

بررسی علل تخریب حوضچه‌های پایین دست سد میل مغان با استفاده از مدل سازی هیدرودینامیک محاسباتی

اکبر صفرزاده^{1*}، طاهر باهر طالاری²

1- دانشیار مهندسی آب، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل
2- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

* safarzadeh@uma.ac.ir

چکیده - در این تحقیق، هیدرودینامیک سه بعدی سد انحرافی میل مغان در یک محدوده 500 متری و با لحاظ نمودن تمامی اجزای هیدرولیکی موجود از جمله دریچه‌های قطاعی و حوضچه آرامش با روش شبیه‌سازی گردابه‌های بزرگ (LES) مدل‌سازی عددی شده و به ازای سناریوهای مختلف بهره‌برداری، علل وقوع تخریب حوضچه‌های پایین دست مشخص گردیده است. برای صحت‌سنجی نتایج، منحنی عملکرد هیدرولیکی یکی از دریچه‌های قطاعی با داده‌های ارائه شده توسط مشاور طراح سد و همچنین روابط موجود در مراجع مقایسه شده است. همچنین عکس‌های برداشت شده از محدوده مطالعاتی با الگوی جریان‌های حاصل از مدل عددی نیز مقایسه شده است. نتایج نشان داد که به ازای بهره‌برداری متقارن از سد، در تمامی حالات، پرش هیدرولیکی پایین دست دریچه‌ها در داخل حوضچه آرامش رخ می‌دهد؛ اما در بازشدگی‌های زیاد دریچه‌های قطاعی، به دلیل ارتفاع زیاد آستانه انتهایی حوضچه آرامش، ضمن وقوع پدیده انسداد، جریان خروجی از حوضچه، مجدداً فوق بحرانی شده و بر روی حوضچه حفاظتی، پرش هیدرولیکی دوم شکل می‌گیرد. بواسطه واگرا بودن دیواره‌های پایین دست و نیز تشکیل جریان فوق بحرانی در خروج از حوضچه حفاظتی، پرش هیدرولیکی دیگری به صورت پرش دایره‌ای شکل می‌گیرد. نوسانات فشار ناشی از پرش‌های فوق، عامل اصلی اعمال بار دینامیکی به بلوک‌های بتنی منعطف، گسست اتصال بین بلوک‌ها و تخریب حوضچه حفاظتی بوده است. در حالت بهره‌برداری نامتقارن، امکان خروج پرش هیدرولیکی از حوضچه آرامش و تشدید شرایط نامناسب هیدرولیکی وجود دارد.

کلید واژگان: سد میل مغان، حوضچه آرامش، پرش هیدرولیکی، مدل عددی، دریچه قطاعی

1- مقدمه

می‌شوند (Casto-Orgaz and Hager, 2009). ورود هوا به داخل جریان باعث تشدید آشفتگی جریان و نوسانات پارامترهای جریان نظیر سرعت و فشار در داخل بدنه پرش و همچنین مرزهای در برگیرنده آن نظیر کف کانال می‌شود. از سوی دیگر، شکل‌گیری ناحیه چرخشی و ورود هوا منجر به اتلاف انرژی شده و از این‌رو این پدیده در سازه‌های هیدرولیکی نظیر حوضچه‌های آرامش به عنوان عاملی برای استهلاک انرژی جنبشی جریان استفاده می‌شود.

پرش هیدرولیکی یکی از پدیده‌های مهم جریان در مجاری باز می‌باشد که طی آن، جریان از حالت فوق‌بحرانی به حالت زیربحرانی تبدیل می‌شود. این تبدیل جریان در محدوده پرش، حالت متغیر سریع داشته و شامل دو بخش مهم می‌باشد. یک جریان تحتانی رو به جلو در امتداد کف و یک ناحیه چرخشی فوقانی که به‌واسطه آشفتگی شدید جریان در سطح آب، توده‌های سیال، هوا را به داخل جریان کشیده و منجر به شکل‌گیری جریان دوفازی

آزمایشگاهی مطالعه نمودند. (2014) Wang et al. نوسانات فشار و آشفته‌گی در پرش هیدرولیکی را بصورت آزمایشگاهی مطالعه کردند.

با توسعه مدل‌های عددی و نرم‌افزارهای هیدرودینامیک محاسباتی، مدل‌سازی یک‌پارچه سازه‌های هیدرولیکی نظیر سدهای انحرافی با جزئیات سازه‌ای مانند حوضچه‌های آرامش، دریچه‌های قطاعی، گالری‌های رسوبشویی و ... امکان‌پذیر شده و می‌توان ضمن حل میدان جریان‌های سه‌بعدی آشفته سطح‌آزاد و پیش‌بینی پدیده‌های پیچیده هیدرولیکی نظیر پرش، علل و عوامل رخدادهایی نظیر آبشستگی و تخریب بخش‌های سازه‌ای را شناسایی نمود.

