

بررسی تاثیر اندازه ذرات تشکیل دهنده فیوز پلاگ خاکی بر چگونگی شسته شدن آن

مصطفی نداشتگر^۱، سید علی اکبر صالحی نیشابوری^{۲*}، فرزین نصیری صالح^۳، مسعود قدسیان^۴

- ۱- دانشجوی دکترای عمران- مهندسی آب، دانشگاه تربیت مدرس
- ۲- استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
- ۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
- ۴- استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*salehi@modares.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۷/۳/۲۳ تاریخ پذیرش: ۹۹/۶/۲۰

چکیده

رایج ترین علت شکست سدها، به ویژه سدهای خاکی، روگذری جریان از تاج سد می باشد که ممکن است با تلفات جانی و خسارت های مالی زیاد همراه باشد. فیوز پلاگ به عنوان شیر اطمینان برای محافظت از سد در برابر خرابی های فاجعه بار ناشی از روگذری جریان آب بکار می رود. در این پژوهش آزمایشگاهی، به بررسی چگونگی تخریب فیوز پلاگ و دبی خروجی از مخزن سد، ناشی از تغییر اندازه ذرات تشکیل دهنده بدنه فیوز پلاگ پرداخته شده است. نکته حائز اهمیت در این پژوهش برای مشابهت هر چه بیشتر این فرآیند با واقعیت، ثابت نگه داشتن تراز آب در بالادست سازه در طول مدت روگذری جریان و تخریب سازه است. بررسی توسعه و تکامل تدریجی شکاف، فرآیند و نرخ فرسایش و هیدروگراف خروجی حاصل از روگذری جریان ناشی از تغییر اندازه ذرات تشکیل دهنده بدنه، از نتایج این مطالعه آزمایشگاهی است. طبق نتایج به دست آمده، در d^* (نسبت قطر متوسط ذرات به ارتفاع فیوز پلاگ) برابر با ۰/۰۰۴ بیشترین مقدار نرخ متوسط تخریب نسبت به دو d^* دیگر یعنی ۰/۰۰۱۳۳ و ۰/۰۰۶ رخ می دهد. در d^* برابر با ۰/۰۱۳۳ نرخ خروج آب از فیوز پلاگ در حین تخریب و میزان H^* ، به ترتیب ۲/۲۵ درصد و ۲/۸ درصد بیش از دو d^* دیگر است. از سویی دیگر هرچه مقدار d^* بزرگتر شود، اول آنکه خاکریز بیشتر حالت زهکش به خود گرفته و حجم آب مفید درون مخزن سد را بیشتر هدر می دهد و دوم آن که از پایداری خاکریز به دلیل رگاب احتمالی کاسته می شود. با توجه به مجموعه دلایل ذکر شده، d^* معادل ۰/۰۰۴ مناسب ترین d^* برای ساخت فیوز پلاگ در محدوده پارامترهای مورد آزمایش است.

واژگان کلیدی: فیوز پلاگ خاکی، فرآیند فرسایش، مدلسازی آزمایشگاهی، اندازه ذرات، روگذری جریان

۱- مقدمه

که ممکن است جان تعداد زیادی از انسانها را به مخاطره بیناندازد و خسارات مالی فراوانی را به بار آورد. شکست سد در اثر روگذری جریان آب در هر نوع سدی می تواند

گرچه شکست سد به ندرت اتفاق می افتد، اما خطرات ناشی از آن به هیچ عنوان قابل چشم پوشی نیست، خطری

θ زاویه هسته‌رسی با سطح افق و B عرض تحتانی فیوز پلاگ است [1].

در این پژوهش از نتایج تحقیقات گذشته در زمینه چگونگی عملکرد و تخریب فیوز پلاگ، روگذری جریان آب از خاکریز و سد خاکی استفاده شده است. از جمله پژوهش‌هایی که در زمینه فیوز پلاگ دارای هسته رسی بعمل آمده است، پژوهشی است که توسط Hsu و Tinney به منظور مدل کردن سرریز پروژه آکسبو صورت گرفته است. مطالعات آزمایشگاهی ایشان به دو منظور تشخیص سازوکار مراحل مختلف شسته شدن خاکریز و تعیین روابط تشابه برای سرعت شسته شدن خاکریزها انجام گرفت [2]. آزمایش‌های دیگری نیز توسط Chee انجام گرفته است که نتایج این آزمایش‌ها نیز مرجع ارزشمندی در طرح خاکریزهای همگن و خاکریزهای دارای هسته رسی است [3]. Pugh روی فیوز پلاگ آزمایش‌های متعددی را انجام داد. وی به این نتیجه رسید که نرخ فرسایش جانبی بیشتر به نرخ فرسایش مصالح خاکریز بستگی دارد و به مقاومت فرسایش هسته نفوذ ناپذیر وابسته نیست. همچنین عرض کانال هادی برای اطمینان از عبور جریان کافی از آن، تقریباً باید نصف ارتفاع فیوز پلاگ باشد و مکان قرارگیری کانال هادی در طول فیوز پلاگ روی نرخ فرسایش جانبی اثر مهمی ندارد [1].

شکل ۱. مشخصات هندسی فیوز پلاگ [1]

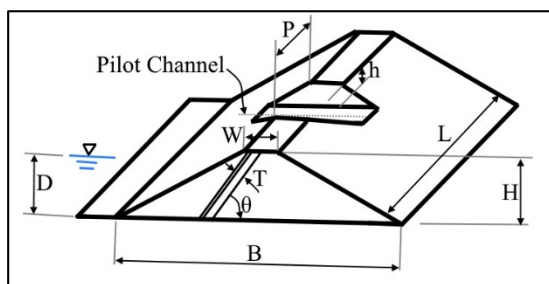


Fig. 1. Geometrical properties of Fuse plug [1]

Powledge و همکاران روی پارامترهای کلیدی موثر بر فرسایش و سیستم‌های حفاظت از فرسایش مطالعه کردند. آنها سه ناحیه هیدرولیکی و فرسایشی برای جریان روگذر کننده از خاکریز تشخیص دادند که این نواحی عبارتند از:

اتفاق بیافتد، ولی این رخداد در سدهای خاکی به علت شسته شدن و فرسایش سریع مصالح سد به مراتب محتمل‌تر است. وقتی سدی تخریب می‌شود، حجم زیادی از آب ذخیره شده آزاد می‌شود که می‌تواند باعث فاجعه در نواحی پایین دست شود. در این راستا فیوز پلاگ^۱ به عنوان سوپاپ اطمینان برای محافظت از سد در برابر خرابی‌های فاجعه بار ناشی از روگذری جریان آب بکار می‌رود. افزایش روزافزون سیلاب‌ها و خسارت‌های گاه جبران ناپذیر ناشی از آن، باعث شده که کارشناسان و طراحان سد بررسی بیشتری را درباره اقتصادی‌ترین روش ساخت سرریز به عمل آورند. فیوز پلاگ به عنوان سرریز کمکی یا سرریز اضطراری در سدها ایفای نقش می‌کند که بیشتر گزینه‌ای اقتصادی است. همچنین استفاده از فیوز پلاگ در تخلیه سیلاب‌های غیرعادی، طرحی مطمئن بوده و باعث صرفه‌جویی در هزینه‌های گزاف سرریزهای بتنی می‌شود. پس با توجه به شرایط سد، از سرریز اصلی برای تخلیه سیلاب‌های با دوره بازگشت بالا (سیلاب طرح) و از سرریز کمکی یا اضطراری برای تخلیه سیلاب‌های بالاتر (بالاتر از سیلاب طرح) استفاده می‌شود [1]. همچنین فیوز پلاگ به نام‌های خاکریز فرسایشی و خاکریز شسته شونده نیز خوانده می‌شود.

ساختمان فیوز پلاگ را به طور کلی می‌توان به دو بخش بدنه خاکریز و کانال هادی^۲ تقسیم‌بندی کرد. فیوز پلاگ‌ها با همان جزئیات و بخش‌هایی که در بیشتر سدهای خاکی یا سنگریزه‌ای یافت شده، طراحی می‌شوند. فیوز پلاگ از نظر مصالح تشکیل دهنده بدنه به دو نوع همگن و غیر همگن تقسیم‌بندی می‌شود. مصالح هسته (موجود در خاکریزهای غیرهمگن) نیز بطور طبیعی سیلت یا رس است. شکل ۱ مشخصات هندسی فیوز پلاگ را نشان می‌دهد که در آن D ارتفاع جریان در مخزن روی پی فیوزپلاگ، H ارتفاع فیوزپلاگ، L طول فیوز پلاگ، P عرض کانال هادی در طول فیوزپلاگ، T ضخامت هسته‌رسی، h عمق کانال هادی، W عرض تاج فیوزپلاگ،

ناحیه ۱: جریان زیربحرانی از مخزن تا بخشی از بالادست تاج خاکریز، ناحیه ۲: جریان فوق بحرانی روی مابقی تاج و ناحیه ۳ که جریان فوق بحرانی آشفته شتابدار روی شیب پایین دست خاکریز است [4]. آزمایش‌های دیگری روی مدل فیوز پلاگ سد سنتر هیل^۱ توسط Gilbert و Flecher انجام شده است [5]. یکی از نتایج این آزمایش‌ها که به نوبه خود تازگی داشت، راجع به عدم تأثیر آثار مقیاسی در نتایج مدل بود. ایشان بیان داشتند که آثار مقیاسی تأثیر مهمی روی رفتار هیدرولیکی مدل ندارد. مطالعه دیگری روی مدل جزئی فیوز پلاگ سد انحرافی خلف‌آباد در موسسه تحقیقات آب ایران انجام شد که نتیجه به دست آمده از این قرار بود که اجرای خاکریز با تراکم ۷۰ درصد مطلوب بوده و عمل شکست و تخریب آن در شرایطی که هنوز مخزن از رسوبات حمل شده توسط جریان رودخانه پر نشده است، روندی مناسب را دارد [6]. AlQaser و Ruff آزمایش‌هایی را انجام دادند که در این مطالعات شکست در خاکریزهای شسته‌شونده مسئله بسیار پیچیده‌ای عنوان شده است. نتایج این آزمایش‌ها سازوکارهای کاملاً متفاوتی را برای پیشرفت شکست در خاکریز نشان می‌دهد. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که روند فرسایش در خاکریزهای شسته‌شونده شامل فرسایش ناشی از نیروهای مالشی، شکست پیشانی خاکریز و شکست‌های سازه‌ای است [7].

