

بررسی آزمایشگاهی عملکرد سازه‌های سنگریز در تثبیت نقاط شکست در کانال مستطیلی

افشین فولادی سمنان¹ و محمدرضا جعفرزاده^{2*}

1- کارشناس ارشد مهندسی عمران - مهندسی آب، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد
2- استاد گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

*jafarzad@um.ac.ir

چکیده - معمولاً نقاط شکست در بستر رودخانه‌ها به صورت پایین افتادگی‌های متوالی بستر شکل می‌گیرند. پسروی نقاط شکست باعث ناپایداری، فرسایش، کف‌کنی و حرکت رسوبات در رودخانه می‌شود و ممکن است به سازه‌هایی همچون پل‌ها و بدنه آبراهه خسارات عمده وارد سازد. در تحقیق حاضر، دو نقطه شکست متوالی با شیب ده درصد به فاصله یک متر در بستر ماسه‌ای یک کانال مستطیلی روباز با شیب ملایم 0/003 احداث شد و فرسایش بستر، توسعه و مهاجرت نقاط شکست به ازای دبی‌های مختلف بررسی گردید. سپس عملکرد چهار نوع سازه‌ی آستانه سنگریز، آستانه شیب‌دار، خیزآب نیوبری و خیزآب باله‌ای عرضی در تثبیت هر کدام از دو نقطه شکست به طور آزمایشگاهی مطالعه شد. تمام سازه‌ها در کنترل فرسایش بستر موفق بودند، اما خیزآب‌ها بهتر از آستانه‌ها عمل کردند؛ به‌ویژه خیزآب نیوبری که همراه با تمرکز جریان در میانه کانال، مهاجرت نقطه شکست را به خوبی متوقف کرد و موقعیت آن را کاملاً تثبیت نمود. آزمایش‌ها نشان داد که احداث سازه کنترل، نه تنها در تثبیت یک نقطه شکست مؤثر است، بلکه توسعه نقطه شکست مجاور آن را نیز کند می‌سازد.

کلید واژگان: نقطه شکست، تثبیت بستر، فرسایش، سازه‌های کنترل شیب.

1- مقدمه

پی‌درپی در راستای نیمرخ طولی رودخانه به وجود می‌آیند (Thomas and Papanicolaou, 2008). نقاط شکست، بستر رودخانه را ناپایدار می‌کنند. هنگامی که جریان از روی نقطه شکست می‌گذرد، آبشستگی موضعی در پایین‌دست باعث ایجاد حوضچه استغراق³ می‌شود. در نتیجه ارتفاع کناره افزایش می‌یابد، تا به حدی که در نهایت ریزش کرده، رودخانه عریض می‌شود. تعریض بستر رودخانه به زیر ساخت‌های مجاور آسیب می‌رساند و مواد رسوبی زیادی وارد رودخانه

نقطه شکست یک ناپیوستگی در شیب و تراز بستر رودخانه است (May, 1989) که به صورت شیب‌دار و یا عمودی (پیشانی خندق¹) ایجاد می‌شود. کاهش تراز مبنا به دلایل تکتونیکی یا فرسایش بستر رودخانه، نظیر کوتاه کردن مسیر رودخانه، یا برداشت شن و ماسه از بستر، از عوامل تغییر شیب ناگهانی بستر و پیدایش نقاط شکست² می‌باشد. نقاط شکست متوالی اغلب به شکل آبشارک‌های

¹ Headcut

² Knickpoints (Nickpoints)

³ Plunge Pool

آب‌شستگی در پنجه سازه، طراحی می‌شوند. عواملی از قبیل: متغیرهای هیدرولیکی جریان، دانه‌بندی رسوبات، شکل مقطع رودخانه، مشخصات سیلاب‌دشت، مصالح در دسترس، اهداف پروژه، محدودیت‌های زمان و بودجه‌ی ساخت، در انتخاب نوع سازه کنترل شیب تأثیرگذار است (ژولین، 1387).

در سالیان اخیر میل به ساخت سازه‌های کنترل شیب با استفاده از تخته‌سنگ‌های طبیعی به منظور حفظ زیبایی طبیعی و بکر رودخانه‌ها افزایش یافته است. سادگی در طراحی و ساخت، هزینه پایین، استفاده از مواد و مصالح طبیعی و تطابق با محیط زیست از دیگر دلایل رواج سازه‌های کنترل شیب سنگریز است (Nakato, 1998). آستانه‌های سنگریز و آستانه‌های شیب‌دار سنگریز از جمله سازه‌هایی هستند که با جایگذاری توده‌ای از تخته‌سنگ و لاشه‌سنگ در بستر رودخانه برای ایجاد نقطه سخت و مقاوم در برابر نیروهای فرسایش‌زا ساخته می‌شوند. نقطه شکست به هنگام مهاجرت به بالادست با برخورد به این سازه‌های سنگی متوقف شده و تثبیت می‌گردد.

برای اولین بار آستانه‌های سنگریز به صورت متوالی و فاصله‌دار در آبراهه گرینگ⁹ ساخته شد (Stufft, 1965). هر آستانه در حدود 70 سانتی‌متر از تراز انرژی جریان کاست و استفاده از مجموعه آن‌ها در تثبیت بستر رودخانه موفقیت‌آمیز گزارش شد. ضوابط طراحی این نوع آستانه‌ها بعدها توسط ویتاکر و جاگی تکمیل گردید (Whittaker and Jäggi, 1986). شرکت مهندسی آب مک لافلین¹⁰ در سال 1986 گزارش جامعی از نحوه طراحی و تجربیات میدانی سازه‌های کنترل شیب در منطقه شهری دنور¹¹ ارائه کرد (MWE, 1986). در این گزارش سازه‌های کنترل شیب متفاوتی ارزیابی شدند. به عنوان مثال مشخص گردید که شیب‌شکن‌های سنگریز عمودی¹² نسبت به شیب‌شکن‌های سنگریز شیب‌دار¹³ در اتلاف انرژی جریان و تثبیت بستر بهتر عمل کرده است و در

می‌شوند (Papanicolaou et al. 2012). نظام رودخانه برای رسیدن به پایداری با روند کف‌کنی و فرسایش در بالادست و رسوب‌گذاری در پایین‌دست نقطه‌شکست مواجه می‌شود. این فرایند که به معنای گسترش و مهاجرت نقطه‌شکست است، علاوه بر خسارت به سازه‌های بالادست نظیر پل‌ها، آبگذرهای سرپوشیده¹، خطوط انتقال انرژی و زمین‌های مجاور، به خاطر حمل رسوبات زیستگاه موجودات آبی در پایین‌دست را نیز در معرض خطر قرار می‌دهد و به اکوسیستم رودخانه لطمه می‌زند.

طرح‌های سازه‌ی کنترل تراز بستر² از مهمترین مؤلفه‌های اصلاح رودخانه‌های کوچک است. این نوع از سازه‌ها، شیب رودخانه و سرعت جریان را کاهش می‌دهند و کناره و بستر آن را پایدار می‌کنند. با افزایش اندازه‌ی رودخانه بازده یک سازه کنترل شیب کاهش پیدا می‌کند (ژولین، 1387). مشاهدات نشان داده است که بسیاری از این سازه‌ها، برخلاف اهداف طراحی، موجب ناپایداری رودخانه می‌شوند، زیرا ممکن است بدون آشنایی با ابعاد، الگو و نیمرخ رودخانه‌ی پایدار و همچنین مکانیسم حمل رسوبات، طراحی و احداث شوند (Rosgen, 1996).

سازه‌های کنترل شیب دو نوع عملکرد کنترل بستر³ یا کنترل هیدرولیکی⁴ دارند. کنترل بستر بدان معناست که با ایجاد نقطه سخت⁵ در بستر جریان از توان نیروهای فرسایش‌زا می‌کاهند و کنترل هیدرولیکی بدان معناست که با ایجاد افت هیدرولیکی مقدار زیادی از انرژی جریان را تلف می‌کنند (Watson et al., 1999a). گاهی یک سازه در شرایط یکسان می‌تواند هر دو عملکرد کنترل بستر و کنترل هیدرولیکی را داشته باشد (USDA, 2007).

آستانه‌های سنگریز⁶، آستانه‌های شیب‌دار سنگریز⁷ با خاک-سیمان، شیب‌شکن‌های تورپسنگی⁸ و سرریزهای قائم بتنی، چوبی و سپری فولادی از انواع سازه‌های کنترل شیب می‌باشند که با ملاحظه پایداری سازه و عمق چاله

¹ Culverts

² Structural Grade-Control

³ Bed control

⁴ Hydraulic control

⁵ Hard point

⁶ Riprap Sills

⁷ Riprap Sloping Sills

⁸ Gabions

⁹ Gering Drain, Nebraska, 1965

¹⁰ McLaughlin Water Engineers, Ltd

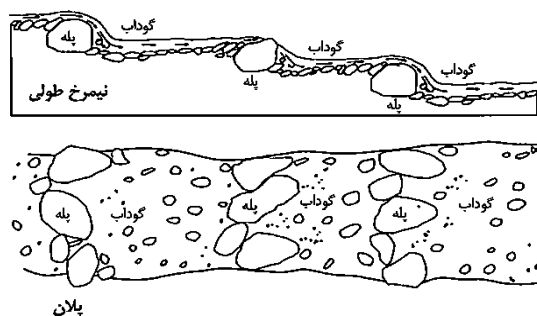
¹¹ Denver Metropolitan area

¹² Vertical Riprap Drop

¹³ Sloping Riprap Drop

فرسایش و ترسیب، برای ایجاد زیستگاه آبی و دشت سیلابی تأکید دارند (Palmer et al., 2005; Kondolf et al., 2010; Beechie et al., 2010). براساس مطالعات انجام شده در رودخانه‌های پرشیب کوهستانی، نیمرخ پایدار بستر رودخانه در سری‌های متوالی پله-گوداب⁵ همانند شکل 1 حاصل می‌شود (Lenzi, 2002; Chin et al., 2009). در این فرایند طبیعی، یک لایه حفاظتی در بستر و جداره رودخانه ایجاد می‌شود که منجر به مهار فرسایش و افزایش زبری کف و استهلاک بیشتر انرژی جریان شده و در نهایت به افزایش مقاومت و پایداری بیشتر بستر می‌انجامد (Abrahams et al., 1995).

تحقیقات آزمایشگاهی و میدانی نشان می‌دهد که بیش از 80% از سهم اصطکاک کف رودخانه ناشی از زبری شکل بستر پله - گودابی است (Wilcox et al., 2006). محققان مختلف تلاش‌هایی در راستای برآورد فاصله طولی بین پلکان‌های متوالی، ارتفاع پلکان‌ها و ارتباط بین آن‌ها با شیب عمومی رودخانه انجام داده‌اند (Maxwell and Papanicolaou, 2001; Lenzi, 2002). سازه‌های کنترل شیبی که با الهام از این ریخت‌شناسی پایدار رودخانه طراحی و ساخته شده است را خیزآب‌های لاشه‌سنگی مهندسی‌ساز⁶ نام‌گذاری کرده‌اند.



شکل 1 شکل‌گیری مورفولوژی پله-گوداب در بستر رودخانه‌ها (Lenzi, 2002)

تحقیقات نشان داده است که خیزآب‌های لاشه‌سنگی علاوه بر این که بستر و کناره‌های رودخانه را پایدار می‌کنند، بر زیستگاه موجودات آبی تأثیر مثبتی داشته و

شرایط گوناگون پایداری بیشتری دارند. مشکل اصلی این آستانه‌ها کیفیت پایین مصالح لاشه‌سنگ بود. لذا این شرکت طرحی برای بهبود در ساخت این سازه‌های سنتی ارایه داد که شیب‌شکن تخته‌سنگی شیب‌دار ملات خورده¹ خورده¹ نامگذاری شد (Watson et al., 1999b). این سازه‌ها در تثبیت بستر رودخانه و کنترل پیشانی خندق-های مرتفع به خوبی عمل کردند. در یکسری مطالعات میدانی عملکرد دراز مدت سازه‌های کنترل شیب از جمله آستانه‌های سنگریز و آستانه‌های شیب‌دار سنگریز در بستر رودخانه‌های گود افتاده توسط دریک بررسی شد (Derrick, 2012). به عنوان نمونه در سال 1989 یک آستانه سنگریز در بالادست آبراهه هیکاهالا² به منظور تثبیت نقطه شکست شکل گرفته در پایین‌دست، ساخته شد. این آستانه که همراه با دیواره آب‌بند فلزی اجرا شده بود تا سال 2010 به خوبی در برابر پسروری دو نقطه-شکست به بالادست رودخانه مقاومت کرد. همچنین در سال 2008 در پایین‌دست پلی بر روی آبراهه سوان³ دو آستانه شیب‌دار سنگریز با شیب 5 درصد برای جلوگیری از پسروری دو نقطه‌شکست متوالی به بالادست ساخته شد. 39 ماه پس از ساخت سازه، سیلابی که در 65 سال اخیر بی‌سابقه گزارش شده بود، به وقوع پیوست. پس از فروکش کردن طغیان آب با بررسی‌های انجام شده مشخص گردید که علاوه بر تثبیت نقاط شکست، سازه‌ها بدون صدمه و آسیب در جای خود ثابت مانده‌اند. سیمون و داربی اثر حضور شیب‌شکن‌های متعدد را در موقعیت‌های مختلف در بستر آبراهه هوتوفیا⁴ با چند نقطه‌شکست در دراز مدت بررسی کردند (Simon and Darby, 2002). آن‌ها توصیه کردند که به منظور جلوگیری از فرسایش و پسروری نقاط شکست، زمان ساخت و موقعیت احداث سازه‌های شیب‌شکن کوتاه و یا بلند، در حوضه‌هایی با شیب زیاد مؤثر است.