سد انحرافی میل‌مغان واقع بر روی رودخانه ارس دارای یک حوضچه آرامش در پایین‌دست دریچه‌های قطاعی و یک حوضچه حفاظتی پس از حوضچه اصلی می‌باشد. در طول بهره‌برداری، حوضچه حفاظتی تخریب شده و باعث گسترش تخریب به سمت حوضچه اصلی شده است. به‌واسطه تخریب حوضچه حفاظتی و همچنین پائین‌افتادگی تراز پایاب، عمق پایاب مورد نیاز در پائین‌دست حوضچه آرامش تامین نشده و می‌تواند منجر به خروج پرش از حوضچه و تشدید تخریب شود. تخریب رخ داده می‌تواند به سمت حوضچه آرامش و همچنین دیواره‌های حفاظت کناری توسعه یافته و منجر به تخریب آنها نیز شود، به نحوی که تخریب هر کدام از بخش‌های مزبور می‌تواند اختلال جدی در بهره‌برداری از سد ایجاد نماید.

در این تحقیق هدف اصلی، بررسی هیدرودینامیک سه بعدی پائین‌دست سد میل مغان به‌منظور دستیابی به علل وقوع تخریب‌های فوق‌الذکر می‌باشد. با شناخت علل وقوع تخریب می‌توان طرح ترمیم مناسب برای محدوده پایین‌دست سد ارائه نمود. بدین‌منظور مدل عددی سه بعدی کامل از محدوده طرح ساخته شده و برای گستره وسیعی از سناریوهای مختلف بهره‌برداری اجرا شده است تا ضمن تعیین رژیم هیدرولیکی پایاب سد، علل و عوامل تخریب حوضچه حفاظتی تعیین شود.

(1959) Rouse et al. یکی از اولین تحقیقات کمی در خصوص شدت آشفته‌گی در پرش هیدرولیکی را انجام داده‌اند. (1961) Elder نوسانات آشفته‌گی در پرش را به دو بخش نوسانات فرکانس پایین و فرکانس بالا تقسیم‌بندی نمود. (1972) Rahman علل تخریب سرریز سد کارنافولی را بررسی نموده و نوسانات فشار ناشی از پرش هیدرولیکی را عامل تخریب عنوان کرد. (1988) Toso and Bowers به صورت آزمایشگاهی فشارهای شدید اعمالی به حوضچه‌های آرامش ناشی از شکل‌گیری پرش هیدرولیکی را اندازه‌گیری نموده و به این نتیجه رسیدند که علاوه بر کف حوضچه، نوسانات فشار در دیواره‌های کناری نیز رخ می‌دهد. (1986) Rinaldo و Fiorotto (1990) با انجام مطالعات آزمایشگاهی و اندازه‌گیری نیروهای دینامیکی وارد بر بلوک‌های بتنی کف حوضچه‌های آرامش، ضخامت و ابعاد مناسب آنها را بر اساس ضرایب مثبت و منفی فشار ارائه نموده‌اند. دال‌های بتنی حوضچه‌های آرامش سدهای مالپاسو و تارابلا با وجود عبور سیلابی کم‌تر از 20 درصد سیلاب طراحی تخریب شدند که بر اساس بررسی‌های صورت‌گرفته (Bowers and Toso (1990)، علی‌رغم طراحی دقیق سازه‌ها و همچنین اجرای درست قطعات بتنی، تخریب نه به‌واسطه جریان‌های دائمی که ناشی از نوسانات شدید فشار در زیر پرش هیدرولیکی بوده است.

(1991) Fiorotto and Rinaldo ضمن اندازه‌گیری نیروهای دینامیکی ناشی از پرش در پای سرریزهای اوجی به این نتیجه رسیدند که بلوک‌های بتنی کف حوضچه‌های آرامش بایستی به‌نحوی قرار گیرند که طول آنها در راستای جریان بزرگتر از راستای عرضی باشد. Fiorotto and Salandin (2000) رفتار دینامیکی بلوک‌های بتنی مهار شده به کف حوضچه آرامش را مطالعه نمودند.

(2007) Liu and Li انتشار نوسانات فشار در درزه‌های بلوک‌های بتنی کف حوضچه‌های آرامش را به‌صورت تحلیلی بررسی نمودند. (2012) Habibzadeh et al. به بررسی تأثیر بلوک‌های میانی بر الگوی جریان و استهلاک انرژی در پرش مستغرق پرداختند. (2013) Lopardo نوسانات حدی سرعت زیر پرش هیدرولیکی آزاد را بصورت

