

تأثیر آرایش کارگزاری واحد های شش پایه بر پستی و بلندی بستر اطراف تکیه گاه دوزنقه‌ای

مسیح ذوالقدر^{۱*}، محمود شفاعی بجستان^۲

چکیده

آمار های موجود نشان دهنده‌ی سهم عمده‌ی آبشستگی تکیه‌گاه در تخریب پل‌ها می باشد؛ لذا، حفاظت پل‌ها در مقابل آبشستگی از اهمیت خاصی برخوردار است. روش‌های پوششی، نظیر سنگ چین کاربرد گسترده‌ای را در حفاظت پل‌ها دارند. در مناطقی که تامین سنگ پرهزینه باشد، از بلوک های بتنی و یا مواد مشابه استفاده می‌شود. در این مطالعه، برای اولین بار، کاربرد واحدهای بتنی شش‌پایه در ارتباط با آبشستگی تکیه‌گاه‌ها در آزمایشگاه مورد مطالعه قرار گرفته است. کارگزاری واحدهای شش‌پایه در تراکم‌های باز، متوسط و متراکم، و همچنین در اعماق زیر بستر، روی بستر و حالت میانی در اطراف تکیه‌گاه دوزنقه‌ای، انجام شده است. به طور کلی، نتایج نشان دهنده‌ی تأثیر قابل ملاحظه‌ی کارگزاری واحد شش‌پایه در مهار کردن آبشستگی تکیه‌گاه پل در شرایط مختلف جریان می باشند، به طوری که می‌توانند تا ۱۰۰ درصد عمق آبشستگی دماغه تکیه‌گاه را کاهش دهند. همچنین، نتایج نشان می‌دهند که حداکثر کاهش عمق آبشستگی دماغه‌ی تکیه‌گاه در آرایش کارگزاری واحدها روی بستر، و با تراکم حداکثر می باشد. در این حالت، واحدها علاوه بر حفاظت تکیه‌گاه از طریق ایجاد پوشش، منجر به دور کردن آبشستگی از دماغه تکیه‌گاه، به سمت مرکز نهر می‌گردند.

واژه های کلیدی: آبشستگی، تکیه‌گاه دوزنقه‌ای، واحد های شش پایه، تراکم کارگزاری، رقوم کارگزاری

^۱استادیار (مسئول مکاتبات)، گروه مهندسی آب، دانشگاه جهرم، جهرم، ایران و دانش آموخته دکتری سازه های آبی، دانشگاه شهید چمران اهواز

شماره تماس: ۰۹۱۷۷۱۷۷۳۸۷ Email: zolghadr.masih@jahromu.ac.ir

^۲استاد گروه سازه های آبی، دانشکده مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز

مقدمه

می یابد؛ نتیجه آن، ایجاد شیب فشار رو به پائین است که جریان رو به پائین را به وجود می آورد. این جریان روبه پائین پس از برخورد با بستر باعث از جا کندن ذرات می شود، ضمن اینکه گرداب عمودی رو به پائین پس از برخورد به بستر به سمت بالا برگشته، با مولفه اصلی جریان تداخل کرده و گرداب حلزونی شکلی را اطراف تکیه‌گاه تشکیل می‌دهد، که ذرات رسوبی بلند شده، درون این گرداب افتاده به پائین دست منتقل می‌شوند. با عمیق شدن حفره، و اضافه شدن حجم آب داخل آن، این گرداب ضعیف گردیده و از تنشهای وارد به کف کاسته می‌شود؛ بنابراین، جریان رو به پائین و گرداب حلزونی شکل عوامل اصلی آبشستگی می‌باشند. گرداب های برخاستگی نیز ناشی از جدائی جریان از مرزهای جامد تکیه گاه می‌باشند، که در پائین دست آن رخ می‌دهند. این گردابها به وسیلهی جریان اصلی به سمت پائین دست رانده شده، و علاوه بر ایجاد مکش بر ذرات بستر، موجب انتقال ذرات بلند شده به وسیله گرداب اصلی و جریان رو به پائین خواهند بود.

در روش های پوششی که موضوع اصلی این تحقیق است، یک مانع صلب، که عموماً قطعات سنگین وزنی بوده تا به سادگی به وسیلهی جریان آب جابه‌جا نگردند، در مقابل تکیه گاه، یا پایه، کارگزاری می‌شوند. مثل کارگزاری سنگ چین، توری سنگ، قطعات بتنی، ژئوبگ و غیره، که به وسیلهی پژوهشگرانی پرشماری مورد بررسی قرار گرفته و نتایج آنها عموماً تعیین اندازه قطعات، گستردگی پوشش و دیگر ویژگی های هندسی آن می‌باشند (اتما، ونگ، ۱۹۸۲؛ دانگل، ۱۹۹۴؛ ملویل و همکاران، ۲۰۰۶؛ اداره راه فدرال، ؛ تفرج نوروز و همکاران، ؛ منصوری هفشجانی و شفافی بجزستان، ۲۰۱۱ و ۲۰۱۳). در مناطقی که تهیهی قطعات سنگی مورد نیاز پر هزینه باشد، می‌توان از قطعات بتنی استفاده کرد. یکی از قطعات بتنی که در سال‌های اخیر در سازه‌های دریائی مورد استفاده قرار گرفته است واحدهای شش‌پایه با نام تجاری a-jacks می‌باشد. هر یک از این واحدها از دو قطعه بتن T شکل، که در وسط به هم متصل هستند، تشکیل شده که در نتیجه دارای شش پایه می‌باشد (شکل ۲). ابعاد این واحد ها یک دوازدهم

آبشستگی یک پدیده طبیعی ناشی از توان فرسایشی جریان در بسترهای آبرفتی است که با جابه‌جایی ذرات صورت می‌پذیرد (باربهویا و دی، ۲۰۰۴) ویرانی بسیاری از پل ها در ایران، و سراسر جهان، ناشی از آبشستگی در پایه و تکیه گاه آنها می‌باشد. از ۳۸۳ پل که در امریکا تخریب شده اند، علل تخریب در حدود ۲۷۶ مورد (۷۲ درصد) مربوط به آبشستگی تکیه گاه بوده است (آنانداله، ۲۰۰۶). این آمار، که نشان دهندهی سهم آبشستگی در تخریب پل ها می‌باشند، ضرورت مطالعه را در مورد پیش بینی آبشستگی، و روش های محافظت پل را در برابر آن، آشکار می‌سازد. به منظور حفاظت پایه ها و تکیه‌گاههای پل در مقابل آبشستگی، دو دسته روش های اصلاح جریان^۳ و روش های پوششی^۴ وجود دارد (سیمارو و همکاران، ۲۰۱۲). در روش های اصلاح الگوی جریان، عوامل اصلی آبشستگی که شامل جریان رو به پائین و گرداب اصلی می‌باشند، تضعیف شده، و یا از محدودهی سازه دور می‌گردند. استفاده از طوقه، سرریزهای مستغرق، دیوارهای موازی، آبشکن های محافظ، صفحات مستغرق، واحد های زبری و ایجاد شکاف از جمله روش‌های اصلاح الگوی جریان به شمار می‌روند که به وسیله ی پژوهشگران متعددی مورد بررسی قرار گرفته اند، از جمله (شجاعی و همکاران، ۲۰۱۲؛ خادمی و شفافی بجزستان، ۲۰۱۴؛ خزیمه نژاد و همکاران، ۲۰۱۴؛ رادیس و لاوا، ۲۰۱۲؛ رادیس و داوری، ۲۰۱۴). الگوی جریان در مجاورت تکیه‌گاه‌ها به وسیلهی لو و همکاران (۱۹۶۱) و ونگ (۱۹۸۲) و کاون (۱۹۸۸) مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل ۱ الگوی جریان در اطراف تکیه گاه نشان داده شده است. همان طور که دیده می‌شود، ساختار جریان شامل موج های غلتان سطحی^۵، جریان رو به پائین^۶، گرداب اصلی^۷ و گرداب برخاستگی^۸ می‌باشد. گرداب اصلی مشابه گرداب نعل اسبی است که در آبشستگی پایه ها اتفاق می‌افتد. جریان رو به پائین نتیجه برخورد جریان اصلی به تکیه گاه می‌باشد. در این حالت فشار سکون^۹ در نزدیکی سطح آب که میزان کاهش سرعت بیشتر است، حداکثر بوده و به سمت پائین کاهش