روش‌های مدرن برای احیای رودخانه بطور فزاینده به برقراری مجدد فرایندهای طبیعی ژئومورفیک، از قبیل

¹ Sloping grouted boulder drop

² Hickahalla Creek, Senatobia, MS.

³ Swan Creek, North Carolina

⁴ Hotophia Creek, Mississippi

⁵ Step-Pool

⁶ Engineered Rock Riffles (ERR)

افزاده ناشی از نقاط شکست متوالی در شرایط یکسان آزمایشگاهی و ارزیابی روش‌ها و مقایسه سازه‌های مختلف کنترلی صورت نگرفته است. از آنجا که در طبیعت نقاط-شکست معمولاً به صورت پی‌درپی شکل می‌گیرند، در پژوهش حاضر ابتدا توسعه دو نقطه‌شکست متوالی در یک کانال مستطیلی بررسی می‌شود. سپس عملکرد چهار نوع سازه کنترل شیب لاشه‌سنگی آستانه، آستانه شیب‌دار، خیزآب نیوبری و خیزآب باله‌ای عرضی برای کنترل نقاط-شکست ارزیابی می‌گردد.

2- پارامترهای بی بعد مؤثر

به طور کلی در تغییر تراز رودخانه‌های ماسه‌ای عدد فرود جریان (Fr)، عدد رینولدز (Re) و پارامتر شیلدز (τ_*) از مهمترین پارامترهای بی بعد مؤثر هستند (ژولین، 1387). در صورتی که عدد رینولدز در محدوده ($500 < Re < 2000$) باشد، جریان انتقالی و در صورتی که ($Re > 2000$) باشد، جریان مغشوش می‌شود (Chow, 1958). در جایی که عدد فرود ($Fr < 1$) باشد، جریان زیر بحرانی و در جایی که عدد فرود ($Fr > 1$) باشد، جریان فوق بحرانی است. پارامتر شیلدز از رابطه (1) تعریف می‌شود (شفاعی بجستان، 1387):

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_s} \quad (1)$$

که در آن، $\tau_0 = \gamma h S_0$ تنش برشی بستر کانال، γ وزن مخصوص آب، h عمق جریان، S_0 شیب بستر کانال، γ_s وزن مخصوص ذرات رسوب و D_s قطر ذرات رسوبی است. از زمان ارایه رابطه فوق، همواره در مورد مقدار دقیق پارامتر بحرانی شیلدز (τ_c^*) بحث شده است. مثلاً بر اساس تحقیقات (Lamb et al., 2008) و (Recking and Pitlick, 2012):

$$\tau_c^* = 0.15 S_0^{0.25} \quad (2)$$

$$\tau_c^* = 0.27 S_0^{0.46} \quad (3)$$

در مدل‌های آزمایشگاهی که سرعت و عمق کم است، ممکن است اثر کشش سطحی نیز مهم باشد که به شکل عدد بی بعد وبر⁷ نشان داده می‌شود. اگر چگالی آب و کشش سطحی باشد، حد پایین عدد وبر ($We = \frac{\rho V^2 h_0}{\sigma}$)

شرایط بهتری را برای تولید مثل، تخم‌گذاری و تغذیه آبزبان فراهم می‌کند (Newbury and Gaboury, 1993). بررسی‌های میدانی، اندازه‌گیری و نمونه برداری از رودخانه‌های پله-گودابی و رودخانه‌های بدون پله-گوداب نشان داد که در هم قفل شدگی تخته سنگ‌ها¹، لاشه-سنگ‌ها² و تجمع ماسه در پشت پله‌ها، سبب پایداری این مورفولوژی شده و تنوع زیستی بالایی در اکوسیستم رودخانه فراهم می‌کند (Wang and Yu, 2007). نیوبری و همکاران در تحقیقات خود به منظور ترمیم و تثبیت رودخانه‌های فرسایشی و احیای آبزبان و اکوسیستم‌های آبی از نوعی خیزآب لاشه‌سنگی³ معروف به خیزآب‌های نیوبری⁴ بهره بردند (Newbury et al., 1996). نیوبری بعدها مبانی و اصول طراحی این نوع سازه‌ها را تکمیل کرد (Newbury, 2008). راسگن با ارزیابی عملکرد سازه‌های کنترل شیب گوناگون بر روی طیف گسترده‌ای از رودخانه‌های کوهستانی، سه نوع خیزآب لاشه‌سنگی باله‌ای شکل را طراحی و پیشنهاد نمود. طرح خاص این سازه‌ها سبب کاهش تنش برشی و سرعت جریان از کناره‌های آبراهه و در عین حال افزایش این دو متغیر در میانه‌ی آن شد و بدین سبب تعادلی بین بار رسوبی و دبی جریان برقرار گردید. همچنین با کنترل شیب بستر و کاهش فرسایش کناره‌ها، نسبت عرض به عمق رودخانه حفظ شد (Rosgen, 2001). لنزی با الهام از مورفولوژی پایدار رودخانه، آب بندهای تخته سنگی⁵ را برای تندآب‌ها و رودهای پرشیب کوهستانی طراحی کرد (Lenzi, 2002). وی پیشنهاد کرد که آب بندهای تخته‌سنگی را در یکی از رودخانه‌های شمال ایتالیا⁶ جانشین بندهای بتنی موجود بکنند. آب بندهای تخته‌سنگی در تثبیت شیب و بستر رودخانه نتایج مطلوب‌تری نسبت به بندهای بتنی داشتند. در تحقیقات گذشته، تثبیت بستر رودخانه‌ها با استفاده از روش‌های مختلف اغلب به صورت میدانی بررسی شده است، اما هنوز به طور خاص گزارشی از تثبیت بستر گود

¹ Boulders

² Cobbles

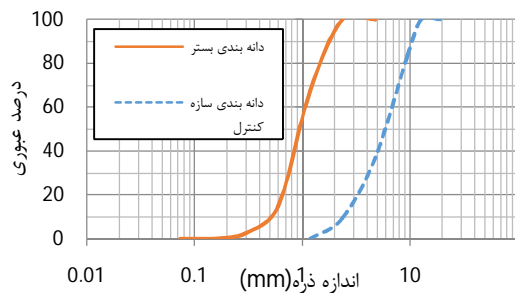
³ Rock Riffle

⁴ Newbury Rock Riffle (NRR)

⁵ Boulder Check Dams

⁶ Maso di Spinelle

⁷ Weber number



شکل 3 منحنی‌های دانه‌بندی مواد بستر و سازه کنترل

4- آماده‌سازی کانال و شرایط اولیه آزمایش

آزمایش‌ها برای سه دبی متفاوت انجام شد. مشخصات هندسی و هیدرولیکی هر آزمایش در شروع اجرای آن در جدول 1 ارائه شده است. در این جدول مقادیر پارامترهای بی بعد عدد فرود، عدد رینولدز و پارامتر شیلدز در بالا و پایین دست نقطه شکست و در محل آن در آغاز آزمایش‌ها درج شده است. شیب کانال در بالا و پایین دست نقطه شکست 0/003 و در نقطه شکست برابر 0/1 انتخاب شد. با فرض صحت رابطه (2) و قراردادن آن در رابطه (1)، مقدار تنش برشی بحرانی در بستر کانال $(\tau_0)_c$ تعیین شد. لذا تنش برشی بحرانی بستر کانال در آستانه‌ی حرکت در بالا و پایین دست نقاط شکست $(\tau_0)_c = 0/503 \text{ N/m}^2$ و در محل نقاط شکست $(\tau_0)_c = 1/208 \text{ N/m}^2$ بدست آمد. مقادیر تنش برشی بستر در آزمایش‌های مختلف در جدول 1 داده شده است. از آنجاکه در تمام آزمایش‌ها تنش برشی تنها در نقاط شکست بیشتر از تنش برشی بحرانی بود، هیچ‌گونه فرسایشی جز در نقاط مذکور در کانال اتفاق نیفتاد. در طی آزمایش‌های بدون سازه کنترل، به دلیل فرسایش و رسوبگذاری و بریده شدن بستر کانال، یک آبراهه پیچانی همراه با پشته‌های کناری در محدوده نقاط شکست توسعه پیدا کرد و آب در کانالی به عرض هفتاد درصد عرض فلوم جاری شد. عمق جریان اضافه گردید و با تند شدن شیب ناشی از گسترش ناحیه شکست، سرعت جریان افزایش یافت، در نتیجه عدد وبر در این محدوده بیشتر از ده شده و اثر کشش سطحی ناچیز شد. در آزمایش‌های با سازه کنترل نیز در محدوده نقطه شکست شیب، سرعت آب و به تبع آن عدد وبر افزایش یافت و اثر کشش سطحی ناچیز شد.

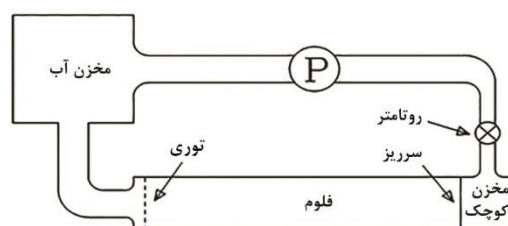
برای صرف نظر کردن از اثرات کشش سطحی در ادبیات موضوع نسبتاً وسیع و در محدوده 10 تا 100 تعریف شده است (Peakall and Warburton, 1996).

3- تجهیزات آزمایشگاه

آزمایش‌ها در فلومی به طول 12 متر، عرض 30 و ارتفاع 40 سانتی‌متر در آزمایشگاه هیدرولیک گروه عمران دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد انجام شد. دیواره‌های فلوم شیشه‌ای و کف آن فلزی بود که با چندین پایه فلزی شیب آن تنظیم می‌شد. شکل 2 نحوه قرارگیری فلوم و متعلقات آن را نشان می‌دهد.

آب از مخزن اصلی توسط پمپی با حداکثر دبی 50 لیتر بر دقیقه (0/83 لیتر بر ثانیه) به مخزن کوچکی واقع در بالادست فلوم پمپاژ می‌شد. دبی جریان با روتامتر اندازه‌گیری می‌شد. در ابتدای کانال، از یک مخزن کوچک برای آرام کردن جریان و حذف اثرات اغتشاشی ناشی از ریزش آب استفاده شد. آب در انتهای فلوم از توری عبور کرده و به مخزن اصلی باز می‌گشت. بستر کانال از ماسه نسبتاً یکنواخت با ضریب یکنواختی $(C_u = D_{60}/D_{10} = 2/02)$ با قطر میانه $D_{50} = 0/95 \text{ mm}$ و چگالی نسبی $G_s = 2/54$ ساخته شد (شکل 3، منحنی دانه‌بندی بستر).

بدنه‌ی کانال نیز با ذرات ماسه پوشش داده شد تا زبری بستر و بدنه یکسان شود. مقدار زبری مانینگ (n) در ابتدا با استفاده از فرمول تجربی استریکلر برابر 0/013 تخمین زده شد، اما بعداً اندازه‌گیری شد. اختلاف زبری اندازه‌گیری شده با فرمول تجربی در حدود 5 درصد بود. طول کانال ماسه‌ای به 11 متر و عرض آن به 29/5 سانتی‌متر محدود شد.

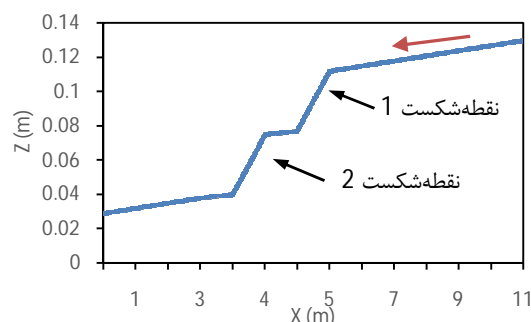


شکل 2 طرح فلوم و متعلقات کانال آزمایشگاه

جدول 1 شرایط اولیه آزمایش‌ها

شماره آزمایش	مکان اندازه‌گیری	شیب بستر S_0 (m/m)	دبی جریان Q (l/s)	سرعت متوسط جریان V (m/s)	عمق نرمال h_0 (m)	عمق بحرانی h_c (m)	تنش برشی بستر τ_0 (N/m ²)	عدد رینولدز Re	عدد فرود Fr	پارامتر شیلدز τ^*
1	در بالا و پایین دست	0/003	0/44	0/167	0/009	0/006	0/236	1343	0/577	0/017
	در نقطه شکست	0/1		0/489	0/0030		2/854	1426	2/86	0/199
2	در بالا و پایین دست	0/003	0/56	0/183	0/010	0/007	0/272	1700	0/588	0/019
	در نقطه شکست	0/1		0/540	0/0035		3/307	1823	2/93	0/231
3	در بالا و پایین دست	0/003	0/68	0/198	0/011	0/008	0/305	2053	0/597	0/021
	در نقطه شکست	0/1		0/584	0/0039		3/722	2220	2/99	0/260

باشند. در هر آزمایش تنها اثر مهاجرت نقاط شکست مطالعه گردید.



