

بررسی تأثیر نحوه تخریب فیوزپلاگ بر دبی خروجی از مخزن سد

مصطفی نداشت‌گر^۱

سید علی اکبر صالحی نیشابوری*^۲

فرزین نصیری صالح^۳

مسعود قدسیان^۴

شاهین بهرامی^۵

چکیده

روگذری یکی از رایج‌ترین دلایل شکست سدها، به‌خصوص سدهای خاکی است که ممکن است با تلفات جانی و خسارت‌های مالی زیاد همراه باشد. فیوزپلاگ به‌عنوان شیر اطمینان برای محافظت از سد در برابر خرابی‌های ناشی از روگذری جریان آب بکار می‌رود. در این تحقیق آزمایشگاهی، به بررسی تأثیر نحوه تخریب فیوزپلاگ بر دبی خروجی از مخزن سد ناشی از تغییر عرض و عمق کانال هادی پرداخته شده است. برای تشابه هرچه بیشتر فرآیند روگذری با واقعیت، تراز آب در بالادست سازه در طول مدت‌زمان روگذری جریان و تخریب سازه ثابت نگه داشته شد. هیدروگراف خروجی حاصل از روگذری جریان ناشی از تغییر عرض و عمق کانال هادی از نتایج این مطالعه آزمایشگاهی است. نوع توسعه شکاف خاکریز با توجه به فرسایش سطحی و فرسایش آبکندی متفاوت بود. همچنین اثر تغییرات دبی خروجی بیشتر از آنکه تابع عرض کانال هادی باشد به عمق آن وابسته می‌باشد، به‌گونه‌ای که می‌توان از تغییرات عرض کانال هادی در محدوده مطالعه چشم‌پوشی نمود. همچنین عمق و عرض بهینه کانال هادی با توجه به هیدروگراف دبی خروجی و روابط بی‌بعد مشخص شد.

واژه‌های کلیدی

فیوزپلاگ خاکی، هیدروگراف خروجی، مدل‌سازی آزمایشگاهی، مصالح غیر چسبنده، روگذری جریان

۱. دانشجوی دکترای هیدرولیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس تهران، mostafa.neshastehgar@modares.ac.ir

۲. *استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست و پژوهشکده مهندسی آب، دانشگاه تربیت مدرس تهران، salehi@modares.ac.ir

۳. استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست و پژوهشکده مهندسی آب، دانشگاه تربیت مدرس تهران، nasiri_f@modares.ac.ir

۴. استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس تهران، ghods@modares.ac.ir

۵. دانشجوی کارشناسی ارشد منابع آب، دانشگاه تربیت مدرس تهران، shahin94bahrami@gmail.com

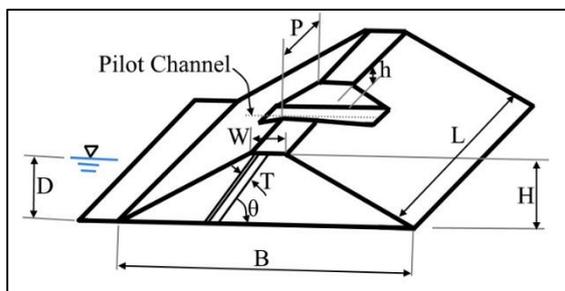
مقدمه

گرچه شکست سد به ندرت اتفاق می‌افتد، اما خطرات ناشی از آن به هیچ‌عنوان قابل چشم‌پوشی نیست، خطری که ممکن است جان تعداد زیادی از انسان‌ها را به مخاطره بیندازد و خسارات مالی فراوانی را به بار آورد. شکست سد در اثر روگذری جریان آب در هر نوع سدی می‌تواند اتفاق بیفتد، 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 ذخیره‌شده آزاد می‌گردد که می‌تواند باعث فاجعه در نواحی پایین دست شود. در این راستا فیوزپلاگ^۱ به‌عنوان شیر اطمینان برای محافظت از سد در برابر خرابی‌های فاجعه‌بار ناشی از روگذری جریان آب بکار می‌رود.

فیوزپلاگ به‌عنوان سرریز کمکی یا سرریز اضطراری در سدها ایفای نقش می‌کند (پاگ^۲، ۱۹۸۵). افزایش روزافزون سیلاب‌ها و خسارت‌های گاه جبران‌ناپذیر آن، باعث شده که کارشناسان و طراحان سد بررسی بیشتری را درباره اقتصادی‌ترین روش ساخت سرریز به‌عمل آورند؛ بنابراین بایستی به طریقی میزان ظرفیت آبگذری سرریزها را افزایش داد. یکی از روش‌ها استفاده از یک سرریز کمکی در کنار سرریز اصلی است. فیوزپلاگ می‌تواند به‌عنوان یک سرریز کمکی یا سرریز اضطراری بکار رود که غالباً گزینه‌ای اقتصادی است. همچنین استفاده از فیوزپلاگ در تخلیه سیلاب‌های غیرعادی، طرحی مطمئن بوده و باعث صرفه‌جویی در هزینه‌های گزاف سرریزهای بتنی می‌شود. لذا 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.

فیوزپلاگ به نام‌های خاکریز فرسایشی^۳ و خاکریز شسته شونده نیز خوانده می‌شود. عملکرد فیوزپلاگ‌ها همان‌طور که از نام آن‌ها مشخص است بدین ترتیب می‌باشد که هنگام وقوع سیلاب‌های غیرعادی، آب از خاکریز سرریز کرده و شروع به فرسایش در خاکریز می‌نماید (پاگ،

۱۹۸۵). خاکریز شسته شده و مسیر جریان آب باز می‌گردد. وقتی که سیلاب دفع گردید، خاکریز مجدد بنا می‌گردد. عملکرد فیوزپلاگ کاملاً خود کار بوده و نیازی به اپراتور ندارد. فیوزپلاگ در مواقع غیر بهره‌برداری بایستی پایدار بوده و ضرایب اطمینانی مساوی سدهای خاکی داشته باشد. ساختمان فیوزپلاگ را به‌طور کلی می‌توان به دو بخش بدنه خاکریز و کانال هادی^۴ تقسیم‌بندی کرد. فیوزپلاگ‌ها با همان جزئیات و بخش‌هایی که در اغلب سدهای خاکی یا سنگریزه‌ای یافت می‌شود، طراحی می‌گردند. فیوزپلاگ از نظر مصالح تشکیل‌دهنده بدنه به دو نوع همگن و غیر همگن تقسیم‌بندی می‌شود. مصالح هسته (موجود در خاکریزهای غیرهمگن) نیز به‌طور طبیعی سیلت یا رس می‌باشد. شکل (۱) مشخصات هندسی فیوزپلاگ را نشان می‌دهد که در آن D ارتفاع جریان در مخزن روی پی فیوزپلاگ، H ارتفاع فیوزپلاگ، L طول فیوزپلاگ، P عرض کانال هادی در طول فیوزپلاگ، T ضخامت هسته رسی، h عمق کانال هادی، W عرض تاج فیوزپلاگ، θ زاویه هسته رسی با سطح افق و B عرض تحتانی فیوزپلاگ است (پاگ، ۱۹۸۵).



