بخشی از قابلیت‌های اثر بخش این نوع سامانه‌ها آگاهی یابند و بر اساس شناختی جامع، تصمیم‌گیری کنند.

واژه‌های کلیدی

ابزار دقیق، سامانه پایش، خودکارسازی، مصرف آب

مقدمه

راه‌اندازی تجهیزات نرم‌افزاری و سخت‌افزاری، تجهیزات ابزار دقیق و نرم‌افزارهای کنترلی است- امکان مدیریت بهینه مصرف آب و انرژی و بهبود سطح بهره‌وری واحدهای آبیاری مهیا می‌شود (Uossef Gomrokchi. & Parvareh Rizi, 2017). با ورود علم الکترونیک به بخش کشاورزی،

یکی از سریع‌ترین راهکارها به‌منظور مدیریت بهینه آب و انرژی در سامانه‌های آبیاری، بهبود وضع موجود از سطح مکانیزاسیون سامانه‌ها به خودکارسازی آن است. با اعمال فرایند خودکارسازی در سامانه‌های آبیاری- که عمدتاً شامل نصب و

مطالعه شده‌است. در روش ارائه شده زمان شستشوی واحد فیلتراسیون بر اساس اعلام وضعیت حسگر تشخیص گرفتگی، توسط یک پی ال سی^۳ (PLC) برنامه‌ریزی شده است.

فرناندز پاچکو و همکاران (Fernández-) Pacheco et al., 2014 از قابلیت‌های سامانه‌های اسکادا به منظور مدیریت اعمال کم‌آبیاری تنظیم شده در سطح ۵۰۰ هکتار باغ بادام در اسپانیا استفاده کردند. سامانه اسکادای پیاده‌سازی شده در باغ وظایف مرتبط با مدیریت آبیاری را به عهده دارد و بر اساس داده‌های هواشناسی بهنگام، نیاز آبی محصول را محاسبه می‌کند و بر مبنای محاسبه نیاز آبی و میزان منابع آبی موجود در ماه‌های مختلف، عملکرد اجزای مختلف سامانه آبیاری از قبیل ایستگاه پمپاژ، فرکانس پمپ دورمتغیر و فشار کارکرد سامانه را مدیریت می‌کند. نتایج تحقیق حاکی از مزایای این بستر جدید و روشی برای کاهش مصرف آب از طریق کم‌آبیاری تنظیم شده در محدوده مطالعاتی بوده است. سانگور و همکاران

(Sungur et al., 2016) با به کارگیری یک سامانه اتوماسیونی برای مدیریت فشار در ایستگاه پمپاژ آب کشاورزی، میزان بازده مصرف انرژی در دوره بهره‌برداری سامانه آبیاری را ۶/۹ درصد ارتقاء دادند. العیدی (Elaydi, 2017) از قابلیت‌های سامانه‌های اسکادا به منظور مدیریت آبیاری در سطح گلخانه‌های تحت پوشش محصولات مختلف استفاده کرد. سوله تورس و همکاران (Solé-Torres et al., 2019) با استفاده از قابلیت‌های اسکادا، فرآیندی نظارتی و جمع‌آوری داده‌ها را در سامانه‌های آبیاری زیرسطحی توسعه دادند. این سامانه با هدف پایش فشار و دبی در واحدهای آبیاری ایجاد می‌شود و مقادیر مجاز دبی و فشار را به صورت مستمر پایش می‌کند و بر

علاوه بر تولید تجهیزات پیشرفته، رشد روزافزون استفاده از سامانه‌های کنترل خودکار در سامانه‌های آبیاری رخ داده است. این فرآیند کنترلی، اتوماسیون یا خودکارسازی نامیده می‌شود. بر اساس تعاریف علمی، خودکارسازی همان هوشمندسازی سامانه‌ها، شامل کاهش نیروی انسانی، کاهش خطای انسانی و کنترل دقیق چرخه کاری سامانه است (Rahimi & Naderi, 2010).

وابستگی شدید سامانه‌های مکانیزه به نیروی انسانی برای نظارت مستمر بر عملکرد ابزار و تجهیزات از یک سو، خطای ناشی از فعل اشتباه اپراتور یا تأخیر در برداشتن گامی لازم، نبود بانک اطلاعاتی از وضعیت عملکرد سامانه و ثبت نشدن بازخوردهای ناشی از تصمیمات و اقدامات، موجب کاهش بهره‌وری در سامانه‌های آبیاری مکانیزه شده است. نکته با اهمیت آن است که در رویکرد کنونی توسعه و بهره‌برداری از سامانه‌های آبیاری، به‌ویژه سامانه‌های آبیاری تحت فشار، به حداکثر رساندن سود خالص ارجح است تا تولید حداکثری محصول (Fernández García et al., 2020). به همین دلیل امروزه کاربرد سامانه‌های اتوماسیونی مانند اسکادا^۱ (SCADA) و تله‌متری^۲ در بهره‌برداری از سامانه‌های آبیاری تحت فشار توسعه روز افزونی یافته است.

تحقیقات متنوعی با محوریت میزان اثربخشی و نحوه کاربرد سامانه‌های کنترلی اسکادا در سامانه‌های آبیاری تحت فشار انجام گرفته است. به طور نمونه، پرهیزگار و همکاران (Parhizgar et al., 2007) کاربرد سامانه کنترل خودکار یکپارچه در یک طرح شبکه آبیاری تحت فشار در استان خوزستان را بررسی کردند. در این تحقیق، قابلیت خودکارسازی واحد فیلتراسیون و ایستگاه پمپاژ در آن طرح

1- Supervisory Control and Data Acquisition

3- Programmable Logic Controller

2- Telemetry

سامانه‌های آبیاری هوشمند و هدف‌های آن

یکی از محدودیت‌هایی که از رشد ضریب بهره‌وری سامانه‌های مکانیزه آبیاری در مقابل هزینه سرمایه‌گذاری اولیه جلوگیری می‌کند، نبود پایش بهنگام پارامترهای اصلی بهره‌برداری سامانه است. به‌طور کلی در سامانه‌های آبیاری مکانیزه که امروزه در اولویت اجرایی کشور قرار گرفته‌اند، به دلیل حضورنداشتن دائمی اپراتور (بهره‌بردار)، نظارت و پایش مستمر بر عملکرد سامانه امکان‌پذیر نیست از این‌رو نداشتن بازخورد از عملکرد سامانه و انعطاف‌پذیری کم در شرایط متغیر بهره‌برداری (به‌رغم هزینه‌های مرتب بر سامانه‌های مکانیزه)، باعث کاهش بهره‌وری سامانه در دوره بهره‌برداری خواهد شد (Uossef Gomrokchi. & Parvareh Rizi, 2017). یکی از مهم‌ترین هدف‌های اجرای سامانه‌های آبیاری هوشمند، بهبود قابلیت مدیریت بهینه آب آبیاری در سطح مزرعه یا باغ است. سامانه‌های آبیاری هوشمند عموماً اطلاعات حسگرها را جمع‌آوری و بر اساس فرمان‌های از پیش تعریف شده توسط کاربر، آبیاری را مدیریت می‌کنند. به عبارتی، سامانه‌های آبیاری هوشمند در زمان‌های تعریف‌شده یا بنا به تشخیص خود (بر اساس اطلاعات محیطی که از حسگرهای مختلف کسب می‌کنند)، می‌توانند زمان و مقدار آبیاری را تعیین کنند. این سامانه‌ها بر اساس قابلیت‌های نرم‌افزاری و سخت‌افزاری خود می‌توانند شرایط مختلف زمانی، مکانی، دوره رشد گیاهی، تغییرات کمی و کیفی منابع آب و مصرف انرژی را در فرایند مدیریت آبیاری تأثیر دهند و از سوی دیگر میان تجهیزات مختلف واحدهای آبیاری اعم از چاه‌ها، ایستگاه‌های پمپاژ و ایستگاه کنترل مرکزی، ارتباط لازم را برقرار سازند (Fernández García et al., 2020).