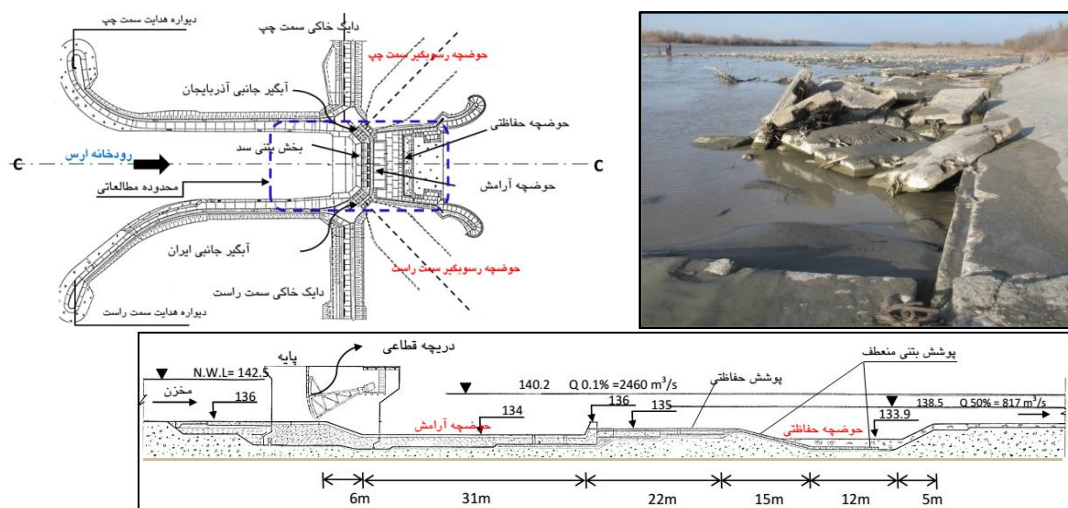
2- مواد و روش‌ها

2-1- معرفی محدوده مطالعاتی

سد انحرافی میل‌مغان طی موافقت‌نامه‌ای که در سال 1342 به‌منظور همکاری‌های فنی و اقتصادی بین اتحاد جماهیر شوروی سابق و ایران به امضا رسید، با هزینه مشترک دو کشور بر روی رودخانه ارس احداث گردیده است. این سد انحرافی آب تنظیم شده سد مخزنی خداآفرین را با ظرفیت 160 متر مکعب بر ثانیه به دوطرف رودخانه جهت مصارف کشاورزی منحرف می‌نماید.

در شکل 1 پلان سد به همراه جزئیات آن نشان داده شده است. همچنین برش طولی در امتداد خط مرکزی سد نیز ارائه شده است. برای ایجاد شرایط هیدرولیکی مناسب جریان در تقرب به آبگیرهای طرفینی از دو دیواره‌ادی هر یک به طول 660 متر با راستائی تقریباً به موازات سواحل طرفینی رودخانه استفاده شده است. دو دایک خاکی با مجموع طول 2800 متر در طرفین سد بتنی سرریز شونده میانی با طول 125 متر، انسداد رودخانه را امکان‌پذیر می‌کنند. با قرار داشتن پایه میانی پل سرریز این سد بر روی خط مرزی بین ایران و جمهوری آذربایجان دیگر بخش‌ها به‌طور قرینه در دو طرف آن واقع شده‌اند. دو دهانه آبگیر کاملاً مشابه که هر یک با محور عمومی سد

زاویه 45 درجه می‌سازد، در دو طرف سرریز ایجاد شده است. بخش بتنی سرریز شونده این سد، به‌صورت آستانه‌ای پهن در تراز متوسط بستر رودخانه (که 136 متر از سطح دریاهای آزاد می‌باشد)، قرار دارد. این بخش بتنی سرریز شونده به شش گذرگاه 12 متری که هر گذرگاه با یک دریچه قطاعی به ارتفاع 7 متر مسدود می‌شود، تقسیم شده‌است. سازه پایانه این سرریز در پائین‌دست، یک حوضچه آرامش به طول 31 متر و عرض 98 متر با دال‌های کف ساخته شده از بتن مسلح می‌باشد. در پائین‌دست حوضچه آرامش، به‌منظور تأمین عمق پایاب و همچنین حفاظت از حوضچه آرامش، یک کف‌پوش ساخته شده از بتن مسلح و پس از آن، یک گوداله حفاظتی پوشش شده با دال‌های بتن مسلح پیش ساخته که نوعی کف‌بند انعطاف‌پذیر را به‌وجود می‌آورند، قرار دارد. هر دو آبگیر، هم در سمت جمهوری آذربایجان و هم در سمت ایران، به چهار گذرگاه هریک به پهنای پنج متر مجهز می‌باشند. تراز آستانه ورودی آبگیرها 3/5 متر بالاتر از تراز آستانه پهن سرریز بوده و این گذرگاه‌ها با دریچه‌های قطاعی کنترل می‌شوند. تخلیه‌کننده‌های تحتانی که برای عبور دادن رسوب درشت دانه به پائین‌دست پیش‌بینی شده‌اند، در زیر آستانه آبگیرها قرار دارند.



شکل 1 پلان سد انحرافی میل مغان به همراه برش طولی خط مرکزی C-C. در تصویر بالا سمت راست، تخریب حوضچه حفاظتی و گسیختگی بلوک‌های بتنی نشان داده شده است

استفاده می‌شود. در این تحقیق از مدل $k-\varepsilon$ RNG برای بستن معادلات متوسط‌گیری شده زمانی رینولدز استفاده شده است. معادلات غیردائم حاکم با روش حجم محدود، حل عددی شده‌اند. سطح آزاد جریان با استفاده از الگوریتم جزء حجم سیال (VOF) تعیین می‌شود.