شکل (۱): مشخصات هندسی فیوزپلاگ (پاگ، ۱۹۸۵)

در تحقیق حاضر از نتایج تحقیقات گذشته در زمینه نحوه عملکرد و تخریب فیوزپلاگ، روگذری جریان آب از خاکریز و سد خاکی استفاده شده است. از جمله پژوهش‌هایی که در زمینه فیوزپلاگ دارای هسته رسی به‌عمل آمده است، تحقیقی است که توسط تینی و هسو^۵ (۱۹۶۱) به‌منظور مدل کردن سرریز پروژه آکسیو^۶ صورت گرفته است. مطالعات آزمایشگاهی به دو منظور تشخیص مکانیسم مراحل مختلف شسته شدن خاکریز و تعیین روابط تشابه

۴. Pilot channel
۵. Tinney & Hsu
6. Oxbow

۱. Fuse plug
۲. Pugh
۳. Erodible Embankment

شیب جانبی شکاف به‌طور متوسط ۳۵ درجه است. برویج^{۱۰} (۱۹۹۸) دقت پیش‌بینی دبی بیشینه حاصل از فرایند شکافتن را حدود ± 50 درصد گزارش کرد. محمد و همکاران^{۱۱} (۱۹۹۹) تغییرات عرضی شکاف را نتیجه ترکیبی از فرسایش ممتد و تخریب ناگهانی ناشی از ریزش مصالح از شیب جانبی عنوان کرد و پروفیل حاصله را پارابولیک یا دوزنقه‌ای بیان کرد. موریس^{۱۲} (۲۰۰۰) به مقایسه پنج مدل شکافتن پرداخت و نشان داد که نتایج تغییرات گسترده‌ای دارد. همچنین موریس (۲۰۰۵) دقت پیش‌بینی شکل هیدروگراف حاصل از شکافتن خاکریز را کم و زمان لازم برای شروع شکافتن را غیرقابل پیش‌بینی توصیف کرده است.

کلمن^{۱۳} و همکاران (۲۰۰۲) شکل نهایی شکاف را متأثر از تراز آب مخزن در حین شکافتن خاکریز بیان کردند. چیناراسری^{۱۴} و همکاران (۲۰۰۴) به بررسی تکامل تدریجی شکاف در بدنه خاکریز روگذر شده پرداختند که مشاهده شد که مقطع شکاف در ابتدا به‌صورت عمودی و سپس به صورت عرضی توسعه می‌یابد. وال^{۱۵} (۲۰۱۰) به ضعف داده‌های حاصل از مطالعه موردی تخریب ناشی از روگذری در پیش‌بینی زمان لازم برای شروع شکافتن، نرخ تشکیل شکاف و زمان کلی موردنیاز برای تخریب اشاره داشت. ASCE (۲۰۱۱) به خلاصه‌سازی بیش از ۷۲۶ آزمایش انجام شده بر روی فرآیند شکاف سدهای خاکی، گوره‌ها و دایک‌های دریایی از سال ۱۹۶۰ پرداخت. اکثریت این آزمایش‌ها شامل خاکریزهای کوچک‌مقیاس، غیرچسبنده و همگن با روگذری به‌عنوان مکانیزم خرابی بودند.

اشموکر و هگر^{۱۶} (۲۰۰۹) به انجام یکسری آزمون‌های آزمایشگاهی روی شکافتن دایک غیرچسبنده برای تعیین محدودیت‌های مدل در ارتباط با تکرارپذیری، اثرات دیواره و اثرات مقیاس پرداختند. بابعلی و همکاران (۱۳۸۸) به بررسی عوامل مؤثر در طراحی خاکریز شسته شونده پرداختند. آن‌ها با استفاده از مدل عددی BREACH زمان

برای سرعت شسته شدن خاکریزها انجام گرفته است. آزمایش‌های دیگری نیز توسط چی^۱ (۱۹۸۴) در دانشگاه وینزور کانادا انجام گرفته است. نتایج این آزمایش‌ها نیز مرجع ارزشمندی در طرح خاکریزهای همگن و خاکریزهای دارای هسته رسی است. پاق^۲ (۱۹۸۵) بر روی فیوزپلاگ آزمایش‌های متعددی را انجام داد. وی به این نتیجه رسید که عرض کانال هادی برای اطمینان از عبور جریان کافی از آن تقریباً باید نصف ارتفاع فیوزپلاگ باشد و مکان قرارگیری کانال راهنما در طول فیوزپلاگ روی نرخ فرسایش جانبی اثر مهمی ندارد.

پولج^۳ و همکاران (۱۹۸۹) روی پارامترهای کلیدی مؤثر بر فرسایش و سیستم‌های حفاظت از فرسایش مطالعه کردند. آزمایش‌های دیگری روی مدل فیوزپلاگ سد سنتر هیل^۴ توسط فلچر و گیلبرت^۵ (۱۹۹۲) انجام شده است. یکی از نتایج این آزمایش‌ها که به‌نوبه خود تازگی داشت راجع به عدم اثرات مقیاسی در نتایج مدل بود. مطالعه دیگری بر روی مدل جزئی فیوزپلاگ سد انحرافی خلف آباد در موسسه تحقیقات آب انجام شد که نتیجه حاصله 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 دارا است (موسسه تحقیقات آب، ۱۳۷۷). القاصر و راف^۶ (۱۹۹۳) شکست خاکریزهای شسته شونده مورد مطالعه قرار دادند. نتایج این مطالعات مکانیزم‌های کاملاً متفاوتی را برای پیشرفت شکست در خاکریز نشان می‌دهد. رالستون^۷ (۱۹۸۷) مکانیزم شسته شدن خاکریز را مورد بررسی قرار داد و نشان داد که شکست در اثر برش پایین دست خاکریز رخ می‌دهد. ویسر^۸ (۱۹۹۸) با بررسی تخریب خاکریز در اثر روگذری جریان، پنج مرحله را برای تخریب خاکریز توصیف کرد.

بوکر^۹ (۱۹۹۸) به تحلیل شکل نهایی شکافتن ۱۳۳ سد خاکی و خاکریز ناشی از روگذری پرداخت و بیان کرد که

۱۰. Broich
 ۱۱. Mohamed
 ۱۲. Morris
 ۱۳. Coleman
 ۱۴. Chinnarasri
 ۱۵. Wahl
 ۱۶. Schmoker & Hager

۱. Chee
 ۲. Pugh
 ۳. Powledge
 ۴. Center Hill
 ۵. Flecher & Gilbert
 ۶. AlQaser & Ruff
 ۷. Ralston
 ۸. Visser
 ۹. Bucker

جریان ناشی از تغییر عرض و عمق کانال هادی از نتایج این مطالعه آزمایشگاهی می‌باشد.

مواد و روش‌ها

آزمایش‌های پژوهش حاضر در آزمایشگاه آب و سازه‌های هیدرولیکی دانشگاه تربیت مدرس تهران، در یک فلوم به طول ۶، عرض ۰/۴۵ و ارتفاع ۰/۴۵ متر انجام گرفتند. این فلوم دارای دیواره‌های شیشه‌ای و کف تخت است. به‌منظور شبیه‌سازی هرچه بیشتر مدل با واقعیت، تصمیم گرفته شد تا تراز آب پشت فیوزپلاگ در طول مدت‌زمان تخریب ثابت باقی بماند. عرض فلوم در ابتدای ورودی فلوم از مخزن بالادست با توجه به محدودیت تأمین دبی بالا (۱۲۰ لیتر در ثانیه) برای ثابت نگه‌داشتن تراز آب در طول مدت آزمایش به ۰/۲ متر کاهش داده شد. همچنین در این محدوده ارتفاع کف فلوم نیز به علت جلوگیری از تأثیر پذیرفتن نحوه تخریب خاکریز از پایاب^۷ به میزان ۰،۱۵ متر بالا آورده شده است.

مجموعه آزمایشگاهی شامل یک مخزن در بالادست و یک مخزن در پایین‌دست فلوم است که آب به‌صورت یک چرخه بسته از مخزن پایین‌دست به مخزن بالادست توسط پمپی با ظرفیت بیشینه ۶۰ لیتر در ثانیه پمپ می‌شود. بعد از ورود جریان به مخزن بالادست، آرام‌کننده جریان قرار دارد که شامل توری با منافذ دایره‌ای به قطر ۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین برای آرام‌سازی بیشتر و جلوگیری از تلاطم سطحی از صفحات یونولیت بر 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 پایین‌دست می‌رساند. به‌منظور اندازه‌گیری دبی روگذری از فیوزپلاگ، مخزن پایین‌دست نیز به دو قسمت تقسیم شد تا بتوان با تعبیه سرریز ترکیبی لبه تیز (ترکیب سرریز مثلثی و مستطیلی) دبی را اندازه‌گیری کرد. نمای شماتیک مجموعه آزمایشگاهی در شکل (۲) نشان داده شده است.