⁷ principle Vortex

⁸ wake vortex

⁹ stagnation pressure

³ flow altering countermeasures

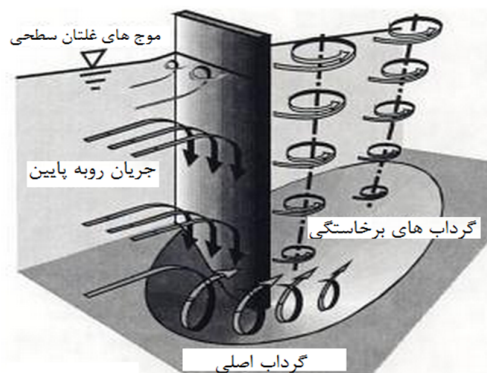
⁴ armoring countermeasures

⁵ surface Roller

⁶ down Flow

کروالیس یک گروه آزمایشات در مورد واحد های شش پایه، که به عنوان موج شکن در حالت مستغرق مورد استفاده قرار می گیرند، به منظور تعیین ضرایب انتقال موج ترتیب داد (کروالیس، ۱۹۹۶). در سال ۱۹۹۹ سه مطالعه همزمان در دانشگاه اورگن در رابطه با قطعات شش پایه صورت پذیرفت. پایداری قطعات شش پایه در برابر انواع موجها در حالتی که بروی موج شکن سنگی قرار گرفته اند به وسیله ی لبارون (۱۹۹۹) مورد بررسی قرار گرفت. در پژوهشی دیگر، نیروی های وارده از طرف موج بر قطعات شش پایه به صورت فیزیکی و عددی شبیه سازی شدند (وایز، ۱۹۹۹). ضرایب خیز، افت، و انعکاس موج برای قطعات شش پایه با کاربرد روشی آزمایشگاهی نیز در یک مطالعه ی دیگر تعیین گردیدند (ریپکی، ۱۹۹۹). در همین سال یک مطالعه سازه ای در مورد قطعات شش پایه جهت بررسی پیش آنها تحت فشارهای ثابت قائم انجام پذیرفت (مایکل، ۱۹۹۹) و در سال بعد مطالعه ای جهت بررسی تنش های پویا و ثابت درون قطعات بتنی واحد های شش پایه در همان دانشگاه انجام شد (لاتا، ۲۰۰۰). از جمله دیگر مطالعات هیدرولیکی، که در مورد قطعات بتنی شش پایه صورت گرفته اند می توان به گزارش دو مرحله ای ارائه شده به اداره ی حفاظت آب و خاک آمریکا به وسیله ی آزمایشگاه هیدرولیک مانلی در سال های ۲۰۰۳ و ۲۰۰۹ اشاره نمود، که به ترتیب به منظور مقایسه واحدهای شش پایه با سایر انواع موج شکن با کاربرد روش آزمایشگاهی و اصلاح ابعاد قطعه شش پایه با هدف بهبود کارکرد آن به عنوان موج شکن ارائه گردیده اند (آزمایشگاه هیدرولیک مانلی، ۲۰۰۳). تنها گزارشی که در زمینه کاربرد این واحدها را در مهار کردن آبشستگی منتشر شده است نتایج آزمایش هائی است که به وسیله ی تورنتون و همکاران (۱۹۹۹، الف وب) برای پایه ی پل در بستر ماسه ای انجام شده، و میزان کاهش عمق آبشستگی را با کاربرد واحدهای شش پایه ۷۰ تا ۹۵ درصد گزارش داده و توصیه کردند که این واحدها باید به همراه صافی ژئوتکستایل، و یا قرارگیری قطعات سنگ بین آنها استفاده شود (تورنتون و همکاران، ۱۹۹۹، الف و ب).

با توجه به مزایای واحدهای شش پایه، و با در نظر گرفتن اینکه تا کنون مطالعات در زمینه ی کاربرد این واحدها بسیار محدود، و در خصوص تکیه گاه پل نیز گزارشی منتشر نشده است، این بررسی صورت گرفته است.



شکل ۱- ساختار جریان در اطراف تکیه گاه های کوتاه (ملویل و کلمن ۲۰۰۰).



شکل ۲- نمایی از واحد شش پایه قبل و بعد از اتصال دو قطعه.

کوچکترین اندازه اصلی، و به اندازه ۵ سانتی متر (فاصله دو سر واحد) در نظر گرفته شده است.

این واحدها به عنوان مهار کننده فرسایش پنجه ی ساحل رودخانه ها نیز توصیه شده اند (تورنتون و همکاران، ۲۰۰۱). قرارگیری این واحدها بر روی بستر رود باعث استهلاک کارمایه جنبشی جریان و افزایش مقاومت در برابر نیروهای فرسایشی می گردد. این واحدها یا به صورت درهم، و یا به صورت یکنواخت کنار هم قرار گرفته و از طرفین با واحدهای کناری خود قفل می شوند، در نتیجه به صورت یکپارچه عمل می کنند. واحدهای شش پایه با جلوگیری از ایجاد چاله ی فرسایشی گرداب اصلی را حذف یا تضعیف می کنند. این واحدها ضمن ایجاد پوشش و افزایش ضریب مانینگ، امکان رشد پوشش گیاهی را در میان پایه ها فراهم آورده و به حفظ طبیعی ساحل رودخانه نیز کمک می کنند. در مورد واحدهای شش پایه مطالعات اندکی از دیدگاه سازه ای و هیدرولیکی انجام شده اند که مطالعات هیدرولیکی عموماً به کاربرد آنها در حفاظت سواحل دریاها به عنوان موج شکن، و تا حدودی به حفاظت کناره ی رودخانه ها و پایه های پل پرداخته شده است.

در این مطالعه تراکم قرارگیری واحد ها، و نیز عمق کارگزاری آنها مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفته است.