Ralston سازوکار شسته شدن خاکریز را بررسی کرده و نشان داد که شکست در اثر برش پایین دست خاکریز رخ می‌دهد [8]. Fread از مدل ریاضی BREACH با استفاده از اصول هیدرولیکی، انتقال رسوب و مکانیک خاک به پیش‌بینی هیدروگراف جریان خروجی شکافت پرداخت. در مطالعه موردی انجام شده و مقایسه نتایج هیدروگراف جریان خروجی مدل با مقادیر تخمینی مشاهداتی، این نتایج معقول بود [9]. Visser با بررسی تخریب خاکریز در اثر روگذری جریان، پنج مرحله را برای تخریب خاکریز توصیف کرد. این مراحل عبارتند از:

افزایش شیب داخلی شکافت از حالت اولیه خود به حالت بحرانی، خرابی پس‌رونده و کاهش عرض تاج، کاهش ارتفاع تاج در محل شکافت و افزایش عرض شکافت، مرحله جریان بحرانی و ادامه شکافتن و عمدتاً رشد عرضی و در نهایت مرحله جریان فوق بحرانی و باز ادامه رشد شکافت و عمدتاً عرضی [10]. Bucker به تحلیل شکل نهایی شکافتن ۱۳۳ سد خاکی و خاکریز ناشی از روگذری پرداخت و بیان کرد که شیب جانبی شکافت بطور متوسط ۳۵ درجه است [11]. Broich دقت پیش‌بینی دبی بیشینه حاصل از فرایند شکافتن را حدود $\pm 50\%$ درصد گزارش کرد [12]. Mohamed تغییرات عرضی شکافت را نتیجه ترکیبی از فرسایش ممتد و تخریب ناگهانی ناشی از ریزش مصالح از شیب جانبی عنوان کرد و شکل پروفیل به دست آمده را پارابولیک یا دوزنقه‌ای بیان کرد [13].

Morris به مقایسه پنج مدل تخریب خاکریز پرداخت و نشان داد که نتایج تغییرات گسترده‌ای دارد [14]. همچنین Morris دقت پیش‌بینی شکل هیدروگراف حاصل از تخریب خاکریز را کم و زمان لازم برای شروع تخریب را غیرقابل پیش‌بینی توصیف کرده است [15]. Coleman و همکاران شکل نهایی شکافت را متأثر از تراز آب مخزن در حین تخریب خاکریز بیان کردند [16]. Chinnarasri و همکاران به بررسی تکامل تدریجی شکافت در بدنه خاکریز روگذر شده تحت شرایط هد افتان مخزن پرداختند که مشاهده شد که مقطع شکافت در ابتدا به صورت عمودی و سپس به صورت عرضی توسعه می‌یابد [17]. Wahl به ضعف داده‌های حاصل از مطالعه موردی تخریب ناشی از روگذری در پیش‌بینی زمان لازم برای شروع تخریب، نرخ تشکیل شکافت و زمان کلی مورد نیاز برای تخریب اشاره داشت [18]. ASCE به خلاصه سازی بیش از ۷۲۶ آزمایش انجام شده روی فرایند تخریب سدهای خاکی، گوره‌ها و دایک‌های دریایی از سال ۱۹۶۰ پرداخت. بیشتر این آزمایش‌ها شامل خاکریزهای کوچک مقیاس،

غیرچسبنده و همگن با روگذری به عنوان سازوکار خرابی بودند [19].

Schmoker و Hager به انجام یکسری آزمون‌های آزمایشگاهی روی تخریب خاکریز غیرچسبنده برای تعیین محدودیت‌های مدل در ارتباط با تکرار پذیری، آثار دیواره و آثار مقیاس پرداختند [20]. باباعلی و همکاران به بررسی عوامل موثر در طراحی خاکریز شسته شونده پرداختند. آنها با استفاده از مدل عددی BREACH زمان شستشوی خاکریز با هسته رسی را بررسی کردند [21]. Pickert و همکاران فرآیند تخریب خاکریز را در اثر روگذری، در دو مرحله توسعه شکاف و تخریب بیان کردند [22]. Mat و Lazin و همکاران با بررسی فرآیند تخریب خاکریز به وسیله روگذری جریان به این نتیجه رسیدند که شکل شکافت در فرآیند تخریب برای پژوهشگران مختلف شبیه هم نیست و به عوامل مختلفی چون مصالح استفاده شده در خاکریز، شیب خاکریز، حجم و ارتفاع مخزن بستگی دارد و این امر سبب می‌شود که شکل شکافتن برای حالت‌های مختلف متفاوت باشد [23]. Cestero مطالعه آزمایشگاهی را در راستای فهم بهتر تاثیر مشخصات خاک در فرآیند شکافت انجام داد و به این نتیجه رسید که جریان خروجی حاصل از شکافت به شدت تحت تاثیر مشخصات خاک است [24].

Schmocker و همکاران مطالعه مدل هیدرولیکی فیوز پلاگ کانال هنگنک سوئیس را انجام دادند. دو طرح مختلف برای این فیوز پلاگ مطرح و آزمایش شد. طرح اول دارای هسته رسی مورب بوده و طرح دوم با بدنه همگن ماسه‌ای است که در نهایت طرح دوم برای اجرا انتخاب شد [25]. Al-Riffai مطالعه عددی و آزمایشگاهی روی سازوکار شکافتن در خاکریزهای ماسه‌ای روگذر شده را انجام داد. ایشان با استفاده از دو مدل عددی -NWS BREACH و HR-BREACH و انجام آزمایش در سری‌های با تراکم و زهکشی گوناگون به بررسی مشخصات شکافت خاکریز از قبیل زمان تاخیر، زمان اوج جریان خروجی، اوج دبی خروجی و زمان پایه پرداخت

[26]. Schmocker و همکاران به بررسی اثر توزیع اندازه ذرات در فرآیند شکافت ایجاد شده با روگذری جریان پرداختند و به این نتیجه رسیدند که این اثر روی فرآیند کلی فرسایش در مقایسه با اثر اندازه متوسط قطر ذرات (d_{50}) ناچیز است [27]. Asghari Tabrizi و همکاران به مدلسازی آزمایشگاهی فرایند خرابی خاکریز ناشی از روگذری جریان در حالت همگن بدون چسبندگی و نامتراکم پرداختند و رابطه‌ای برای انتقال بار بستر ارائه کردند [28]. همچنین Asghari Tabrizi و همکاران تاثیر تراکم مصالح خاکریز روی تخریب عمودی ناشی از روگذری آن را مورد مطالعه قرار دادند و دو فرمول بی بعد برای تغییرات ارتفاع تاج و طول کف خاکریز با زمان ارائه دادند [29]. نشاسته‌گر و همکاران تاثیر عرض کانال هادی فیوز پلاگ روی چگونگی تخریب، نرخ شستشوی مصالح خاکریز و هیدروگراف خروجی حاصل از روگذری جریان را بررسی کردند [30]. همچنین نشاسته‌گر و همکاران به مطالعه تاثیر نرخ افزایش تراز آب مخزن سد بر چگونگی تخریب فیوز پلاگ خاکی پرداختند و به این نتیجه رسیدند که تراز ارتفاعی آب عبوری از فیوز پلاگ با افزایش نرخ تراز آب مخزن افزایش می‌یابد و اشاره به این مهم دارد که در طراحی این سازه باید به میزان بیشینه نرخ افزایش تراز آب مخزن بر اثر سیلاب‌های ورودی به مخزن سد توجه‌ای ویژه داشت [31]. مطالعه دیگری نیز توسط نشاسته‌گر و همکاران با عنوان بررسی تاثیر چگونگی تخریب فیوز پلاگ بر دبی خروجی از مخزن سد انجام شد که در این مطالعه هیدروگراف خروجی حاصل از روگذری جریان ناشی از تغییر عرض و عمق کانال هادی مورد آزمایش قرار گرفت. نتیجه این مطالعه ارائه هیدروگراف و روابطی بی بعد برای دبی خروجی از خاکریز بود و همچنین برای کانال هادی عمق و عرض بهینه ارائه شد [32].

در مطالعه حاضر با انجام یکسری آزمون‌های آزمایشگاهی به بررسی تاثیر اندازه ذرات تشکیل دهنده بدنه خاکریز بر چگونگی تخلیه جریان ناشی از تخریب و شسته شدن فیوز پلاگ همگن غیرچسبنده پرداخته شده

مستطیلی) این دبی را اندازه‌گیری کرد. نمای شماتیک مجموعه آزمایشگاهی در شکل ۲ و همچنین تصویری از خاکریز مورد آزمایش قرار گرفته در کانال آزمایشگاهی در شکل ۳ نشان داده شده است.

فیوز پلاک مورد آزمایش در این مطالعه از نوع همگن ماسه‌ای است. شرایط انتخاب هندسه خاکریز و اندازه مصالح بکار رفته در بدنه فیوز پلاک، یکی حفظ پایداری سازه قبل از روگذری جریان بر اثر پدیده رگاب و دیگری تخریب سریع خاکریز پس از روگذری جریان است که در این راستا آزمایش‌های مقدماتی طراحی و انجام شد. مشخصات مصالح در جدول (۱) ارائه شده است که طبق این جدول درصد تراکم‌ها با توجه به تمام تلاش انجام شده با یکدیگر اختلاف جزئی دارند که این اختلاف زیر ۱ درصد است که از آن صرف نظر کرده و تراکم مصالح خاکریزها در آزمایش‌ها مشابه فرض می‌شود.