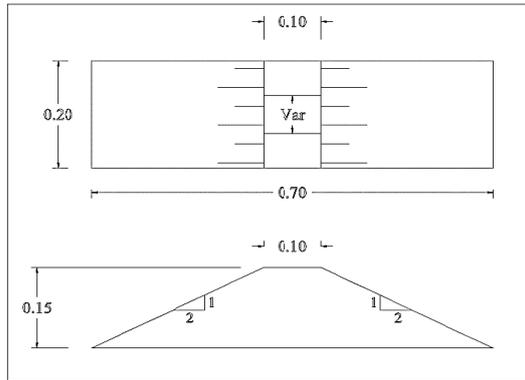
شستشوی خاکریز با هسته رسی را مورد بررسی قرار دادند. پیکرت^۱ و همکاران (۲۰۱۱) فرآیند تخریب خاکریز را در اثر روگذری در دو مرحله توسعه شکاف و تخریب بیان کردند. متلازین^۲ و همکاران (۲۰۱۲) با بررسی فرآیند تخریب خاکریز به‌وسیله روگذری جریان به این نتیجه رسیدند که شکل شکافت در فرآیند تخریب برای محققان مختلف شبیه هم نیست. سسترو^۳ (۲۰۱۲) مطالعه آزمایشگاهی را در راستای فهم بهتر تأثیر مشخصات خاک در فرآیند شکافت انجام داد.

اشموکر^۴ و همکاران (۲۰۱۳) مطالعه مدل هیدرولیکی فیوزپلاگ کانال هنگنک^۵ سوئیس را انجام دادند. الرفایی^۶ (۲۰۱۴) مطالعه عددی و آزمایشگاهی بر روی مکانیزم شکافتن در خاکریزهای ماسه‌ای روگذر شده انجام داد. اصغری تبریزی و همکاران (۲۰۱۵) به مدل‌سازی آزمایشگاهی فرآیند خرابی خاکریز ناشی از روگذری جریان در حالت همگن بدون چسبندگی و نامتراکم پرداختند. همچنین اصغری تبریزی و همکاران (۲۰۱۶) تأثیر تراکم مصالح خاکریز روی تخریب عمودی ناشی از روگذری آن را مورد مطالعه قرار دادند. نشاسته‌گر و همکاران (۱۳۹۶) تأثیر عرض کانال هادی فیوزپلاگ بر روی نحوه تخریب، نرخ شستشوی مصالح خاکریز و هیدروگراف خروجی حاصل از روگذری جریان را مورد بررسی قرار دادند. با توجه به‌مرور ادبیات فنی تحقیق، تحقیقات انجام‌شده روی این زمینه تعدادشان زیاد نبوده و بیشتر حول این موضوع بوده است و این موضوع ناتمام مانده است. در این مطالعه با انجام یکسری آزمون‌های آزمایشگاهی به بررسی تأثیر عرض و عمق کانال هادی بر نحوه تخلیه جریان ناشی از تخریب و شسته شدن فیوزپلاگ همگن غیرچسبنده پرداخته شده است. از آنجایی که در شرایط واقعی، در حین تخریب فیوزپلاگ با توجه به حجم بالای مخزن سد، تراز عبوری از روی خاکریز دستخوش تغییرات محسوسی نمی‌شود، در این تحقیق برای شبیه‌سازی هرچه بیشتر این فرآیند، تراز آب در طول مدت روگذری جریان و تخریب خاکریز ثابت نگه‌داشته شد. هیدروگراف خروجی حاصل از روگذری

۵. Hangneck Canal
۶. Al-Riffai
۷. Tailwater

۱. Pickert
۲. Mat Lazin
۳. Cestero
۴. Schmocker

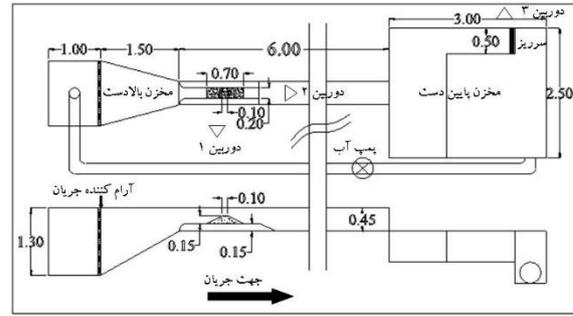
می‌گردد. چگالی خشک مصالح خاکریز ساخته شده پس از تراکم برابر با ۱۵۷۶ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد.



شکل (۴): هندسه مدل فیوزپلاگ مورد استفاده در آزمایش‌ها (ابعاد به متر می‌باشند)

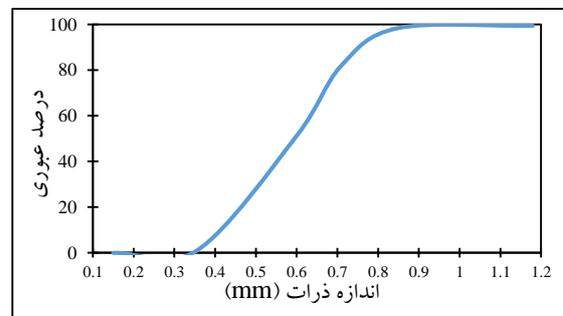
سه عرض ۳، ۵ و ۷ سانتیمتر و هریک با عمق‌های ۱ و ۲ سانتیمتر برای کانال هادی که در مرکز تاج خاکریز قرار دارد در نظر گرفته شد. وجود این کانال به جریان دیکته می‌کند تا در ابتدا از این محل عبور کند و شکاف از این مکان ایجاد شده و گسترش یابد. آب به آرامی وارد مخزن بالادست می‌گردد و در حین عبور از آرام‌کننده جریان، مخزن را پر کرده و در پشت خاکریز شروع به افزایش ارتفاع می‌کند. نرخ این افزایش در تمامی آزمایش‌ها یکسان و برابر با ۱/۵ سانتیمتر در دقیقه است که با توجه به ارتفاع ثابت ۱۵ سانتیمتری فیوزپلاگ در تمام آزمایش‌ها، نرخ افزایش ارتفاع آب برابر با ۰/۱ ارتفاع فیوزپلاگ در دقیقه می‌باشد. این میزان نرخ افزایش ارتفاع با اقتباس از مقدار واقعی به دست آمده است. 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. بعد از آن به محض مشاهده کوچک‌ترین افت تراز، با افزایش دبی ورودی با باز کردن شیر فلکه در مسیر لوله آب ورودی به مخزن بالادست سعی در ثابت نگه داشتن این تراز در طول مدت زمان روگذری می‌گردد. زمان شروع فرآیند تخریب از زمانی است که روگذری جریان از شیب پایین دست آغاز می‌گردد.

در طول مدت آزمایش از سه دوربین تصویربرداری با کیفیت FHD^۱ با وضوح تصویر ۱۹۲۰ در ۱۰۸۰ پیکسل برای ثبت



شکل (۲): نمای شماتیک تجهیزات آزمایشگاهی (ابعاد به متر می‌باشند)

فیوزپلاگ مورد آزمایش در این مطالعه از نوع همگن ماسه‌ای است. حفظ پایداری سازه قبل از روگذری جریان بر اثر پدیده رگاب و دیگری تخریب سریع خاکریز پس از روگذری جریان دو شرط مهم در انتخاب هندسه خاکریز و اندازه مصالح به کاررفته در بدنه فیوزپلاگ می‌باشد. در این راستا آزمایش‌های مقدماتی طراحی و انجام شد که بر اساس نتایج آن ماسه همگن دارای دانه‌بندی یکنواخت با قطر متوسط (d_{50}) برابر ۰/۶ میلی‌متر، $(= \sqrt{D_{84.1}/D_{15.9}})$ σ_g برابر ۱/۲۹ و جرم مخصوص برابر ۲۶۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب انتخاب شد که نمودار دانه‌بندی آن در شکل (۳) ارائه شده است.