شکل 4 نیمرخ طولی بستر اولیه کانال پیش از هر آزمایش

5- ضوابط طراحی و ساخت سازه‌های کنترل

شیب سنگریز

5-1- معیار قطر ذرات

برای تعیین قطر پایدار سنگریزه‌ها در آبراهه‌های مهندسی شده، معادلات متعددی وجود دارد که اکثر آن‌ها بر پایه روابط شیلدز (Shields, 1936) و ایزباش (Isbash, 1936) بدست آمده است. بر اساس دیدگاه شیلدز، تنش برشی بستر آبراهه مهمترین متغیر در ایجاد ناپایداری در آن است. و قطر پایدار ذرات عبارت است از (Chang, 1992):

$$D_{50} = \frac{hS_0}{(G_s - 1)\tau_c} \quad (4)$$

در آغاز آزمایش‌ها با کنترل عدد رینولدز، حالت "جریان انتقالی" در دو آزمایش اول و دوم و حالت "جریان مغشوش" در آزمایش سوم برقرار گردید. در آزمایش‌هایی که جریان انتقالی برقرار بود، احتمال تأثیر نیروهای لزوجت بر نتایج آزمایشگاهی وجود داشت، اما در طی آزمایش، بخاطر کاهش مقطع و افزایش شیب و سرعت آب در کانال، عدد رینولدز در غالب موارد از حد جریان مغشوش فراتر رفت. در کانال‌های بالا و پایین دست، جریان زیر بحرانی ($Fr < 1$) و در موقعیت نقاط شکست جریان فوق بحرانی ($Fr > 1$) بود. مشابه این وضعیت جریان پیش از این در آزمایش‌های براش و ولمان (Brush and Wolman, 1960) و کانتلی و موتو (Cantelli and Muto, 2014) گزارش شده است. بر اساس محاسبات انجام شده عدد وبردرد ابتدای آزمایش در کانال‌های بالا و پایین دست نقطه شکست کمتر از 10 و در محدوده نقطه شکست بین 10 تا 20 در تغییر بود بنابراین حداقل در آغاز آزمایش‌ها اثر کشش سطحی در کانال‌های بالا و پایین دست نقطه شکست وجود داشت.

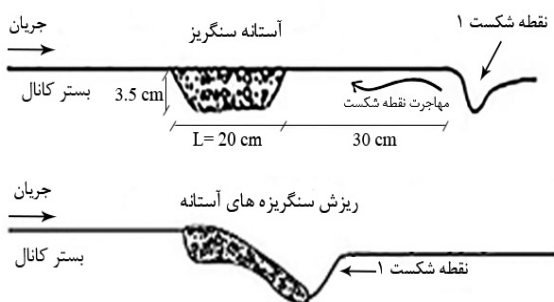
در شکل 4، موقعیت دو نقطه شکست متوالی به طول 0/35 متر و ارتفاع 3/5 سانتی‌متر (شیب ده درصد) در فواصل 4 و 5 متری از انتهای کانال نشان داده شده است. در تمامی آزمایش‌ها، مشخصات فیزیکی کانال، از قبیل موقعیت نقاط شکست، شیب و تراز بستر در راستای طولی و عرضی در ابتدای آزمایش یکسان بود تا نتایج نهایی قابل قیاس

که در آن، q دبی سیلاب طرح در واحد عرض و $C=1/25$ ضریب تمرکز جریان¹ است. بر این اساس، با توجه به شرایط آزمایش سوم $D_{30}=5/14$ mm برای محدوده نقاط شکست بدست آمد.

در آزمایش‌های این تحقیق برای ساخت سازه‌های کنترل شیب سنگریز، با توجه به ضوابط مذکور از ذرات با دانه‌بندی تقریباً یکنواخت با D_{50} و D_{30} به ترتیب برابر با 6 و 4/2 میلی‌متر مطابق منحنی دانه بندی سازه کنترل در شکل 3 استفاده شد.

2-5- طرح آستانه سنگریز

این نوع سازه که به آستانه نزدیک شیب² نیز معروف است، مطابق با شکل 5، در بالادست محل گودافتاده و در نزدیکی نقطه شکست احداث می‌شود تا مانع پسروی بیشتر آن شود (Derrick, 2012; Watson et al., 1999a). برای ساخت آستانه، یک گودال سرتاسری در پهنای کانال در بالادست نقطه شکست 1 حفر شد و داخل آن با سنگریزه پر گردید. معمولاً عمق و طول گودال در امتداد رودخانه چنان تعیین می‌شود که بستر رودخانه پس از رسیدن نقطه شکست به گودال و ریزش ذرات، به قدر کافی پوشش شده باشد تا فرسایش را متوقف سازد (Watson et al., 1999b).



شکل 5 ابعاد و موقعیت قرارگیری آستانه سنگریز در تثبیت بستر کانال (Watson et al., 1999a)

در تحقیق حاضر عمق گودال برابر با ارتفاع نقطه شکست

h عمق جریان، S_0 شیب بستر، $G_s = 2.65$ چگالی نسبی ذرات و τ_*^* تنش برشی بحرانی (عدد بحرانی شیلدز) است. با قراردادن روابط 2 و 3 در رابطه 4 و با فرض شرایط اولیه آزمایش سوم از جدول 1، حداقل قطر مناسب سنگریزه‌ها (D_{50}) در محل نقطه شکست به ترتیب برابر 5/75 و 5/18 میلی‌متر بدست می‌آید. بر اساس دیدگاه ایزباش، سرعت جریان مهمترین متغیر در تعیین آستانه حرکت ذرات است.

$$D_{50} = \frac{V^2}{2g(G_s - 1)E^2} \quad (5)$$

E پارامتری بدون بعد و برابر 0/86 فرض می‌شود، g شتاب ثقل زمین و V سرعت جریان است. معادلات (6) برای تعیین سرعت پیشنهاد شده است (شفاعی بجستان، 1387):

$$\frac{V}{\sqrt{g\Delta D_{50}}} = 2.2 \quad ; \quad \frac{D_{50}}{h} < 0.1 \quad (1-6)$$

$$\frac{V}{\sqrt{g\Delta D_{50}}} = 1.252\left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{0.25} \quad ; \quad \frac{D_{50}}{h} > 0.1 \quad (2-6)$$

که در آن، Δ چگالی نسبی شناور ذرات ($\Delta = G_s - 1$) است. با فرض $\frac{D_{50}}{h} > 0.1$ در موقعیت نقطه شکست و با ترکیب معادلات 2-6 و 5، حداقل قطر سنگریزه (D_{50}) در محل نقطه شکست و با فرض شرایط اولیه آزمایش سوم، برابر 4/38 میلی‌متر بدست می‌آید.

برای دبی‌های کمتر از 0/03 مترمکعب بر ثانیه و برای شیب‌هایی حداکثر 10 درصد، رابطه (7) برای قطر مناسب سنگریزه‌ها ارائه شده است (Anderson et al., 1970):

$$D_{50} = 0.01561\gamma R S_0 \quad (7)$$

R شعاع هیدرولیکی مقطع جریان است ($R \approx h$). نیوبری و گابوری نیز رابطه مشابهی برای قطر سنگریزه‌ها ارائه داده‌اند (Newbury and Gaboury, 1993):

$$D_{50} = 15hS_0 \quad (8)$$

با توجه به روابط (7) و (8) و با فرض شرایط آزمایش سوم در نقطه شکست، حداقل قطر سنگریزه (D_{50}) برابر با 6/1 و 5/85 میلی‌متر بدست می‌آید. همچنین برای شیب‌های بین 2 تا 20 درصد مطابق پیشنهاد (USACE, 1994) می‌توان رابطه (9) را نوشت:

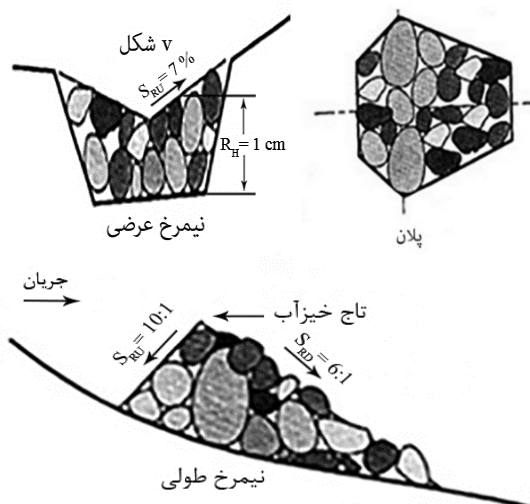
$$D_{30} = \frac{1.95S_0^{0.555}(Cq)^{\frac{2}{3}}}{g^{\frac{1}{3}}} \quad (9)$$

¹ Flow Concentration Factor

² At-Grade Sill

4-5- خیزآب نیوبری

تاج و سطح پایین دست خیزآب نیوبری به شکل V ساخته می‌شود، (شکل 7). در نتیجه از فرسایش و آبستگي کناره‌های رودخانه در جریان‌های فوق بحرانی و کم عمق کاسته می‌شود و در جریان‌های زیر بحرانی و پر عمق، بین سطح خیزآب و بستر آبراهه، گودالی با جریان‌های گردابی برگشتی² ایجاد می‌شود. بیشتر خیزآب‌های طبیعی دارای شیب پایین دست کمتر از 6 درجه (10:1) هستند. این شیب به جریان آب اجازه می‌دهد که با زاویه کم وارد حوضچه پایین دست شود (Newbury et al. 1996). همچنین با این شیب شرایط ایده‌آلی در حوضچه برای تخم‌ریزی و تغذیه ماهیان رودخانه‌ای فراهم می‌شود (Newbury and Gaboury, 1993). پس از مطالعات گوناگون بر روی انواع خیزآب‌های طبیعی در رودخانه‌ها، توصیه شده است که شیب سطح پایین دست خیزآب (S_{RD}) بین 20:1 تا 5:1 و شیب عرضی قسمت V شکل (S_{RV}) بین 4 تا 8 درصد باشد (Newbury et al. 1996; Newbury, 2008). شیب سطح بالادست خیزآب (S_{RU}) به نحوی انتخاب می‌شود که امکان ایجاد ارتفاع مفید تاج خیزآب در کمترین فاصله مهیا شود.



شکل 7 ابعاد مقاطع عرضی و طولی خیزآب‌های نیوبری

ارتفاع مفید تاج هر خیزآب (R_H) با توجه به رابطه (11)

یعنی 3/5 سانتی‌متر و طول آن 20 سانتی‌متر فرض گردید. فاصله گودال نیز تا نقطه شکست 1 برابر با 30 سانتی‌متر فرض گردید تا علاوه بر نزدیکی به محل شکست، نحوه برخورد ناحیه شکست به آستانه نیز مطالعه شود.

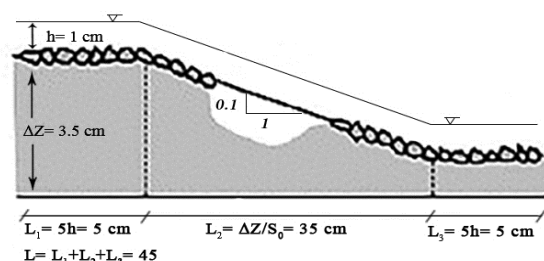
3-5- طرح آستانه شیب‌دار سنگریز

این سازه بر روی نقطه شکست 1 ساخته شد. پیش از اجرای آستانه، باید در صورت لزوم در محدوده ساخت سازه از یک لایه فیلتر شنی استفاده شود تا آب به راحتی و بدون حمل ذرات مصالح بستر از روی آن عبور کند. اگر شرط رابطه (10) برقرار باشد، نصب فیلتر شنی الزامی است (ژولین، 1387):

$$(10) \quad d_{15} > 5d_{85} \text{ (بستر) (سنگریزه)}$$

با توجه به منحنی‌های دانه‌بندی ماسه و شن مصرفی در شکل 4، پوشش سنگریز به تنهایی کافی است.

شیب سنگریز در پایین دست نقطه شکست می‌تواند متغیر باشد، ولی عموماً نباید از ده درصد تجاوز کند (Derrick, 2012)، که برابر شیب نقطه شکست در مدل آزمایشگاهی حاضر است. معمولاً در بالادست آستانه، یک نقطه‌ی سخت¹ ایجاد می‌شود. این نقطه سخت به پوشش سنگریزی گفته می‌شود که تنها به هدف اتلاف انرژی و کاستن از سرعت جریان بر بستر احداث می‌شود تا از آستانه سنگریز در محل شیب محافظت کند. همچنین در پایین دست سازه نیز باید پوشش سنگریز ادامه یابد تا پایداری سازه را افزایش دهد (Derrick, 2012). بقیه استانداردهای لازم برای ساخت این سازه، در شکل 6 مطابق توصیه ژولین انتخاب و اجرا شد (ژولین، 1387).



شکل 6 ابعاد و موقعیت قرارگیری آستانه شیب‌دار سنگریز (ژولین، 1387)

² Back-eddies

¹ Hard Point

تعیین می‌شود (Newbury, 2008):

$$R_H = H - H_C \quad (11)$$

$$H = h + \frac{v^2}{2g} \quad \text{و} \quad H_C = h_c + \frac{v_c^2}{2g}$$

مخصوص بحرانی جریان است ($H_C = 1.5h_c$) که v_c و h_c به ترتیب سرعت بحرانی و عمق بحرانی جریان است.

با توجه به ضوابط موجود، شیب سطوح مختلف هر خیزآب مطابق شکل 7 فرض گردید. همچنین برای محدوده بین نقاط شکست، ارتفاع مفید تاج سازه (R_H) تقریباً $0/91$ سانتی‌متر برای بیشترین دبی آزمایش، بدست آمد، لذا این ارتفاع در حدود 1 سانتی‌متر برای هر خیزآب اجرا شد.

فاصله‌های افقی بین پاشنه تا تاج (R_U) و بین تاج تا پنجه (R_D) برای هر خیزآب از روابط زیر تعیین می‌شود، (Newbury, 2008):

$$R_U = \frac{R_H}{S_{RU} + S_0} \quad (12-الف)$$

$$R_D = \frac{R_H}{S_{RD} - S_0} \quad (12-ب)$$

که در آن S_{RD} و S_{RU} به ترتیب شیب سطح بالا و پایین دست خیزآب می‌باشد. در نتیجه، R_D و R_U به ترتیب برابر 5 و 15 سانتی‌متر بدست می‌آید.