اساس آن ارزیابی مستمری از یکنواختی توزیع آب و وضعیت گرفتگی قطره‌چکان‌ها نشان خواهد داد. زاپاتا و همکاران (Zapata et al., 2020) از قابلیت‌های سامانه‌های اسکادا و اینترنت اشیا^۱، به منظور ساماندهی فعالیت ۱۹۴۹ بهره‌بردار با متوسط مساحت حدود ۰/۲ هکتار زمین، در منطقه‌ای نیمه‌خشک در جنوب شرقی اسپانیا (مورسیا)، استفاده کردند. آنها با توجه به تعداد بالای بهره‌برداران، یک فناوری ارتباطی ارزان قیمت مبتنی بر سیستم‌های دوربرد را در منطقه به‌کار گرفتند که به راحتی قابل نگهداری توسط بهره‌برداران باشد. نتایج تحقیق نشان داد پس از اجرای سامانه‌های اسکادا، هزینه‌های مرتبط با بهره‌برداری سامانه آبیاری در سراسر فصل کشت به‌طور متوسط ۲۷ درصد کاهش داشته است.

به دلیل سیاست‌گذاری توسعه سامانه‌های آبیاری تجمیعی^۲ در سال‌های اخیر، ضرورت تغییر نگرش در روش بهره‌برداری سامانه‌های آبیاری مکانیزه و گذار از آن بیش از پیش مشهود است (Ministry of Agriculture Jihad, 2017). هر چند با توسعه سامانه‌های آبیاری تجمیعی می‌توان انتظار افزایش بهره‌وری مصرف آب و انرژی و کاهش هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری و سرانجام حصول به یک سامانه آبیاری بهره‌ور را متصور دانست. با این همه، به دلیل مشکلات خاص این نوع سامانه‌ها - مانند مساحت اراضی تحت پوشش، نظام حقایقه‌بری، بالابودن تعداد بهره‌برداران، تنوع کشت و مشکلات نظام بهره‌برداری - امکان به‌کارگیری روش‌های صرفاً مکانیزه آبیاری میسر نیست. در این راستا، استفاده از قابلیت‌های سامانه‌های خودکار و اعمال فرآیندهای کنترلی، در کنار اجرای سامانه‌های آبیاری تحت‌فشار، امری ضروری می‌نماید.

1- Internet of Things

۲- طرح‌هایی که بهره‌برداری از منابع آب و خاک در آنها بر اساس تجمیع اراضی یا برداشت مشترک از منابع آب توسط بهره‌برداران صورت می‌گیرد.

و شستشوی فیلترها. در سامانه‌های خودکار پیشرفته، داده‌های مستقیم مزرعه همانند دبی جریان، فشار، سرعت باد، رطوبت خاک و شاخص‌های فنولوژیک رشد نیز جمع‌آوری و ثبت می‌شوند. علاوه بر آن، قابلیت‌هایی مانند تعریف نظام حقایق‌بری در شبکه‌های آبیاری تحت فشار تجمیعی، قابلیت عیب‌یابی خودکار سامانه، اعمال آبیاری مقدار متغیر^۱ در سطح اراضی و ... را می‌توان از پیاده سازی سامانه آبیاری خودکار انتظار داشت. در شکل ۱ نمونه‌ای از یک سامانه خودکار پایشگر داده‌های محیطی و شاخص‌های فنولوژیک رشد گیاهی دیده می‌شود که روی سامانه آبیاری لینیر^۲ نصب شده است. این سامانه که بر اساس استفاده از قابلیت‌های اسکادا در یک مزرعه ۵۵ هکتاری کشت گیاهان زراعی در استان قزوین پیاده‌سازی شده است با هزینه کلی نزدیک به ۲۵ میلیون تومان (بر اساس قیمت سال ۱۳۹۷)، علاوه بر پایش خودکار داده‌های محیطی و شاخص‌های فنولوژیک رشد گیاهی، توانایی پردازش تصویر پوشش گیاهی، اندازه‌گیری دمای توده گیاهی، اعمال فرمان‌های کنترل وضعیت حرکت سامانه و ثبت مصرف انرژی در سراسر دوره بهره‌برداری را داراست.

خودکارسازی سامانه‌های هوشمند آبیاری یکی از مهمترین ابزار است که می‌تواند قابلیت‌های بهره‌برداری از آن سامانه را بهبود بخشد. در سامانه‌های خودکار با نصب تجهیزات کنترلی و ارتباطی، پارامترهای زراعی یا باغی به همراه اطلاعات هیدرولیکی شبکه و پارامترهای هواشناسی به‌صورت لحظه‌ای پایش می‌شود و مجموعه نرم‌افزاری بر اساس الگوریتم‌های کنترلی و اطلاعات بهنگام، فرمان‌های متناسب با وضعیت موجود بهره‌برداری سامانه را صادر می‌کند. خودکارسازی سامانه‌های آبیاری مکانیزه در سه گام اصلی شامل برآورد نیاز آبی گیاه و تعیین زمان آبیاری، خودکارسازی در خطوط لوله شبکه برای کنترل توزیع جریان آب و خودکارسازی در ایستگاه پمپاژ و فیلتراسیون، می‌تواند باعث بهبود بهره‌وری سامانه آبیاری مکانیزه و افزایش انعطاف‌پذیری آن در شرایط متغیر بهره‌برداری شود (Boman et al., 2002). نکته مهم آن است که سامانه‌های خودکار نه تنها شیرآلات را باز یا بسته می‌کنند، بلکه قابلیت کنترل جامع و کامل سامانه آبیاری را نیز دارا خواهند بود، مانند مدیریت مصرف انرژی، کنترل کارکرد پمپ، ثبت اطلاعات و داده‌های بهره‌برداری، کارکرد تزریق کود



شکل ۱- نمایی از یک سامانه پایشی خودکار نصب شده روی سامانه آبیاری لینیر (ایستگاه تحقیقاتی اسماعیل آباد، قزوین)

Fig. 1- View of an automatic monitoring system installed on a linear irrigation system (Ismail Abad Research Station, Qazvin)

استفاده از باز یا بستن شیرهای برقی از طریق کنترل اتوماتیک، در زمان بهره‌برداری را می‌توان انتظار داشت.

افزایش قابلیت‌های بهره‌برداری سامانه‌های آبیاری تحت فشار

سامانه‌های آبیاری به‌ویژه سامانه‌های آبیاری تحت فشار به دلیل کنترل هرچه بیشتر و دقیق‌تر شرایط هیدرولیکی، قابلیت بهبود شرایط بهره‌برداری را خواهند داشت. در برخی موارد با افزودن شدن برخی تجهیزات می‌توان کارکردهای ویژه‌ای را از سامانه آبیاری انتظار داشت. به‌طور مثال با استفاده از قابلیت واحد پردازشگر مرکزی، شیر برقی و پمپ دورمتغیر می‌توان به شبکه آبیاری تحت فشار قابلیت نشت‌یابی خودکار را نیز اضافه کرد. به این ترتیب که برای یافتن محل نشت، ابتدا دبی واحد آبیاری در واحد کنترل مرکزی تعیین می‌شود و پمپ دورمتغیر سرعت دورانی پمپ را متناسب با نقطه کارکرد تنظیم می‌کند و با استفاده از قابلیت فرمان در ایستگاه پمپاژ، شیر برقی هریک از واحدهای آبیاری به ترتیب باز می‌شود و دبی و فشار هر واحد آبیاری توسط واحد کنترل مرکزی، پایش و با میزان دور متناسب پمپ تطبیق داده می‌شود. به این ترتیب در صورت شکستگی هیدرانت‌ها یا خطوط لوله یا بهره‌برداری نامناسب (تعداد نامناسب آبپاش)، نقطه کاری پمپ تغییر می‌یابد و سیستم با پردازش تطبیقی دور موتور، واحد معیوب را شناسایی خواهد کرد. بر این اساس می‌توان با اعمال فرآیند خودکارسازی به قابلیت‌های بهره‌برداری سامانه آبیاری افزود.