مواد و روش‌ها

به منظور ارزیابی کارکرد قطعه‌ی شش پایه در مهار کردن آبشستگی تکیه گاه پل، آزمایش هایی در نهرپایه دار تحقیقاتی دانشکده‌ی مهندسی علوم آب دانشگاه شهید چمران برپا گردیدند. آزمایش ها در نهرپایه داری از پوشش پلاکسی گلس، به طول ۱۰ متر، عرض ۱ متر، عمق ۰/۶ متر، و شیب کف افقی انجام گرفته اند. در ابتدای نهرپایه دار یک صفحه‌ی مشبک جهت آرام کردن جریان و جلوگیری از ایجاد امواج ناشی از نوسان های تلمبه تعبیه شد. در فاصله‌ی ۴ متری از ابتدای نهرپایه دار یک جعبه‌ی رسوبی به عرض ۷۰ و طول ۱۸۰ سانتی متر تعبیه شده. فاصله جعبه‌ی رسوبی از ابتدای نهرپایه دار جهت اطمینان از ایجاد جریان توسعه یافته در نظر گرفته شده است. درون جعبه‌ی رسوبی، ته نشست های ماسه ای یکنواخت با اندازه‌ی متوسط ۰/۶۳ میلی متر تراز گردیده اند؛ در انتهای نهرپایه دار نیز یک سرریز لبه تیز مستطیلی جهت تنظیم سطح آب در نهرپایه‌دار قرار دارد. قبل از ورود آب به مخزن یک سرریز مثلثی جهت تنظیم بده نصب شده است. آب از مخزن به وسیله‌ی یک تلمبه گریز از مرکز با بده حداکثر ۱۰۰ لیتر بر ثانیه به نهرپایه دار تلمبه می گردد. شکل ۳ نشان دهنده‌ی نهرپایه دار و اجزاء آن می باشد.

عمق جریان در تمام آزمایش‌ها ۱۲ سانتی متر بود؛ با افزایش بده تعداد چهار عدد فرود مختلف مورد آزمایش قرار گرفتند. تکیه گاه از جنس آهن گالوانیزه با ضخامت ۰/۴ میلی متر از نوع ذوزنقه ای (با دیوار بالی شکل) با زاویه ۴۵ درجه می باشد که قاعده‌ی بزرگ آن (چسبیده به دیوار نهرپایه دار) ۴۵ سانتی متر و قاعده‌ی کوچک آن ۱۵ سانتی متر است، و در فاصله ۷۱ سانتی متری ابتدای جعبه‌ی رسوبی نصب شده است. طبق طبقه بندی ملویل، تکیه گاه مورد آزمایش جزء تکیه گاههایی از نوع متوسط قرار می گیرد، که در یک تکیه گاه متوسط نیز عمق آبشستگی به طور همزمان تابعی از طول تکیه گاه و عمق جریان است (ملویل، ۱۹۹۲). جدول ۱ مشخصات این آزمایش ها را نشان می دهد. کلیه‌ی آزمایش ها در شرایط

آب زلال انجام شده ($u/u_c < 1$) که u سرعت متوسط جریان و u_c سرعت بحرانی، یا سرعت جریان لازم برای بلند کردن ذرات از بستر می باشد) و وضعیت جریان متلاطم و زیربحرانی بوده است. فراسنج های اندازه گیری شده در هر آزمایش شامل بده جریان، عمق جریان، و پستی و بلندی بستر بوده که به ترتیب به وسیله سرریز مثلثی، سطح سنج^۱ و متر لیزری مورد اندازه گیری قرار گرفته اند.

معمولاً برای بررسی عمق آبشستگی و ارائه‌ی روابطی برای پیش بینی آن باید مدت زمان هر آزمایش برابر زمان تعادل، و یا مدت زمانی که در آن عمق آبشستگی تغییرات اندکی را پس از مدت زمانی مشخص داشته باشد، که این زمان بین دو ساعت (بوزیکوس و عثمان، ۲۰۰۴) تا ۹۶ ساعت (کوتیاری و همکاران، ۱۹۹۲) ذکر شده است. از آنجا که هدف این تحقیق بررسی عمق آبشستگی در گزینه‌های مختلف است و نه ایجاد رابطه ای برای پیش بینی عمق آبشستگی، مدت زمان مورد نیاز آزمایش تعیین گردید. بدین منظور که ابتدا آزمایش های ۱۲ ساعته در اعداد فرود مختلف انجام شده و تغییرات درصد عمق نهایی آبشستگی در مقابل زمان ترسیم شده اند (شکل ۴). سپس مدت زمانی که بیش از ۹۰ درصد آبشستگی ۱۲ ساعته اتفاق افتاده بود را به عنوان زمان آزمایش‌ها تعیین گردید که برابر با چهار ساعت به دست آمد.

آزمایش‌های شاهد (برجستگی حضور قطعات شش پایه)

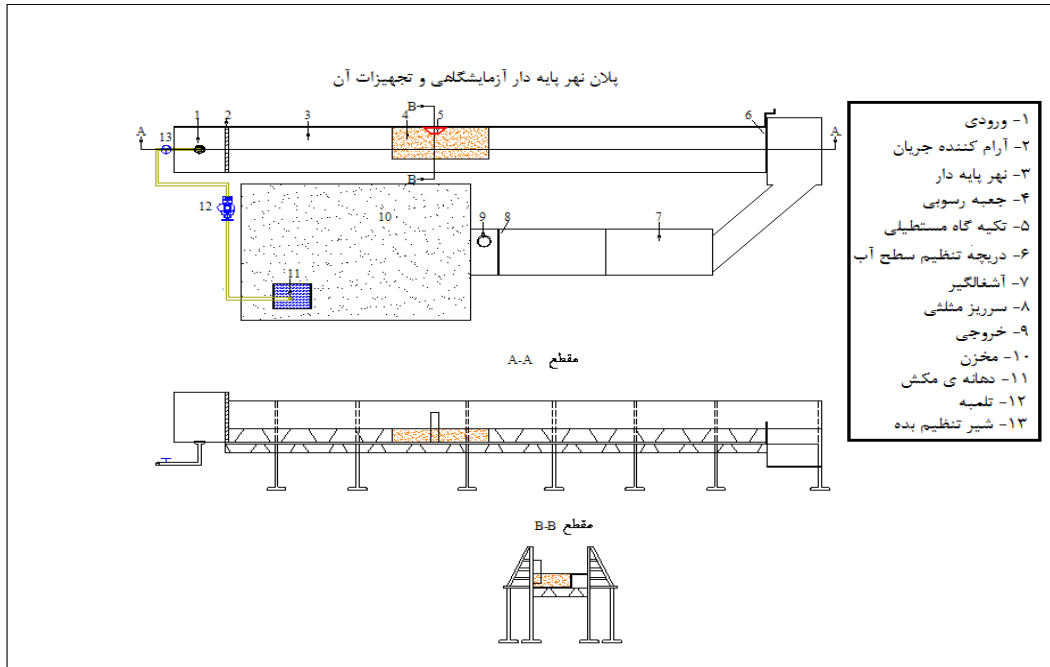
آزمایش های شاهد با کارگزاری تکیه گاه، ببرجستگی حضور قطعات شش پایه در چهار عدد فرود مختلف طبق جدول ۱ انجام گردید. قبل از انجام هر آزمایش بستر به وسیله‌ی ماله و قوطی فلزی کاملاً تسطیح گردید و سپس با متر لیزری تنظیم شده است. پس از اتمام آزمایش نیز پستی و بلندی بستر با متر لیزری در شبکه‌ی ۳ در ۳ سانتی متر برداشت گردیده است. البته به تناسب پستی بلندی بستر شبکه برداشت در محل های مورد نیاز متراکم تر شده است.