فاصله بین تاج تا تاج خیزآب‌های نیوبری، L_R ، به ارتفاع تاج خیزآب و شیب بستر آبراهه بستگی دارد و از رابطه (13) محاسبه می‌شود (Newbury, 2008):

$$L_R = R_D + L_B + L_P \quad (13)$$

که در آن $L_P = \frac{R_H}{S_0}$ طول حوضچه، R_D فاصله تاج تا پنجه سازه و L_B فاصله‌ای فرضی برای جریان پیش از رسیدن به حوضچه است. در رابطه (13) با فرض L_B برابر 5 سانتی‌متر، L_R برابر 30 سانتی‌متر بدست آمد. در شکل 8، فواصل اجرایی برای ساخت خیزآب‌های نیوبری نشان داده شده است.

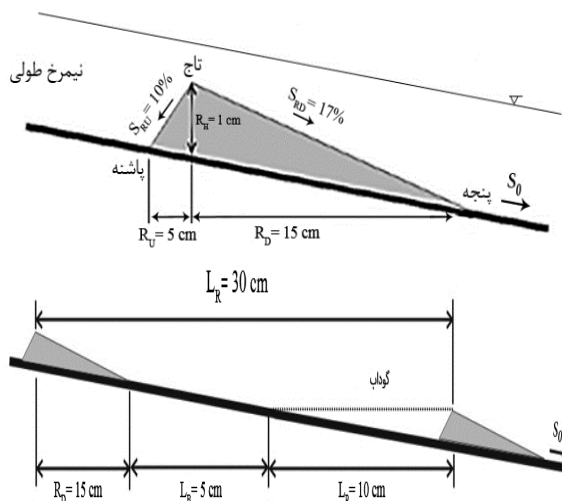
برای تخمین تعداد خیزآب‌ها از رابطه (14) استفاده می‌شود (USDA, 2007):

$$N = L_R \frac{|S_0 - S_e|}{R_H} \quad (14)$$

که در آن، N تعداد سازه و S_e شیب اصلاحی رودخانه است که از رابطه (15) بدست می‌آید (Head and Mufich, 1997):

$$S_e = \frac{(kV)^{10/3} P^{4/3} n^2}{Q^{4/3}} \quad (15)$$

که در آن، P محیط خیس شده و k ضریبی بین $1/3-1/5$ می‌باشد.



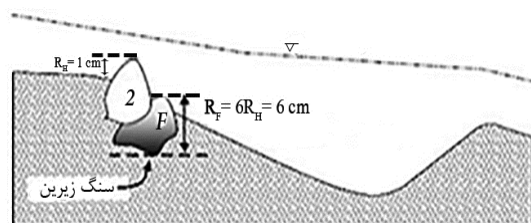
شکل 8 فواصل اجرایی در خیزآب‌های نیوبری

با فرض k برابر $1/3$ و شرایط آزمایش سوم، S_e برابر $0/23$ و N برابر با $3/9$ بدست می‌آید. در تحقیق حاضر از این نوع خیزآب به تعداد چهار عدد از ابتدای نقطه شکست 1 تا کمی قبل از شروع نقطه شکست 2 احداث شد.

5-5- خیزآب‌های باله‌ای عرضی

در شکل 9، نحوه قرارگیری بخش‌های میانی و باله‌ای سازه در عرض آبراهه و ضوابط طراحی آن نشان داده شده است. معمولاً عرض باله‌ها و قسمت میانی هر کدام برابر یک سوم عرض آبراهه در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس عرض هر دو باله برابر با 10 سانتی‌متر و عرض بخش میانی $9/5$ سانتی‌متر فرض شد. قسمت باله‌ای سازه با زاویه 30 درجه نسبت به محور آبراهه احداث شد. این مقدار بین 20 تا 30 درجه توصیه شده است (Rosgen, 2001). زاویه‌ی کمتر برای حفاظت بیشتر بدنه آبراهه است، زیرا طول باله‌ها بیشتر می‌شود. باله‌ها باید با شیب معکوسی بین 2 تا 7 درصد رو به بالادست ساخته شود. این شیب به صورت پیش فرض در حدود 7 درصد در نظر گرفته شد. طول هر باله نیز از بدنه آبراهه تا بخش میانی سازه با توجه به انحراف 30 درجه، برابر با 20 سانتی‌متر بدست آمد.

از 0/9 برابر طول باله‌ها بیشتر شود (Rosgen, 2001). مطابق شکل 10، با فرض ارتفاع مفید خیزآب، $R_H=1\text{ cm}$ ، پی سازه تا عمق $R_F=6\text{ cm}$ پر شد.



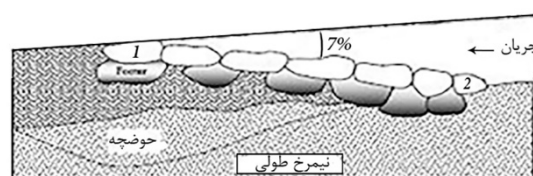
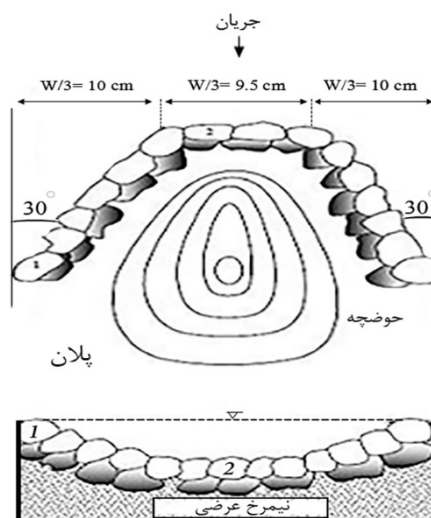
شکل 10 ارتفاع هر خیزآب و وضعیت سنگ زیرین

فاصله بین خیزآب‌های باله‌ای عرضی از رابطه پیشنهادی راسگن بدست می‌آید (Rosgen, 2001):

$$L_R = 0.082513S_0^{-0.9799}W \quad (16)$$

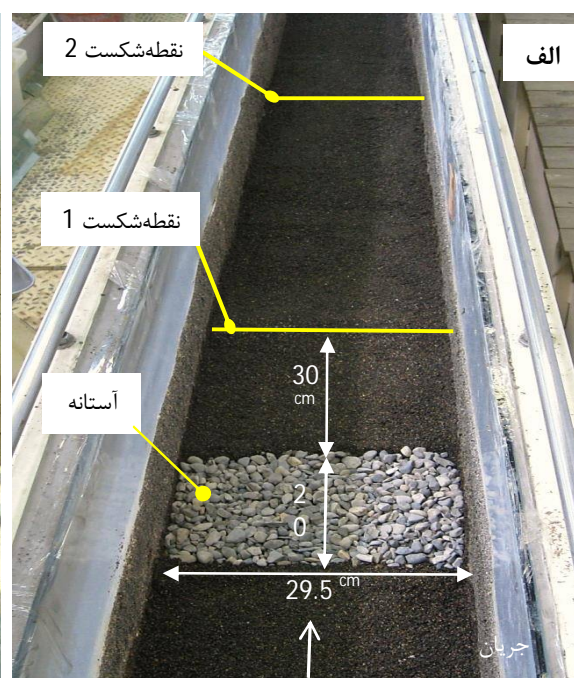
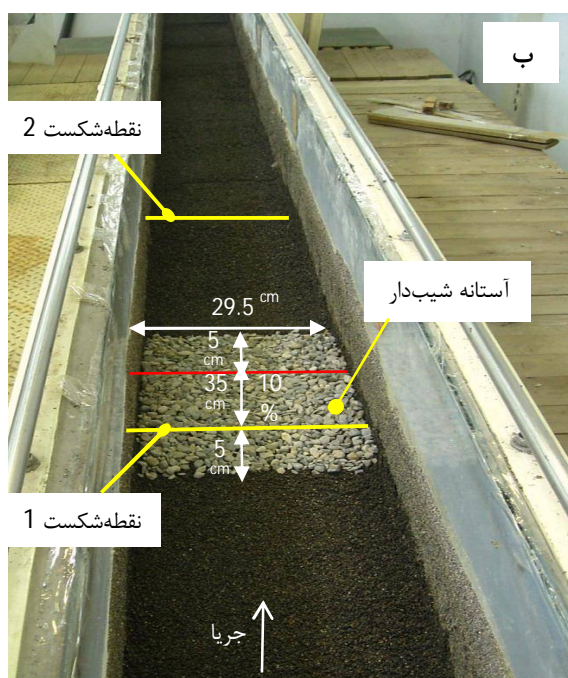
فاصله L_R بین تاج خیزآب‌ها و W عرض کانال می‌باشد. در اینصورت $L_R \approx 25\text{ cm}$ (با فرض $S_0=0/1$ و $W=29/5\text{ cm}$) بدست می‌آید. با توجه به نتایج روابط (14) و (15) از این نوع خیزآب به تعداد چهار عدد از ابتدای نقطه شکست 1 تا کمی قبل از شروع نقطه شکست 2 احداث شد.

در شکل 11 تصویر سازه‌های کنترل شیب سنگریز ساخته شده در بستر کانال آزمایشگاه، نشان داده شده است.

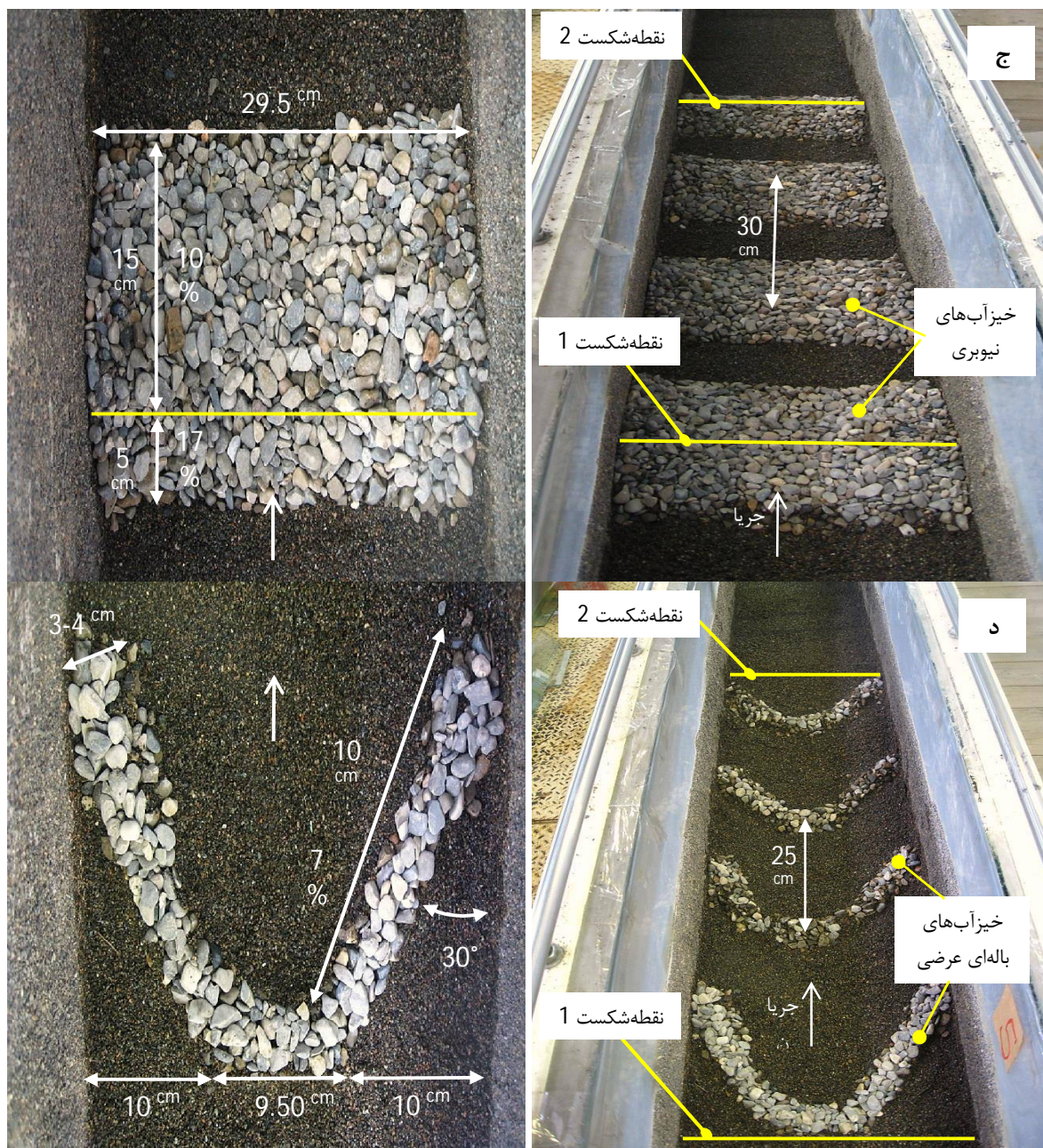


شکل 9 پلان و نیمرخ‌های عرضی و طولی خیزآب‌های باله‌ای عرضی (Rosgen, 2001)

خیزآب برای بسترهای ماسه‌ای، به مقدار 6 برابر ارتفاع مفید سازه ($R_F=6R_H$) در بستر فرو می‌رود. این عمق نباید



شکل 11- الف آستانه سنگریز اجرا شده ب- آستانه شیب‌دار سنگریز اجرا شده



شکل 11- ج خیزآب‌های نیوبری اجرا شده د- خیزآب‌های باله‌ای عرضی اجرا شده

به حالت تعادل در آزمایش‌ها بدون سازه کنترل مقدر نبود، زیرا نقاط شکست پیوسته در حرکت بودند. به عنوان مثال در یک مورد، آزمایش تا 24 ساعت ادامه پیدا کرد، به حدی که نقطه شکست اول به بالادست کانال آزمایشگاهی رسید، ولی محو نشد (فولادی سمنان و جعفرزاده، 1395). اما در کلیه آزمایش‌ها با سازه کنترل معمولاً تغییرات اساسی بستر در همان ساعت اول اتفاق می‌افتاد و تغییرات در زمان‌های

6- اجرای آزمایش‌ها

آزمایش‌ها در دو مرحله انجام شد. آزمایش‌های مرحله اول با سه دی مختلف مطابق جدول 1 بدون حضور سازه‌های کنترل شیب اجرا گردید. مرحله دوم آزمایش‌ها با دی‌های جدول 1 در حضور چهار سازه کنترل شیب مختلف (هر سازه با سه دی) انجام شد. در مجموع 15 آزمایش اجرا شد. مدت زمان هر آزمایش 5 ساعت بود. در عمل رسیدن

1 به بالادست و افزایش رسوب‌گذاری و پیشروی نقطه شکست 2 به پایین دست شده است. تراز بستر در پایان آزمایش اول ($Q_1 = 0.44 \text{ l/s}$)، به علت کف‌کنی و رسوب‌گذاری کم‌تر، نسبت به دو آزمایش دیگر پایین‌تر است. در همین آزمایش، شیب نقطه شکست 1 تندتر و شیب نقطه شکست 2 ملایم‌تر از دو آزمایش دیگر است. جزئیات بیشتر در ارتباط با آزمایش‌های این مرحله در مقاله دیگری گزارش شده است (فولادی سمنان و جعفرزاده، 1395).