کنترل عملکرد ایستگاه کنترل مرکزی

یکی از قابلیت‌های سامانه‌های خودکار، قابلیت کنترل عملکرد ایستگاه کنترل مرکزی است.

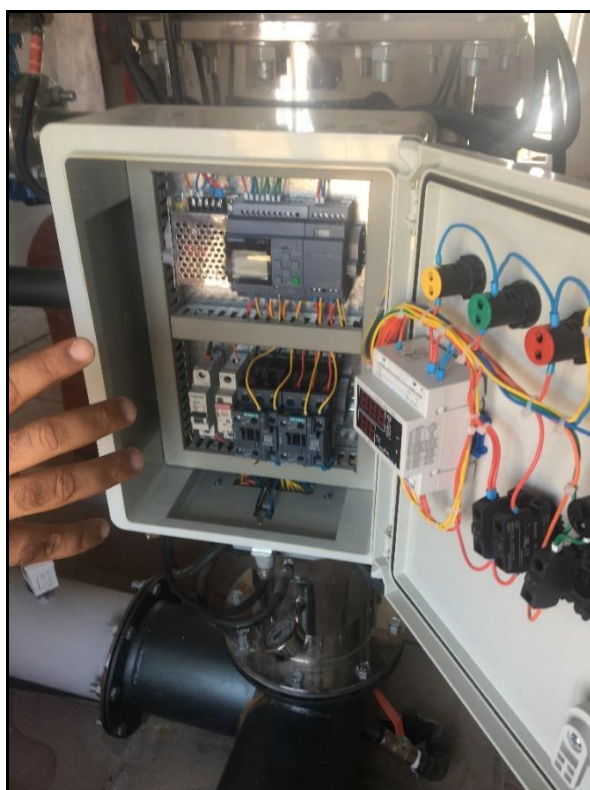
با اجرای خودکارسازی در سامانه‌های آبیاری، هدف‌های زیر با توجه به نیاز بهره‌بردار قابل دستیابی خواهد بود.

بهبود روش‌های مدیریت بهره‌برداری سامانه و افزایش دقت و صحت در اعمال مدیریت آبیاری

بخشی از مشکلات فنی در بهره‌برداری سامانه‌های آبیاری مکانیزه به این شرح است: متغیر بودن فشار و دبی مورد نیاز (نقطه کار) سامانه آبیاری با توجه به الگوی کشت؛ تغییرات نیاز آبی، دما و بارندگی در سال‌های مختلف بهره‌برداری، و مساحت اراضی در حال بهره‌برداری؛ تغییرات نیاز آبی در دوره رشد؛ تطابق‌نداشتن ساعات آبیاری کشت‌های گوناگون؛ تعداد آبپاش‌های فعال و ... در اکثر سامانه‌های آبیاری، کنترل عملکرد سامانه در این شرایط به‌صورت دستی و غیر مداوم است. انعطاف‌ناپذیری سامانه در شرایط متغیر بهره‌برداری، منجر به کاهش بازده سامانه، افزایش تلفات آب و انرژی، افزایش آسیب به تجهیزات و کاهش طول عمر مفید آنها خواهد شد. در این زمینه هرگونه فرآیندی که منجر به تطبیق هرچه بیشتر شرایط بهره‌برداری سامانه با عوامل محیطی شود، منجر به افزایش بازده سامانه و کاهش تلفات آب و انرژی در دوره بهره‌برداری خواهد شد. سامانه خودکار این امکان را فراهم می‌آورد که بتوان بهره‌برداری برنامه‌پذیر، انعطاف‌پذیر و سازگار را (که خیلی نزدیک به بهره‌برداری مطلوب است) طرح‌ریزی و بر اساس آن نحوه کنترل سامانه را از حالت سنتی، و بعضاً در برخی موارد غیر قابل اعتماد، به کنترل خودکار و برنامه‌پذیر تبدیل کرد. به سخی دیگر، با خودکارسازی سامانه آبیاری، امکان ایجاد شیفت‌های متناوب و متفاوت آبیاری در مزرعه، بدون نیاز به شخص آبیاری در هر ساعت از شبانه‌روز و تنها با

شد. در شکل ۲، نمایی از یک سامانه خودکار به‌منظور کنترل شرایط بهره‌برداری ایستگاه کنترل مرکزی نشان داده شده است.

با اعمال خودکارسازی سامانه آبیاری امکان شستشوی خودکار فیلترها، برنامه‌ریزی و مدیریت شرایط کوددهی و تطبیق شرایط بهره‌برداری بر اساس کیفیت آب آبیاری میسر خواهد



شکل ۲- نمایی از یک سامانه پایشی خودکار نصب شده روی سامانه آبیاری قطره ای زیر سطحی (بوئین زهرا)

Fig. 2- View of an automatic monitoring system installed on a subsurface drip irrigation system (Buin Zahra)

واحد پردازشگر مرکزی و قابلیت پمپ دورمتغیر در پوشش محدوده‌ای وسیع‌تر از نقاط کارکرد پمپ، امکان تخصیص دبی متناسب با میزان حقابه در شبکه آبیاری وجود خواهد داشت. بدین ترتیب با ایجاد هماهنگی هرچه بیشتر در اجرای نظام حقابه‌بری از مشکلات و تبعات اجرای سامانه‌های آبیاری تجمیعی کاسته خواهد شد. در شکل‌های ۳ و ۴ نمونه‌هایی از سامانه‌های آبیاری با قابلیت پیاده سازی نظام حقابه‌بری و خرید و فروش آب نشان داده شده است.

قابلیت تعریف نظام حقابه‌بری در شبکه‌های آبیاری تحت فشار

یکی از چالش‌های اصلی در بهره‌برداری از سامانه‌های آبیاری تجمیعی مشکلات فنی و اجتماعی مرتبط با تعریف نظام حقابه‌بری در اجرای این نوع پروژه‌هاست.

با اعمال فرآیند خودکارسازی، قابلیت تعریف نظام حقابه‌بری به شبکه آبیاری افزوده خواهد شد. الزام اجرای این روش، تعیین منحنی عملکرد هریک از شیرهای برقی است. به این ترتیب با استفاده از

نگرشی بر قابلیت‌های سیستم تله‌متری و اسکادا در سامانه‌های...



شکل ۳- نمایی از یک سامانه آبیاری تجمیعی (ایسفلد، آلمان)
Fig. 3- View of an accumulative irrigation system (Eislefeld, Germany)



شکل ۴- نمایی از یک سامانه آبیاری تجمیعی (نرجه، تاکستان)
Fig. 4- View of an accumulative irrigation system (Narje, Takestan)

کاهش خطای انسانی

وابستگی شدید سامانه‌های مکانیزه به نیروی انسانی برای نظارت مستمر بر عملکرد ابزار و تجهیزات از یک سو، خطای ناشی از فعل اشتباه اپراتور یا تأخیر در برداشتن گام‌های لازم از سوی دیگر، موجب کاهش بهره‌وری سامانه آبیاری خواهد شد.