تراکم و رقوم مختلف کارگزاری قطعه شش پایه

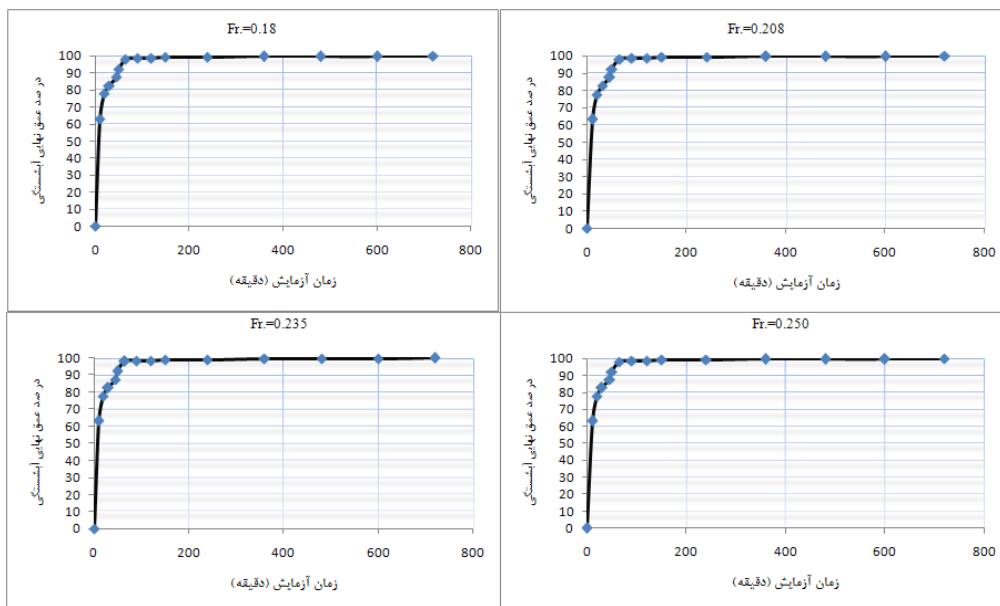
به منظور بررسی تأثیر رقوم کارگزاری واحدهای شش پایه در مهار کردن آبشستگی اطراف تکیه گاه کارگزاری واحدها در سه عمق مختلف روی بستر (D₁)، زیر جدول

۱- ویژگی های آزمایش های انجام شده.

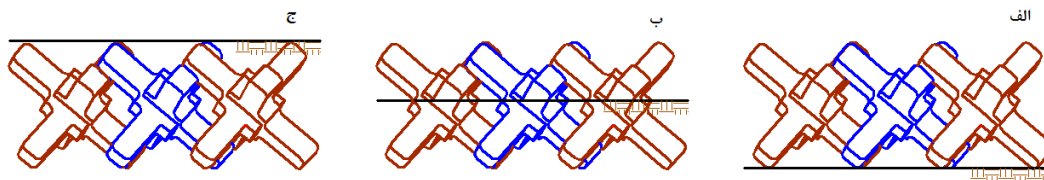
آزمایش	بده (L/s)	عمق جریان (cm)	عدد فرود	سرعت جریان (cm/s)	سرعت/سرعت بحرانی
۱	۲۳/۴	۱۲	۰/۱۷۹	۱۹/۵	۰/۶۵
۲	۲۷	۱۲	۰/۲۰۸	۲۲/۵	۰/۷۵
۳	۳۰/۶	۱۲	۰/۲۳۵	۲۵/۵	۰/۸۵
۴	۳۲/۴	۱۲	۰/۲۵۰	۲۷	۰/۹۰



شکل ۳- نهر پایه دار آزمایشگاهی و تجهیزات آن.



شکل ۴- تغییرات عمق آشفستگی به صورت درصدی از عمق نهایی آن نسبت به زمان.



شکل ۵- رقوم مختلف کارگزاری قطعات شش پایه: الف) روی بستر D₁، ب) عمق میانی D₃ ج) زیر بستر D₂

حفره‌ی آبشستگی اطراف تکیه گاه افزایش یافت. همچنین، در کلیه‌ی حالات، حداکثر عمق آبشستگی در نزدیکی گوشه‌ی بالادست تکیه گاه رخ داده است؛ بنابراین، همین نقطه به عنوان مبنای اندازه گیری حداکثر عمق آبشستگی در نظر گرفته شده است. عمق آبشستگی در انتهای آزمایش های شاهد اول تا چهارم به ترتیب ۲۴ و ۳۵ و ۵۰ و ۷۸ میلی متر بوده است. جدول ۲ خلاصه‌ی نتایج آزمایش های ارزیابی را نشان می دهد. با توجه به داده های این جدول، عمق آبشستگی حداکثر، که در گوشه‌ی بالادست تکیه گاه واقع بوده، در اعماق و تراکم کارگزاری مختلف به طور متفاوت نسبت به آزمایش های شاهد کاهش یافته است. در این جدول نتایج آزمایش های انجام شده به صورت درصد کاهش آبشستگی رأس تکیه گاه نیز نشان داده شده اند. طبق این جدول، کارگزاری واحدهای شش پایه بسته به نوع تراکم و عمق کارگزاری آنها بین ۰ تا ۱۰۰ درصد عمق آبشستگی رأس تکیه گاه را کاهش داده است.

به منظور بررسی تاثیر رقوم کارگزاری مختلف در کاهش آبشستگی پیرامون تکیه گاه در یک تراکم معین، مثلاً تراکم باز یا نیمه متراکم یا متراکم، می توان به شکل های ۷ و ۸ و ۹، که تغییرات آبشستگی نسبی (d_s/y) را در برابر عدد فرود نشان می دهد (Fr.) رجوع کرد. روند تغییرات آبشستگی نسبی در یک عمق کارگزاری معین در هر تراکم دلخواه با افزایش عدد فرود جریان، افزایشی است. طبق این شکل ها، در هر تراکم دلخواه، منحنی مربوط به عمق کارگزاری D₁، یا عمق روی بستر، کمترین مقادیر آبشستگی نسبی را نشان می دهد. به عبارت دیگر، چنانچه در هر تراکم چنانچه قطعات بر روی بستر قرار گیرند، بیشترین تاثیر را در مهار کردن آبشستگی خواهند داشت. علت این موضوع را می توان به تاثیر زبری واحدها ربط داد. در این عمق، از آنجایی که کل واحد بر روی بستر نمایان است، اثر زبری بیشتر از سایر عمق ها بوده، و منجر به مهار کردن جریان رو به پایین در مجاوت تکیه گاه می گردد.

بستر (D₂) و بین این دو عمق (D₃) مطابق شکل ۵ انجام پذیرفته است. ارتفاع واحد ها از سطح بستر اولیه، در اعماق کارگزاری فوق به ترتیب ۰، ۳/۵ و ۱/۲۵ سانتی متر می باشد.