شکل ۲. نمای شماتیک تجهیزات آزمایشگاهی (ابعاد به متر هست)

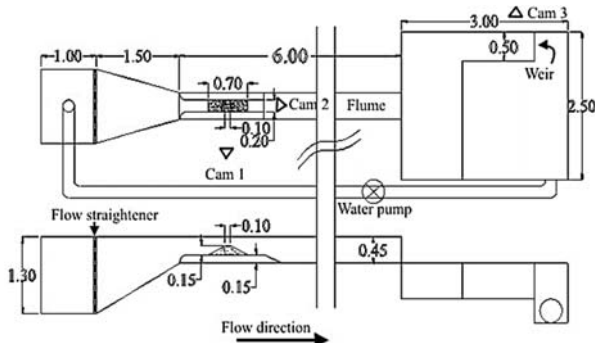


Fig. 2. Schematic view of the experimental setup (dimensions are in meters)

شکل ۳. نمایی از خاکریز شسته شونده مورد آزمایش



a) Side view b) Downstream view

Fig. 3. View of embankment fuse plug tested

است. از آنجایی که در شرایط واقعی، در حین تخریب فیوز پلاک با توجه به حجم بالای مخزن سد، تراز عبوری از روی خاکریز دستخوش تغییرات محسوسی نمی‌شود، در این پژوهش برای شبیه‌سازی هرچه بیشتر این فرآیند، تراز آب در طول مدت روگذری جریان و تخریب خاکریز ثابت نگه داشته شد. بررسی توسعه و تکامل تدریجی شکاف، فرآیند و نرخ فرسایش و هیدروگراف خروجی حاصل از روگذری جریان ناشی از تغییر اندازه ذرات تشکیل دهنده بدنه از نتایج این مطالعه آزمایشگاهی است.

۲- مواد و روش‌ها

آزمایشهای این پژوهش در آزمایشگاه آب و سازه‌های هیدرولیکی دانشگاه تربیت مدرس تهران، در مقطعی از یک فلوم به طول ۶ متر، عرض ۲۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۴۵ سانتی‌متر انجام گرفتند. این فلوم دارای دیواره‌های شیشه‌ای و کف تخت است. به منظور شبیه‌سازی هرچه بیشتر مدل با واقعیت، تصمیم گرفته شد تا تراز آب پشت فیوز پلاک در طول مدت زمان تخریب ثابت باقی بماند. همچنین در این محدوده ارتفاع کف فلوم نیز به علت جلوگیری از تأثیر پذیرفتن چگونگی تخریب خاکریز از پایاب به میزان ۱۵ سانتی‌متر بالا آورده شده است.

مجموعه آزمایشگاهی شامل یک مخزن در بالادست و یک مخزن در پایین دست فلوم است که آب به صورت یک چرخه بسته از مخزن پایین دست به مخزن بالادست توسط پمپی با حداکثر دبی پمپاژ برابر با ۴۷ لیتر در ثانیه پمپ می‌شود. بعد از ورود جریان به مخزن بالادست، آرام کننده جریان قرار دارد که شامل توری با منافذ دایره‌ای به قطر ۵ میلی‌متر هست. همچنین برای آرام‌سازی بیشتر و جلوگیری از تلاطم سطحی از صفحات یونولیت روی سطح آب در مخزن بالادست استفاده شده است. بعد از آن آب وارد فلوم شده و بعد از روگذری از خاکریز، خود را به مخزن پایین دست می‌رساند. به منظور اندازه‌گیری دبی روگذری از فیوز پلاک، مخزن پایین دست نیز به دو قسمت تقسیم شد تا بتوان با تعبیه سرریز ترکیبی لبه تیز (ترکیب سرریز مثلی و

در طول مدت آزمایش از سه دوربین تصویربرداری با کیفیت FHD^۱ با وضوح تصویر ۱۹۲۰ در ۱۰۸۰ پیکسل برای ثبت تصاویر آزمایش استفاده شده است. دو دوربین در محل خاکریز قرار گرفتند که دوربین شماره ۱ در جانب فلوام که تغییرات ارتفاعی سازه را در طول آزمایش ثبت می‌کند و دوربین شماره ۲ روی فلوام و پایین دست سازه که تغییرات تاج و شیب پایین دست را ثبت می‌کند، قرار دارند. دوربین شماره ۳ در جانب مخزن پایین دست قرار گرفته است و تصاویر تغییرات تراز آب روی سرریز پایین دست را ثبت می‌کند. استخراج داده‌ها از فیلم‌ها با استفاده از ذخیره تصاویر در فریم‌های زمانی مورد نظر و رقومی سازی آنها با دقتی برابر با $\pm 1 \text{ mm}$ انجام گرفت. سرریز ترکیبی^۲ پایین دست ترکیب سرریز مثالی برای دبی‌های پایین و سرریز مستطیلی برای دبی‌های بالاتر است. نمودار دبی-اشل این سرریز یکبار در ابتدای آزمایش‌ها استخراج شد جدول ۲. مشخصات جریان ورودی

Test No.	1	2	3
Inlet discharge (l/s)	0.2- 44	0.6- 42	1.2- 42
Depth of flow (hres) (mm)	0-145	0-142	0-141
Increasing rate of head (cm/min)	1.5	1.5	1.5

Table 2. Inlet discharge properties

(و برای آزمایش‌های بعدی مورد استفاده قرارگرفت. دبی خروجی ناشی از روگذری و تخریب خاکریز با استفاده از تراز آب روی این سرریز استخراج می‌گردد.

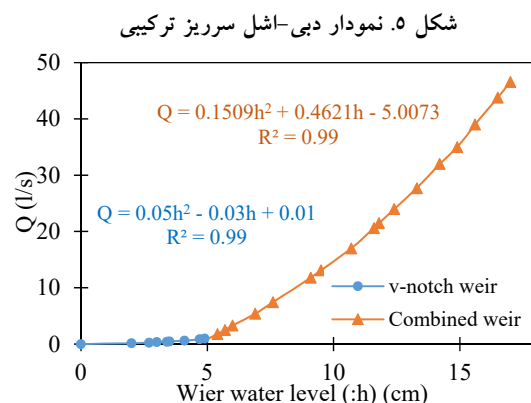


Fig. 5. Rating curve of the combined weir

نحوه انجام آزمایش بدین صورت است که آب به آرامی

جدول ۱. مشخصات مصالح

Test No.	1	2	3
Median particle size (d_{50})(mm)	0.2	0.6	0.9
$d^* = d_{50}/H$	1.33E-3	4E-3	6E-3
Geometric standard deviation of particle size (σ_g)	1.21	1.29	1.32
Relative density (%)	80.75	80.60	80.15

Table 1. Soil properties

مطابق شکل ۴ مدل فیوز پلاگ دارای مقطعی دوزنقه شکل به طول ۲۰ سانتی‌متر، ارتفاع ۱۵ سانتی‌متر، عرض ۱۰ سانتی‌متر در تاج و ۷۰ سانتی‌متر در کف و شیب جانبی افقی به عمودی ۲ به ۱ است که در ابتدای ورودی فلوام و نزدیک به مخزن بالادست ساخته شده است.

همچنین کانال هادی دارای عرض ۷ سانتی‌متر و عمق ۲ سانتی‌متر است که در مرکز و تاج سازه قرار گرفته است. وجود این کانال به جریان دیکته می‌کند تا در ابتدا از این محل عبور کند و شکاف از این مکان ایجاد شده و گسترش یابد. در تمامی آزمایش‌ها در ابتدا مصالح در سه لایه ۵ سانتی‌متری با رطوبت ۵ درصد با وزن مشخص برای هر آزمایش در حجم مشخص متراکم شدند. بعد از رسیدن به میزان تراکم مطلوب با در نظر گرفتن عدم رخداد پدیده رگاب پیش از تخریب و سرعت شستشوی بیشینه پس از تخریب، شیب‌های بالادست و پایین دست و کانال هادی برش داده شده و هندسه خاکریز تکمیل می‌شود.

شکل ۴. هندسه مدل فیوز پلاگ (ابعاد به سانتی‌متر است)

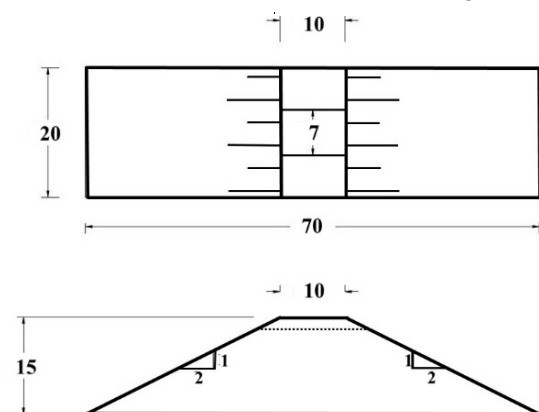


Fig. 4. Geometry of the fuse plug model used in the experiments (dimensions are in centimeters)

توزیع اندازه ذرات (σ_g)، شتاب جاذبه (g)، زمان (t) است که در رابطه ۱ ارائه شده است.

$$Q_{out} = f(d_{50}, H, H_{res}, h_u, \alpha, \beta, l, S_u, d, \rho_s, \sigma_g, \rho, \vartheta_w, g, t) \quad \text{رابطه (۱)}$$