کاهش هزینه نیروی انسانی

هزینه هر سیستم خودکار، به‌ویژه هنگامی که تجهیزات مورد نیاز آن مطابق استاندارد پیش‌بینی شده باشد، بالاست اما در بسیاری موارد منافعی که از لحاظ صرفه‌جویی در انرژی، کارگر و بهره‌برداری بهتر به دست می‌آید این هزینه بالا را توجیه خواهد کرد.

سامانه‌های آبیاری صرفاً به خاموش و روشن کردن سامانه یا کنترل فشار کارکرد آن محدود نیست؛ امروزه طیف وسیعی از قابلیت‌ها با اعمال خودکارسازی سامانه‌های آبیاری قابل حصول است. یکی از روش‌های خودکارسازی سامانه‌های آبیاری، استفاده از قابلیت‌های اسکادا در فرایند هوشمندسازی است.

مفهوم سامانه‌های اسکادا و تله‌متری

اسکادا یک سیستم کنترل و نظارتی است که اطلاعات را جمع‌آوری و آنها را پردازش می‌کند. به سخی دیگر، اسکادا به مجموعه دستورالعمل‌ها، استانداردها و فرآیندها اطلاق می‌شود و نسخه از قبل نوشته شده برای کنترل و پایش سامانه نیست (Andrew, 1991). در واقع اسکادا یک بسته نرم‌افزاری است که روی سخت‌افزارهای اجرا کننده آن قرار می‌گیرد. به‌طور کلی، سامانه‌های اسکادا شامل عناصر تجهیزات ابزار دقیق، تجهیزات کنترلی، تجهیزات ارتباطی، تجهیزات الکتریکی، بسته‌های نرم‌افزاری، اتاق کنترل مرکزی و محلی است. در شکل ۵ ساختار کلی سامانه اسکادا نشان داده شده است.

نکته با اهمیت آن است که امروزه با افزایش تنوع و قیمت تجهیزات آبیاری، خطاهای انسانی بیش از پیش تأثیرگذار خواهد بود.

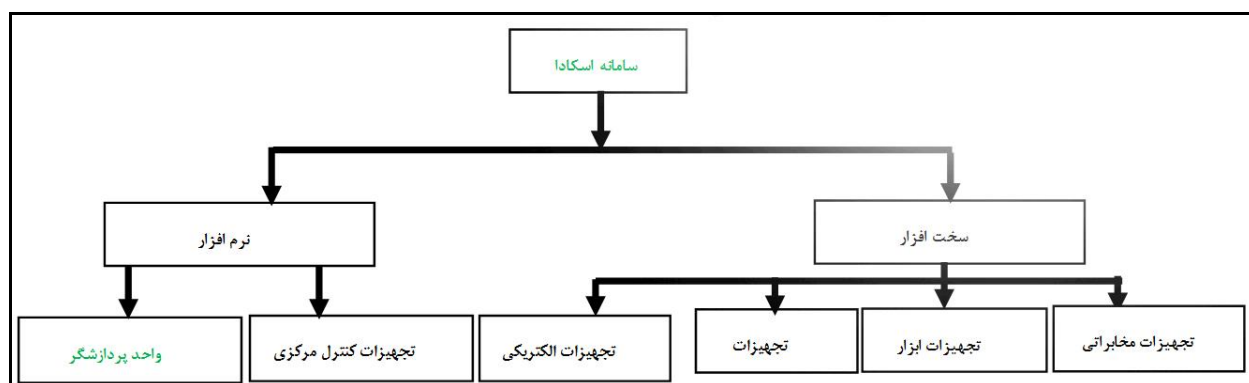
مدیریت انرژی در ایستگاه پمپاژ

در سامانه‌های خودکار آبیاری، به‌واسطه کنترل مستمر دبی و فشار در محل ایستگاه پمپاژ، امکان مدیریت مصرف انرژی میسر خواهد شد. علاوه بر آن، سامانه خودکار در محل ایستگاه پمپاژ قابلیت تنظیم زمان آغاز و پایان کار الکتروپمپ‌ها، کنترل حجم آب مصرفی، برنامه‌ریزی ساعات کار ایستگاه پمپاژ و مدیریت زمان کارکرد هر پمپ را خواهد داشت.

ایجاد بانک اطلاعاتی

نبود بانک اطلاعاتی از وضعیت عملکرد سامانه و ثبت‌نشدن بازخوردهای ناشی از تصمیمات و اقدامات مختلف، عامل مهمی در پایین بودن میزان بهره‌وری سامانه‌های آبیاری است. مستند شدن تصمیمات و اقدامات صورت گرفته و ثبت وضعیت پارامترهای مختلف کارکرد سامانه در دوره بهره‌برداری در سامانه‌های خودکار منجر به افزایش بهره‌وری سامانه آبیاری خواهد شد.

همان‌گونه که اشاره شد، خودکارسازی در



شکل ۵- ساختار کلی تجهیزات سخت افزاری و نرم افزاری مورد استفاده در سامانه اسکادا

Fig. 5- General structure of hardware and software equipment's used in a SCADA system

خروجی با ورودی هیچ امکانی وجود ندارد (Chee- Mun, 1997).

مزایا و محدودیت‌های اسکادا در سامانه‌های آبیاری تحت فشار

به‌طور کلی اجرای سیستم‌های اسکادا در سامانه‌های آبیاری تحت فشار می‌تواند هدف‌های زیر را محقق سازد.