در این نرم‌افزار، معادلات شبه ضمنی حاصله به صورت تکراری و با استفاده از روش‌های تخفیف حل می‌شوند که در این مقاله از روش GMRES به‌عنوان حل‌گر ضمنی فشار استفاده شده است. به‌منظور اطمینان از صحت مدل‌سازی اصلی و همچنین برای صحت‌سنجی روابط مربوط به اشل-دبی دریاچه‌های قطاعی سرریز سد میل‌مغان، ابتدا مدل سه‌بعدی از یکی از دریاچه‌های قطاعی میانی سد ساخته شده و نتایج با داده‌های گزارش شده توسط مهندسان مشاور طراح سد و همچنین روابط موجود در مراجع مقایسه شده است. در ادامه، ضمن ساخت مدل اصلی سد، الگوی جریان به‌ازای سناریوهای مختلف تعیین و پس از بررسی میدان، در انتها مکانیسم تخریب حوضچه حفاظتی تشریح شده است.

3- نتایج و بحث

3-1- صحت سنجی

برای مطالعه هیدرودینامیک حوضچه‌های پایاب، نیاز به اعمال تراز صحیح در پایاب، با استفاده از روابط اشل-دبی موجود رودخانه می‌باشد که بالطبع در صورتی که دبی خروجی از دریاچه‌ها به ازای یک بازشدگی معین، درست پیش بینی نشود، تراز پایاب نیز درست انتخاب نشده و منجر به نتایج غلط در مدل‌سازی‌ها خواهد شد. در شکل 2 جزئیات هندسی، شرایط مرزی و اولیه و همچنین نتایج میدان جریان برای یک حالت از مدل‌سازی جریان عبوری از زیر یک دریاچه قطاعی نشان داده شده است.

در تمامی مدل‌ها، تراز آب در بالادست دریاچه ثابت و برابر 142/5 متر بوده است. در ورودی میدان برای حفظ تراز 142/5 متر، شرط مرزی فشار اعمال شده و عمق 6/5 متر در این مرز به مدل معرفی شده است. مرز پایین‌دست مدل به‌صورت خروجی¹ در نظر گرفته شده و برای مرزهای

حوضچه آرامش از دو سمت توسط دیواره‌های قائم از ناحیه مقابل خروجی گالری‌های رسوب‌شویی جدا شده و در انتها به یک آستانه با ارتفاع 2 متر ختم می‌شود، به‌نحوی که مطابق شکل 1 رقوم بالای دیوار انتهایی 136 متر می‌باشد. در طول بهره‌برداری از سد، گودال حفاظتی پائین دست حوضچه تخریب شده است، به‌نحوی که اتصال بلوک‌های بتنی منعطف (اتصال توسط زنجیر) گسسته شده (شکل 1) و به‌واسطه جابجایی بلوک‌های مزبور، آبشستگی‌های نامطلوبی در این بخش رخ داده است. در زمان سیلاب، جریان پرسرعت به مرور باعث وقوع آبشستگی در پایاب سد شده و بر اساس مقایسه مقاطع عرضی برداشت شده در سال 1385 با رقوم نقشه‌های تهیه شده توسط شرکت مهندسان مشاور هیدروپروجکت در سال 1349، در محدوده انتهایی دیواره‌های هدایت در پایاب سد، آبشستگی عمومی در حدود 2 متر رخ داده است. هدف اصلی در تحقیق حاضر، تعیین علل وقوع تخریب حوضچه حفاظتی از دیدگاه هیدرودینامیکی می‌باشد.

2-2- روش شناسی تحقیق

در این تحقیق از نرم‌افزار FLOW3D برای مدل‌سازی عددی استفاده شده است. معادلات حاکم بر مساله مورد نظر، معادلات بقای جرم و اندازه حرکت می‌باشند. این معادلات در جریان‌های دوفازی در سیستم مختصات کارتزین (x_i) با مؤلفه‌های سرعت (u_i) و $i=1,2,3$ به‌صورت روابط (1) و (2) بیان می‌شوند (FLOW3D, 2011):

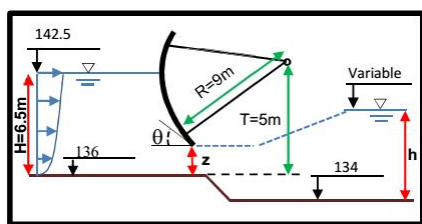
$$V_F \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho u_i A_i) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u_j A_i \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + G_i + f_i \quad (2)$$

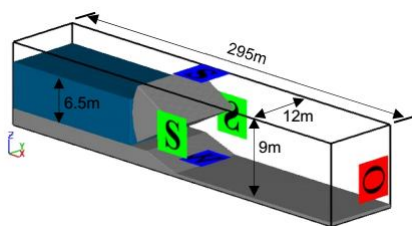
در این معادلات، ρ چگالی آب، V_F جزء حجم باز برای برقراری جریان در الگوریتم FAVOR و A_i جزء سطح باز برای برقراری جریان در جهت i ام می‌باشد. در معادلات بقای اندازه حرکت، P بیان‌گر فشار بوده و (G_i) و (f_i) به‌ترتیب بیان‌گر مؤلفه‌های شتاب کالبدی و شتاب ناشی از لزجت برای راستای i ام می‌باشند. برای مدل‌سازی آشفتگی در مسائل هیدرولیک، عمدتاً از مدل‌های دو معادله‌ای

¹ Outflow

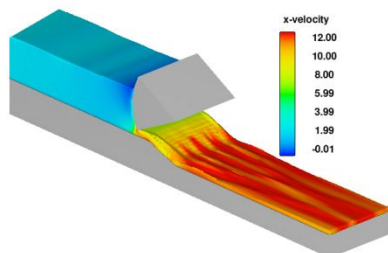
حوضچه‌های آرامش دارد.