6-2- آزمایش با سازه کنترل در نقطه شکست اول

در این مرحله سازه‌های کنترلی در محدوده نقطه شکست 1 احداث شدند و اثر جریان آب بر تثبیت این نقطه شکست و کنترل نقطه شکست 2 مطالعه شد. ذیلاً گزارش مختصری از چگونگی عملکرد سازه‌های کنترل در هر سری از آزمایش‌های مرحله دوم ارائه می‌شود.

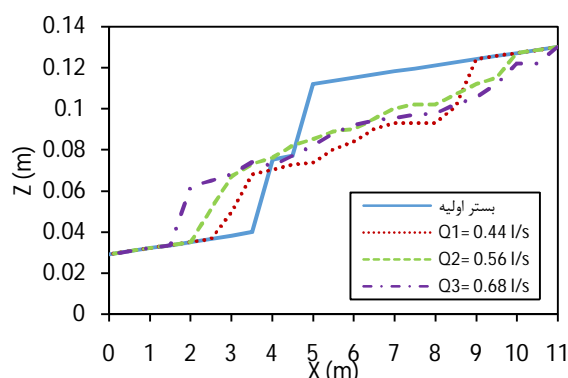
6-2-1- آستانه سنگریز

عملکرد آستانه سنگریز و نقاط شکست در هر سه آزمایش با دبی‌های مختلف نسبتاً مشابه بود. در دقایق ابتدایی آزمایش، هر دو نقطه شکست شروع به مهاجرت کردند، تا وقتی که موقعیت نقطه شکست 1 پس از برخورد به آستانه ثابت شد. در همان حال، با ته‌نشینی رسوبات در پایین دست این نقطه شکست، یک پشته کناری در سمت چپ کانال به وجود آمد که به طرف پایین گسترش یافت. پس از چند دقیقه، با رسیدن پشته کناری به نقطه شکست 2، سرعت پسروی آن به بالادست کاهش یافت. با گذشت 15 دقیقه، نقطه شکست 1 در محل آستانه تثبیت شد، اما تراز نقطه شکست 2 کاهش یافت و در طول کانال گسترده شد. همچنین تراز بستر در بالادست آستانه ثابت و بدون تغییر ماند. در مقابل، در پایین دست، بستر کناره راست به شدت فرسایش یافت و متقابلاً رسوبات در کناره چپ ته‌نشین شدند، به حدی که پشته کناری عریضی به شکل جزیره بیرون از آب پدیدار گشت. ته‌نشینی رسوبات، کانال را در پایین دست پیچانی نمود. در این بازه، رسوبات مستغرق و پایین‌تر از تراز جریان بودند. در پایان ساعت سوم، نقطه شکست 1 در محل آستانه تثبیت شده بود، ولی به دلیل فرسایش بستر و آبشستگی موضعی، سنگریزه‌های

بعدی عموماً کند بود. در مواردی که سازه کنترل موفق به تثبیت نقطه شکست شده بود، تغییر بستر چندانی دیده نشد. بنابراین پنج ساعت آزمایش کافی بنظر می‌رسید. پس از اتمام آزمایش‌ها، تغییرات تراز بستر در دو حالت بدون سازه و با سازه کنترلی مقایسه گردید.

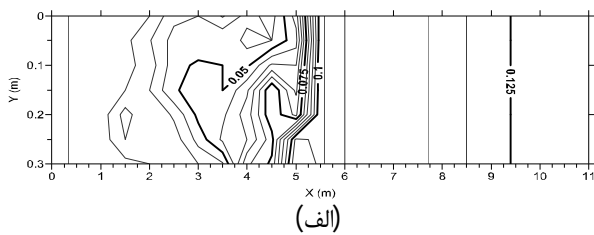
6-1- آزمایش بدون سازه کنترل

پس از شروع آزمایش، در لحظات آغازین، پیش از رسیدن جریان به نقاط شکست، بستر کانال پایدار ماند و هیچ گونه فرسایشی مشاهده نشد. با رسیدن جریان آب به نقطه شکست اول، بستر کانال فرسایش یافت و پدیده کف‌کنی آغاز گشت. با فرسایش بستر، رسوبات زیادی به پایین دست حمل شد. کف‌کنی در بالادست و حمل رسوبات به پایین دست نقطه شکست 2 به سرعت رخ داد. در فاصله بین دو نقطه شکست 1 و 2، هر دو پدیده رسوب‌گذاری و رسوب‌برداری در مدت کوتاهی مشاهده شد. بدین معنا که رسوبات حمل شده از بالادست با کاهش ناگهانی شیب در پایین دست نقطه شکست 1، به سرعت ته‌نشین شدند، ولی در ادامه فرسایش یافته و به پایین دست نقطه شکست 2 حرکت کردند. در نتیجه شیب کانال در فاصله بین دو نقطه شکست به سرعت افزایش یافت. با گذشت زمان از نرخ رسوب‌گذاری و کف‌کنی به تدریج کاسته شد. شکل 12، نیمرخ تغییرات تراز بستر کانال را پس از آزمایش‌های مرحله اول نشان می‌دهد.

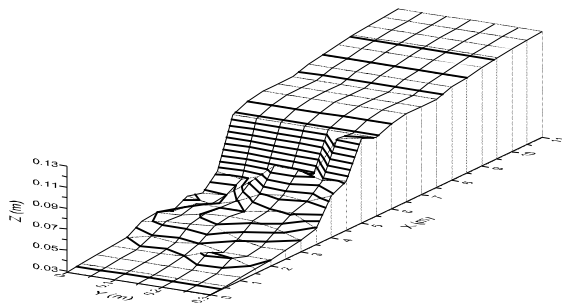


شکل 12 نیمرخ طولی کانال برای دبی‌های مختلف در پایان هر سه آزمایش مرحله اول (بدون سازه کنترل شیب)

افزایش دبی، سبب افزایش کف‌کنی و پسروی نقطه شکست



(الف)



(ب)



(ج)

شکل 14 الف- خطوط تراز، ب- شکل سه بعدی و ج- تصویر عوارض بستر در حضور آستانه نزدیک شیب در آزمایش سوم ($Q_3 = 0/68 \text{ l/s}$)

6-2-2- آستانه شیب‌دار سنگریز

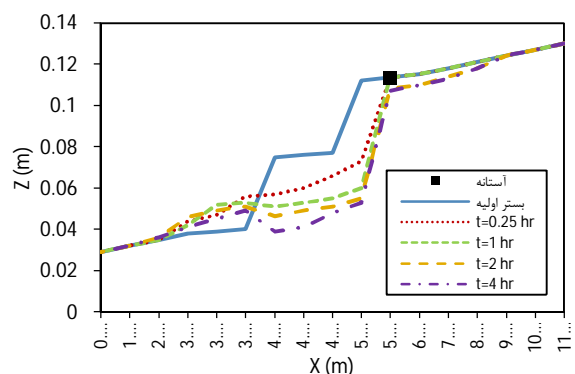
آستانه شیب‌دار تنها در کمترین دبی ($Q_1 = 0/44 \text{ l/s}$) در برابر مهاجرت نقاط شکست 1 و 2 مقاومت کرد. در آغاز آزمایش، موقعیت نقطه شکست 1 به دلیل حضور آستانه ثابت ماند، ولی نقطه شکست 2 به بالادست مهاجرت کرد. همزمان با مهاجرت نقطه شکست 2، رسوبات در پایین دست آن و درکناره راست کانال ته نشین شدند و با گذشت زمان به سمت پایین دست کانال گسترش یافتند. پس از مدت کوتاهی نقطه شکست 2 به آستانه برخورد کرد و عرض بستر را در پایین دست سازه به تدریج برید. این بریدگی، سنگریزه‌های آستانه را به پایین دست غلتاند، به مرور زیر سازه را خالی کرد و به طور موضعی شست.

آستانه ریزش کردند. نرخ فرسایش و ترسیب از ساعت سوم تا پایان آزمایش کند بود و تغییرات تراز بستر در هر دو آزمایش محسوس نبود. شکل 13 نیمرخ طولی بستر کانال در خط القعر جریان را در زمان‌های مختلف آزمایش سوم با دبی بیشینه نشان می‌دهد.

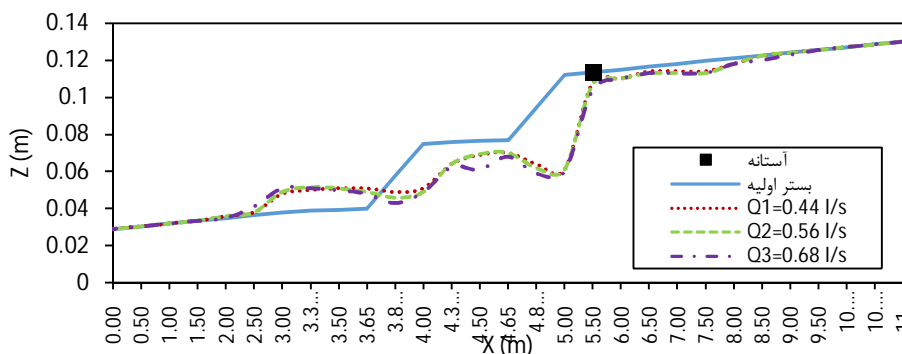
شکل 14، خطوط تراز، شکل سه بعدی و تصویر عوارض بستر تثبیت شده کانال را با آستانه نزدیک شیب پس از اجرای آزمایش سوم با بیشترین دبی نشان می‌دهد.

نامنظمی در خطوط تراز و بریدگی پیچ و خم‌دار کف کانال در شکل سه بعدی نشان‌دهنده ماهیت سه بعدی آبستگي است. شکل نقطه شکست 1 پس از برخورد به سازه تقریباً حفظ شده است. توسعه پشته کناری دیده می‌شود. عرض این پشته متغیر بوده و در بیشترین حالت به حدود دو سوم عرض کانال رسیده است.

شکل 15، نیمرخ طولی بستر در خط القعر جریان با آستانه نزدیک شیب را در پایان آزمایش (ساعت پنجم) به ازای دبی‌های مختلف نشان می‌دهد. آستانه سنگریز در هر سه آزمایش به خوبی در برابر مهاجرت نقاط شکست 1 و 2 مقاومت کرد، به طوری که فرسایش ناشی از کف‌کنی نقطه شکست 1 نتوانست به بالادست آن راه پیدا کند. هر چند که بستر آبرفتی قدری نشست کرد. این نشست در بیشترین حالت، بین 15 تا 30 درصد پایین افتادگی اولیه بستر در موقعیت نقطه شکست اندازه گیری شد. نقطه شکست 2 به دلیل فرسایش و رسوبگذاری شدید در طول کانال گسترده شد.



شکل 13 تغییرات زمانی تراز بستر کانال در آزمایش سوم با دبی ($Q_3 = 0/68 \text{ l/s}$) با آستانه نزدیک شیب

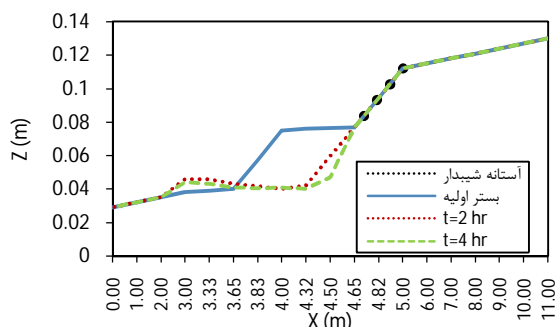


شکل 15 نیمرخ طولی کانال برای دبی‌های مختلف در پایان آزمایش (ساعت پنجم) با آستانه نزدیک شیب

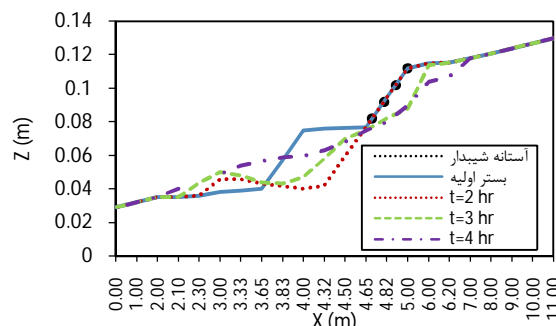
می‌شود. در همین شکل نامنظمی در خطوط تراز و شکل سه بعدی، هر چند که کمتر از حالت قبل است، اما حکایت از سه بعدی بودن ماهیت آب شستگی دارد.