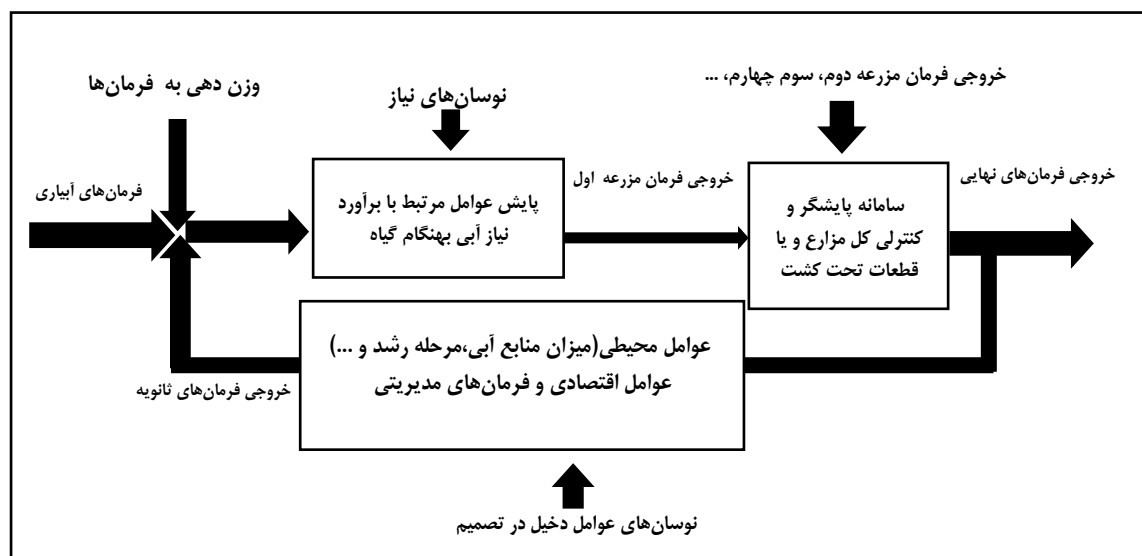
بهبود قابلیت بهره‌برداری بهنگام سامانه

داده‌های بهنگام ثبت شده در سطح مزرعه و سامانه آبیاری و اعمال کنترل بر سامانه بر اساس وضعیت کارکرد آن، باعث می‌شود وضعیت بهره‌برداری سامانه از حالت انعطاف‌ناپذیر یا با انعطاف‌پذیری پایین، به شرایط بهنگام بهره‌برداری ارتقاء یابد. بهبود شرایط بهره‌برداری با اعمال سیستم اسکادا مبتنی است بر قابلیت اخذ اطلاعات و اعمال فرمان‌های کنترلی بهنگام سامانه‌های اسکادا. در سامانه آبیاری تجهیز شده به اسکادا، اطلاعات بهنگام از طریق سنسورهای مختلف نصب شده در سطح مزرعه یا تجهیزات پایشی در سطح شبکه آبیاری اخذ و فرمان‌های مرتبط با آن از طریق کنترلرها، شیرهای برقی و واحدهای کنترل مرکزی در سطح سامانه آبیاری اعمال می‌شود (Campos et al., 2020). یکی از مهم‌ترین مزایای پیاده‌سازی سامانه‌های اسکادا در سطح مزارع، پایش بهنگام نیاز آبی در سامانه آبیاری و اعمال فرمان‌های کنترلی متناسب با وضعیت منابع آبی و سایر عواملی همچون درصد تخلیه مجاز رطوبت، نوع کشت، مراحل حساس رشد گیاه، زمان خاتمه آبیاری و حتی عوامل اقتصادی موثر بر میزان تولید، در سطح مزارع تجمیعی است. به سخی دیگر، در سامانه‌های اسکادا به دلیل برقراربودن شیوه کنترل حلقه‌بسته و قابلیت‌های پایشی سامانه، زمان و میزان آبیاری هر

هسته بنیادی اسکادا بسته‌های نرم‌افزاری هستند که روی سخت‌افزارهای مشخصی مانند واحدهای پردازشگر مرکزی (پی ال سی) نهاده می‌شوند به نحوی که عملیات کنترل به‌صورت خودکار توسط آنها اجرا می‌شود. در حالی که سامانه‌های تله‌متری با هدف جمع‌آوری اطلاعات بهنگام از یک سامانه مورد استفاده قرار می‌گیرند. تله‌متری، یا اندازه‌گیری از راه دور، به معنی جمع‌آوری اطلاعات از نقاط مختلف و پردازش و مانیتورینگ آنهاست. از تفاوت‌های اساسی بین اسکادا و تله‌متری دو طرفه بودن اسکادا است. از طریق اسکادا، علاوه بر مانیتورینگ سیستم، می‌توان روی آن نیز پردازش کرد که بخش مرکزی اسکادا وظیفه این کار را بر عهده دارد. به عبارتی، اسکادا ترکیبی از سیستم تله‌متری و سیستم اکتساب داده^۱ است و شامل جمع‌آوری اطلاعات، انتقال آنها به مرکز اصلی، تحلیل اطلاعات، نشان دادن اطلاعات و گزارش‌گیری از آنها و سرانجام ارسال اعمال کنترلی است. یکی از مهم‌ترین مزیت‌های سامانه‌های اسکادا آن است که برای اعمال فرمان‌های کنترلی از روش کنترل حلقه‌بسته تبعیت می‌کند و امکان پایش و کنترل عملیاتی را که در نقاط دور دست قرار گرفته‌اند به اپراتور می‌دهد. در شیوه کنترل حلقه‌بسته، کنترل بر اساس ترکیبی از اطلاعات از پیش تعریف شده و پس‌خوردی از فاکتورهای کنترل شده پیش می‌رود (Silvester et al., 2017). به عبارت دیگر، در هر لحظه، خروجی سامانه پایش و با مقداری مرجع مقایسه می‌شود و نتایج حاصل از این مقایسه باعث تثبیت یا تنظیم خروجی خواهد شد در حالی که در شیوه کنترل حلقه‌باز هیچ‌گونه اطلاعاتی به کنترل‌کننده برای ادامه عمل مناسب خروجی پس‌خور^۲ داده نشده است و برای مقایسه

شیوه کنترل حلقه‌باز عمل می‌کند، زمان شروع آبیاری هر مزرعه (باغ) بدون در نظر گرفتن محدودیت‌های بهره‌برداری اعلام می‌شود. در شکل ۶ شیوه اعمال فرمان‌های آبیاری در سامانه تجهیز شده به اسکادا نشان داده شده است.

مزرعه با لحاظ کردن محدودیت‌های موجود در بهره‌برداری تنظیم می‌شود. اما در سامانه‌های هوشمند آبیاری رایج، مدیریت آبیاری در سطح مزرعه (باغ) صرفاً مبتنی بر زمان شروع آبیاری است به نحوی که در سامانه‌های هوشمند مذکور که به



شکل ۶- شیوه کلی اعمال فرمان‌های آبیاری در سامانه آبیاری تجهیز شده به اسکادا

Fig. 6- General method of applying irrigation commands in an irrigation system equipped with SCADA

یک طرح تجمیعی اجرا شده نشان داده شده است. در طرح مذکور، که در سطح ۳۶۰ هکتار باغ انگور منطقه اجرا شده، از قابلیت‌های سامانه‌های اسکادا به منظور تعریف نظام حقایقه‌بری استفاده شده است. بدین ترتیب حدود ۳۰۰ باغ انگور (باغ‌هایی با مساحت ۰/۲ تا ۱۵ هکتار) با پیاده‌سازی سامانه‌های هوشمند آبیاری، به صورت تجمیعی تحت پوشش یک سامانه آبیاری تحت فشار قرار گرفته است.

علاوه بر آن، با استقرار سامانه‌های کنترل و پایش در محل ایستگاه پمپاژ می‌توان عواملی مانند سطح آب چاه، وضعیت کنترل فاز، وضعیت بانک خازنی، وضعیت ستاره- مثلث در تابلوهای الکترومکانیکال، توان راکتیو، توان اکتیو، وضعیت سیستم‌های حفاظتی در تابلو برق و ... را به عنوان بخشی از عوامل دخیل در فرمان‌های آبیاری لحاظ کرد. در شکل ۷، نمونه‌ای از پیاده‌سازی یک سامانه اسکادا به منظور مدیریت آبیاری در باغ‌های انگور در



شکل ۷- نمونه‌ای از به‌کارگیری سامانه اسکادا برای مدیریت آبیاری در سطح باغ‌های انگور (تاکستان، قزوین)

Fig. 7- An example of using the SCADA system to irrigation management in vineyards (Takestan, Qazvin)

افزایش قابلیت اطمینان در بهره‌برداری

یکی از هدف‌های اجرای سامانه‌های اسکادا، پایش پارامترهای هیدرولیکی و کنترل عوامل تأثیرگذار بر میزان فشار و دبی شبکه به‌عنوان ابزار عملیاتی مدیریت مصرف است، از این رو اسکادا قادر است علاوه بر پایش و کنترل سامانه، انواع سیگنال‌های هشدار را بر اساس تنظیمات اجرا شده توسط کاربر ثبت و اعلام کند. این امر یکی از مهم‌ترین نقاط قوت به‌کارگیری اسکادا در سامانه‌های

آبیاری است. به‌طور مثال، مشکل گرفتگی قطره‌چکان‌ها و توزیع غیریکنواخت آب، شکستگی یا ترکیدگی خطوط انتقال اصلی و نیمه‌اصلی، مشکلات گرفتگی فیلترهای شنی و دیسکی در سامانه‌های آبیاری بخشی از مشکلاتی است که در صورت پایش و کنترل عملکرد تجهیزات می‌تواند منجر به افزایش قابلیت اطمینان در بهره‌برداری سامانه آبیاری شود. در شکل ۸ یک سامانه آبیاری قطره‌ای تجهیز شده به سامانه اسکادا نشان داده شده است.