در این مطالعه با در نظر گرفتن متغیرهای تکراری g و ρ_w تمام پارامترهای با بعد با استفاده از Π باکینگهام بی‌بعدسازی شدند. در نهایت با توجه به ثابت بودن ارتفاع فیوز پلاگ (H)، نسبت عرض کانال هادی به طول خاکریز (α)، نسبت عمق کانال هادی به ارتفاع خاکریز (β)، طول خاکریز (l)، شیب پایین دست خاکریز (S_u)، چگالی آب (ρ_w)، لزجت سینماتیکی آب (ϑ_w)، چگالی ذرات (ρ_s)، توزیع اندازه ذرات (σ_g)، شتاب جاذبه (g) و همچنین صفر بودن میزان تراز آب پایین دست (h_u) در تمامی آزمایش‌ها، پارامترهای موثر باقی مانده در رابطه ۲ بدست آمد.

$$\frac{Q_{out}}{g^{0.5} H^{2.5}} = f(d^*, H^*, \frac{t}{g^{-0.5} H^{0.5}}) \quad \text{رابطه (۲)}$$

۳- نتایج و بحث

۳-۱- توسعه تدریجی شکل شکاف

سرعت توسعه شکاف و سازوکارهای تخریب می‌توانند راهنما و مکمل خوبی برای تفسیر میزان اثر تغییرات اندازه ذرات تشکیل دهنده بدنه فیوز پلاگ در چگونگی تخریب پیشرونده باشند. مدت آزمایش، از زمان شروع تخریب (از زمان روگذری جریان) تا انتهای آزمایش (شسته شدن کامل خاکریز) مدت زمانی متفاوت از ۸۶ ثانیه در آزمایش شماره ۲ تا ۱۰۰ ثانیه در آزمایش شماره ۱ زمان برد. با توجه به مطالعه Hager و Schmoker (۲۰۰۹) سازوکار توسعه شکاف در خاکریز با روگذری جریان به دو دسته دوبعدی ۱ و سه بعدی ۲ قابل طبقه‌بندی است. سازوکار سه بعدی شامل فرسایش جانبی و عمودی است، در حالیکه سازوکار دو بعدی تنها فرسایش عمودی را شامل می‌شود. در این مطالعه در طول فرآیند تخریب هر دو سازوکار تخریب مشاهده شدند. بدین گونه که در ابتدای شروع تخریب تا رسیدن شکاف به

وارد مخزن بالادست می‌گردد و در حین عبور از آرام کننده جریان، مخزن را پر کرده و در پشت خاکریز شروع به افزایش ارتفاع می‌کند. نرخ این افزایش در تمامی آزمایشات یکسان و برابر با ۱/۵ سانتیمتر در دقیقه می‌باشد. آب پس از بالا آمدن در پشت سازه وارد کانال هادی شده و روگذری آغاز می‌گردد. با شروع روگذری میزان جریان ورودی به مخزن بالادست ثابت باقی می‌ماند، تا لحظه‌ای که تراز آب روگذر شده به بیشینه مقدار می‌رسد و به محض مشاهده کوچک‌ترین افت تراز، با تنظیم دبی ورودی به مخزن بالادست سعی در ثابت نگه داشتن این تراز در طول مدت زمان روگذری و فرآیند شسته شدن فیوز پلاگ می‌گردد. زمان شروع فرآیند تخریب از زمانی است که روگذری جریان از شیب پایین دست آغاز می‌گردد.

دبی ورودی به مخزن بالادست به صورت محدوده دبی از کمینه مقدار خود هنگامی که آب در پشت سازه در حال بالا آمدن است تا بیشینه مقدار خود که کل خاکریز تخریب شده است در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین عمق جریان در پشت سازه وقتی که به بیشترین تراز خود می‌رسد و در آن تراز تا انتهای شسته شدن خاکریز ثابت می‌ماند نیز در این جدول ارائه شده است.

جدول ۲. مشخصات جریان ورودی

Test No.	1	2	3
Inlet discharge (l/s)	0.2- 44	0.6- 42	1.2- 42
Depth of flow (h _{res}) (mm)	0-145	0-142	0-141
Increasing rate of head (cm/min)	1.5	1.5	1.5

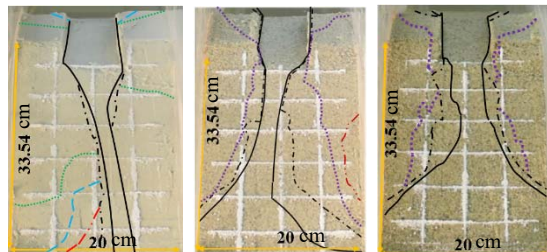
Table 2. Inlet discharge properties

آنالیز ابعادی

به طور کلی پارامترهای موثر در دبی هیدروگراف (Q_{out}) شامل ارتفاع فیوز پلاگ (H)، تراز آب مخزن (h_{res})، تراز آب پایین دست (h_u)، نسبت عرض کانال هادی به طول خاکریز (α)، نسبت عمق کانال هادی به ارتفاع خاکریز (β)، طول خاکریز (l)، شیب پایین دست خاکریز (S_u)، چگالی آب (ρ_w)، لزجت سینماتیکی آب (ϑ_w)، قطر مشخصه ذرات تشکیل دهنده بدنه خاکریز (d_{50})، چگالی ذرات (ρ_s)،

در جریان کم روگذر کننده ابتدایی دانست که این جریان با وجود ذره‌ای ناهمواری روی شیب (با توجه به تمام تلاشی که در مسطح نمودن شیب شده) می‌تواند تغییر مسیر دهد.

شکل ۶. شکل شکاف در سازوکار سه بعدی



Test No. 1	Test No. 2	Test No. 3
breach after 10 seconds	—————	—————
breach after 20 seconds	- - - - -	- - - - -
breach after 30 seconds		
breach after 40 seconds	- . - . - .	- . - . - .
breach after 50 seconds	- - - - -	- - - - -
breach after 60 seconds		

Fig. 6. Shapes of breaches in 3D mechanism

نرخ توسعه عرضی شکاف روی شیب پایین دست با استفاده از محاسبه شکاف ایجاد شده در شبکه مربعی سفید رنگ ۵×۵ سانتی‌متری در گام زمانی ۱۰ ثانیه و متوسط‌گیری آن در سه مکان ابتدا، وسط و انتهای شیب پایین دست به مقایسه این نرخ در فرآیند سه بعدی پرداخته شد. در جدول (۳) نرخ توسعه عرضی شکاف روی شیب پایین دست در آزمایش‌های ۱ تا ۳ ارائه شده است. لازم به توضیح است که در گام انتهایی مرحله تخریب در سازوکار سه بعدی در آزمایش‌های ۱ تا ۳ با توجه به زمان اتمام این سازوکار در کمتر از گام زمانی ۱۰ ثانیه، اعداد ستاره‌دار ارائه شده در جدول (۳) نرخ توسعه عرضی شکاف برای این بازه‌های انتهایی محاسبه شدند. همچنین نمودار نرخ توسعه عرضی شکاف روی شیب پایین دست در شکل ۷ نشان داده شده است.

جدول ۳. نرخ توسعه عرضی شکاف روی شیب پایین دست (سانتی‌متر بر ثانیه)

Time step	Test No.1	Test No.2	Test No.3
First 10 seconds	0.40	0.85	1.13
Second 10 seconds	0.05	0.33	0.36
Third 10 seconds	0	0.28	0.28

دیواره‌ها، سازوکار سه بعدی و بعد از آن تا انتهای آزمایش که کل خاکریز شسته می‌شود، سازوکار دو بعدی تخریب مشاهده شد.

سازوکار سه بعدی

در شروع سازوکار سه بعدی آب با عبور از کانال هادی روی شیب پایین دست خاکریز سرازیر می‌شود. با توجه به اینکه کانال هادی در مرکز خاکریز قرار دارد، شروع فرسایش معمولاً از ناحیه وسط خاکریز اتفاق می‌افتد. در ابتدای شروع روگذری جریان با توجه به دبی کم آب روگذر شده، فرسایش با غلظت بالا انجام می‌شود، به گونه‌ای که حرکت توده‌ای از خاک اشباع را می‌توان دید و این توده با توجه به غلظت بالای ماسه و وزن بالاتر ذرات در اندازه‌های درشت‌تر در پنجه پایین خاکریز رسوب می‌کند. این ته نشینی در عرض کانال، در انتهای شیب پایین دست گسترش می‌یابد و آب از روی این توده ته نشین شده عبور می‌کند. در طول مراحل اولیه شستشوی خاکریز تراز آب در پشت سازه با توجه به نرخ افزایش ارتفاع خود یعنی ۱/۵ سانتی‌متر در دقیقه، بدون افزایش دبی ورودی افزایش می‌یابد. بعد از آن با افزایش دبی روگذری، فرسایش با نرخ بیشتری انجام می‌شود. شکل ۶ شکاف ایجاد شده برای تمام آزمایش‌ها از ابتدا تا پایان سازوکار سه بعدی و رسیدن شکاف به دیواره‌های فلوم با فواصل زمانی ۱۰ ثانیه را نشان می‌دهد.

در بررسی فرآیند شکاف در مدت زمان سازوکار سه بعدی مشاهده شد که علاوه بر فرسایش سطحی ۱ و فرسایش آب‌بندی ۲ (جداشدن نامنظم تکه‌هایی از مصالح بدنه خاکریز) که در تمامی آزمایش‌ها رخ داده، فرسایش لغزشی نیز در آزمایش شماره ۳ اتفاق می‌افتد. در برخی از آزمایش‌ها جهت جریان روگذر شده روی شیب پایین دست پس از عبور از کانال هادی، بر خلاف اغلب آزمایش‌ها که از مرکز خاکریز بوده است از سمت چپ یا راست شیب پایین دست است. علت این امر را می‌توان

نیز مانند ۱۰ ثانیه اول با توجه به اندازه ذرات سرعت فرسایش و توسعه شکاف متفاوت است. با توجه به نمودار شکل ۷ نرخ توسعه عرضی شکاف در گام زمانی دوم به گام زمانی اول روند کاهشی داشته است که این روند با شیب کمتری در گام زمانی سوم نیز ادامه می‌یابد. علت این روند کاهشی، تعمیق شکاف و زیرشویی‌هایی است که توسط جریان انجام می‌پذیرد که در گام‌های زمانی بعد منجر به فرسایش آبکنندگی خاکریز شده و افزایش نرخ توسعه عرضی شکاف را به همراه دارد.