6-2-3- خیزآب‌های نیوبری

رفتار خیزآب‌ها در هر سه آزمایش نسبتاً مشابه بود.



شکل 16 تغییرات زمانی تراز بستر کانال در آزمایش اول با دبی ($Q_1=0/44$ l/s) همراه با آستانه شیب‌دار



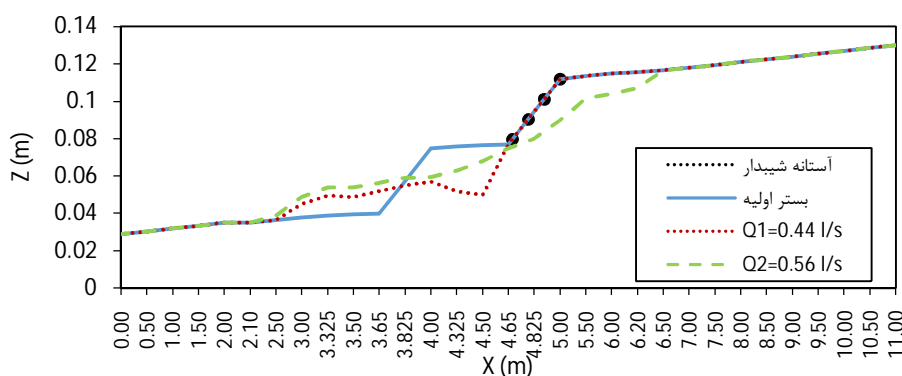
شکل 17 تغییرات زمانی تراز بستر کانال در آزمایش دوم با دبی ($Q_2=0/56$ l/s) همراه با آستانه شیب‌دار

پس از برخورد نقطه شکست 2 به آستانه، به تدریج پشته‌ای در کناره راست کانال در پایین دست سازه شکل گرفت. پس از 20 دقیقه پشته‌ی دیگری در کناره چپ به وجود آمد. این دو پشته با عرض‌های مختلف تا انتهای آزمایش در پایین دست گسترش یافتند. در ساعات اولیه آزمایش، بستر کانال در بالادست سازه پایدار و بدون فرسایش بود و این پایداری تنها برای آزمایش با دبی اول تا پایان ساعت پنجم برقرار بود (شکل 16).

با افزایش دبی، در آزمایش دوم آستانه شیب‌دار تنها دو ساعت دوام آورد و سازه با ریزش تدریجی سنگریزه‌ها در میانه آزمایش و به دلیل وقوع آبشستگی در پایین دست خراب شد. در نتیجه نقطه شکست تثبیت شده، به بالادست مهاجرت کرد، هرچند که نرخ مهاجرت و کف‌کنی به مراتب کمتر از آزمایش مشابه بدون آستانه بود (شکل 17). پس از ریزش سنگریزه‌های آستانه، پشته کناری که در پایین دست سازه تشکیل شده بود، به تدریج شسته شد و از بین رفت و تنها یک پشته میانی کم عرض شکل گرفت. رسوبات انتقال یافته کانال پایین دست را پیچانی کرد.

شکل 18، نیمرخ طولی بستر در خط القعر جریان با آستانه شیب‌دار را در پایان آزمایش (ساعت پنجم) به ازای دبی‌های مختلف نشان می‌دهد. تثبیت نقطه شکست 1 در آزمایش اول و تخریب و پسروری هر دو نقطه شکست در آزمایش دوم کاملاً مشخص است.

در شکل 19 تصویر عوارض بستر در حضور آستانه شیب‌دار پس از انجام هر دو آزمایش نشان داده شده است. تشکیل پشته‌های کناری در آزمایش اول (شکل الف) و تخریب سنگریز در شیب در آزمایش دوم (شکل ب) ملاحظه



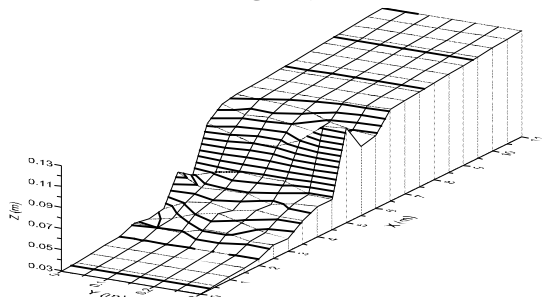
شکل 18 نیمرخ طولی کانال برای دبی‌های مختلف در پایان آزمایش (ساعت پنجم) با آستانه شیب‌دار



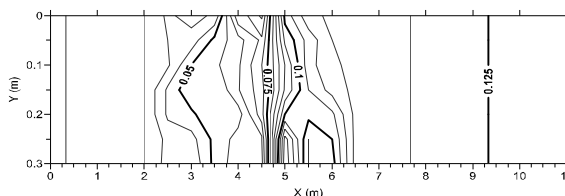
ب- در آزمایش دوم با دبی ($Q_2 = 0.56 \text{ l/s}$)



الف- در آزمایش اول با دبی ($Q_1 = 0.44 \text{ l/s}$)



د- شکل سه بعدی مربوط به آزمایش دوم



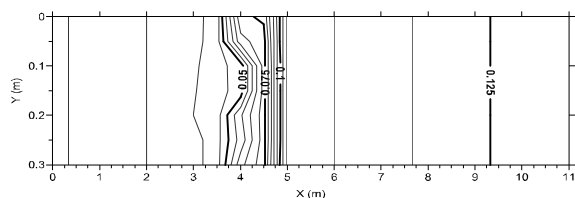
ج- خطوط تراز

شکل 19 تصویر عوارض بستر در حضور آستانه شیب‌دار

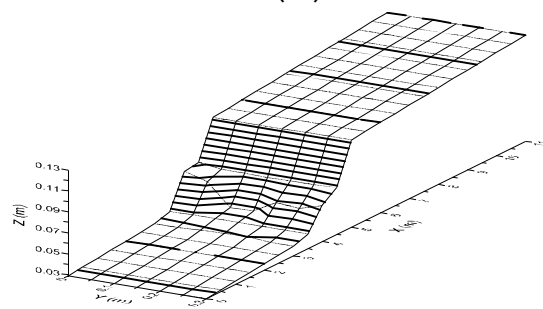
محدوده افزایش داد و نقطه شکست 2 نیز کاملاً تثبیت شد. در ادامه عملکرد خیزآب‌های 1، 2 و 3 بسیار خوب ارزیابی شد. هیچ‌گونه رسوب‌گذاری و یا رسوب‌برداری در بین خیزآب‌ها رخ نداد و سنگ‌ریزه‌ها جابه‌جا نشد. هر چند با افزایش دبی، چاله آبستگي کم عمقی بین خیزآب‌ها بوجود آمد، اما در عملکرد آن‌ها خللی ایجاد نکرد. شکل 20، تغییرات نیمرخ طولی بستر کانال را در خط القعر جریان در زمان‌های مختلف تا پایان ساعت چهارم آزمایش سوم با دبی بیشینه نشان می‌دهد.

در آغاز آزمایش، نقطه شکست 1 ثابت ماند، در محدوده این نقطه شکست، با افزایش زبری بستر، عمق جریان افزایش و عدد فرود جریان کاهش پیدا کرد. همچنین در حوضچه‌ی هر کدام از خیزآب‌ها، پرش هیدرولیکی رخ داد که هر چند از شدت آن از اولین تا آخرین خیزآب کاسته شد، اما به تدریج انرژی جریان را تلف کرد. نقطه شکست 2 کمی پسروی کرد تا به آخرین خیزآب برخورد کرد. فرسایش زیر سازه را خالی و سنگ‌ریزه‌های آن را جابه‌جا کرد. رسوب‌گذاری‌های پی در پی، تراز بستر را در این

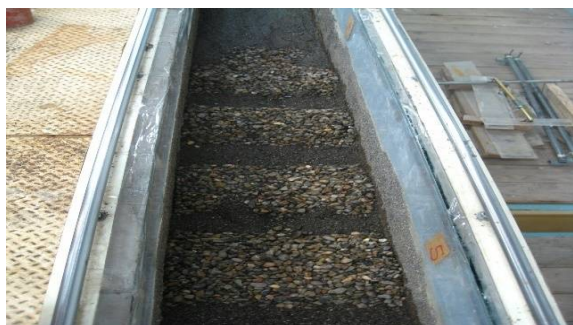
در محل خود و نقطه شکست 2 پس از برخورد با آخرین خیزآب تثبیت شدند و شکل هر دو نقطه شکست تا پایان آزمایش حفظ شد.



(الف)

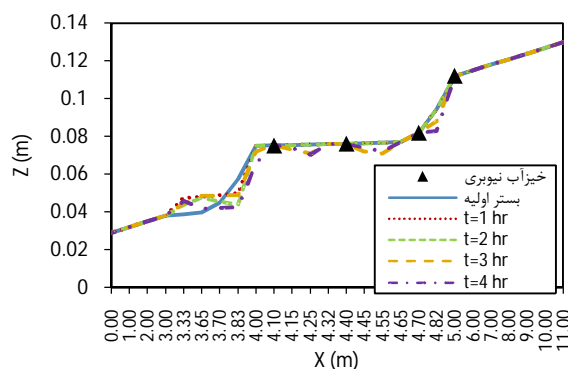


(ب)



(ج)

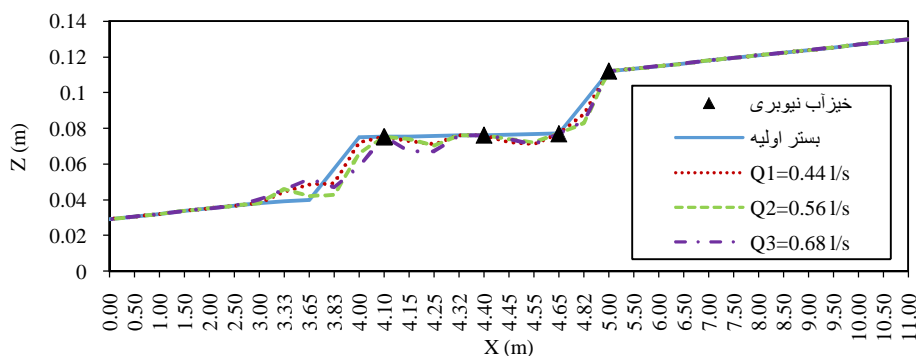
شکل 21 الف- خطوط تراز، ب- شکل سه بعدی و ج- تصویر عوارض بستر در حضور خیزآب‌های نیوبری در آزمایش سوم ($Q_3 = 0.68 \text{ l/s}$)



شکل 20 تغییرات زمانی تراز بستر کانال با خیزآب نیوبری در آزمایش سوم با دبی ($Q_3 = 0.68 \text{ l/s}$)

شکل 21، خطوط تراز، شکل سه بعدی و تصویر عوارض بستر تثبیت شده کانال با خیزآب‌های نیوبری را پس از اجرای آزمایش سوم با بیشترین دبی نشان می‌دهد. با تمرکز جریان در میانه کانال، پیچانرودی که در آستانه‌ها دیده می‌شد، از بین رفته است. خطوط تراز منظم شده است و آب شستگی بستر نسبتاً دو بعدی می‌باشد. اما جابه‌جایی سنگریزه‌های آخرین خیزآب در تصویر به خوبی نمایان است.

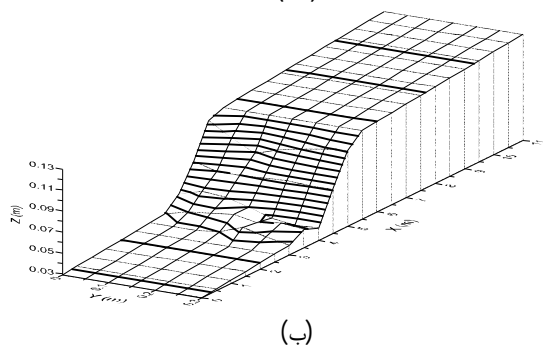
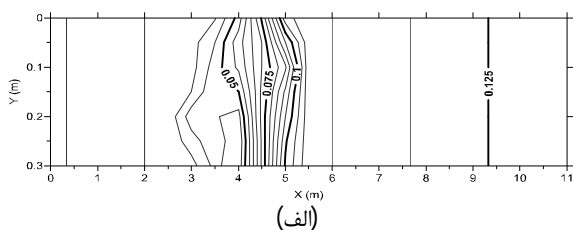
شکل 22، نیمرخ طولی بستر در خط القعر جریان با خیزآب‌های نیوبری را در پایان آزمایش (ساعت پنجم) به ازای دبی‌های مختلف نشان می‌دهد. تراز بستر در بالادست نقطه شکست 1 ثابت ماند و رسوبگذاری و فرسایش بین خیزآب‌ها در محدوده بین نقاط شکست و در پایین دست نقطه شکست 2 به حداقل مقدار رسید. چاله آبشستگی بین خیزآب‌ها مشخص است. عملکرد این سازه در تثبیت نقاط شکست بهتر از سازه‌های دیگر است. نقطه شکست 1



شکل 22 نیمرخ طولی کانال برای دبی‌های مختلف در پایان آزمایش (ساعت پنجم) با خیزآب‌های نیوبری

شکل 24 خطوط تراز، شکل سه بعدی و تصویر عوارض بستر تثبیت شده کانال را در حضور خیزآب‌های باله‌ای عرضی پس از اجرای آزمایش سوم با بیشترین دبی نشان می‌دهد. با تمرکز جریان در میانه کانال، خطوط تراز تا حدی منظم است، در نتیجه آبشستگی بستر نسبتاً دوبعدی می‌باشد. چاله‌های آبشستگی و ریزش سنگریز باله‌های سازه به خوبی نمایان است.