الف - جزئیات هندسی

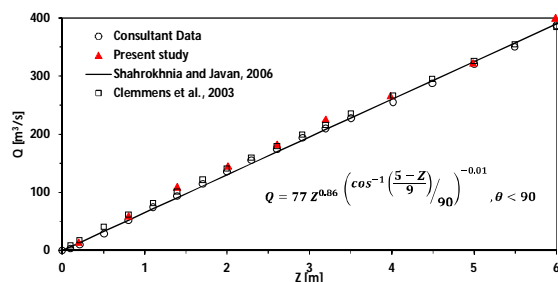


ب - شرایط مرزی



ج - توزیع سرعت برای بازشدگی 80 سانتی‌متر

شکل 2 جزئیات مدل‌سازی عددی یکی از دریچه‌های قطاعی سد میل و مغان



شکل 3 مقایسه منحنی اشل-دبی دریچه قطاعی سد میل مغان با داده‌های موجود و ارائه رابطه تحلیلی

با توجه به این نکته و به منظور صحت‌سنجی متدولوژی مورد استفاده در این مقاله برای پیش‌بینی نوسانات فشار، مدل عددی سه بعدی جریان پرش هیدرولیکی آزاد با جزئیات ارائه شده در شکل 4 ساخته شده و نتایج با داده‌های آزمایشگاهی موجود مقایسه شده است.

کناری و بالای میدان از شرط تقارن² استفاده شده است. برای انفصال میدان از 6 میلیون حجم کنترل محاسباتی با نسبت ابعاد یک در تمامی جهات استفاده شده و به عنوان شرط اولیه، از ابتدای میدان تا محل دریچه، آب ساکن با جزء حجمی 1 در نظر گرفته شده است. حل میدان جریان تا برقراری حالت دائمی (رسیدن دبی خروجی از پایین‌دست به یک مقدار ثابت و ثابت ماندن تراز آب در بالادست) ادامه یافته است.

Shahrokhnia and Javan (2006) ضمن مطالعه آزمایشگاهی، رابطه (3) را برای ضریب دبی دریچه‌های قطاعی در حالت جریان آزاد ارائه نموده‌اند:

$$Q = C_d B Z \sqrt{2gH} \quad C_d = 0.62 \left(\frac{\theta}{90}\right)^{-0.36} \left(\frac{H}{Z}\right)^{-0.12} \quad (3)$$

Clemmens et al. (2003) رابطه (4) را برای تعیین ضریب دبی جریان عبوری از زیر دریچه قطاعی در حالت آزاد ارائه کرده‌اند:

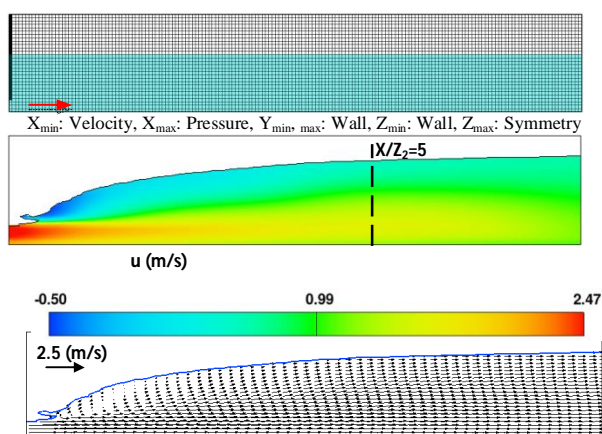
$$C_d = \frac{\delta}{\sqrt{1 + \delta Z / H}} \quad (4)$$

در رابطه (4)، δ ضریب فشردگی جریان جت خروجی از زیر دریچه می‌باشد. سایر پارامترهای معادلات فوق، در شکل 2 نشان داده شده‌است. نتایج حاصل از مدل عددی (به ازای نه مقدار مختلف بازشدگی دریچه) با نتایج روابط فوق و همچنین داده‌های گزارش شده توسط مشاور سد (یورینوف و همکاران 1964) مقایسه شده و در شکل 3 نشان داده شده است.