به منظور بررسی تاثیر تراکم قطعه شش پایه در مهار کردن آبشستگی اطراف تکیه گاه، ۳ تراکم باز، متوسط (نیمه متراکم) و متراکم در نظر گرفته شدند که در هر یک از آنها، پیرامون تکیه گاه، به ترتیب به اندازه ۹، ۱۱/۵ و ۱۴ سانتی متر پوشش می گردد. لازم به توضیح است، که مقادیر فوق با رابطه ملویل و همکاران (۲۰۰۶)، جهت اطمینان از ایجاد حداقل گستره پوشش لازم، مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته است. شکل ۶ نشان دهنده‌ی تراکم های مذکور می باشد. هرچه قطعات متراکم تر در کنار یکدیگر قرار گیرند، از طرفی پایداری مجموعه آنها افزایش یافته و سطح بیشتری از بستر را می پوشانند و از طرف دیگر، تعداد قطعات مورد نیاز در واحد سطح افزایش می یابد. در حالت با تراکم باز (T₁) حدوداً ۵۴٪ سطح بستر، در حالت نیمه متراکم (T₂) ۷۶٪ سطح بستر و در حالت متراکم (T₃) ۹۷٪ سطح بستر به وسیله‌ی قطعات شش پایه پوشانده شده است. این اعداد به وسیله اندازه گیری سطوح پوشش شده در هر تراکم به دست آمده اند.

در همین شکل، نمونه های کارگزاری واحدهای شش پایه اطراف تکیه گاه نشان داده شده است. پس از اتمام هر آزمایش به منظور برداشت پستی و بلندی بستر، در حالتی که قطعات بر روی بستر قرار داشتند به آرامی برداشته شده اند، به طوری که منجر به بر هم ریختن بستر و ایجاد تغییرات در آن نگردد. در حالتی که قطعات در زیر بستر قرار داشته، و یا در زیر رسوبات مدفون گردیده اند، به منظور اجتناب از بر هم ریخته شدن بستر، قطعات خارج نگردیده اند.

نتایج و بحث

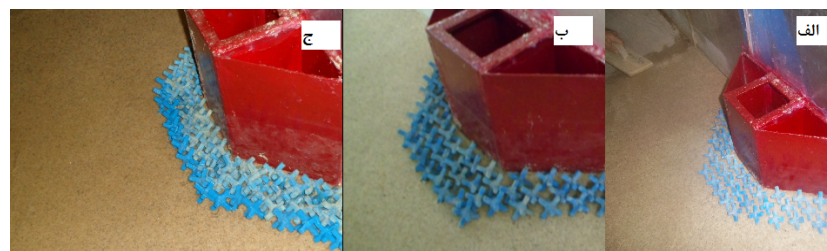
در آزمایش های شاهد، با افزایش عدد فرود جریان و نزدیک شدن تندی جریان به سرعت بحرانی، عمق و ابعاد

این حالت، واحدها در زیر بستر مدفون بوده و زبری آن ها نقشی را در مهار کردن آبشستگی ایفا نمی کند. گرچه وقوع آبشستگی که منجر به پدیدار شدن واحد می گردد، در طی گذشت زمان می تواند تاثیر زبری را نسبت به شروع آزمایش بیشتر کند.

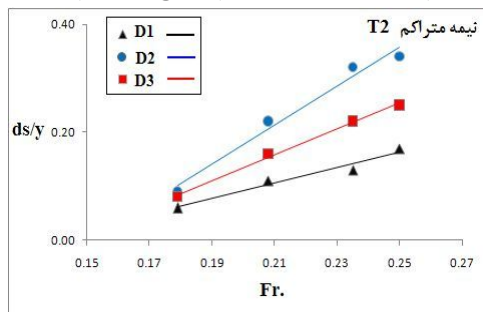
در مورد عمق کارگزاری D_2 ، یا عمق زیر بستر، با توجه به شکل می توان نتیجه گرفت که در هر تراکم دلخواه، منحنی مربوطه بیشترین مقادیر آبشستگی نسبی را نشان می دهد؛ به عبارت دیگر، عمق آبشستگی در این عمق کارگزاری از سایر حالات بیشتر خواهد بود، چه، در

جدول ۲- عمق آبشستگی رأس تکیه گاه (d_s (mm)) و درصد کاهش آن (%) در تراکم و اعماق مختلف کارگزاری.

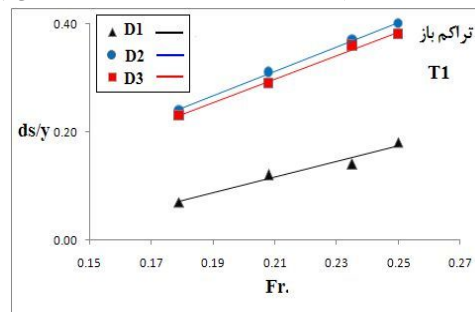
عمق کارگزاری	D_1 روی بستر		D_2 زیر بستر		D_3 عمق میانه		عدد فرود
	عمق آبشستگی رأس تکیه گاه d_s (mm)	درصد کاهش عمق آبشستگی رأس تکیه گاه %	عمق آبشستگی رأس تکیه گاه d_s (mm)	درصد کاهش عمق آبشستگی رأس تکیه گاه %	عمق آبشستگی رأس تکیه گاه d_s (mm)	درصد کاهش عمق آبشستگی رأس تکیه گاه %	
T_1	۷	۷۱	۲۴	۰	۲۳	۴	۰/۱۷۹
تراکم کم	۱۲	۶۶	۳۱	۱۱	۲۹	۱۷	۰/۲۰۸
	۱۴	۷۲	۳۷	۲۶	۳۶	۲۸	۰/۲۳۵
	۱۸	۷۷	۴۰	۴۹	۳۸	۵۱	۰/۲۵۰
T_2	۶	۷۵	۹	۶۳	۸	۶۷	۰/۱۷۹
تراکم متوسط	۱۱	۶۹	۲۲	۳۷	۱۶	۵۴	۰/۲۰۸
	۱۳	۷۴	۳۲	۳۶	۲۲	۵۶	۰/۲۳۵
	۱۷	۷۸	۳۴	۵۶	۲۵	۶۸	۰/۲۵۰
T_3	۰	۱۰۰	۷	۷۱	۲	۹۲	۰/۱۷۹
تراکم زیاد	۰	۱۰۰	۱۷	۵۱	۷	۸۰	۰/۲۰۸
	۶	۸۸	۲۴	۵۲	۸	۸۴	۰/۲۳۵
	۷	۹۱	۲۷	۶۵	۱۴	۸۲	۰/۲۵۰



شکل ۶- تراکم های مختلف کارگزاری قطعات شش پایه: الف) تراکم T_1 ، ب) نیمه تراکم T_2 ، ج) تراکم T_3 .



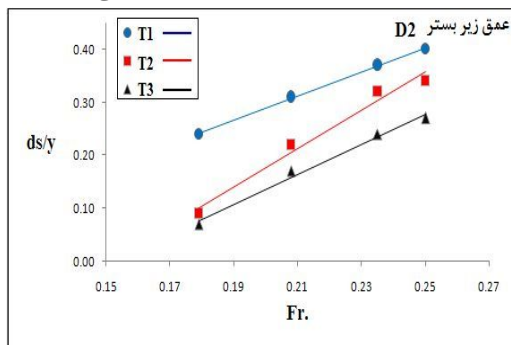
شکل ۷- تغییرات عمق آبشستگی نسبی (ds/y) در برابر عدد فرود (Fr) در اعماق کارگزاری مختلف واحد های شش پایه و در حالت نیمه تراکم.