شکل (۳): نمودار دانه‌بندی مصالح بدنه خاکریز

مطابق شکل (۴) مدل فیوزپلاگ دارای مقطعی دوزنقه شکل به طول ۲۰، ارتفاع ۱۵ و عرض ۱۰ سانتیمتر در تاج و ۷۰ سانتیمتر در کف و شیب ۲:۱ است که در ابتدای ورودی فلووم و نزدیک به مخزن بالادست ساخته شده است. در تمامی آزمایش‌ها در ابتدا مصالح در سه لایه ۵ سانتیمتری با رطوبت بهینه ۵ در صد، با وزن مشخص در حجم مشخص مورد تراکم قرار می‌گیرند. بعد از رسیدن به میزان تراکم مطلوب، شیب‌های بالادست و پایین دست و کانال هادی برش داده شده و هندسه خاکریز تکمیل

برای اطمینان از قابل اعتماد بودن اندازه گیری‌های انجام شده، تکرارپذیری آزمایش‌ها با بر سی پروفیل آب و پروفیل خاکریز کنترل شد. هر آزمایش تحت شرایط یکسان و برای کاهش عدم قطعیت داده‌های اندازه گیری شده دست کم دو بار تکرار شد. آزمایش‌ها در تیپ‌های C، E و F بهترین تکرارپذیری را به علت انطباق خوب پروفیل خاک و آب با یکدیگر دارند و در تیپ‌های A، B و D در بخش‌های کمی از پروفیل خاک، نتایج با یکدیگر اختلافی کمتر از ۵ درصد دارند که با توجه به انطباق خوب پروفیل آب و چشم‌پوشی از این بخش‌ها نتایج تکرارپذیری قابل قبول تلقی می‌شوند. علت همین اختلاف کم در نتایج تکرارپذیری را هم بدین گونه می‌توان تفسیر کرد که فرآیند فرسایش و تخریب خاکریز علاوه بر فرسایش سطحی^۱، فرسایش آبکندی^۲ (جدا شدن نامنظم تکه‌هایی از مصالح بدنه خاکریز) که فرآیندی تصادفی است را تجربه می‌کند که این خود باعث برخی ناهماهنگی‌ها در نتایج تکرارپذیری می‌گردد. در شکل (۶) تصاویر مربوط به فرسایش سطحی و آبکندی نشان داده شده است.



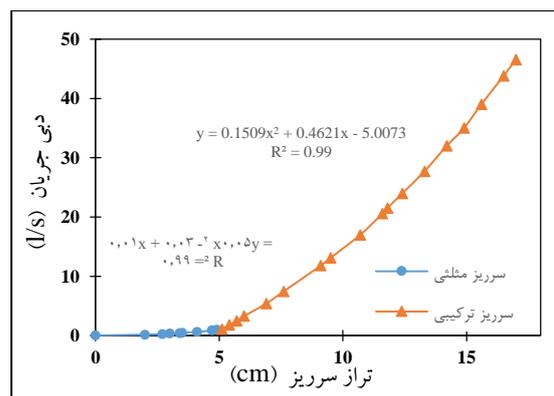
شکل (۶): فرسایش سطحی و آبکندی در آزمایش‌ها

تکامل تدریجی شکل شکاف

شکل شکاف و مکانیزم‌های تخریب می‌تواند راهنما و مکمل خوبی برای تفسیر میزان اثر تغییرات عمق و عرض کانال باشد و چگونگی تخریب پیش‌رونده موردبررسی قرار گیرد.

تیپ آزمایش						
F	E	D	C	B	A	عرض کانال هادی (cm)
۳	۳	۵	۵	۷	۷	۳
						عمق کانال هادی (cm)
						۲
۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۲۵	۰/۲۵	۰/۳۵	۰/۳۵	$\alpha=P/L$
۰/۱۳	۰/۰۶۷	۰/۱۳	۰/۰۶۷	۰/۱۳	۰/۰۶۷	$\beta=h/H$

تصاویر آزمایش استفاده شده است. دو دوربین در محل خاکریز قرار گرفتند که دوربین شماره ۱ در جانب فلووم که تغییرات ارتفاعی سازه را در طول آزمایش ثبت می‌کند و دوربین شماره ۲ بر روی فلووم 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. سرریز پایین دست ترکیب سرریز مثلثی برای دبی‌های پایین و سرریز مستطیلی برای دبی‌های بالاتر است. نمودار دبی-اشل این سرریز یکبار در ابتدای آزمایش‌ها به کمک فلومتر Flexim ADM 6725 با خطایی برابر با ۱ درصد استخراج شد (شکل (۵)) و برای آزمایش‌های بعدی مورد استفاده قرار گرفت. دبی خروجی ناشی از روگذری و تخریب خاکریز با استفاده از تراز آب روی این سرریز استخراج می‌گردد.



شکل (۵): نمودار دبی-اشل سرریز ترکیبی

استخراج داده‌ها از فیلم‌ها با استفاده از ذخیره تصاویر در فریم‌های زمانی موردنظر و رقوم سازی آن‌ها با دقتی برابر با ± 1 mm انجام گرفت. هر آزمایش دست کم دو بار برای تأیید تکرارپذیری تکرار شد که آزمایش‌های تکرار شده با شرایط اولیه یکسان، در یک تیپ آزمایش قرار گرفتند. مشخصات آزمایش‌های انجام شده با ابعاد کانال هادی در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول (۱): مشخصات هندسه کانال هادی در تیپ‌های آزمایش

P: عرض کانال هادی، h: عمق کانال هادی، H: ارتفاع فیوزپلاگ

ارائه نتایج

تکرارپذیری

مختلف پس از روگذری و بیشتر به صورت عمودی در حال انجام است. فرسایش‌های جانبی نیز در طول این مدت اتفاق افتاده است، ولی بیشتر این فرسایش‌ها به صورت زیرشویی^۶ بوده و به همین علت می‌توان شاهد تکه‌های آبکند^۷ و ریزش آن‌ها داخل شکاف، در لبه شکاف، به‌ویژه در ناحیه یک‌سوم پایینی شیب پایین‌دست بود. از این لحظه (ثانیه ۱۵ پس از روگذری) تا انتهای مکانیزم سه‌بعدی، تکه‌های آبکند با ابعاد بزرگ‌تر به داخل شکاف سقوط می‌کنند. شکل شکاف ایجادشده برای تمام تیپ‌های آزمایش از ابتدا تا پایان مکانیزم سه‌بعدی و رسیدن شکاف به دیواره‌های فلوم به چهار مرحله با فواصل زمانی ۱۰ ثانیه در شکل (۷) و همچنین تصاویر یکی از آزمایش‌ها (تیپ A) در گام‌های زمانی ۱۰ ثانیه برای تکمیل توضیحات ارائه شده در شکل (۸) نشان داده شده است. در تمامی شکل‌ها شیب پایین‌دست سازه نمایش داده شده است و جهت جریان (فلش آبی‌رنگ) روی شیب پایین‌دست از بالا به سمت پایین است.