در گام زمانی ۱۰ ثانیه سوم در آزمایش‌های ۱ تا ۳ با ادامه جریان روگذر شده (خط شکاف ثانیه ۳۰) توسعه شکاف با روند توضیح داده شده ادامه پیدا کرده و شکاف در نتیجه فرسایش سطحی و فرسایش آبکنندگی به دست آمده عمیق‌تر و عریض‌تر می‌شود. تا این مرحله بیشترین توسعه شکاف در یک سوم پایینی و میانی شیب پایین دست خاکریز اتفاق افتاده است. در طول این مدت در شیب بالادست خاکریز با توجه به فرسایش سطحی توسعه شکاف که بیشتر در راستای عمودی بوده، انجام شده است به شکلی که با توجه به جدول (۳) نرخ توسعه عرضی شکاف در آزمایش ۱ در این گام زمانی برابر با صفر است. عدم توسعه عرضی شکاف در آزمایش شماره ۱ به معنای توقف فرآیند فرسایش نبوده بلکه زیرشویی توسط جریان در حال انجام بوده ولی به علت اندازه کوچکتر ذرات و تنش اصطکاکی بالاتر بین آنها در این آزمایش نسبت به دو آزمایش دیگر، باعث شده تا فرسایش آبکنندگی در این گام زمانی رخ ندهد. در گام زمانی ۱۰ ثانیه چهارم مابقی بدنه خاکریز در آزمایش ۳ برای رسیدن به انتهای سازوکار تخریب سه بعدی شسته می‌شود. حال آنکه در آزمایش‌های ۱ و ۲ زیرشویی و فرسایش آبکنندگی ادامه داشته، به شکلی که در آزمایش شماره ۱ آنقدر سرعت فرسایش عمودی از سرعت فرسایش عرضی بیشتر بوده است که در قسمت یک سوم پایینی شیب پایین دست، جریان روگذری به کف فلوام رسیده است. با توجه به نمودار شکل ۷ نرخ توسعه عرضی شکاف در گام زمانی چهارم در تمام آزمایش‌ها روند

Fourth 10 seconds	0.10	0.56	1.45*
Fifth 10 seconds	0.07	0.08*	-
sixth 10 seconds	0.33	-	-
Seventh 10 seconds	0.24*	-	-
3D total time	0.31	0.51	0.59

Table 3. Rate of lateral breach developed on down slope (cm/s)

شکل ۷. نمودار نرخ توسعه عرضی شکاف روی شیب پایین دست

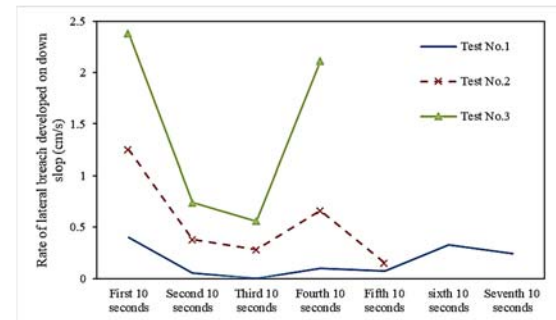


Fig. 7. Diagram of lateral breach developed rate on down slope

سرعت و چگونگی توسعه شکاف در ۱۰ ثانیه اول بین آزمایش‌ها متفاوت است، به شکلی که در آزمایش ۱ فقط جریان خود را به پایین خاکریز رسانده و شکاف توسعه عرضی کمتری در حد ۵۰ درصد دو آزمایش دیگر دارد، در حالیکه در آزمایش ۳ نه تنها جریان خود را به پایین دست رسانده، بلکه شکاف گسترده‌ای را با نرخ ۱/۱۳ سانتی‌متر بر ثانیه ایجاد کرده است که علت توسعه گسترده این شکاف، فرصت اشباع کامل شیب پایین دست به علت اندازه بزرگتر ذرات و در نتیجه آن حرکت لغزشی مصالح در شیب پایین دست است که باعث شده تا توده‌ای از مصالح در یک سوم انتهایی شیب پایین دست دچار لغزش شود.

در گام زمانی ۱۰ ثانیه دوم از شروع روگذری به علت زیرشویی‌های انجام شده در طرفین شکاف توسط جریان و فرسایش آبکنندگی ریزش‌های نامتقارن آبکنندها داخل جریان انجام می‌شود که خط شکاف ۲۰ ثانیه نشان دهنده آن می‌باشد. همان‌گونه که در شکل ۶ دیده می‌شود، توسعه شکاف در این بازه زمانی به علت فرسایش آبکنندگی در یک سوم پایینی شیب پایین دست بیشتر از مابقی نواحی است که علت آن در سرعت بیشتر جریان در آن ناحیه و در نتیجه افزایش تنش برشی جریان است. البته در نواحی بالادستی تاج نیز توسعه شکاف مشاهده می‌شود که در این مرحله

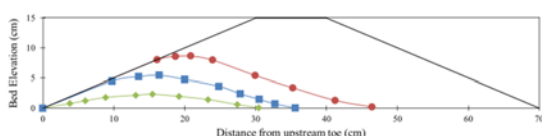
از سوی دیگر در مرحله سازوکار سه بعدی هر چند فرسایش آبکندی در تمام آزمایش‌ها دیده می‌شود، ولی هر چه مقدار d^* بزرگتر می‌شوند توده‌های جدا شده آبکندی از بدنه که به داخل شکاف سقوط می‌کنند، کوچکتر می‌شوند که علت آن را می‌توان در ریز بودن ذرات و تنش اصطکاکی زیاد بین مصالح در اثر سطح تماس بالای آنها نسبت به ذرات بزرگتر دانست. همچنین عرض شکاف ایجاد شده در اثر روگذری جریان نیز مشابه علت توضیح داده شده، در مقادیر d^* کوچکتر کمتر از عرض شکاف ایجاد شده در خاکریز با مقادیر d^* بزرگتر است.

سازوکار دو بعدی

پس از پایان فرسایش سه بعدی در تمام آزمایش‌ها تا انتهای شستشو، فرسایش با سازوکار دوبعدی حاکم است. شکل ۸ پروفیل خاکریز را از شروع سازوکار دوبعدی تا انتهای تخریب با فواصل زمانی ۱۰ ثانیه برای تمام آزمایش‌ها نشان می‌دهد.

با توجه به چگونگی فرسایش در سازوکار سه بعدی، قسمت عمده‌ای از خاکریز در آزمایش شماره ۱ که پنجه پایین دست نیز بخشی از آن بود، به طور کامل شسته شده است و مابقی آن در سازوکار دو بعدی شسته شد. با اینکه حجم قابل توجه‌ای از این خاکریز شسته شده، میزان ارتفاع تاج و موقعیت آن نسبت به دو آزمایش دیگر تغییر چندانی نداشته است که این سازوکار کلی را در فرسایش خاکریز می‌بینیم که در آزمایش‌های ۲ و ۳ نیز دیده شد. این سازوکار بدین گونه عمل می‌کند که در هنگام روگذری جریان، سرعت جریان از بالا به پایین خاکریز بیشتر شده و در نتیجه تنش برشی بیشتر وارده از آب به خاک و شستشوی بیشتر مصالح در نواحی پایین‌تر شیب پایین دست نسبت به نواحی بالاتر آن را در بر دارد.

شکل ۸ پروفیل خاکریز در سازوکار دو بعدی با گام ۱۰ ثانیه



افزایشی داشته به گونه‌ای که میزان این نرخ از دو گام زمانی قبلی بیشتر است. علت این میزان افزایش را می‌توان به افزایش سرعت جریان و افزایش دبی جریان در این گام زمانی نسبت به دو گام قبل دانست که باعث شده تا فرآیند فرسایش سطحی و آبکندی سرعت یابد. این در حالی است که در گام زمانی ۱۰ ثانیه اول با سرعت جریان و میزان دبی عبوری کم نرخ توسعه شکاف بیشتر از گام زمانی ۱۰ ثانیه چهارم بود که علت آن اختصاص جریان روگذری به تنها فرآیند فرسایش سطحی و توسعه شکاف بود.

در ۱۰ ثانیه پنجم سازوکار سه بعدی در آزمایش شماره ۲ نیز با نرخ توسعه شکافی کمتر از گام زمانی ۱۰ ثانیه چهارم به پایان می‌رسد. هر چند سرعت و دبی جریان روگذری بیشتر شده اما بیشتر فرآیند توسعه شکاف انجام شده و سازوکار سه بعدی انجام شده و حجم کم باقی مانده کناره دیواره با فرسایش آبکندی که فرآیندی تصادفی است شسته می‌شود. آزمایش شماره ۱ نیز در گام زمانی پنجم و ششم روند توسعه خود را مانند گام زمانی چهارم ادامه می‌دهد با این تفاوت که در گام زمانی ششم به علت توسعه زیرشویی‌های انجام شده توده‌های بزرگتری از مصالح جدا شده و همراه با جریان به پایین دست منتقل می‌شوند. در نهایت نیز مابقی مصالح در آزمایش شماره ۱ به داخل جریان سقوط کرده و شسته می‌شود.