شکل 25، نیمرخ طولی بستر در خط القعر جریان با خیزآب‌های باله‌ای عرضی را در پایان آزمایش (ساعت پنجم) به ازای دبی‌های مختلف نشان می‌دهد. سازه در تثبیت نقاط شکست تا حدی موفق عمل کرده و تراز بستر در بالادست ثابت مانده است. اهم تغییرات در محدوده نقاط شکست و پایین‌دست آن است. خیزآب‌ها در تمامی آزمایش‌ها به همراه بستر کانال نشست کرده است.

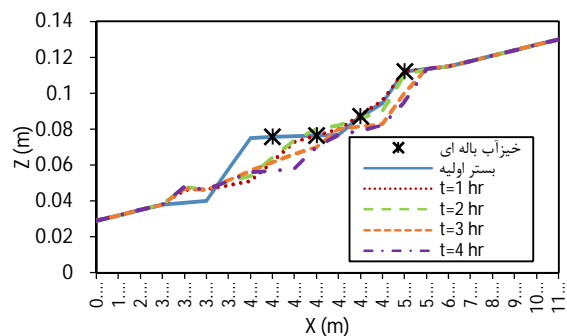


شکل 24 الف- خطوط تراز، ب- شکل سه بعدی و ج- تصویر عوارض بستر در حضور خیزآب‌های باله‌ای عرضی در آزمایش سوم ($Q_3 = 0/68 \text{ l/s}$)

این خیزآب‌ها در دبی‌های بالا عملکرد قابل قبولی داشتند و پدیده آبشستگی موضعی تنها در آخرین خیزآب مشاهده شد. در عمل این خیزآب را می‌توان با ضریب اطمینان بالاتری نسبت به دیگر خیزآب‌ها طراحی کرد. در ساخت سازه‌های کنترلی در رودخانه، چنانچه آبشستگی به اندازه‌ای شدید باشد که موجب تخریب سازه گردد، معمولاً از عوامل پیشگیری کننده، از قبیل سپرکوبی فلزی زیر سازه، استفاده می‌کنند.

6-2-4- خیزآب‌های باله‌ای عرضی

عملکرد این خیزآب‌ها در هر سه آزمایش مشابه بود. در آغاز آزمایش‌ها دو خیزآب اول به خوبی مانع از پسروی نقطه شکست 1 شدند، رسوبات فرسایش یافته بین خیزآب‌ها ته‌نشین شد و شیب بستر را به تدریج کاهش دادند. اما نقطه شکست 2 کمی به بالادست مهاجرت کرد، تا آنکه باله سنگریز آخرین خیزآب (شماره 4) در برخورد با آن ریزش کرد و بستر از سمت باله برش خورد. این نقطه شکست در تلاقی با رسوبات ته‌نشین شده بین خیزآب‌های 3 و 4 تثبیت شد. تا پایان آزمایش خیزآب‌های 1، 2 و 3، تقریباً سالم ماندند، بستر کانال بالادست پایدار بود و سنگریز بخش‌های میانی ریزش نکرد، هر چند که چهار سازه قدری نشست کردند. شکل 23 تغییرات نیمرخ طولی خط القعر کانال را در زمان‌های مختلف تا پایان ساعت چهارم آزمایش سوم با دبی بیشینه نشان می‌دهد. به مرور زمان با افزایش حجم رسوب‌گذاری، شیب محدوده بین دو نقطه شکست تند شد و دو خیزآب آخر تا حدودی در رسوبات دفن شدند.

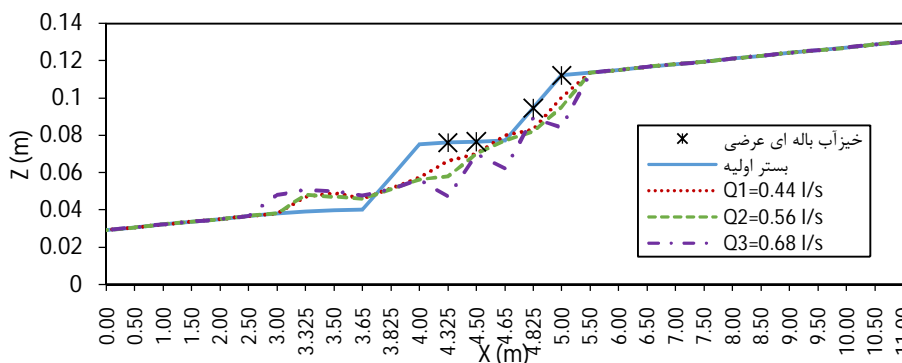


شکل 23 تغییرات زمانی تراز بستر کانال در آزمایش با دبی شماره 3 ($Q_3 = 0/68 \text{ l/s}$) همراه با خیزآب باله‌ای عرضی

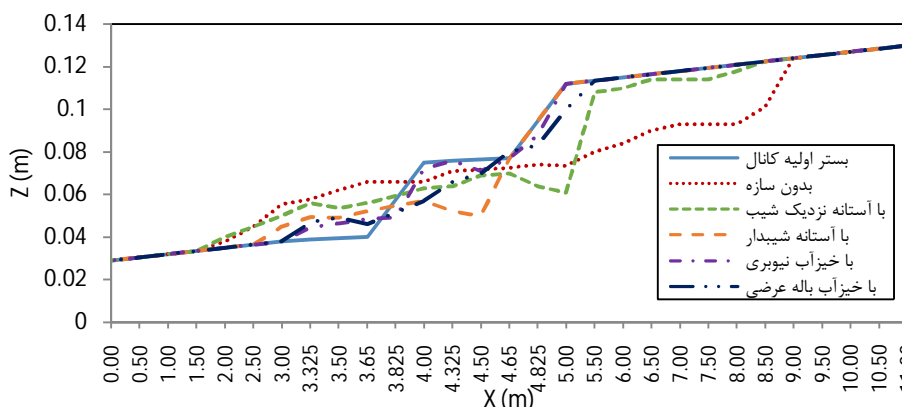
3-6- مقایسه سازه‌های کنترل نقطه شکست

شکل‌های 26- الف و ب، تغییرات تراز بستر کانال در انتهای آزمایش را در شرایط حضور و عدم حضور سازه‌های کنترل نقطه شکست با دو دبی حداقل و حداکثر نشان می‌دهند.

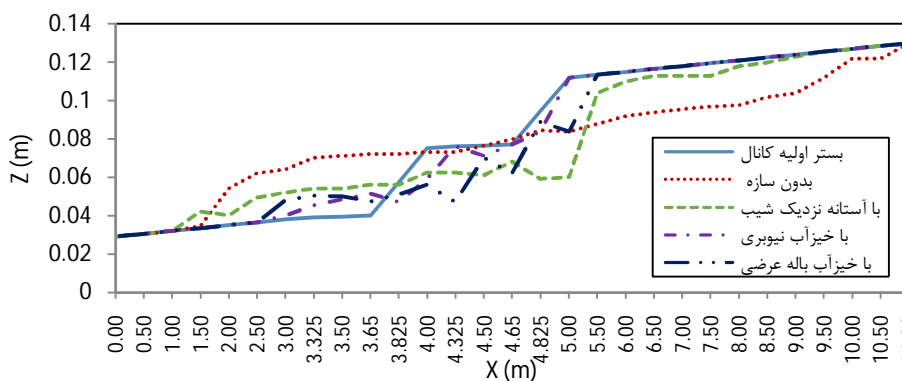
در آزمایش با دبی بیشتر، بریدگی بستر و ریزش سنگریز باله‌ها، زیاد شد. به نظر می‌رسد باله‌های این نوع خیزآب‌ها را باید محافظه‌کارانه طراحی نمود. با افزایش دبی عمق چاله آبستگي نیز در پایین دست هر خیزآب زیادتر شد. راسگن بعدها ضوابط طراحی این سازه را اصلاح کرد بدین گونه که در گوداب یک ردیف سنگریز دیگر هم اضافه نمود (Rosgen, 2006).



شکل 25 نیمرخ طولی کانال برای دبی‌های مختلف در پایان آزمایش (ساعت پنجم) با خیزآب‌های باله‌ای عرضی



شکل 26- الف نیمرخ طولی کانال در شرایط حضور و عدم حضور سازه‌های کنترل شیب با دبی شماره 1 ($Q_1=0/44$ l/s)



شکل 26- ب نیمرخ طولی کانال در شرایط حضور و عدم حضور سازه‌های کنترل شیب با دبی شماره 3 ($Q_3=0/68$ l/s)

پیشین در محدوده نقطه شکست 2 احداث شدند و یک آزمایش به مدت 5 ساعت با دبی 0/44 لیتر بر ثانیه انجام شد. در شکل 27 تغییرات زمانی نیمرخ بستر ترسیم شده است. عمق آب در بالادست خیزآب‌ها افزایش یافت و در نتیجه سرعت جریان و تنش برشی کم شد. بستر در حد فاصل دو نقطه شکست تثبیت شد و سرعت مهاجرت نقطه شکست 1 به بالادست کاهش یافت. هر چند که در این فرآیند اولین خیزآب مدفون شد.

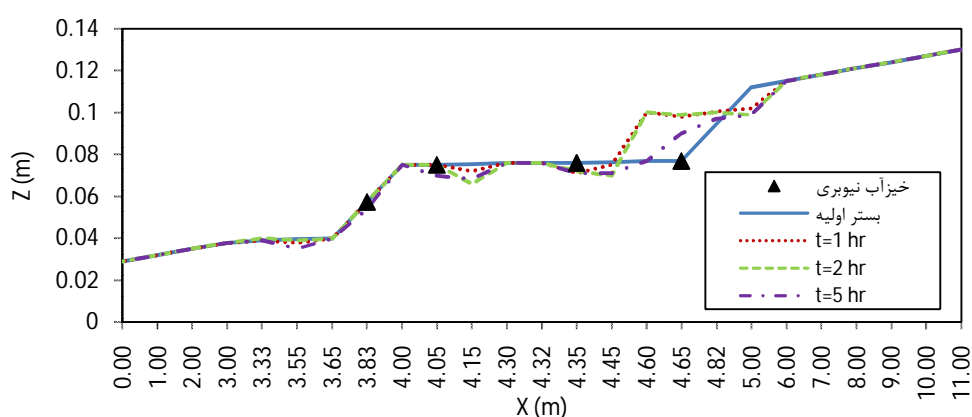
در شکل 28 تأثیر موقعیت احداث خیزآب در نقاط شکست 1 یا 2 بر فرسایش بستر و تثبیت نقاط شکست مقایسه شده است. مهاجرت نقطه شکست حفاظت نشده اجتناب ناپذیر بود، اما خیزآب نیوبری در تثبیت نقطه شکستی که بر آن احداث شد و در کاهش مهاجرت نقطه شکست بالا یا پایین دست خود بسیار موفق عمل کرد.

هر چهار سازه به طور نسبی در تثبیت و کنترل نقاط شکست موفق بودند و نسبت به شرایط عدم حضور آنان در کانال، مانع از فرسایش و کف‌کنی در بالادست و رسوب گذاری در پایین دست شدند. خیزآب‌ها نسبت به آستانه و آستانه شیب‌دار بهتر عمل کردند. در این میان خیزآب نیوبری برترین سازه در تثبیت بود و بستر کانال در حضور آن کمترین تغییرات را داشت.

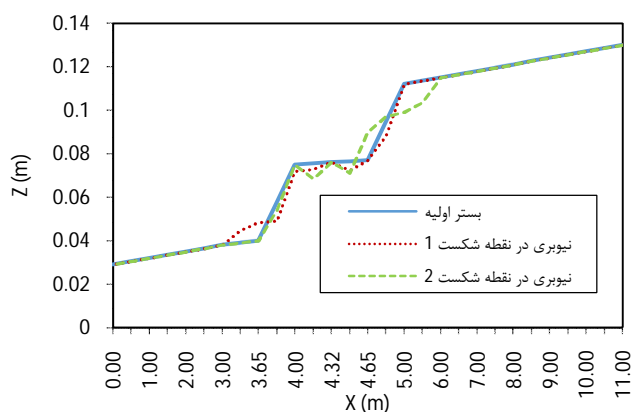
7- آزمایش با سازه کنترل در نقطه شکست

دوم

در آزمایش بعدی سازه کنترل به محدوده نقطه شکست 2 منتقل شد تا اجازه فرسایش و مهاجرت به نقطه شکست 1 داده شود. برای این منظور خیزآب‌های نیوبری که بهترین عملکرد را داشتند با همان ابعاد و فواصل آزمایش‌های



شکل 27- موقعیت و تغییرات زمانی نیمرخ طولی کانال با خیزآب‌های نیوبری ($Q_1=0.44 \text{ l/s}$)



شکل 28- مقایسه نیمرخ طولی کانال با خیزآب‌های نیوبری در دو موقعیت متفاوت ($Q_1=0.44 \text{ l/s}$)

8- نتیجه گیری

مهاجرت دو نقطه شکست متوالی در یک کانال آزمایشگاهی موجب فرسایش و کف کنی بستر بالادست و افزایش رسوب گذاری در پایین دست می شود. عملکرد چهار سازه آستانه سنگریز، آستانه شیب دار سنگریز، خیزآب نیوبری و خیزآب باله ای عرضی در کنترل فرسایش و تثبیت نقاط شکست به طور آزمایشگاهی مطالعه شد. ساخت آستانه سنگریز در بالادست نقطه شکست 1 از مهاجرت این نقطه شکست و کاهش تراز بستر بالادست تاحدی جلوگیری کرد، اما نقطه شکست 2 به طرف بالا و پایین مهاجرت کرده و فرسایش یافت. آستانه سنگریز بر خلاف سازه های دیگر پیچیدگی خاصی ندارد و در مناطقی که فاقد اکوسیستم زیستی هستند، روش مناسبی برای تثبیت رودخانه ها و آبراهه های فرسایشی می باشد. آستانه شیب دار در دبی های کم بهتر عمل کرد، اما با افزایش دبی نتوانست در برابر کف کنی و ناپایداری سنگریز در شیب مقاومت کند و از بین رفت. احداث خیزآب نیوبری در حدفاصل نقاط شکست 1 تا 2 از فرسایش کانال بالادست جلوگیری کرد و هر دو نقطه شکست را در کلیه دبی ها تثبیت نمود، اما خیزآب باله ای عرضی در همان موقعیت نتوانست به خوبی خیزآب نیوبری عمل کند و بعضی از قسمت های آن در رسوب گذاری مدفون شد. با جابجایی خیزآب نیوبری به محدوده نقطه شکست 2، نقطه شکست 1 فرسایش یافت، اما با نرخ بسیار کمتری در بالا و پایین دست توسعه پیدا کرد. در نتیجه مشخص شد که بهترین مکان برای قرارگیری انواع خیزآب ها برای توقف فرسایش بستر و تثبیت نقاط شکست، بالادست بستر گودافتاده است. از جمله برتری های نسبی خیزآب ها به آستانه ها، تمرکز جریان در میانه کانال و حفاظت کناره از آب شستگی ناشی از جریان پیچانرودی بود که موید تحقیقات دیگران به شمار می آید، (Newbury and Gaboury, 1993) و (Rosgen, 2001).