شکل ۸- سامانه آبیاری قطره‌ای تجهیز شده به سیستم اسکادا (لائوس)

Fig. 8- Drip irrigation system equipped with SCADA system (Laos)

قابلیت ارتقاء بازده سامانه و پایش بهنگام بهره‌وری سامانه

با کنترل و پایش مصارف آب و انرژی در یک سامانه آبیاری می‌توان انتظار ارتقاء بازده یک سامانه آبیاری و گرایش به یک سامانه آبیاری بهره‌ور را داشت.

سیستم‌های اسکادا با کاهش تلفات مرتبط با این دو عامل و استفاده بهینه از منابع می‌توانند به‌عنوان ابزاری کارآمد در سامانه آبیاری به‌کار روند. به‌طور نمونه، کنترل مستمر فشار کارکرد سامانه منجر خواهد شد به کارکرد پمپ در محدوده مجاز و کاهش تلفات انرژی در محل ایستگاه پمپاژ.

قابلیت کنترل از راه دور تجهیزات الکتریکی و مکانیکی سامانه

اسکادا قابلیت کنترل از راه دور تجهیزات الکتریکی و مکانیکی را به سامانه آبیاری اضافه خواهد کرد به نحوی که بهره‌بردار در شرایط خاص کارکرد سامانه مانند قطعی برق، اعمال آبیاری شبانه، از کارافتادگی یا کارکرد نامناسب پمپ و تجهیزات مرتبط با آن یا بروز رویدادهای غیرمترقبه، توانایی کنترل از راه دور تجهیزات الکتریکی و مکانیکی سامانه را خواهد داشت. در شکل ۹، نمونه‌ای از یک سامانه آبیاری بارانی تجهیز شده به اسکادا به منظور افزایش قابلیت‌های کنترل از راه دور تجهیزات الکتریکی و مکانیکی نشان داده شده است.



شکل ۹- سامانه آبیاری تجهیز شده به سامانه اسکادا (آبیک- قزوین)

Fig. 9- Irrigation system equipped with SCADA system (Abyek-Qazvin)

کاهش هزینه‌های اجرایی و بهره‌برداری

در طراحی خوب سامانه اسکادا، حذف بخش عمده‌ای از هزینه‌های کارگری مرتبط با عملیات بهره‌برداری سامانه، باعث صرفه‌جویی قابل توجهی در

هزینه‌های کارگری و سایر هزینه‌های مرتبط با آن (حمل و نقل، سوخت، تعمیرات و ...) می‌شود. در سامانه‌های آبیاری تجمیعی نیز به دلیل ایجاد سامانه آبیاری متمرکز، به‌جای چند سامانه آبیاری،

درک درستی از وضعیت کارکرد تجهیزات مختلف سامانه آبیاری خواهد داشت.

اسکادا در کنار مزایای متعددی که در سامانه به همراه دارد، در معرض چند مشکل و محدودیت عملکرد نیز هست. مهمترین مشکل آن است که هزینه سیستم تله‌متری و تله‌کنترلی مانند اسکادا، به‌ویژه هنگامی که تجهیزات آن مطابق استاندارد پیش بینی شده باشند، بالاست. هرچند در بسیاری موارد منافعی که از لحاظ صرفه‌جویی در انرژی، کارگر و بهره‌برداری بهتر به دست می‌آید این هزینه بالا را توجیه می‌کند. محدودیت دیگر این نوع سامانه‌ها خطر دسترسی غیرمجاز به نرم‌افزار کنترل آن است (خواه توسط انسان و خواه تغییرات نرم‌افزاری موجود در دستگاه کنترل). به عبارتی دیگر، امکان ورود بد افزار به نرم‌افزار مورد استفاده در سامانه یا امکان هدایت سامانه توسط افراد غیر مجاز (هکر) وجود دارد. محدودیت عمده دیگر سامانه‌های مذکور پروتکل‌های مخابراتی مرتبط با آن است. یعنی در برخی موارد به دلایل فنی یا امنیتی، امکان استفاده از پروتکل مخابراتی در منطقه‌ای خاص مقدور نیست. این پروتکل‌های مخابراتی زبان مورد استفاده برای دریافت و انتقال اطلاعات روی شبکه است. همچنین، این سامانه‌ها یا هر نوع سامانه اتوماسیونی دیگر، نیاز به افراد متخصص برای بهره‌برداری از سامانه دارد و به‌طور کلی هرچه سیستم پیچیده‌تر شود، نیاز به بهره‌برداران خبره‌تر نمود بیشتری پیدا می‌کند.

از سوی دیگر، با توجه به اینکه در این سیستم باید کلیه تغییرات به‌صورت پویا در بستر شبکه اعمال شود، لازم است سخت‌افزار و نرم‌افزار مربوط با قابلیت بالا طراحی شوند.

هزینه‌های اجرایی طرح کاهش قابل توجهی خواهد داشت.

قابلیت ثبت و گزارش‌گیری از سامانه

یکی از مشکلات سامانه‌های آبیاری مکانیزه، ثبت‌نشدن پارامترهای عملکردی آن است. با اجرای سامانه‌های اتوماسیونی، مانند اسکادا، می‌توان فرایند ثبت و گزارش‌گیری عملکرد را به قابلیت‌های بهره‌برداری سامانه آبیاری افزود. این امر کمک شایانی خواهد بود به پایش و شناخت مشکلات ناشی از عملکرد نیروی کارگری در بهره‌برداری از سامانه. بر این اساس، امکان حذف یا کاهش خطاهای انسانی ناشی از تعلل و تأخیر در برخی اقدامات بهره‌برداری وجود خواهد داشت. علاوه بر آن، به دلیل ثبت همه رویدادها و خطاهای اتفاق افتاده برای تجهیزات و تأسیسات همراه با ثبت زمان وقوع و علل آن می‌توان منشأ بروز خطا در دوره بهره‌برداری را با دقت بالاتری شناسایی کرد و به سخنی دیگر از این ابزار به دلیل فراهم آوردن امکان تسلط نرم‌افزاری و سخت‌افزاری بر کارکرد سامانه، می‌توان به‌عنوان ناظری قدرتمند استفاده کرد.

کاهش هزینه تعمیرات و اعمال روش‌های مهندسی

نگهداری و تعمیرات پیشگیرانه

به دلیل نظارت مستمر اسکادا بر فرآیندهای تأثیرگذار در سامانه آبیاری، بهره‌بردار توانایی اعمال تعمیرات پیشگیرانه را پیش از بروز خرابی در سامانه آبیاری خواهد داشت. این امر به ویژه در زمان‌های پیک کاری سامانه بسیار مهم و تأثیرگذار است. به‌طور مثال، سیستم اسکادا با پایش مستمر شاخص‌های عملکردی پمپ (آمپر، دمای پمپ، فشار کارکرد، سطح استاتیک چاه یا استخر، توان راکتیو مصرفی)، تحلیل مناسبی از وضعیت کارکرد پمپ به بهره‌بردار ارائه خواهد داد و بر اساس آن بهره‌بردار

نتیجه‌گیری

آبیاری تجمیعی در کنار استفاده از قابلیت‌های سامانه‌های کنترلی (مانند اسکادا) مد نظر قرار گیرد و دستور العمل‌های فنی متناسب با آن نیز مانند سایر بخش‌ها (صنعت، تاسیسات آب و فاضلاب و ...) تدوین گردد. در این تحقیق سعی بر آن بوده تا برخی قابلیت‌ها و محدودیت‌های اجرایی سامانه‌های تله‌متری و اسکادا صرفاً از دیدگاه کارشناسی بررسی و تحلیل شوند. با این همه، نکته مهم آن است که در انتخاب روش آبیاری مناسب باید بیش از پیش به عوامل محیطی مانند موضوع‌های اجتماعی، محدودیت‌های مخابراتی، مشکلات تأمین نهاده‌ها و ماشین‌آلات، مباحث بهره‌برداری و وجود نیروی متخصص نیز توجه کرد. این عوامل در برخی مناطق چه بسا باعث محدودیت‌ها و یا الزاماتی در اجرای روش اتوماسیونی شود.