نکته حائز اهمیت اختلاف سرعت توسعه شکاف در بین تیپ‌های مختلف آزمایش هرچند به میزان کم می‌باشد، به‌گونه‌ای که توسعه شکاف در تیپ‌های با β یکسان در بزرگ‌ترین مقدار α ، بی‌شترین و در مقدار α میانی، کمترین است. علت این اختلاف را می‌توان کاهش بیش‌ازحد مقدار α دانست که سبب کاهش میزان عرض لازم برای خروج جریان روگذر شده می‌شود که نتیجه آن افزایش تراز روگذری و سرعت شستشوی بیشتر می‌باشد. این حد را می‌توان عددی مابین β برابر با ۰/۲۵ و ۰/۱۵ با نرخ افزایش ارتفاع آب پشت خاکریز با نرخی برابر با ۰/۱ ارتفاع خاکریز مشخص کرد.

مدت آزمایش، از زمان شروع تخریب (از زمان روگذری جریان) تا انتهای آزمایش (شسته شدن کامل خاکریز) مدت‌زمانی متفاوت از ۷۹ ثانیه در تیپ A تا ۹۰ ثانیه در تیپ F به طول می‌انجامد. با توجه به مطالعه اشموکر و هگر^۱ (۲۰۰۹) مکانیزم شکاف در خاکریز با روگذری جریان به دو دسته دوعدی^۲ و سه‌بعدی^۳ قابل طبقه‌بندی است. مکانیزم سه‌بعدی شامل فرسایش جانبی^۴ و عمودی^۵ است، درحالی‌که مکانیزم دوعدی تنها فرسایش عمودی را شامل می‌شود. در این مطالعه در طول فرآیند تخریب هر دو مکانیزم تخریب مشاهده شدند. بدین گونه که در ابتدای شروع تخریب تا رسیدن شکاف به دیواره‌ها یعنی به‌طور متوسط در ۴۰ ثانیه ابتدایی هر آزمایش، مکانیزم سه‌بعدی مشاهده شد و بعدازآن تا انتهای آزمایش مکانیزم دوعدی تخریب صورت پذیرفت. این مدت‌زمان در مقایسه با نتایج مطالعات کلمن (۲۰۰۲) با میزان ۱/۵ درصد اختلاف، شباهت زیادی دارد. به‌طورکلی نحوه تخریب توضیح داده‌شده در ادامه مطلب را در تمامی آزمایش‌ها می‌توان مشاهده نمود.

آب با عبور از کانال هادی روی شیب پایین‌دست خاکریز به سمت پایین 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 و تا حدود ۵ ثانیه بعدازآن، با توجه به دبی کم آب روگذر شده، فرسایش با غلظت بالا انجام می‌شود، به‌گونه‌ای که حرکت توده‌ای از خاک اشباع را می‌توان دید و این توده با توجه به غلظت بالای ماسه در پنجه پایین خاکریز رسوب می‌کند. این ته‌نشینی در عرض کانال، در انتهای شیب پایین‌دست گسترش می‌یابد و آب از روی این توده ته‌نشین شده عبور می‌کند.

در طول این مدت تراز آب در پشت سازه با توجه به نرخ افزایش ارتفاع خود یعنی ۰/۱ ارتفاع خاکریز در دقیقه، بدون افزایش دبی ورودی در حال افزایش است. بعدازآن با افزایش دبی روگذری، فرسایش با نرخ بیشتری اتفاق می‌افتد. این فرسایش بین ۱۴ تا ۱۵ ثانیه برای تیپ‌های

۵. Vertical

۶. Undermining

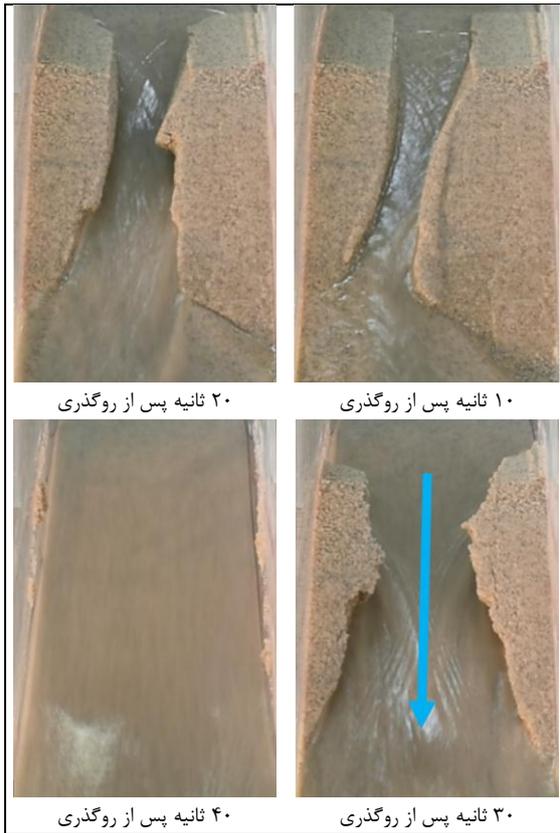
۷. Headcut pieces

۱. Schmoker & Hager

۲. Plane

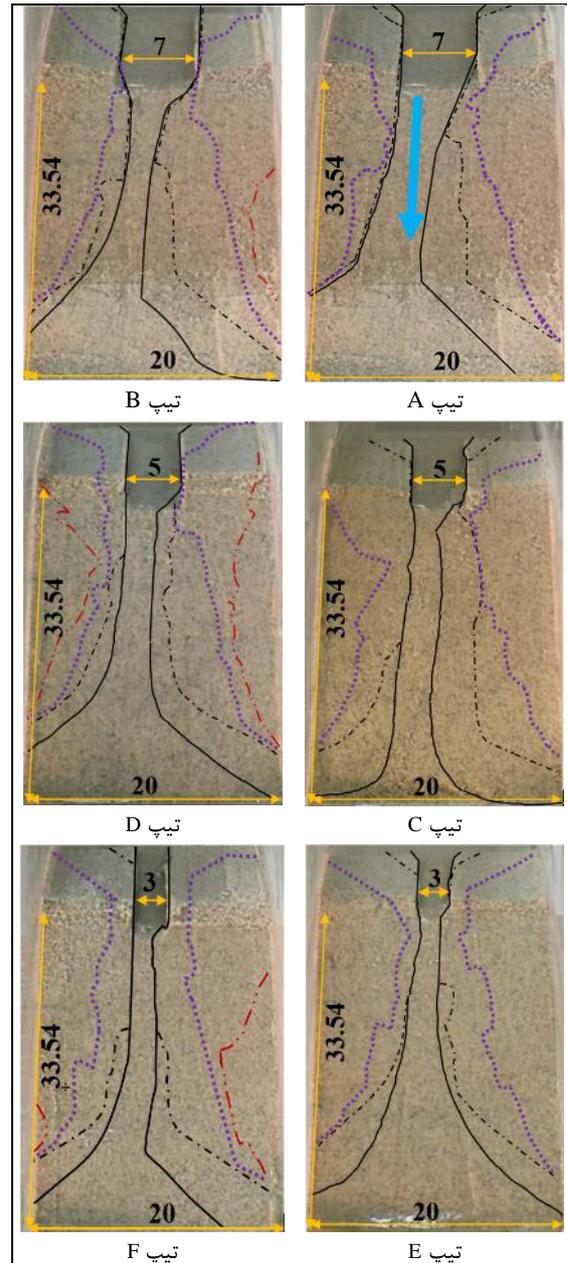
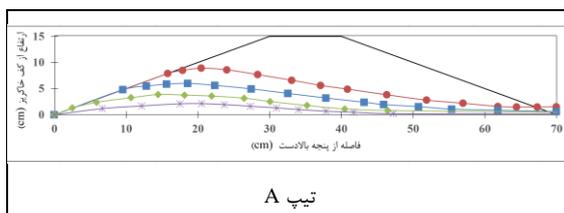
۳. Spatial