به طور کلی نرخ توسعه عرضی شکاف به ترتیب در آزمایش ۱ تا ۳ با افزایش d^* ، روند افزایشی داشته به شکلی که این افزایش از آزمایش ۱ به ۲ با افزایش برابر با ۴۰ درصد و از آزمایش ۲ به ۳ برابر با ۱۳/۵ درصد است. هرچند نرخ توسعه عرضی شکاف در آزمایش ۱ به مراتب کمتر از دو آزمایش دیگر است اما حجم شسته شده خاکریز در این آزمایش به میزان ۳۵ درصد بیشتر از متوسط حجم شسته شده خاکریز آزمایش ۲ و ۳ است که علت آن توده‌های بزرگتر جدا شده از بدنه خاکریز در فرسایش آبکندی و مدت زمان سپری شده بیشتر در آزمایش شماره ۱ است.

و t^* زمان بی‌بعد شده با استفاده از شتاب جاذبه (g) و ارتفاع خاکریز (H) است. با توجه به شکل ۹ نرخ کاهش ارتفاع تاج در آزمایش شماره ۱ بیشترین و در آزمایش شماره ۳ کمترین است.

شکل ۹. تغییرات زمانی ارتفاع تاج بی‌بعد شده

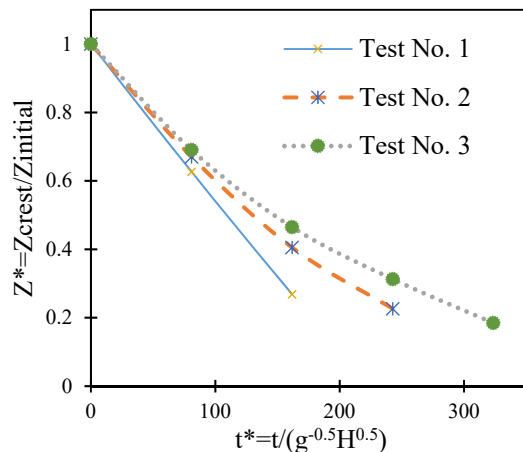


Fig. 9. Time variation of dimensionless embankment crest height

با استفاده از نتایج بی‌بعدسازی بدست آمده از داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل رگرسیونی، میزان نرخ بی‌بعد کاهش ارتفاع تاج خاکریز در سازوکار دو بعدی برابر با رابطه ۳ است.

$$Z^* = 0.4 \times t^* \times d^* - 11.67 \times d^* - 0.0049 \times t^* + 1.0 \quad \text{رابطه (۳)}$$

d^* بی‌بعد شده اندازه متوسط ذرات (d_{50}) با استفاده از ارتفاع خاکریز (H) به شکل $d^* = d_{50}/H$ است. رابطه ۳ نشان می‌دهد که کاهش ارتفاع تاج خاکریز در سازوکار دو بعدی علاوه بر زمان، تابع d^* نیز هست. همچنین مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده و محاسباتی در

شکل ۱۰ نشان از دقت بالای رابطه ۳ با $R^2=0.98$ دارد. با توجه به شسته‌شدن قسمت عمده‌ای از مصالح خاکریز آزمایش ۱ در مرحله تخریب سه بعدی و باقی ماندن بخش کمی از آن (۳۶ درصد حجم اولیه)، مابقی مصالح که بیشتر در قسمت پاشنه خاکریز متمرکز هستند، در مدت زمان کوتاهی (۲۵ درصد کل مدت زمان تخریب) شسته می‌شوند. مصالح باقیمانده از آزمایشهای ۲ و ۳ در مدت زمان بیشتری شسته شدند، به شکلی که

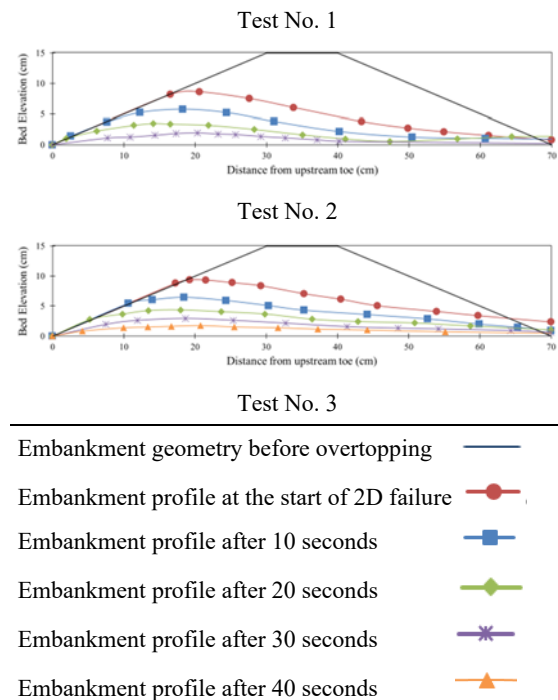


Fig. 8. Embankment profile from 2D mechanism with 10-second time steps

تاج خاکریز فرسایش یافته (بلندترین نقطه از خاکریز در حال فرسایش) در طول گام‌های زمانی ابتدایی به سمت بالادست خاکریز حرکت می‌کند که علت این امر را می‌توان سازوکار بالاروندگی فرسایش بیان کرد همان‌گونه که در طبیعت این نوع فرسایش با سرعت بیشتری سبب جابه‌جایی knick point به سمت بالادست می‌شود. اما در گام‌های زمانی انتهایی، تاج خاکریز فرسایش یافته بر خلاف گام‌های زمانی قبل به سمت پایین دست حرکت می‌کند که در نهایت به شسته شدن کل خاکریز منجر می‌شود. علت را می‌توان عمق کم مصالح باقی مانده نسبت به تراز ثابت شده آب دانست که باعث می‌شود آب مصالح باقی مانده را با توجه به تنش برشی ایجاد شده به سمت پایین دست حرکت دهد. همچنین در بررسی تغییرات زمانی ارتفاع تاج خاکریز در آزمایش‌ها ۱ تا ۳ در طی تخریب دوبعدی و بی‌بعد سازی ارتفاع تاج و زمان در این بررسی و رسم نمودار این تغییرات شکل (۷) می‌توان به روند کاهش ارتفاع در طول زمان با در نظر گرفتن اندازه بی‌بعد شده ذرات پرداخت.

در شکل ۹، Z_{crest} ارتفاع تاج خاکریز در هر لحظه، $Z_{initial}$ ارتفاع تاج خاکریز در لحظه شروع تخریب دو بعدی

بالای آن‌ها است که باعث طولانی‌تر شدن مدت زمان شسته‌شدن خاکریز در آزمایش ۱ می‌شود. در آزمایش ۳ نرخ متوسط تخریب نسبت به آزمایش ۲ کاهش می‌یابد که دلیل این کاهش را می‌توان در مدت زمان بیشتر فرآیند شسته‌شدن خاکریز در آزمایش شماره ۳ به علت تنش برشی مورد نیاز بیشتر برای شسته‌شدن ذرات با اندازه بزرگتر دانست. میزان اختلاف نرخ متوسط شستشو بین بیشترین مقدار در آزمایش ۲ تا کمترین مقدار در آزمایش ۱ برابر با ۱۴ درصد است. البته تحلیلی مشابه نرخ متوسط شستشوی کل مصالح خاکریز را می‌توان به سرعت شستشوی مصالح تعمیم داد که با توجه یکسان بودن حجم کل مصالح این تعمیم منطقی است.

۳-۳- هیدروگراف خروجی از خاکریز

هیدروگراف جریان عبوری از سرریز انتهایی با هدف مقدار برآورد دبی خروجی از خاکریز در مدت زمان تخریب خاکریز برداشت شد تا بتوان به بررسی تأثیر اندازه ذرات تشکیل دهنده بدنه خاکریز بر این پارامتر پرداخت. با استفاده از تصاویر ضبط شده توسط دوربین شماره ۳ از تراز آب روی سرریز ترکیبی لبه تیز در مخزن پایین دست و نمودار شکل (۴)، میزان دبی بی بعد خروجی از خاکریز (Q^*) استخراج شد (شکل ۱۲). زمان آغاز هیدروگراف‌ها از لحظه‌ای است که جریان روگذری بعد از عبور از کانال هادی روی شیب پایین دست جاری می‌شود.

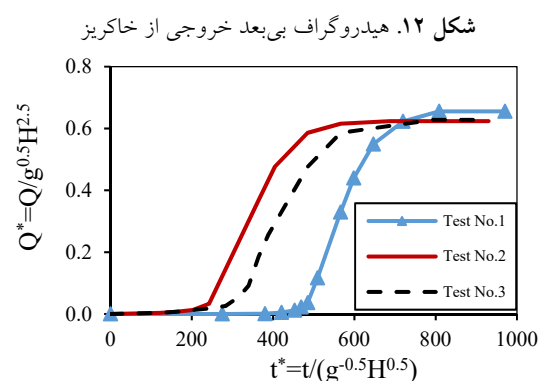


Fig. 12. Embankment out flow dimensionless hydrograph

با توجه به شکل ۱۲ روندی که بطور کلی در تمام آزمایش‌ها می‌توان مشاهده نمود، بدین صورت است که در

آزمایش ۳ با حجم مصالح باقی مانده حدود ۶۵ درصد، در مدت زمانی برابر با ۶۵ درصد کل مدت زمان فرآیند تخریب خود شسته می‌شود.