9- فهرست علائم

ضریب یکنواختی
 قطر ذرات رسوب

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

$$D_s$$

D_{50}	قطر متوسط ذرات
$Fr = V / \sqrt{gh_o}$	عدد فرود
$G_s = \gamma_s / \gamma$	چگالی نسبی ذرات
g	شتاب گرانش زمین
H	ارتفاع مفید سازه کنترل شیب
h	عمق جریان
h_c	عمق بحرانی
h_o	عمق نرمال
L	طول سازه کنترل شیب
L_s	فاصله بین تاج تا تاج خیزآب ها
L_T	فاصله بین تاج تا پنجه خیزآب ها
n	ضریب زبری مانینگ
Q	دبی جریان
q	دبی سیلاب طرح در واحد عرض
$Re = Vh_o / \nu$	عدد رینولدز
S_o	شیب بستر کانال
S_{RD}	شیب سطح پایین دست خیزآب
S_{RU}	شیب سطح بالادست خیزآب
V	سرعت متوسط جریان
W	عرض کانال
$We = \frac{\rho V^2 h_o}{\sigma}$	عدد وبر
β	ضریب توزیع سرعت
γ	وزن مخصوص آب
γ_s	وزن مخصوص ذرات رسوب
ρ	چگالی آب
σ	کشش سطحی
τ_o	تنش برشی بستر کانال
$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D_s}$	پارامتر شیلدز
ν	گرانروی

10- منابع

- ژولین، پ. ی. (1387). "مکانیک رودخانه"، ترجمه شده ی جعفرزاده، م. ر. چاپ دوم، انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد.
- شفاعی بجستان، م. (1387). "مبانی نظری و عملی هیدرولیک انتقال رسوب". چاپ اول، انتشارات دانشگاه شهید چمران اهواز، اهواز.
- فولادی سمنان، ا. و جعفرزاده، م. ر. (1395). "بررسی تغییرات

- unstable stream”, In: Wang, S.S.Y., Langendoen, E.J., Shields Jr., F.D. (Eds.), *Management of Landscapes Disturbed by Channel Incision*. University of Mississippi, Oxford, MS, pp. 887–892.
- Derrick, D.L. (2012). “Methods of grade control: at grade, hinged and underground”, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, Mississippi.
- Isbash, S. V. (1936). “Construction of dams by depositing rock in running water.” Second congress on large dams, Washington, DC, 123–136.
- Klingeman, P.C., Bravard, J.P., Giuliani, Y., Olivier, J.M. and Pautou, G. (1998). “Hydropower reach by passing and dewatering impacts in gravel-bed rivers”, In: Klingeman, P.C., Beschta, R., Komar, P., Bradley, J. (Eds.), *Gravel-Bed Rivers in the Environment*. Water Resources Publications, Littleton, CO, pp. 313–344.
- Kondolf, G.M., Boulton, A.J., O’Daniel, S., Poole, G.C., Rahel, F.J., Stanley, E.H., Wohl, E., Bång, A., Carlstrom, J., Cristoni, C. and Huber, H. (2006). “Process based ecological river restoration: visualizing three-dimensional connectivity and dynamic vectors to recover lost linkages”, *Ecol. Soc.* 11 (2), 5, <http://www.ecologyandsociety.org/vol11/iss2/art5/>.
- Lamb, M. P., Dietrich, W. E., and Venditti, J.-G. (2008). “Is the critical Shields stress for incipient sediment motion dependent on channel bed slope?” *J. Geophys. Res.*, 113(F02008), 20.
- Lenzi, M.A. (2002). “Stream bed stabilization using boulder check dams that mimic step pool morphology features in Northern Italy”, *Elsevier Scientific, Geomorphology*, 45: 243-260.
- Leopold, L.B., Wolman, G.M. and Miller, J.P. (1964). “Fluvial processes in geomorphology”, W.H. Freeman and Co., San Francisco, 522pp.
- May, J.H. (1989). “Report 4: Geologic and hydrodynamic controls on the mechanics of knickpoint migration”, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- McLaughlin Water Engineers (MWE), Ltd. (1986). “Evaluation of and design recommendations for drop structures in the Denver Metropolitan Area”, A Report Prepared for the Denver Urban Drainage and Flood Control District.
- Mendrop, K.B., Little, P.E. (1997). “Grade stabilization requirements for incised channels”, In: Wang, S.S.Y., Langendoen, E.J., Shields Jr., F.D. (Eds.), *Management of Landscapes Disturbed by*
- تراز در رودخانه‌های با بستر ماسه‌ای تحت تأثیر دو نقطه شکست متوالی”، نشریه هیدرولیک، 11(3)، 1-14.
- Abrahams, A.D., Li, G. and Atkinson, J.F. (1995). “Step-pool streams: adjustment to maximum flow resistance”, *Water Resources Research*, 31(10): 2593-2602.
- Anderson, A.G., A.S. Paintal, and J.T. Davenport. (1970). “Tentative design procedure for riprap lined channels”. Report No. 108. Highway Research Board, National Academy of Sciences, National Academy of Engineering. Washington, DC. 75 p.
- Beechie, T.J., Sear, D.A., Olden, J.D., Pess, G.R., Buffington, J.M., Moir, H., Roni, P. and Pollock, M.M. (2010). “Process-based principles for restoring river ecosystems”, *BioScience* 60 (3), 209–222, <http://dx.doi.org/10.1525/bio.2010.60.3.7>.
- Bravard, J.P., Kondolf, G.M. and Piégay, H. (1999). “Environmental and societal effects of channel incision and remedial strategies”, In: Darby, S.E., Simon, A. (Eds.), *Incised River Channels*. Wiley, Chichester, pp. 304-341.
- Brookes, A. and Shields, F.D. (Eds.), (1996). “*River channel restoration: guiding principles for sustainable projects*”, Wiley, Chichester, UK.
- Brush, L.M. and Wolman, M.G. (1960). “Knickpoint behavior in non-cohesive material: A laboratory study”, *Geological Society of America Bulletin*, 71: 59-74.
- Cantelli, A. and Muto T. (2014). “Multiple knickpoints in an alluvial river generated by a single instantaneous drop in base level: experimental investigation”, *Earth Surf. Dynam.*, 2: 271–278.
- Chaney, E., Elmore, W., Platts, W.S. (1990). “*Livestock grazing on western riparian areas*”, *environmental protection agency*, Washington, DC.
- Chang, H. H. (1992). “*Fluvial processes in river engineering*”. Krieger Publishing Company, Malabar, FL.
- Chin, A., Anderson, S., Collison, A., Ellis-Sugai, B.J., Haltiner, J.P., Hogervorst, J.B., Kondolf, G.M., O’Hirok, L.S., Purcell, A.H., Riley, A.L. and Wohl, E. (2009). “Linking theory and practice for restoration of step-pool streams”, *Environmental Management*, 43(4): 645-661.
- Chow V. T. (1958). *Open channel hydraulics*, Mc Graw Hill Book Co.
- Cooper, C.M., Testa, S. and Shields, F.D. (1997). “Invertebrate response to physical habitat changes resulting from rehabilitation efforts in an incised

- (2001). "River engineering for highway encroachments, Highways in the river environment", Hydraulic design series number 6, U.S. department of transportation, Publication No. FHWA NHI 01-004.
- Rosgen, D. L. (1996). "*Applied river morphology*", Wildland Hydrology Books, Pagosa Springs, Colorado.
- Rosgen, D. L. (2001). "The Cross-Vane, W-Weir and J-Hook Vane structures: Their description, design and application for stream stabilization and river restoration", *Wetlands Engineering and River Restoration*, pp. 1-22.
- Rosgen, D. L. (2006). "The Cross-Vane, W-Weir and J-Hook Vane structures (Updated 2006): Their description, design and application for stream stabilization and river restoration", Wildland Hydrology, Inc.
- Shields, A. (1936). "Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement", Soil Conservation Service, Berlin.
- Shields, F.D., Brookes, A. and Haltiner, J. (1999). "Geomorphological approaches to incised stream channel restoration in the United States and Europe", In: Darby, S.E., Simon, A. (Eds.), *Incised River Channels*. Wiley, Chichester, UK, pp. 371–394.
- Simon, A. and Darby, S.E. (2002). "Effectiveness of grade-control structures in reducing erosion along river channels: the case of Hotophia Creek, Mississippi". Elsevier Scientific, *Geomorphology*. 42: 229-224.
- Stufft, W.A. (1965). "Erosion control for Gering Valley". American Society of Civil Engineers Hydraulics Division Conference, Tucson, AZ.
- Thomas, J. and Papanicolaou, A. N. (2008). "Final Report: The effects of headcut and knickpoint propagation on bridges in Iowa", IIHR (Hydrosience and Engineering), Proceedings of the 2007 Mid-continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa.
- USACE (U. S. Army Corps of Engineers). (1994). "Hydraulic design of flood control channels", EM 1110–2–1601.
- USDA (U.S. Department of Agriculture), (2007). "National engineering handbook, part 654: Stream restoration design", Natural Resources Conservation Service (NRCS), Washington, DC.
- Wang, Z. Y., and Yu, G. A. (2007). "Step-pool system for erosion control and ecological restoration", In International Conference on Channel Incision. University of Mississippi, Oxford, MS, pp. 223– 228.
- Nakato, T. (1998). "A review of international literature of design practice and experience with low-head alluvial-channel grade-control structures", Sponsored by: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Iowa Institute of Hydraulic Research, College of Engineering, University of Iowa, Iowa.
- Newbury, R.W. and Gaboury, M.N. (1993). "Exploration and rehabilitation of hydraulic habitats in streams using principles of fluvial behavior", *Freshwater Biology*, 29: 195-210.
- Newbury, R.W., Gaboury, M.N. and Bates, D. (1996). "The art of river restoration: Constructing riffles and pools in channelized streams", International conference arranged by the European Centre for River Restoration, September 9-13, Silkeborg, Denmark.
- Newbury, R.W. (2008). "*Designing pool and riffle streams*", Canadian River Institute, Manitoba, Canada.
- Palmer, M.A., Bernhardt, E.S., Allan, J.D., Lake, P.S., Alexander, G., Brooks, S., Carr, J., Clayton, S., Dahm, C.N., Follstad Shah, J. and Galat, D.L. (2005). "Standards for ecologically successful river restoration", *J. Appl. Ecol.* 42 (2), 208–217, <http://dx.doi.org/10.1111/j.1365-2664.2005.01004.x>.
- Papanicolaou, T., Admiraal, D.M. and Wilson C. (2012). "Monitoring the effects of knickpoint erosion on bridge pier and abutment structural damage due to scour", Final Reports and Technical Briefs from Mid-America Transportation Center, Paper 84, 51 pp.
- Peakall, J. and Warburton, J. (1996). "Surface tension in small hydraulic river models-the significance of the Weber number", *Jour. of Hydrology New Zealand*, Vol. 35, No 2, pp. 199-212.
- Pie'gay, H., Landon, N., Bravard, J.P., Cle'ment, P. and Liebault, F. (1997). "Channel incision and potentiality of reversibility, the Dro'me River case, France", In: Wang, S.S.Y., Langendoen, E.J., Shields Jr., F.D. (Eds.), *Management of Landscapes Disturbed by Channel Incision*. University of Mississippi, Oxford, MS, pp. 488–493.
- Recking, A., and Pitlick, J. (2012). "Shields versus Isbash", *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(1), 51-54.
- Richardson, E.V., Simons, D.B. and Lagasse P.F.

Development Center, Vicksburg, Mississippi.

Whittaker, J., and Jaggi, M., (1986). "Blockschwellen", Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 91, an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zurich.

Wilcox, A. C., Nelson, J. M., and Wohl, E. E. (2006). "Flow resistance dynamics in step-pool channels: 2. Partitioning between grain, spill, and woody debris resistance", Water Resources Research, Vol. 42, pp. 402-430.

Erosion and Torrent Control as a Factor in Sustainable River Basin Management. Belgrade, University of Belgrade, Serbia.

Watson, C.C., Biedenharn, D.S. and Scott, S.H. (1999a). "Channel rehabilitation: Processes, design and implementation", U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, Mississippi.

Watson, C.C., Biedenharn, D.S. and Scott, S.H. (1999b). "Demonstration erosion control: Design manual", U.S. Army Engineer Research and