۴. Lateral



شکل (۸): شکل شکاف ایجاد شده برای تیپ A از ابتدای آزمایش تا پایان مکانیزم سه بعدی

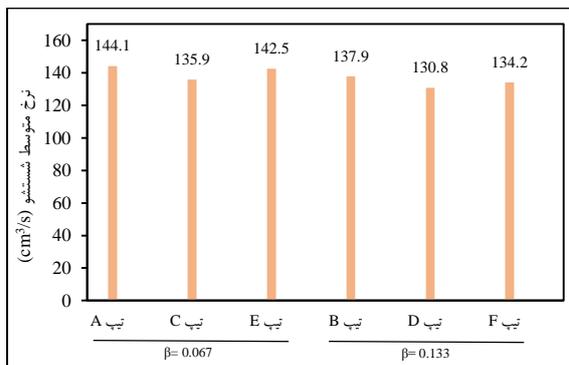
پس از پایان فرسایش سه بعدی در تمام آزمایش‌ها تا انتهای شستشو، فرسایش با مکانیزم دوبعدی حاکم است به نحوی که دیگر فرسایش آبکندی رخ نمی‌دهد و فرسایش تا انتهای مکانیزم دوبعدی به صورت سطحی می‌باشد. شکل (۸) پروفیل خاکریز را از شروع مکانیزم دوبعدی تا انتهای شستشو با فواصل زمانی ۱۰ ثانیه برای تمام تیپ‌های آزمایش نشان می‌دهد. تاج^۱ خاکریز فرسایش یافته گام‌های زمانی ۱۰ ثانیه اول و دوم به سمت بالادست خاکریز تغییر مکان می‌دهد که علت این امر را می‌توان طبیعت این نوع فرسایش با سرعت بیشتری سبب جابجایی knick point به سمت بالادست می‌شود.



شکل (۷): شکل شکاف ایجاد شده برای تیپ‌های آزمایش از ابتدای آزمایش تا پایان مکانیزم سه بعدی

شکل تخریب پس از ۱۰ ثانیه ————
 شکل تخریب پس از ۲۰ ثانیه - - - - -
 شکل تخریب پس از ۳۰ ثانیه
 شکل تخریب پس از ۴۰ ثانیه - . - . -

شستشو در تیپ‌هایی با β یکسان و α متفاوت صحت مطالب بیان شده در ارتباط با سرعت توسعه شکاف در مکانیزم سه‌بعدی و نرخ کاهش ارتفاع در مکانیزم دوبعدی را تأیید می‌کند هرچند که این بیشینه اختلاف در نرخ متوسط شستشوی مصالح خاکریز با β یکسان برابر با ۵/۵ درصد است.

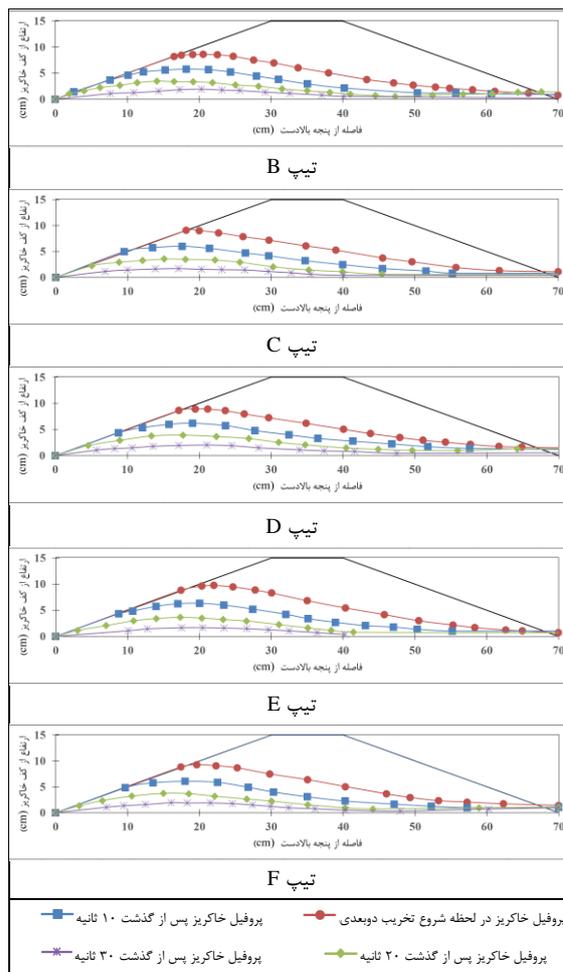


شکل (۱۰): نرخ متوسط شستشوی کل مصالح خاکریز

تحلیلی مشابه نرخ متوسط شستشوی کل مصالح خاکریز را می‌توان به سرعت شستشوی مصالح تعمیم داد که با توجه به میزان اختلاف کم حجم کل مصالح (کمتر از ۱ درصد) از بیشترین مقدار حجم در تیپ E تا کمترین مقدار در تیپ B این تعمیم منطقی است.

هیدروگراف خروجی از خاکریز

این هیدروگراف نشان‌دهنده مقدار دبی خروجی از خاکریز در طول مدت زمان روگذری جریان است که به بررسی تأثیر عمق و عرض کانال هادی بر روی این هیدروگراف پرداخته شده است. 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 (۵)، میزان دبی خروجی از خاکریز در طول زمان تخریب استخراج شد (شکل (۱۱)). در طول فاصله زمانی جریان روگذری تا رسیدن آن به مخزن پایین دست زمان تأخیری^۱ وجود دارد که در رسم نمودار هیدروگراف خروجی لحاظ شده و از زمان در محور افقی نمودار کم شده است؛ بنابراین زمان آغاز هیدروگراف‌ها زمانی است که آب روگذر شده از خاکریز خود را به انتهای فلوام یعنی مخزن پایین دست می‌رساند.



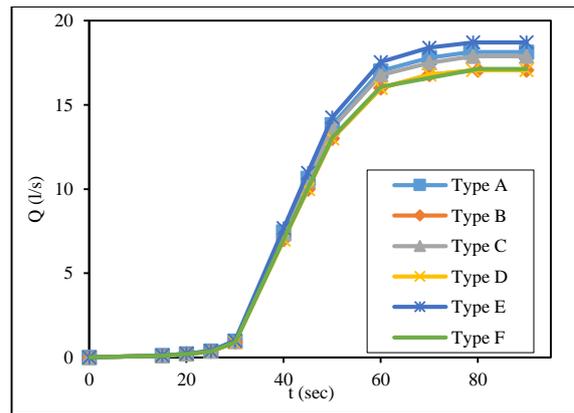
شکل (۹): پروفیل خاکریز از شروع مکانیزم دوبعدی تا انتهای آزمایش با فواصل زمانی ۱۰ ثانیه

نرخ متوسط شستشوی کل مصالح

نرخ متوسط شستشوی کل 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 تیپ‌های آزمایش در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

همان‌گونه که در نمودار شکل (۱۰) نشان داده شده است، در تیپ‌هایی از آزمایش با α یکسان، نرخ متوسط شستشوی مصالح خاکریز با مقدار β برابر با ۰/۰۶۷ از نرخ متوسط شستشوی مصالح با مقدار β برابر ۰/۱۳۳ بیشتر است. علت این مشاهده را می‌توان به تراز بالاتر جریان روگذری و در نتیجه سرعت جریان و تنش برشی بیشتر برای فرسایش مصالح نسبت داد. همچنین میزان تغییرات نرخ متوسط

بالاتری را دارد؛ بنابراین تراز جریان روی خاکریز در طول مدت آزمایش در تیپ‌هایی با مقدار β برابر با ۰/۰۶۷ بیشترین مقدار (۱۴/۹ سانتیمتر) و در تیپ‌هایی با مقدار β برابر با ۰/۱۳۳ کمترین مقدار (۱۴/۰ سانتیمتر) است. همچنین با توجه به اینکه در تیپ‌هایی با β یکسان، بیشینه میزان اختلاف مقادیر هیدروگراف بین تیپ‌های آزمایش با α مختلف کمتر از ۲ درصد می‌باشد، می‌توان هیدروگراف‌های خروجی را در دو دسته با مقادیر β برابر با ۰/۰۶۷ و ۰/۱۳۳ گروه‌بندی کرد.