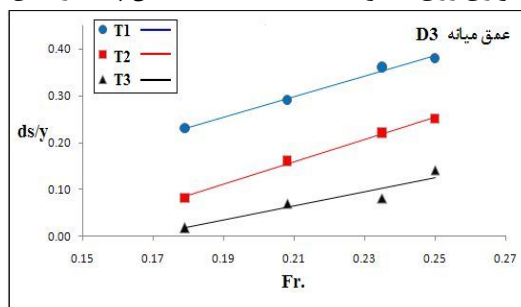
شکل ۸- تغییرات عمق آبشستگی نسبی (ds/y) در برابر عدد فرود (Fr) در اعماق کارگزاری مختلف واحد های شش پایه و در تراکم باز.

کارگزاری دیگر قرار می گیرند. علت این پدیده را مانند حالات قبل می توان به زبری واحد نسبت داد. در عمق کارگزاری D_3 ، نیمی از واحد بر روی بستر نمایان بوده و تأثیر زبری و انحراف جریان رو به پائین آن از عمق D_1 کمتر، و از عمق D_2 بیشتر است؛ بنابراین، انتظار می رود که اثر آن بر مهار کردن آبشستگی نیز متوسطی از دو عمق دیگر باشد.

در ارتباط با رقوم کارگزاری پوشش حفاظتی مطالعات محدود دیگری به وسیله دیگر پژوهشگران نظیر لاجلان (۱۹۹۹) و ملویل و کلمن (۲۰۰۰)، در مورد حفاظت پایه‌ی پل به وسیله سنگ چین و در شرایط بستر زنده انجام شده است. آنها پیشنهاد کردند که در حالتی که شکل بستر



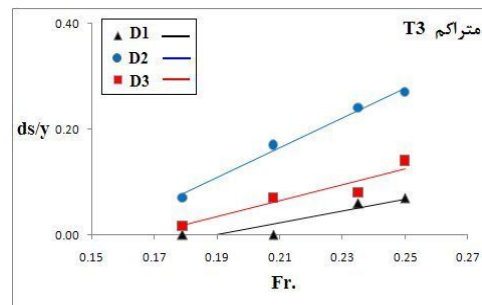
شکل ۱۱- تغییرات عمق آبشستگی نسبی (ds/y) در برابر عدد فرود ($Fr.$) در تراکم های مختلف واحد های شش پایه در عمق کارگزاری زیر بستر.



شکل ۱۲- تغییرات عمق آبشستگی نسبی (ds/y) در برابر عدد فرود ($Fr.$) در تراکم های مختلف واحد های شش پایه در عمق کارگزاری میانه.

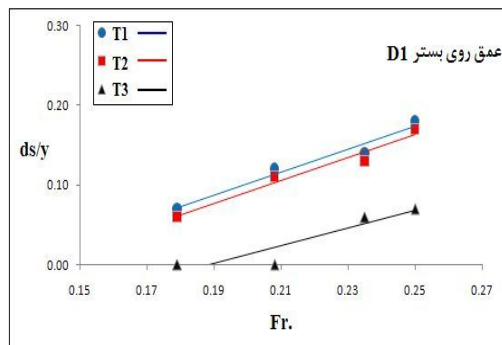
تأثیر رقوم کارگزاری قطعات شش پایه بر مهار کردن آبشستگی تکیه گاه پل، و در شرایط آب زلال مورد بررسی قرار گرفته است.

به منظور بررسی تأثیر تراکم و در گیر شدن واحدهای شش پایه بر مهار کردن عمق آبشستگی پیرامون تکیه گاه می توان به شکل های ۱۰ و ۱۱ و ۱۲ رجوع نمود. روند



شکل ۹- تغییرات عمق آبشستگی نسبی (ds/y) در برابر عدد فرود ($Fr.$) در اعماق کارگزاری مختلف واحد های شش پایه و در حالت متراکم.

در عمق کارگزاری D_3 ، یا عمق میانه، مقادیر آبشستگی نسبی در بین منحنی تغییرات دو عمق



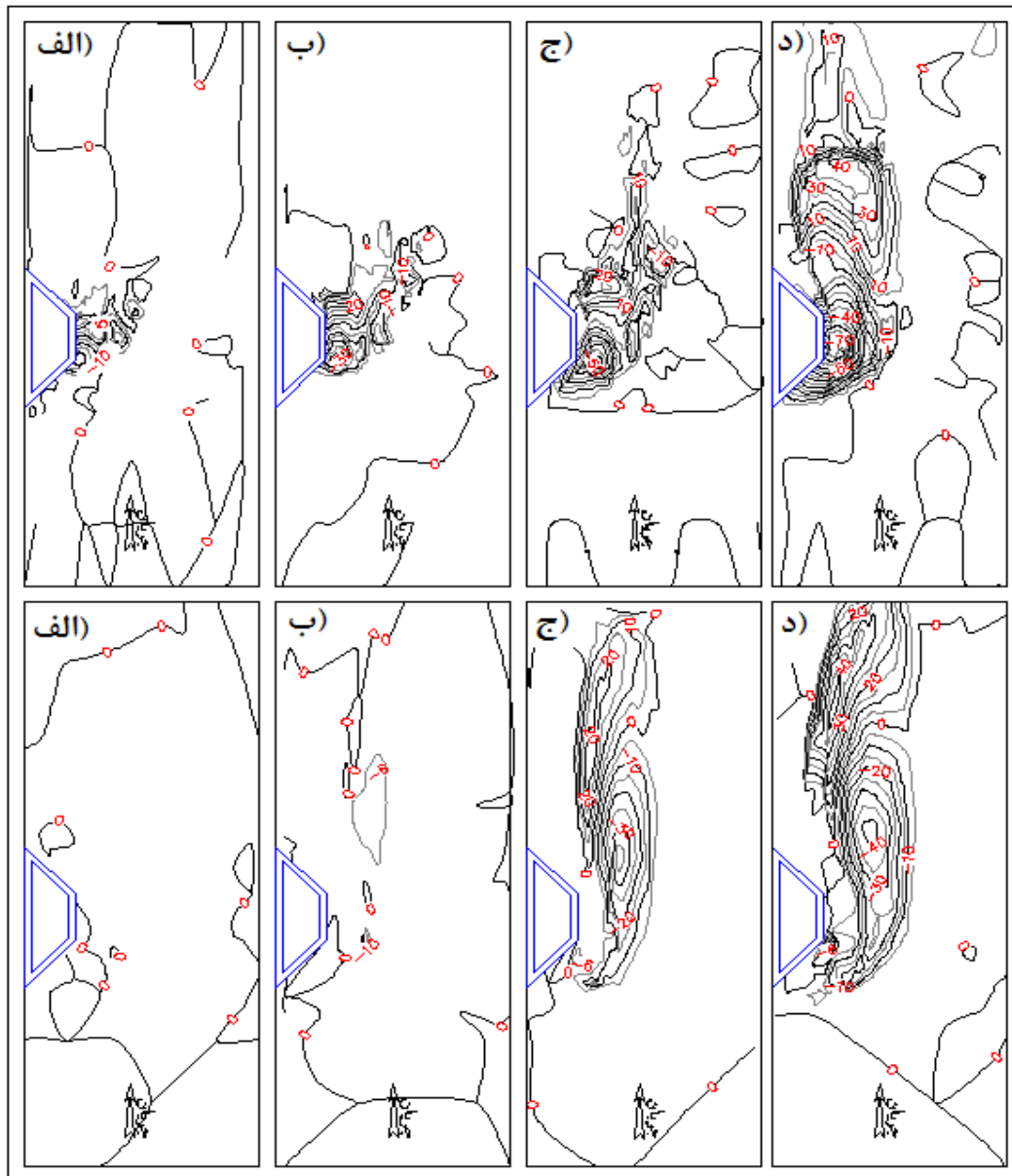
شکل ۱۰- تغییرات عمق آبشستگی نسبی (ds/y) در برابر عدد فرود ($Fr.$) در تراکم های مختلف واحد های شش پایه در عمق کارگزاری روی بستر.