با توسعه روزافزون اجرای سامانه‌های آبیاری تحت فشار در سطح کشور، در برخی از اراضی اجرای سامانه‌های اتوماسیونی امری ضرور است. بر این اساس لازم است در برخی موارد نحوه مدیریت سامانه از روش مکانیزه به روش اتوماسیونی گرایش داشته باشد و در بهره‌برداری از آن تمهیداتی برای اجرای سامانه‌های ابزار دقیق پیش‌بینی شود. سیستم خودکار این امکان را فراهم می‌آورد که بتوان بهره‌برداری برنامه‌پذیر، انعطاف‌پذیر و سازگار را طرح‌ریزی کرد. از منظر مدیریتی و سیاست‌گذاری اجرای سامانه‌های آبیاری تحت فشار به نظر می‌رسد با توجه به پاره‌ای دشواری‌ها از جمله محدودیت‌های مالی، بالابودن هزینه‌های اجرایی و وجود اراضی خرده مالکی، نیاز خواهد بود اجرای سامانه‌های

مراجع

- Andrew, P.S. (1991). *Decision support systems engineering*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Boman, B., Smith, S. & Tullos, B. (2002). *Control and Automation in Citrus Micro irrigation Systems*. Florida Cooperative Extension Service.
- Campos, G. S., Rocha, N., Gondim, Coelho da Silva, T. & Gomes, R. (2020). An Internet of Things Framework for Smart Irrigation. *Sensors*. 20(1):190. <https://doi.org/10.3390/s20010190>.
- Chee-Mun, O. (1997). *Dynamic Simulation of Electric Machinery: Using MATLAB/ SIMULINK*. Prentice Hall, 560 P.
- Elaydi, H. (2017). An Automated Irrigation System for Greenhouses. *American Journal of Electrical and Electronic Engineering*, 5(2), 48-57.
- Fernández García, I., Lecina, S., Ruiz-Sánchez, M.C., Vera, J., Conejero, W., Conesa, M.R., Domínguez, A., Pardo, J.J., Lélis, B.C. & Montesinos, P. (2020). Trends and Challenges in Irrigation Scheduling in the Semi-Arid Area of Spain. *Water*, 12, 785.
- Fernández-Pacheco, D. G., Molina-Martínez, J. M., Jiménez, M. & Pagán, F. J. (2014). SCADA Platform for Regulated Deficit Irrigation Management of Almond Trees. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140 (5), 12-32.
- Ministry of Agriculture Jihad. (2017). *Executive instructions for the development plan of new irrigation systems*, 33 p. (In Persian)
- Parhizgar, A., Salakhpour, M. & Moustofizadeh, N. (2007). *Application System Automatic control In Design of Pressured Irrigation Network. The first workshop on automation pressured irrigation systems*, Karaj, Iran. (In Persian)

- Qanatian, H., Zaraei, G. & Gorji, A. (2007). *Automation of pressurized irrigation systems. The first technical workshop for automation of pressurized irrigation systems. The first workshop on automation pressured irrigation systems*, Karaj, Iran. (In Persian)
- Rahimi, A. & Naderi, Z. (2010). *Investigation and comparison of energy consumption optimization in the control of pumping stations using automation system and classic start-up methods. Third National Conference on Irrigation and Drainage Networks Management*, Ahvaz, Iran. (In Persian)
- Silvester, S., Rai, R., Yadav, M., Bopshetty, S. & Sagar, P. (2017). Controlling of Drip Irrigation Methodologies. *International Journal of Advanced Research in Computer Engineering & Technology*, 6(1),83-89.
- Solé-Torres, C., Duran-Ros, M., Arbat, G., Pujol, J., Ramírez, F., Cartagena, d. & Puig-Bargués, J. (2019). Assessment of Field Water Uniformity Distribution in a Micro irrigation System Using a SCADA System. *Water*, 11(7), 1-14.
- Sungur, C., Çalışır, S. & Kaya, E. (2016). Developing an Automation System for Improving the Energy Efficiency of Constant Pressure Irrigation Pumps. *Journal of Irrigation and Drainage*, 142 (11), 1-15.
- Uoussef Gomrokchi, A. & Parvaresh Rizi, A. (2017). A Review of the Operation Automatic Pressurized Irrigation System. *Journal of Water Management in Agriculture*, 4 (1), 9-20. (In Persian)
- Zapata, J. C., Burgos, D. P., Arteaga, C., Canales, A.R. & Martínez, J. M. (2020). Adaptation of a Traditional Irrigation System of Micro-Plots to Smart Agri Development: A Case Study in Murcia (Spain). *Agronomy*, 10, 1365; doi:10.3390/agronomy10091365.

An overview of the Capabilities of Telemetry and SCADA Systems in Pressurized Irrigation Systems

A. Uossef Gomrokchi* and A. Haghayeghi

* Corresponding Author: Assistant Professor, Agricultural Engineering Research Department, Qazvin Agricultural and Natural Resources Research and Education Center, AREEO, Qazvin, Iran. E-mail: a.gomrokchi@areeo.ac.ir
Received: 13 February 2021, Accepted: 5 April 2022

Extended Abstract

Introduction

Today, due to the increasing development of mechanized irrigation systems in the Iran, in some cases, this type of systems do not meet the demands of users because of technical and social reason. Therefore, the need to develop such systems with higher flexibility along with changing the attitudes of the users of mechanized irrigation systems are more obvious than ever. In this regard, using the capabilities of automated systems and applying control processes, along with the implementation of pressurized irrigation systems is essential. Among the automation systems used in pressurized irrigation systems, SCADA systems, as they have a variety of software and hardware structures, can be used as a suitable tool to increase flexibility, timely monitoring and productive management of a system. Irrigation should be proposed in such a way that it is efficient in a wide range of different operating conditions of the irrigation system and leads to the improvement of the operational capabilities of an irrigation system. The capability and efficiency of these systems with the development of integrated irrigation systems and operating requirements related to this type of systems, is more evident today. The present promotional article aims to investigate the capabilities, advantages and limitations of telemetry and SCADA systems in pressurized irrigation systems so that experts, operators, farmers and promoters are aware of some of the effective capabilities of this type of systems and make decisions based on a comprehensive understanding.