شکل (۱۱): هیدروگراف خروجی از خاکریز

با توجه به شکل (۱۱) روندی که به‌طور کلی در تمام تیپ‌ها می‌توان مشاهده نمود، بدین‌صورت است که در ابتدای فرآیند تخریب دبی خروجی کم (زیر ۱ لیتر در ثانیه) و شیب هیدروگراف کم است که این مرحله با توجه به مطالعه پیکرت (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 قابل‌قبول می‌توان شیب افزایشی هیدروگراف‌ها را در تیپ‌های مختلف با یکدیگر مشابه دانست، هرچند که تقدم و تأخر در شروع این روند افزایشی در تیپ‌هایی با β مختلف مشهود است. شروع افزایش شیب هیدروگراف در تیپ‌هایی با مقدار β برابر با ۰/۰۶۷ به میزان ۱۰ درصد سریع‌تر از تیپ‌هایی با مقدار β برابر با ۰/۱۳۳ است که این موضوع ناشی از تخریب سریع‌تر خاکریز در تیپ‌هایی با β بزرگ‌تر ناشی از تراز روگذری بیشتر آن و در پی آن تنش برشی ایجاد شده زیادتر و سرعت شستشوی بالاتر مصالح بدنه و در نهایت دبی خروجی بیشتر از آن می‌باشد.

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 می‌باشد که می‌توان این دبی را در تیپ‌هایی با β یکسان با بیشینه اختلافی به میزان کمتر از ۲ درصد با یکدیگر مشابه دانست. مقدار نهایی دبی نشان از تراز جریان روگذر شده از خاکریز در مدت‌زمان آزمایش دارد بدین گونه که هرچه تراز بالاتر باشد دبی نهایی خروجی نیز مقدار

آنالیز ابعادی

دبی هیدروگراف خروجی تابعی از ارتفاع فیوزپلاگ (H)، تراز آب مخزن (h_{res})، تراز آب پایین‌دست (h_u)، نسبت عرض کانال هادی به طول خاکریز (α)، نسبت عمق کانال هادی به ارتفاع خاکریز (β)، طول خاکریز (l)، شیب پایین‌دست خاکریز (S_u)، چگالی آب (ρ_w)، لزجت سینماتیکی آب (ν_w)، قطر مشخصه ذرات تشکیل‌دهنده بدنه خاکریز (d)، چگالی ذرات (ρ_s)، توزیع اندازه ذرات (σ_g)، شتاب جاذبه (g)، زمان (t) می‌باشد که در رابطه (۱) ارائه شده است.

$$Q_{out} = f(H, h_{res}, h_u, \alpha, \beta, l, S_u, d, \rho_s, \sigma_g, \rho, \nu_w, g, t) \quad (1)$$

با در نظر گرفتن متغیرهای تکراری ρ_w ، g و H تمام پارامترهای با بعد با استفاده از پی‌باکینگهام بی‌بعدسازی شدند. در نهایت با توجه به ثابت بودن ارتفاع فیوزپلاگ (H)، تراز آب مخزن (h_{res})، طول خاکریز (l)، شیب پایین‌دست خاکریز (S_u)، چگالی آب (ρ_w)، لزجت سینماتیکی آب (ν_w)، قطر مشخصه ذرات تشکیل‌دهنده بدنه خاکریز (d)، چگالی ذرات (ρ_s)، توزیع اندازه ذرات (σ_g)، شتاب جاذبه (g) و همچنین صفر بودن میزان تراز آب پایین‌دست (h_u) در تمامی آزمایش‌ها، پارامترهای بی‌بعد مربوطه حذف شدند و رابطه ۲ بدست آمد.

$$\frac{Q_{out}}{g^{0.5} H^{2.5}} = f(\alpha, \beta, \frac{t}{g^{0.5} H^{0.5}}) \quad (2)$$

شکل (۱۲) نمودار بی‌بعد شده هیدروگراف خروجی خاکریز را با توجه به آنالیز ابعادی صورت گرفته نشان می‌دهد.

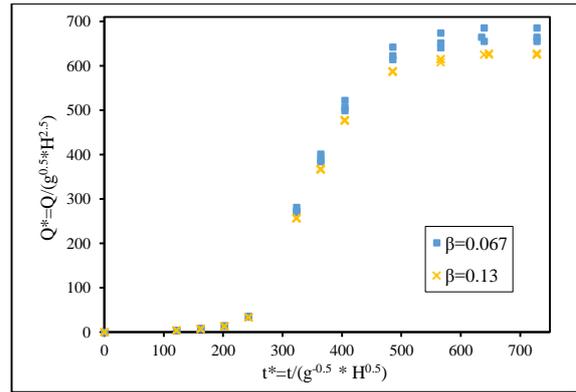
نتیجه‌گیری

یکسری آزمون‌های آزمایشگاهی باهدف مطالعه تأثیر عرض و عمق کانال هادی بر نحوه شسته شدن خاکریز شسته شونده همگن غیر چسبنده و نحوه تخلیه جریان انجام شدند. نکته حائز اهمیت در این تحقیق، ثابت نگه‌داشتن تراز آب در طول مدت روگذری جریان و تخریب سازه، برای شبیه‌سازی هرچه بیشتر این فرآیند با واقعیت، می‌باشد. در مطالعه نحوه تخریب خاکریز دو نوع مکانیزم سه‌بعدی و دوبعدی مشاهده شد.

هیدروگراف خروجی نشان‌دهنده شروع افزایش شیب هیدروگراف در تیپ‌هایی با مقدار β بزرگ‌تر به میزان ۱۰ در صد سریع‌تر از تیپ‌هایی با مقدار β کوچک‌تر است که این موضوع ناشی از تخریب سریع‌تر خاکریز در تیپ‌هایی با β بزرگ‌تر ناشی از تراز روگذری بیشتر آن می‌باشد. مقدار نهایی دبی در تیپ‌هایی با مقدار β بزرگ‌تر، بیشترین مقدار و در تیپ‌هایی با مقدار β کوچک‌تر، کمترین مقدار می‌باشد. همچنین می‌توان هیدروگراف‌های خروجی را در دو دسته با مقادیر β مختلف گروه‌بندی کرد که برای هر گروه سه رابطه بی‌بعد برای تعیین میزان دبی خروجی ارائه شد. همچنین نتایج این مطالعه نشان داد بعد از انتخاب تراز و طول مناسب برای فیوزپلاگ عمق و عرض بهینه برای کانال هادی قابل تعیین است.