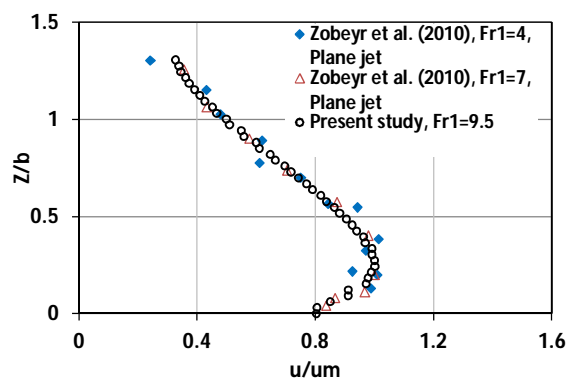
با توجه به شکل 2، همخوانی نتایج مدل عددی با داده‌های موجود و روابط ارائه شده توسط محققان قبلی بسیار مناسب بوده و بیشینه خطای مدل در مقایسه با روابط Shahrokhnia and Javan (2006) و Clemmens et al. (2003)، به ترتیب 8 و 10 درصد می‌باشد. در این شکل یک رابطه تحلیلی جدید بین میزان بازشدگی و دبی عبوری از زیر یک دریچه قطاعی سد میل‌مغان به عرض 12 متر و زاویه کمتر از 90 درجه ارائه شده است.

با توجه به مطالب ذکر شده در بخش مقدمه، نوسانات فشار ناشی از آشفتگی نقش مستقیم در تخریب

² Symmetry

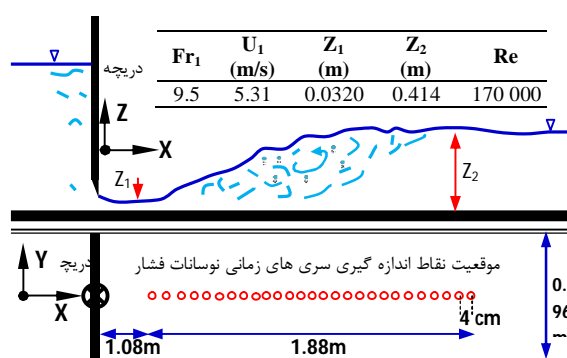


شکل 5 هندسه مدل عددی، شرایط مرزی و نتایج حاصله بصورت توزیع سرعت و بردارهای سرعت میدان جریان متوسط زمانی پرش هیدرولیکی آزاد.



شکل 6 مقایسه پروفیل قائم سرعت در انتهای پرش با پروفیل‌های سرعت جت مسطح.

معادلات متوسط گیری شده رینولدز (RANS) و مدل‌های آشفتگی تنها قادر به پیش بینی مقادیر متوسط میدان به همراه توزیع پارامترهای آشفتگی نظیر انرژی جنبشی آشفتگی و ... بوده و سری زمانی نوسانات کمیت‌های میدان نظیر فشار و مؤلفه‌های سرعت را نمی‌توان با استفاده از حل این معادلات بدست آورد. بدین منظور لازم است تا بدون متوسط‌گیری، معادلات غیر دائمی ناویر استوکس حل شوند. حل عددی مستقیم این معادلات (DNS) برای مسائل کاربردی هنوز محدودیت‌های زیادی داشته و بدین منظور از روش شبیه‌سازی گردابه‌های بزرگ (LES) استفاده می‌شود. در این روش، گردابه‌های با مقیاس کوچک که سهم کمتری در انرژی آشفتگی دارند، فیلتر شده و گردابه‌های بزرگ مقیاس که حامل اصلی



شکل 4 جزئیات پرش هیدرولیکی آزاد و نقاط اندازه‌گیری سری‌های زمانی فشار (Armenio et al. 1999)

مدل مورد نظر، مدل آزمایشگاهی آرنیو و همکاران (1999) می‌باشد که مطابق شکل 4 در یک فلوم به عرض 0/96 متر انجام شده است. جزئیات آزمایش در جدول پیوست شکل نشان داده شده است. در این جدول Z_1 و Z_2 به ترتیب اعماق اولیه و ثانویه پرش بوده و Re و Fr_1 به ترتیب اعداد فرود و رینولدز جریان خروجی از زیر دریچه (به عنوان جریان ابتدای پرش) می‌باشند. برای شبیه‌سازی عددی، از یک بلوک محاسباتی مستطیلی با 2 میلیون سلول محاسباتی استفاده شده است. شرایط مرزی در شکل 5- الف نشان داده شده است. در شروع محاسبات، ستون آب ساکن به ارتفاعی برابر با عمق ثانویه پرش در مدل در نظر گرفته شده و از مدل آشفتگی k-ε RNG برای بستن معادلات حاکم استفاده شده است. زمان لازم برای تامین حل دائمی، 30 ثانیه می‌باشد. در شکل 5 میدان جریان متوسط نشان داده شده است.

با توجه به شکل 5، میدان جریان متوسط پرش هیدرولیکی آزاد به خوبی شبیه‌سازی شده است. برای صحت سنجی، پروفیل سرعت در انتهای پرش و در فاصله ای به اندازه 5 برابر عمق ثانویه با پروفیل سرعت حاصل از داده‌های آزمایشگاهی موجود جریان جت مسطح مطابق شکل 6 مقایسه شده است. در این شکل، u_m مقدار بیشینه سرعت بوده و b تراز است که سرعت جریان در این تراز، معادل نصف سرعت بیشینه می‌باشد. انطباق پروفیل قائم سرعت با داده‌های آزمایشگاهی بسیار مناسب بوده و حاکی از صحت شبیه‌سازی صورت گرفته بصورت پیش بینی مقادیر متوسط زمانی می‌باشد.