Methodology

One of the most important goals of implementing intelligent irrigation systems is to improve the ability to manage irrigation water optimally at the farm or garden level. Intelligent irrigation systems generally collect sensor information and manage irrigation based on user-defined commands. In other words, intelligent irrigation systems can determine the time and amount of irrigation at defined times or at their own discretion (based on environmental information they obtain from various sensors). Based on their software and hardware capabilities, these systems can affect different time, place, plant growth period, quantitative and qualitative changes of water resources and energy consumption in the irrigation management process. Establish other necessary connections between different equipment's of irrigation units, including wells, pumping stations and central control station. Automation of intelligent irrigation systems is one of the most important tools that can improve the operational capabilities of an intelligent system. In automated systems with the installation of control and communication equipment, agricultural or horticultural parameters along with hydraulic network information and meteorological parameters are instantly monitored and software set based on control algorithms and timely information, orders appropriate to the current interest situation. Export's system removal.

Automation mechanized irrigation systems in three main steps including plant water requirement and the timing of irrigation, automation pipeline distribution network to control and automate the flow of water pumping and filtration stations, can improve productivity and increase a mechanized irrigation system. Its flexibility can be exploited under variable conditions. It is important to note that automated systems not only open or close valves, but also the ability to comprehensively control an irrigation system such as energy management, pump operation control, registration of operation information and data, fertilizer injection operation and filter washing. Will also have. In advanced automated systems, direct field data such as flow rate, pressure, wind speed, soil moisture, and phenological growth indices are also collected and recorded. In addition, capabilities such as defining the water supply system in integrated pressure irrigation networks, the ability to automatically troubleshoot the system, applying variable rate irrigation at the land level, etc. can be implemented from the implementation of an irrigation system.

Results and Discussion

Variable pressure operation of the irrigation system according to cropping patterns, changes in water demand, temperature and precipitation in different years of operation, the area of land in operation, changes in water demand during the growing season, the mismatch between the hours of irrigation cultures, different number of sprinklers activated is part of the technical problems in the operation of mechanized irrigation systems. In most irrigation systems, the control of system performance in these conditions is manual and non-continuous. The inflexibility of the system in the changing operating conditions will reduce the efficiency of the system, increase water and energy losses, increase damage to equipment and reduce their useful life. In this regard, any process that leads to the adaptation of the operating conditions of the system to environmental factors, will increase the efficiency of the system and reduce water and energy losses during the operation period. An automated system makes it possible to plan a programmable, flexible, and compatible operation that is very close to optimal operation.

Conclusions

With the increasing development of pressurized irrigation systems in the country, in some lands, the need to implement automation systems is essential. Therefore, it is necessary in some cases, such as the implementation of integrated irrigation systems, irrigation systems in large areas or the existence of some technical limitations for the operation of the system, such as wind problems, low quality irrigation water or slope Lands, there is a need for more flexibility in the operating conditions of the system. Accordingly, in some cases, it is necessary to manage the system from the mechanized method to the automated method, and in its operation, arrangements should be made for the implementation of instrumentation systems. An automated system makes it possible to plan a programmable, flexible and adaptable operation. Therefore, from the managerial point of view, the implementation of irrigation systems seems to be under pressure. The capabilities of control systems (such as SCADA) should be considered and appropriate technical instructions should be developed as in other sectors (industry, water and wastewater facilities, etc.). In this research, an attempt has been made to examine and analyze some capabilities and limitations of telemetry and SCADA systems only from an expert point of view. However, it is important to note that in choosing a suitable irrigation method, more attention should be paid to other environmental factors such as social issues, telecommunication constraints, problems in supplying inputs and machinery, exploitation issues and the presence of

specialized personnel. These factors may in some areas cause limitations or requirements in the implementation of an automation method.

Key words: Automation, Instrumentation, Monitoring system, Water consumption.

Irrigation and Drainage Structures Engineering Research

(Agricultural Engineering Research)

Vol. 21 No. 81 2021

Published by: Agricultural Engineering Research Institute (AERI)

Executive Director: H. Dehghani-sanij, Associate Professor

Editor in Chief: N. Abbasi, Professor

Editorial Board:

F. Abbasi	Professor, Agricultural Engineering Research Institute
N. Abbasi	Professor, Agricultural Engineering Research Institute
N. Heydari	Associate Professor, Agricultural Engineering Research Institute
A. Kiani	Professor, Golestan Agricultural and Natural Resources Research and Education Center
S. Koochakzadeh	Professor, University of Tehran
M. J. Monem	Associate Professor, Tarbiat Modares University
A. Nasser	Associate Professor, Agricultural Engineering Research Institute
M. H. Omid	Professor, University of Tehran
A. Parvaresh Rizi	Associate Professor, University of Tehran
H. Rahimi	Professor, University of Tehran
M. Shafai-Bejestan	Professor, Shahid Chamran University of Ahvaz

International Editorial

Board:

H. Rahimi	Professor, Geotechnical Group Leader, Geotechnical Services, Civil Section, ESI Maintenance Directorate, Sydney Trains, (A retired professor at the University of Tehran)
M. A. Sharifi	Professor, International Institute for Geo-Information Science and Earth Observation (ITC), University of Twente Enschede, Netherlands
A. Torabi Haghighi	Professor, Leader of Hydrosystems Engineering & Management research group at Water, Energy, and Environmental Research unit in University of Oulu, Finland

Text Editor: M. R. Dahi

English Editor: M. R. Dahi

Coordinating Manager: A. Uossef -Gomrokchi

Typesetting & Layout: S. Vatandoust

Reviewers:

- F. Abbasi	- A. A. Kaman-Bedast	- S. Nikmehr	- A. Sharif-Nezhad
- N. Abbasi	- H. Khalili-Shayan	- A. Parvaresh-Rizi	- J. Soltani
- E. Amiri-Tokaldani	- N. Khayat	- A. Samadi	- S. Soltani
- M. Esmaili-Varaki	- H. Khazime-Nezhad	- M. Saneie	- H. Younesi
- D. Farsadzadeh	- B. Lashkar_Ara	- M. A. Shahrokhnia	- A. Yousof-Gomrokchi
- H. Hamidifar	- M. Moayeri		

AERI Site: www.aeri.ir

Journal Site: <http://idser.areeo.ac.ir>

E-mail: aridsej@areeo.ac.ir



Ministry of Jihad - e - Agriculture
Agricultural Research, Education and Extension Organization
Agricultural Engineering Research Institute (AERI)

Irrigation and Drainage Structures Engineering Research ***(Agricultural Engineering Research)***

Vol. 21, No. 81, Winter 2021

ISSN: 2476-4000

Contents

Development of the Optimal Design Model of Water Transmission Pipeline Using Genetic Algorithm (Case Study: Conveyance Line of Outside of River Bed Biston Dam) R. Ghobadian, S. Heshmati and S.E. Fatemi.....	1
Temporal Variation of Local Scour at Complex Rectangular Pier R. Mohammadpour, A. Taghi shahbazi, T. sabzvari and M. Karami moghadam.....	25
Flow Measurement in Trapezoidal Canals Using Prismatic Piers E. Valizadegan and S. Abbasi.....	47
Experimental Analysis of Viscoelastic Transmission Pipe System Under Transient Flow I. Rezapour, M. Shafai Bajestan and B. Aminnejad.....	67
Numerical Simulation and Geometric Optimization of the Stepped Spillway of Jare Dam Using a Multi Objective Genetic Algorithm M.H. Fattahi and A. Sinaee.....	83
Laboratory Study of Effect of Hydraulic Parameters on Sediment Transport Capacity in a Compound Channel with Lateral Floodplain Slope A. Arab, H. Shafaei and K. Esmaili.....	101
Investigations and Comparison of The Ways to Prevent Saline Water Advancement in Zones with Shallow Water Table H. Rabbaniha, A. M. Liaghat and M. Soltani.....	121
An overview of the Capabilities of Telemetry and SCADA Systems in Pressurized Irrigation Systems A. Uossef Gomrokchi and A. Haghayeghi.....	139