مراجع

- ۱- باباعلی، ح، ر. خدابخشی، ع. شمسانی، ا. (۱۳۸۷)، "مبانی طراحی سرریزهای شسته شونده"، چهاردهمین کنفرانس دانشجویان مهندسی عمران، سمنان، ایران.
- ۲- موسسه تحقیقات آب، (۱۳۷۷)، "مدل جزئی فیوزپلاگ، پروژه سد انحرافی خلف آباد"، تهران، ایران.
- ۳- نشاسته‌گر، م. صالحی نیشابوری، س، ع. ا. نصیری صالح، ف. قدسیان، م. (۱۳۹۶)، "تأثیر عرض کانال هادی بر نحوه شسته شدن خاکریز شسته شونده"، شانزدهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، اردبیل، ایران.
- 4- Al-Riffai M. (2014), "Experimental study of breach mechanics in overtopped noncohesive earthen embankments", Ph.D. thesis, University of Ottawa, Ottawa, Canada.
- 5- AlQaser, G.N., Ruff, J.F. (1993). "Progressive failure of an overtopped embankment". Proc. National Conf. Hydraulic Engineering 2, 1957–1962. ASCE, New York
- 6- ASCE Task Committee on Dam/Levee Breaching. (2011). "Earthen embankment breaching." J. Hydraul. Eng., 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000498, 1549 – 1564



شکل (۱۲): هیدروگراف دبی خروجی بی‌بعد شده خاکریز

با استفاده از نتایج بی‌بعدسازی بدست آمده از داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل رگرسیونی، برای هر β سه رابطه قابل استخراج است (روابط (۳) تا (۵)). همچنین جدول (۲) مقادیر ضرایب روابط (۳)، (۴) و (۵) را نشان می‌دهد.

$$Q^* = a \times t^* + b \quad (۳)$$

$$Q^* = c \times t^{*2} + d \times t^* + e \quad (۴)$$

$$Q^* = f \quad (۵)$$

جدول (۲): مقادیر ضرایب روابط (۳)، (۴) و (۵)

$\beta=h/H$	t^*	a	b	c	d	e	f	R ²
0.067	$t^* < 200$	6.23E-2	-1.19	-	-	-	-	0.86
	$200 \leq t^* \leq 640$	-	-	3.67E-3	4.63	-824	-	0.98
	$t^* > 640$	-	-	-	-	-	668.5	0.99
0.133	$t^* < 200$	5.83E-2	-1.11	-	-	-	-	0.86
	$200 \leq t^* \leq 650$	-	-	3.92E-3	4.94	-879	-	0.98
	$t^* > 650$	-	-	-	-	-	626	0.99

رابطه (۴) به دلیل اینکه رابطه حاکم برای رشد قسمت اصلی هیدروگراف است اهمیت بالایی در تعیین میزان دبی پیک دارد. نکته قابل توجه در عملکرد بهتر فیوزپلاگ سرعت بالای تخریب آن پس از روگذری جریان همراه با حجم آب تخلیه‌شده بیشتر از مخزن سد تا تراز موردنظر است. با توجه به شکل (۱۲) و روابط بدست آمده برای دبی خروجی خاکریز، هندسه خاکریز در تیپ‌هایی با مقدار β برابر با ۰/۰۶۷ توان تخلیه حجم آب بیشتری را در مدت‌زمانی کوتاه‌تر از مخزن سد دارند. از این رو می‌توان نتیجه گرفت بعد از انتخاب تراز مناسب برای فیوزپلاگ عمق بهینه برای کانال هادی یعنی مقدار β برابر با ۰/۰۶۷ است. از طرفی دیگر برای انتخاب عرض کانال هادی بهینه با در نظر گرفتن سرعت شستشوی خاکریز و تراز آب پشت خاکریز می‌توان مقدار α برابر ۰/۳۵ را به‌عنوان α بهینه انتخاب کرد.

- 22- Pugh, C. A. (1985). "Hydraulic model studies of Fuse plug embankments", REC-ERC-85-7, USBR, USA.
- 23- Ralston, D.C. (1987). "Mechanics of embankment erosion during overflow". Proc. ASCE National Conf. Hydraulic Engineering, Williamsburg VA, 733–738.
- 24- Schmocker, L. & Hager, W. H. (2009). "Modelling dike breaching due to overtopping". Journal of Hydraulic Research, 47(5), 585–597.
- 25- Schmocker, L. Höck, E. Mayor, P. A. & Weitbrecht, V. (2013). "Hydraulic model study of the fuse plug spillway at Hagneck Canal, Switzerland". Journal of Hydraulic Engineering, 139(8), 894–904.
- 26- Tinney, E. R. & Hsu, H. (1961). "Mechanics of washout of an erodible fuse plug". Journal of the Hydraulics Division, 87(3), 1–29.
- 27- Visser, P. J. (1988). "A model for breach growth in a dike-burst". Coastal Engineering Proceedings, 1(21).
- 28- 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.
- 7- Asghari Tabrizi, A. Elalfy, E. LaRocque, L. A. Chaudhry, M. & 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.
- 8- Asghari Tabrizi, A. Elalfy, E. Elkholy, M. Chaudhry, M. H. & Imran, J. (2017). "Effects of compaction on embankment breach due to overtopping". Journal of Hydraulic Research, 55(2), 236–247.
- 9- 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/).
- 10- Bucker, M. (1998). Breaching of earth-fill dams: A review of historical dam failures and their dominant parameters. Research Paper. Institute for Soil Mechanics and Rock Mechanics, Univ. of Karlsruhe, Germany.
- 11- Cestero, J. A. (2012). "Levee breach by overtopping: The effects of soil properties", MS. Thesis, University of South Carolina, Puerto Rico.
- 12- Chee, S. (1984). "Washout of Spillway Dams. In Channels and Channel Control Structures" (pp. 527–537). Springer.
- 13- Chinnarasri, C. Jirakitlerd, S. & Wongwises, S. (2004). "Embankment dam breach and its outflow characteristics". Civil Engineering and Environmental Systems, 21(4), 247–264.
- 14- Coleman, S.E. Andrews, D.P. Webby, M.G. (2002). "Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments". J. Hydraulic Eng. 128(9), 829–838
- 15- 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.
- 16- Mat Lazin, N. A. Mohamed Yusof, Z. & Ismail, Z. 2012. "Dam Breaching due to Overtopping". Proceeding on 2nd International Conference on Water Resources (ICWR2012), Langkawi, Kedah.
- 17- Mohamed, M.A.A. Samuels, P.G. Morris, M.W. 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/).
- 18- Morris, M. W. (2000). "Concerted Action on Dambreak Modelling CADAM". Final Report. Report SR 571 (www.hrwallingford.co.uk/projects/CADAM/CADA-M/).
- 19- Morris, M.W. (2005). "Investigation of extreme flood processes and uncertainty". Final Technical Report: IMPACT, EVG1-CT-2001–00037 (www.impact-project.net).
- 20- Pickert, G. Weitbrecht, V. & Bieberstein, A. (2011). "Breaching of overtopped river embankments controlled by apparent cohesion". Journal of Hydraulic Research, 49(2), 143–156.
- 21- Powledge, G. R., Ralston, D. C. Miller, P. Chen, Y. H. Clopper, P. E. & Temple, D. (1989). "Mechanics of overflow erosion on embankments". II: Hydraulic and design considerations. Journal of Hydraulic Engineering, 115(8), 1056–1075.

Investigating the Effect of Plug Fuse Washout on the Outflow Discharge from the Dam Reservoir

Mostafa Neshastehgar¹
Seyed Aliakbar Salehi Neishabouri*²
Farzin Nasiri Saleh³
Masoud Ghodsian⁴
Shahin Bahrami⁵

Abstract

Overtopping is the most reasons of dam break, particularly for embankment dams. The fuse plug is used as a safety valve to protect the dam from catastrophic failures caused by overtopping flow. In this experimental study, using a series of experimental tests, the effect of plug fuse washout on the outflow discharge from the dam reservoir due to change the width and depth of the pilot channel has been investigated. The results of this experimental study are the outflow hydrograph resulting from the overtopping flow the change in width and depth of the pilot channel. The type of development of the embankment breach was different due to surface erosion and headcut erosion. Also, the effect of changes in the outflow discharge more dependent on the depth of the pilot channel than the pilot channel width, in such a way that the pilot channel width changes can be ignored within the range of parameters in this study. According to the obtained results, the optimum depth and width of the pilot channel were determined.

Keywords

Embankment fuse plug, Outflow hydrograph, Experimental modeling, Noncohesive material, Overtopping flow

1. PhD Candidate of Hydraulic Engineering, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, mostafa.neshastehgar@modares.ac.ir

2.* Prof. Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, salehi@modares.ac.ir

3. Assistant Prof. Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, nasiri_f@modares.ac.ir

4. Prof. Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, ghods@modares.ac.ir

5. MS Student of Water Resource of Management, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, shahin94bahrami@gmail.com