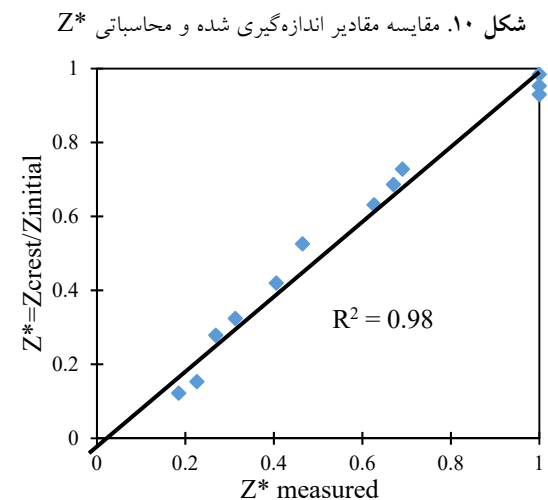


Fig. 10. Comparison between measured and computed Z^*

۳-۲- نرخ متوسط شستشوی مصالح

نرخ متوسط شستشوی مصالح به صورت میزان حجم کل شسته شده مصالح خاکریز (برابر با حجم اولیه خاکریز قبل از روگذری جریان) در طول کل مدت زمان تخریب (از زمان شروع روگذری جریان تا شسته شدن کامل خاکریز) تعریف می‌شود. این نرخ برای تمام آزمایش‌ها در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

شکل ۱۱. نرخ متوسط شستشوی مصالح خاکریز

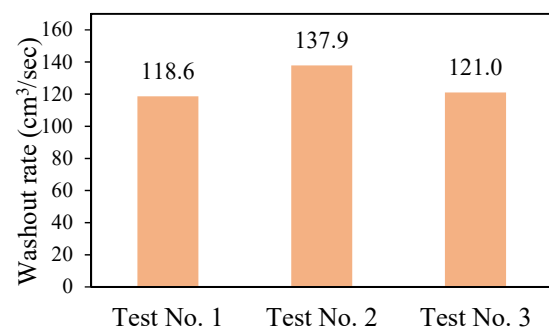


Fig. 11. Mean rate of washout

با توجه به شکل ۱۱ افزایش نرخ متوسط تخریب در آزمایش ۲ بیشتر از آزمایش ۱ است که علت آن ریز بودن ذرات و تنش اصطکاکی زیاد بین مصالح در اثر سطح تماس

روگذری از تاج سد کمتر می‌شود که این مطلوب طراحی و عملکرد مناسب فیوز پلاگ نمی‌باشد. تراز بی بعد شده آب در پشت فیوز پلاگ (H^*) در آزمایش ۱ تا ۳ در جدول (۴) نیز ارائه شده است.

جدول ۴. مشخصات جریان خروجی

Test No.	1	2	3
Dimensionless outlet volume (V^*)	456	410	367
Dimensionless test duration (T^*)	800	782	784
Rate of outlet (V^*/T^*)	0.57	0.52	0.47
$H^*=h_{res}/H$	0.967	0.94	0.94

Table 4. Outlet discharge properties

با توجه به نتایج ارائه شده در جدول (۴) هر چند نرخ خروج آب در آزمایش ۱ به اندازه ۲/۲۵ درصد بیش از دو آزمایش دیگر است، اما تراز آب بی‌بعد در پشت سازه (H^*) در آزمایش ۱ نسبت به دو آزمایش دیگر به میزان ۲/۸ درصد بیشتر است. بنابراین d^* بکار رفته در آزمایش‌های ۲ و ۳ برای ساخت فیوز پلاگ مناسبتر از آزمایش ۱ می‌باشند. از سویی دیگر نیز افزایش مقدار d^* دو نقص را برای مصالح بکار رفته در فیوز پلاگ در پی دارد، اول اینکه هرچه مقدار d^* بزرگتر شود، خاکریز بیشتر حالت زهکش به خود گرفته و حجم آب مفید درون مخزن سد در قبل از تراز مورد نیاز برای روگذری و شسته شدن را بیشتر هدر می‌دهد و دوم آنکه هرچه مقدار d^* بزرگتر شود به علت افزایش سرعت آب بین ذرات تشکیل دهنده بدنه خاکریز، از پایداری آن به دلیل رگاب احتمالی کاسته می‌شود. با توجه به دلایل ذکر شده بین اندازه ذرات بی‌بعد (d^*) بکار رفته در بدنه خاکریز در آزمایش‌های ۲ و ۳، d^* معادل ۰/۰۰۴ بکار رفته در آزمایش ۲ مناسب‌ترین d^* برای ساخت فیوز پلاگ در محدوده پارامترهای مورد آزمایش است. همچنین لازم به ذکر است این اندازه نسبت به اندازه بکار رفته در آزمایش‌های ۱ و ۳ از نرخ شستشوی بالاتری برخوردار است.

۴- نتیجه‌گیری

ابتدای فرآیند تخریب دبی خروجی کم و شیب هیدروگراف کم است که این مرحله با توجه به مطالعه Pikert و همکاران (۲۰۱۱) مرحله توسعه شکاف است و در ادامه آن مرحله شکافتن است که به یکباره نمودار روند افزایشی تندی را به خود می‌گیرد که با شیب زیادی به حد بیشینه خود می‌رسد. از محدوده زمانی شروع شکافتن تا تخریب کامل خاکریز و رسیدن به دبی خروجی نهایی با تقریبی قابل قبول می‌توان شیب متوسط افزایشی هیدروگراف‌ها را در آزمایش‌های مختلف با یکدیگر مشابه دانست، هرچند که تقدم و تاخر در شروع این روند افزایشی وجود دارد.

در نهایت با توجه به تراز ثابت آب در هر آزمایش میزان دبی نهایی هیدروگراف پس از شستشوی کامل خاکریز برای هر آزمایش به مقداری ثابت منتهی می‌شود. مقدار دبی خروجی نهایی حاصل از تخریب وابسته به ارتفاع آب پشت خاکریز است که می‌توان این دبی را در آزمایش‌های ۲ و ۳ با یکدیگر مشابه دانست و در آزمایش ۱ با اختلاف ۲/۷ درصد بالاتر قرار می‌گیرد. تراز جریان روی خاکریز در طول مدت آزمایش در آزمایش ۱ بیشترین و در آزمایش‌های ۲ و ۳ کمترین مقدار است. علت بیشینه دبی در آزمایش ۱ تخریب دیر هنگام خاکریز در مراحل ابتدایی است که موجب می‌شود سازه تراز آب بالاتری را در مخزن تجربه کند و با توجه به ثابت بودن تراز آب تا پایان آزمایش و رابطه مستقیم آن با دبی نهایی مقدار بیشینه برای این آزمایش ثبت شود.

نکته حائز اهمیت در عملکرد مطلوب فیوز پلاگ در مدت زمان تخریب، میزان حجم خروجی بیشتر آب در مدت زمان کمتر و در تراز مورد نظر طراح است. برای این هدف میزان حجم آب خروجی به صورت بی‌بعد در هر یک از این هیدروگراف‌ها (مساحت زیر نمودار هیدروگراف شکل ۱۲) نسبت به مدت زمان بی‌بعد شده خروج این حجم، بررسی شد که نتایج در جدول (۳) ارائه شده است. اما بیان این نکته ضروری است که هرچه تراز آب در پشت خاکریز بالاتر رود، اطمینان از عدم جریان

در آزمایش ۲ مناسب ترین d^* برای ساخت فیوز پلاگ در محدوده پارامترهای مورد آزمایش است.

۵- مراجع

- [1] Pugh, C. A. (1985). Hydraulic model studies of Fuse plug embankments, REC-ERC-85-7, USBR, USA.
- [2] Tinney, E. R. and Hsu, H. (1961). Mechanics of washout of an erodible fuse plug. Journal of the Hydraulics Division, 87(3), 1-29.
- [3] Chee, S. (1984). Washout of Spillway Dams. In Channels and Channel Control Structures. (pp. 527-537). Springer.
- [4] Powledge, G. R., Ralston, D. C., Miller, P., Chen, Y. H., Clopper, P. E. and Temple, D. (1989). Mechanics of overflow erosion on embankments. II: Hydraulic and design considerations. Journal of Hydraulic Engineering, 115(8), 1056-1075.
- [5] Fletcher, B. P. and Gilbert, P. A. (1992). Center Hill Fuseplug Spillway, Caney Fork River, Tennessee: Hydraulic model investigation. Tech. Rep. HL-92-15, U.S. Army Corps of Engineers, Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- [6] Water Research Institute. (1998). Partial model of fuse plug, Khalf Abad cofferdam project. Final report, No 5. Ministry of Energy. Tehran. Iran. (In Persian).
- [7] AlQaser, G.N. and Ruff, J.F. (1993). Progressive failure of an overtopped embankment. Proc. National Conf. Hydraulic Engineering 2, 1957-1962. ASCE, New York.
- [8] Ralston, D.C. (1987). Mechanics of embankment erosion during overflow. Proc. ASCE National Conf. Hydraulic Engineering, Williamsburg VA, 733-738.
- [9] Fread, D. (1988). BREACH, an erosion model for earthen dam failures. Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA.
- [10] Visser, P. J. (1988). A model for breach growth in a dike-burst. Coastal Engineering Proceedings, 1(21).
- [11] Buckner, M. (1998). Breaching of earth-fill dams: A review of historical dam failures and their dominant parameters. Research Paper. Institute for Soil Mechanics and

در مرحله اول تکامل شکل شکاف در سازوکار سه بعدی سرعت و چگونگی توسعه شکاف متفاوت بود. در این مرحله هر چند فرسایش آبکندی در تمام آزمایش‌ها دیده می‌شود ولی هرچه مقدار d^* بزرگتر می‌شوند، توده‌های جدا شده آبکندی از بدنه که به داخل شکاف سقوط می‌کنند کوچکتر می‌شوند که علت آن را می‌توان در ریز بودن ذرات و تنش اصطکاکی زیاد بین مصالح در اثر سطح تماس بالای آنها نسبت به ذرات بزرگتر دانست. همچنین عرض شکاف ایجاد شده در اثر روگذری جریان نیز مشابه علت توضیح داده شده، در مقادیر d^* کوچکتر کمتر از عرض شکاف ایجاد شده در خاکریز با مقادیر d^* بزرگتر است. در مرحله دوم در بررسی چگونگی تخریب پس از پایان سازوکار سه بعدی و شروع سازوکار دو بعدی تاج خاکریز فرسایش یافته در طول گام‌های زمانی ابتدایی به سمت بالادست خاکریز حرکت می‌کند، اما در گام‌های زمانی انتهایی تاج خاکریز فرسایش یافته، بر خلاف گام‌های زمانی قبل، به سمت پایین دست حرکت می‌کند که در نهایت به شسته شدن کل خاکریز منجر می‌شود.