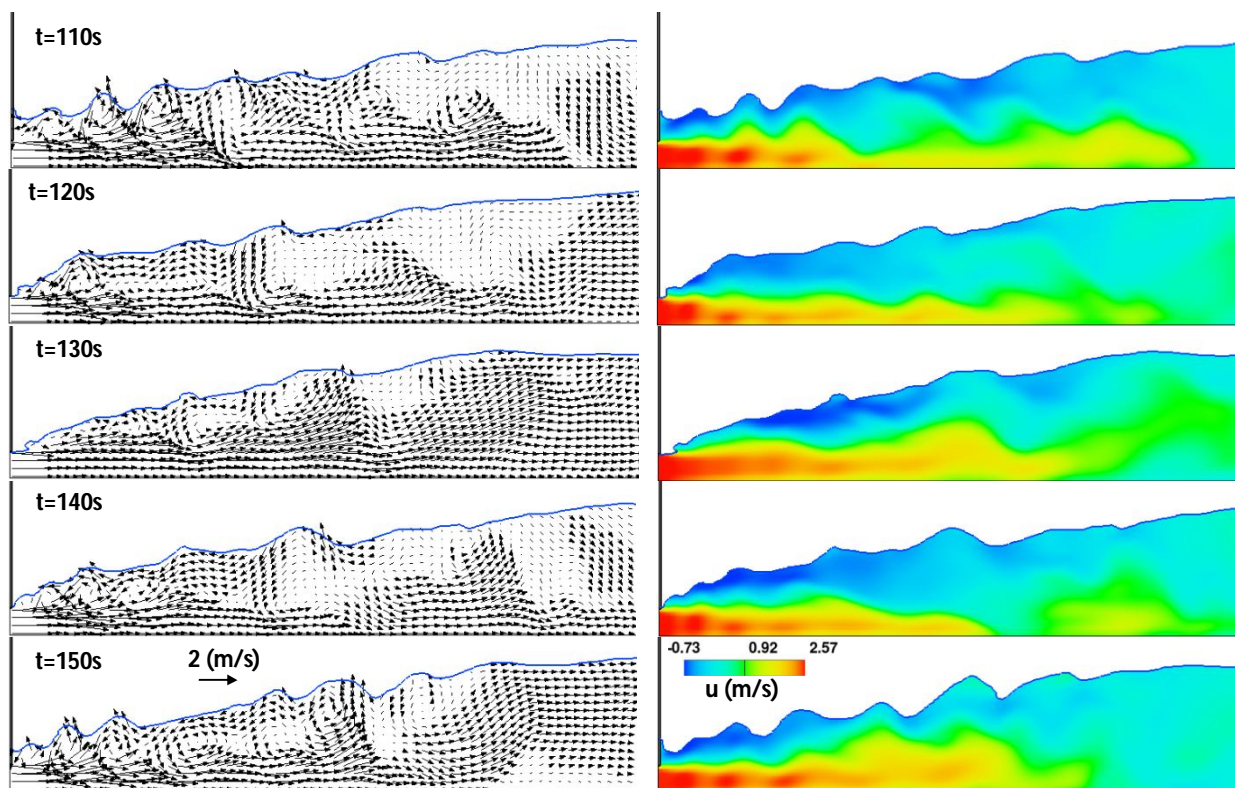
توجه به شکل بر خلاف میدان جریان متوسط (شکل 5) سطح آب کاملاً الگوی موج داشته و گردابه‌های آشفتگی با ابعاد و اندازه‌های مختلف ایجاد و به پایین دست منتقل می‌شوند. ایجاد گردابه‌های آشفتگی باعث تغییرات لحظه‌ای پارامترهای مختلف میدان نظیر ترم فشار می‌شود. در شکل 8 سری‌های زمانی فشار در موقعیت‌های مختلف در نزدیکی بستر ارائه شده است. الگوی نوسانات فشار نشان داده شده در این شکل، حاکی از تغییرات دامنه و فرکانس نوسانات در نقاط مختلف می‌باشد. برای بررسی کمی سری‌های زمانی از ضریب نوسانات فشار (C_{pv}) به شکل رابطه (5) استفاده می‌شود (Fiorotto and Rinaldo, 1991).