وجود دارد، رقوم کارگزاری لایه‌ی پوشش سنگریزه در حداقل رقوم برجستگی ها قرار گیرد تا از تخریب لایه‌ی سنگچین جلوگیری شود. این مطالعات با هدف بررسی تأثیر رقوم کارگزاری لایه‌ی سنگچین بر پایداری آن، و جلوگیری از زیرشویی آن به وسیله شکل های بستر در مجاورت پایه انجام شد اند، در حالی که در مطالعه حاضر،

در حفاظت پایه پل فقط در حالت تراکم حداکثر (و در سطح بستر) مورد بررسی قرار گرفته است. در مطالعه‌ی حاضر، سه نوع تراکم مختلف بررسی شده اند که می توانند ارائه دهنده‌ی گزینه های مختلف طراحی عمق پی تکیه گاه باشند.

به طور کلی، کمترین مقادیر آبشستگی نسبی مربوط به حالتی است که قطعات بر روی بستر در حالت متراکم در کنار یکدیگر قرار گرفته اند. از طرف دیگر، مشاهدات صورت گرفته در آزمایش ها نشان می دهند که در این

تغییرات آبشستگی نسبی در یک تراکم معین، و در هر عمق کارگزاری دلخواه، با افزایش عدد فرود جریان، افزایشی است. طبق این شکل ها کمترین مقادیر آبشستگی نسبی در هر عمق کارگزاری دلخواه مربوط به حالت متراکم، یا T_3 می باشد. بیشترین مقادیر آبشستگی نسبی نیز مربوط به تراکم باز یا T_1 است. در حالت نیمه متراکم یا T_2 نیز مقادیر آبشستگی نسبی بین دو تراکم دیگر است. در مطالعات انجام شده به وسیله ی تورنتون و همکاران (۱۹۹۹ الف و ب)، تاثیر کارایی قطعات شش پایه



شکل ۱۳- وضعیت پستی و بلندی بستر در پایان آزمایش، ردیف بالا آزمایش های شاهد و ردیف پائین آزمایش های T_3 و T_1 :
 (الف) $Fr=0.179$ (ب) $Fr=0.208$ (ج) $Fr=0.235$ (د) $Fr=0.250$.

می دهند که کارگزاری واحدهای بتنی شش پایه، بسته به نوع آرایش آنها می تواند تا ۱۰۰ درصد عمق آبستنگی را در دماغه‌ی تکیه گاه دوزنقه ای کاهش دهد. از بین تراکم های باز نیمه متراکم و متراکم، بیشترین تاثیر در مهار کردن آبستنگی مربوط به حالت متراکم می باشد. در مورد عمق کارگزاری قطعات بین سه عمق زیر بستر، روی بستر و بینابین، بیشترین تاثیر در مهار کردن آبستنگی مربوط به حالتی است که قطعات روی بستر قرار می گیرند، بنابراین، بیشترین درصد کاهش عمق آبستنگی (تا ۱۰۰ درصد) در دماغه‌ی تکیه گاه پل مربوط به وضعیتی است که در آن واحدها به صورت متراکم بر روی سطح بستر قرار می گیرند. در این حالت کارگزاری واحدها، علاوه بر ایجاد پوشش در محل تکیه گاه، به واسطه‌ی ارتفاع مختصری که ناشی از کارگزاری آنها بر روی بستر می باشد، با تغییراتی در الگوی جریان باعث دور شدن آبستنگی از محل تکیه گاه به سمت پائین دست و مرکز نهر می گردد. شکل کلی حفره‌ی آبستنگی نیز دچار تغییراتی شده است، به طوری که عرض حفره کمتر، و طول آن در جهت جریان بیشتر، می گردد.

تشکر و قدردانی

هزینه‌های این مطالعه از محل پژوهانه‌ی نویسنده دوم تامین شده است، که بدین وسیله از معاونت محترم پژوهشی دانشگاه شهید چمران اهواز تشکر و قدردانی می شود.

منابع

- 1) Annandale, G.W. 2006. Scour technology. McGraw Hill Publications, USA.
- 2) Barbhuiya, A.K., and Dey, S. 2004. Local scour at abutments: A review. Sadhana Journal, 29(5):449-476, India.
- 3) Bozicus, Z., and Osman, Y. 2004. Effect of inclination of bridge piers on scouring depth. HYD. Eng. ASCE. 130 (8): 1260-1269.
- 4) Corvallis, O.R. 1996. Submerged breakwater tests a-jacks armor units. M.Sc Thesis, Oregon State University, USA.
- 5) Dongol, D.M.S. 1994. Local scour at bridge abutments. Report No: 544. School of Engineering, University of Auckland, NZ.
- 6) Ettema, R. 1980. Scour at bridge piers. Report No. 216. University of Auckland, School of Engineering, University of Auckland, NZ.
- 7) Federal Highway Administration. 2009. Bridge scour and stream instability

حالت واحدهای شش پایه، علاوه بر نقش پوششی، منجر به انحراف جریان به مرکز نهر نیز می گردند که منجر به افزایش عمق آبستنگی در مرکز و پائین دست تکیه گاه خواهد شد. شکل ۱۰ نشان دهنده‌ی پستی و بلندی بستر در پایان آزمایش های شاهد و D_1T_3 (قطعات روی بستر با تراکم حداکثر) می باشد. ردیف بالا نشان دهنده‌ی آزمایش های شاهد و ردیف پائین نشان دهنده‌ی آزمایش های ارزیابی است. از مقایسه آزمایش های شاهد و ارزیابی در شکل ۱۰ می توان دریافت، که به ویژه در اعداد فرود کمتر، یعنی 0.179 و 0.208 ، آبستنگی به طور کامل مهار شده، و سطح بستر در پائین دست پل نیز تقریباً بدون تغییر، یا با تغییرات اندک، باقی مانده است؛ اما در مورد اعداد فرود بالاتر، یعنی 0.235 و 0.250 ، می توان دریافت با وجود اینکه عمق و ابعاد حفره آبستنگی دماغه تکیه گاه کاهش قابل ملاحظه ای داشته اند، آبستنگی در قسمت مرکزی نهر تشدید شده است، به طوری که در عدد فرود اول عمق آبستنگی در مرکز ناچیز، و در اعداد فرود دوم تا چهارم به ترتیب به 12 ، 39 و 43 میلی متر رسیده است، به عبارت دیگر، قطعات شش پایه، ضمن حفاظت از سازه در محل مورد نظر، تمایل به دور کردن آبستنگی به سمت پائین دست و مرکز نهر دارند، که این موضوع در اعداد فرود بزرگتر بیشتر قابل درک می باشد. علت این پدیده را می توان به ارتفاع قطعات نسبت به سطح بستر مرتبط دانست. در آزمایش های انجام شده، ارتفاع قطعات شش پایه از سطح بستر، در عمق کارگزاری (D_1)، $3/5$ سانتی متر بوده که کمتر از یک سوم عمق جریان (12 سانتی متر) می باشد. همچنین، با توجه به این شکل ابعاد حفره آبستنگی نیز در پائین دست دچار تغییراتی گشته است، به طوری که با کارگزاری قطعات از یک سو پهنای حفره‌ی آبستنگی تا حدودی کمتر، و از سوی دیگر طول آن در جهت جریان افزایش یافته است. این موضوع نیز در اعداد فرود بالاتر، بهتر قابل مشاهده است.