نرخ متوسط تخریب در آزمایش ۲ با d^* برابر با ۰/۰۰۴ بیشترین مقدار نسبت به دو d^* دیگر در آزمایش‌های ۱ و ۳ با d^* به ترتیب ۰/۰۰۱۳۳ و ۰/۰۰۶ است. البته تحلیلی مشابه با نرخ متوسط شستشوی مصالح خاکریز را می‌توان به سرعت شستشوی مصالح تعمیم داد. نرخ خروج آب در آزمایش ۱ به اندازه ۲/۲۵ درصد بیش از دو آزمایش دیگر است، اما تراز آب بی‌بعد در پشت سازه (H^*) در آزمایش ۱ نسبت به دو آزمایش دیگر به میزان ۲/۸ درصد بیشتر است. بنابراین d^* بکار رفته در آزمایش‌های ۲ و ۳ برای ساخت فیوز پلاگ مناسبتر از آزمایش ۱ هست. از سویی دیگر هرچه مقدار d^* بزرگتر شود، اول آنکه خاکریز بیشتر حالت زهکش به خود گرفته و حجم آب مفید درون مخزن سد را بیشتر هدر می‌دهد و دوم آن که از پایداری خاکریز به دلیل رگاب احتمالی کاسته می‌شود. با توجه به دلایل ذکر شده بین اندازه ذرات بی‌بعد (d^*) بکار رفته در بدنه خاکریز در آزمایش‌های ۲ و ۳، d^* معادل ۰/۰۰۴ بکار رفته

- [22] Pickert, G., Weitbrecht, V. and Bieberstein, A. (2011). Breaching of overtopped river embankments controlled by apparent cohesion. *Journal of Hydraulic Research*, 49(2), 143–156.
- [23] Mat Lazin, N. A., Mohamed Yusof, Z. and Ismail, Z. 2012. Dam Breaching due to Overtopping. *Proceeding on 2nd International Conference on Water Resources (ICWR2012)*, Langkawi, Kedah.
- [24] Cestero, J. A. (2012). Levee breach by overtopping: The effects of soil properties, MS. Thesis, University of South Carolina, Puerto Rico.
- [25] Schmocker, L. Höck, E., Mayor, P. A. and Weitbrecht, V. (2013). Hydraulic model study of the fuse plug spillway at Hagneck Canal, Switzerland. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(8), 894–904.
- [26] Al-Riffai M. (2014). Experimental study of breach mechanics in overtopped noncohesive earthen embankments, Ph.D. thesis, University of Ottawa, Ottawa, Canada.
- [27] Schmocker, L. Frank, P.-J., Hager, W.H., Overtopping dike-breach: effect of grain size distribution, *Journal of Hydraulic Research*. 52 (2014) 559–564.
- [28] Asghari Tabrizi, A., Elalfy, E., LaRocque, L. A., Chaudhry, M. and Imran, J. (2015). Experimental modeling of levee failure process due to overtopping. In *Annual Meeting of the Association of State Dam Safety Officials (ASDSO)*, September, New Orleans, LA, USA.
- [29] Asghari Tabrizi, A., Elalfy, E., Elkholy, M., Chaudhry, M. H. and Imran, J. (2017). Effects of compaction on embankment breach due to overtopping. *Journal of Hydraulic Research*, 55(2), 236–247.
- [30] Neshastehgar, M., Salehi Neyshabouri, S. A. A., Nasiri Saleh, F. and Ghodsian, M. (2017). Effect of pilot channel width on washout mechanism of fuse plug. *The 16th Iranian Hydraulic Conference*. Ardabil. Iran. (In Persian).
- [31] Neshastehgar, M., Salehi Neyshabouri, S. A. A., Nasiri Saleh, F. and Ghodsian, M. (2018). The Effect of the Increase Rate of Reservoir Water on Embankment Fuse Plug. *The 11th Civil Engineering International Congress*, University of Tehran, Tehran, Iran. (In Persian).
- [32] Neshastehgar, M., Salehi Neyshabouri, Rock Mechanics, Univ. of Karlsruhe, Germany.
- [12] Broich, K. (1998). Conclusions from the test case modelling. *Proc. Concerted Action on Dam-Break Modelling CADAM Munich Meeting*, 1–15 (www.hrwallingford.co.uk/projects/CADAM/CADAM/).
- [13] Mohamed, M. A. A., Samuels, P.G., Morris, M.W. and Ghataora, G.S. (1999). A new methodology to model the breaching of non-cohesive homogeneous embankments. *Proc. Concerted Action on Dam-Break Modelling CADAM*, Zaragoza, 289–308 (www.hrwallingford.co.uk/projects/CADAM/CADAM/).
- [14] Morris, M. W. (2000). *Concerted Action on Dam break Modelling. CADAM. Final Report. Report SR 571* (www.hrwallingford.co.uk/projects/CADAM/CADAM/).
- [15] Morris, M. W. (2005). Investigation of extreme flood processes and uncertainty. *Final Technical Report: IMPACT, EVG1-CT-2001-00037* (www.impact-project.net).
- [16] Coleman, S. E., Andrews, D. P. and Webby, M.G. (2002). Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments. *J. Hydraulic Eng.* 128(9), 829–838.
- [17] Chinnarasri, C., Jirakitlerd, S. and Wongwises, S. (2004). Embankment dam breach and its outflow characteristics. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 21(4), 247–264.
- [18] Wahl, T. L. (2010). Dam breach modeling an overview of analysis methods. In: *Proceedings of the Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*, Las Vegas, NV, June 27–July 1.
- [19] ASCE Task Committee on Dam/Levee Breaching. (2011). Earthen embankment breaching. *J. Hydraul. Eng.*, 10.1061/(ASCE) HY.1943-7900.0000498, 1549 – 1564.
- [20] Schmocker, L. and Hager, W. H. (2009). Modelling dike breaching due to overtopping. *Journal of Hydraulic Research*, 47(5), 585–597.
- [21] Babaali, H. R., Khodabakhshi, A. and Shamsaie, A. (2008). Design basics of embankment fuse plug spillways. *14th Student Conference on Civil Engineering*. Semnan. Iran. (In Persian).

S. A. A., Nasiri Saleh, F. and Ghodsian, M. (2018). Investigating the Effect of Plug Fuse Washout on the Outflow Discharge from the Dam Reservoir. Journal of Iranian Dam and Hydroelectric Powerplant. Under Publishing. (In Persian).

Investigating the Effect of Grain Size of Embankment Fuse Plug Body on their Washout Mechanism

Mostafa Neshastehgar¹, Seyed Ali Akbar Salehi Neyshabouri^{*2},
Farzin Nasiri Saleh³, Masoud Ghodsian⁴

1. PhD Candidate of Hydraulic Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran
2. Prof., Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran
3. Assistant Prof., Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran
4. Prof., Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

*salehi@modares.ac.ir

Abstract

One of the main causes of damage to dams, especially earth dams is the overtopping which may cause huge human losses and financial damages. Fuse plug is used as a safety valve to protect dams against catastrophic damages of overtopping. The increasing outbreak of floods and their huge and sometimes irrecoverable damages has incentivized dam experts and designers for more studies on the most effective and economical spillway construction. The attempt is towards letting higher amounts of water run through spillways. One approach is using an auxiliary spillway beside the main spillway. The fuse plug operation is totally automatic and does not require human intervention. At other times, fuse plug should be stable and have reliability coefficients equal to those of earth dams.

In this experimental research, the effect of the body grain size of embankment fuse plug on the failure and washout mechanism of non-cohesive homogeneous fuse plug is evaluated. The water level upstream of fuse plug is kept constant throughout the overtopping and failure processes, the tests thereby simulating the failure of embankment fuse plug impounding a very large upstream reservoir. The failure trend and mechanism, rate of embankment sediment washout and the output hydrograph of overtopping are addressed. The breach shape and failure mechanism can be used as a guide to interpret the extent of grain size effect and failure progress. The mechanisms of embankment breach due to overtopping can be categorized into 2D and 3D processes. 3D mechanism consists of both lateral and vertical erosions, whereas 2D mechanism only consists of vertical erosion. In this research, both types of erosions were observed. Initially 3D mechanism is observed and breach expansion continued until the breach reached the flume walls. Then after the 2D mechanism failure was observed. Also the equation obtained for describing non-dimensional embankment crest in 2D process by non-dimensional time and non-dimensional grain size. The mean rate of washout in test No.2 is the highest and an analysis similar to the mean rate of washout materials can be generalized to the washout period, which given the uniformity of the total volume of materials, is a rational generalization. The important point in the optimal performance of the fuse plug during the time of destruction is the volume of more outlet water in a shorter time period at the level desired by the designer. According to the results, the mean washout rate at d^* is equal to 0.004 the highest value compared to two other d^* that are 0.00133 and 0.026. At d^* is equal to 0.00133, the discharge rate of the plug fuse during washout and H^* levels are 2.5% and 2.8%, respectively, over two d^* . On the other hand, the larger the value of d^* , the first is that the embankment drains more drainage and the volume of useful water inside the reservoir drains more and the second reduces the stability of the embankment due to the possible piping. According to the set of reasons mentioned above, d^* is equal to 0.004 the most suitable d^* for the construction of the plug fuse in the range of parameters tested.

Keywords: Embankment fuse plug, Erosion mechanism, Experimental modeling, Grain size, Overtopping flow