نتیجه گیری

در این مطالعه واحدهای بتنی شش پایه در مهار کردن حفره‌ی آبستنگی موضعی در محل تکیه گاه پل دوزنقه ای 45 درجه (با دیواره بالی) شکل مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور، آزمایش هایی در نهر پایه دار تحقیقاتی و در حضور تکیه گاه انجام شدند. نتایج نشان

- 23) Mickel J. J. 1999. A-jacks matrix stability: deflection due to static normal loads. M.Sc thesis, Oregon State University, USA.
- 24) Oben-nyarko, K., and Ettema, R. 2011. Pier and abutment scour interaction. *HYD. Eng. ASCE*. 137 (12):1599-1605.
- 25) Radice, A., and Davari, V. 2014. Roughening elements as abutment scour countermeasures. *HYD. Eng. ASCE*. 140 (8):1-6.
- 26) Radice, A., and Lauva, O. 2012. On flow-altering countermeasure for scour at vertical-wall abutment. *Archives of Hydro-Eng. and Enviro. Mechanics*. 59 (3-4): 137-153.
- 27) Ripkey, B. J. 1999. Determination of wave run-up, rundown, and reflection design coefficients for a-jacks concrete armor units. M.Sc Thesis, Oregon State University, USA.
- 28) Shojaee, P., Farsadzadeh, D., Hoseinzadeh Dalir, H., Salmasi, F., and Ghorbani, M.A. 2012. Application of submerged vanes at cylindrical bridge pier as scour countermeasure. *Water and Soil Science*. 22(1): 91-109 (In Persian).
- 29) Simarro, G., Siveira, S., and Cardoso, A. H. 2012. Influence of riprap apron shape on spill-through abutments. *HYD. Res*. 150 (1):138-141.
- 30) Tafarajnoruz, A., Gaudio, R., Dey, S., 2010. Flow-altering countermeasures against scour at bridge piers: a review. *HYD. Res*. 148 (4):441-452.
- 31) Thornton, C.I., Abt, S. R. and Watson, C.C. 2001. Field assessment of a-Jacks installation, a case study of: brush creek, Kansas City, Missouri Powell Creek, Waukegan, Illinois. *Proceedings of the Wetlands Engineering & River Restoration Conference 2001*, Reno, Nevada.
- 32) Thornton, C.I., Watson C.C., Abt, S.R., Lipscomb C.M, and Ullman C.M., 1999 a. Laboratory testing of a-jacks units for inland applications: pier scour protection testing. Colorado State University research report for Armortec Inc., February.
- 33) Thornton, C.I., Watson C.C., Abt, S.R., Lipscomb C.M, Holmquist-Johnson C.L, and Ullman C.M. 1999 b. Laboratory testing of a-jacks units for inland applications: full scale testing. Colorado State University research report for Armortec Inc., February.
- 34) Wise L., 1999. Numerical and physical modeling of wave forces on a-jacks units. M.Sc Thesis, Oregon State University, USA.
- 35) Wong, W.H. 1982. Scour at bridge abutment. Report No. 275, School of Engineering, University of Auckland, NZ, 109pp.
- countermeasures: experience, selection, and design guidance-third edition. vol. 1 and 2. *Hydraulic Engineering Circular No. 23*.
- 8) Korthyari, U.C., Garde R.C., and Ranga Ranju, K.G. 1992. Temporal variation of local scour around circular bridge pier. *HYD. Eng. ASCE*. 118 (8): 1091-1106.
- 9) Khademi, Kh., and Shafai Bejestan, M. 2014. Considering the effects of number, location and angle of submerged vane on bridge abutment scour. *IWRJ*. 8(15): 145-153 (In Persian).
- 10) Khozaymehnezhad, H., Ghomeshi, M., and Shafai Bejestan, M. 2014. Comparison of symmetrical and unsymmetrical rectangular collars on reduction of local scour at bridge abutment. *Irrig. Science and Eng*. 37(2):1-12 (In Persian).
- 11) Kwan, T.F. 1988. Study of abutment scour. Report No. 451, School of Engineering, University of Auckland, NZ.
- 12) Latta, T. E. 2000. Static and dynamic stresses in a-jacks concrete armor units. M.Sc thesis, Oregon State University, USA.
- 13) Lauchlan, C.S. 1999. Pier scour countermeasures. Ph.D. thesis, University of Auckland, Auckland, NZ.
- 14) Lebaron J. W. 1999. Stability of a-jacks- armored rubble- mound break waters subjected to breaking and non-breaking waves with no overtopping. M.Sc thesis, Oregon State University, USA.
- 15) Liu, H.K., Chang, F.M., and Skinner, M.M. 1961. Effect of bridge constriction on scour and backwater. *Engineering Research Center, Colorado State University, CER 60 KHL 22*.
- 16) Manly Hydraulics Laboratory, 2003. Physical modelling of a-jacks units in wave flume. Report MHL 1251, USA.
- 17) Manly Hydraulics Laboratory, 2009. Physical modeling of a-jacks units in wave flume, Stage 2. Report 1251, USA.
- 18) Mansuri Hafshjani, M., and Shafai Bejestan, M. 2011. Design of riprap size at bridge abutment in a river bend. *J Iranian Soc. of Irrig. And Wat. Eng*. 1(4):35-45 (In Persian).
- 19) Mansuri Hafshjani, M., and Shafai Bejestan, M. 2013. Comparison of the effect of three riprap placement levels on its stability at bridge abutment in a 90 degrees' bend based on incipient motion of riprap particles. *IWRJ*. 23(2): 195-204 (In Persian).
- 20) Melville, B. W., 1992. Local scour at bridge abutments. *HYD. Eng. ASCE*. 118 (4): 615-631.
- 21) Melville, B. W., and Coleman, S. E. 2000. *Bridge scour*. Water Resources Publications, Colorado, USA.
- 22) Melville, B.W., Ballegooy, S.V., Coleman, S. E., and Barkdoll, B. 2006. Scour countermeasures for wing-wall abutments. *HYD. Eng. ASCE*. 132 (6):563-574.