$$C_{pv} = \frac{\sigma_p/\gamma}{U_1^2/2g} \quad (5)$$

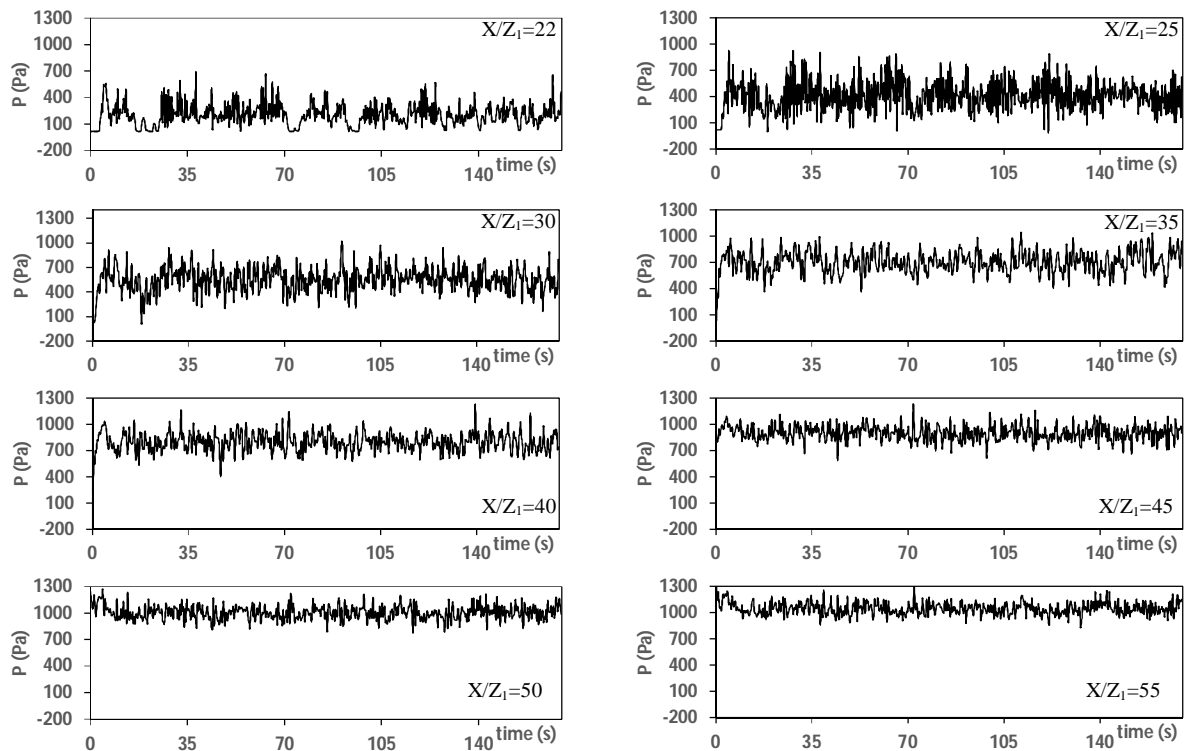
در رابطه (5)، σ_p و U_1 به ترتیب بیانگر انحراف معیار نوسانات فشار در هر نقطه و سرعت میانگین مقطع اولیه پرش بوده و γ دانسیته حجمی سیال می‌باشد.

انرژی آشفتگی هستند، بصورت مستقیم با استفاده از حل عددی معادلات پیش بینی می‌شوند. برای اعمال تأثیر مقیاس‌های کوچک مجدداً از مدل‌سازی استفاده می‌شود. جزئیات این روش در راهنمای نرم‌افزار تشریح شده است (FLOW3D, 2011).

در این بخش از مقاله برای بررسی تغییرات زمانی فشار در مساله پرش هیدرولیکی آزاد، مدل عددی با استفاده از روش شبیه‌سازی گردابه‌های بزرگ مقیاس اجرا شد. بدین منظور، میدان جریان حالت دائمی پیش بینی شده توسط مدل آشفتگی k-ε RNG به عنوان شرط اولیه در نظر گرفته شده و ساختارهای لحظه‌ای میدان به مدت 180 ثانیه و با گام زمانی 0/01 ثانیه ثبت شد. گام زمانی حل عددی در روش شبیه‌سازی گردابه‌های بزرگ، بسیار کوچک‌تر از مدل‌سازی متوسط زمانی بوده و بر اساس معیار پایداری حل و همگرایی، توسط نرم‌افزار تعیین می‌شود. در شکل 7 بردارهای سرعت و توزیع مؤلفه طولی سرعت در لحظات زمانی مختلف نشان داده شده است. با

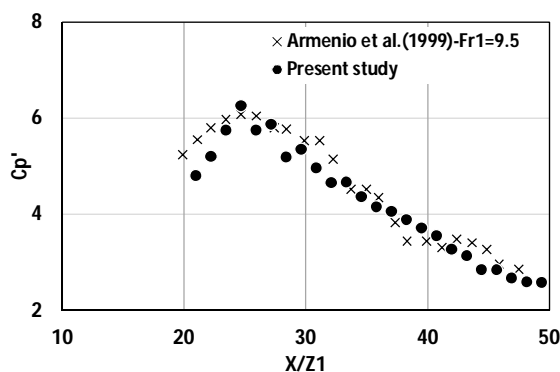


شکل 7 تغییرات زمانی توزیع سرعت و بردارهای سرعت در صفحه میانی حاصل از شبیه‌سازی به روش LES



شکل 8 سری‌های زمانی فشار در موقعیت‌های مختلف در زیر پرش هیدرولیکی حاصل از شبیه‌سازی به روش LES

و نتایج حاصل برای بررسی علل هیدرودینامیکی تخریب حوضچه حفاظتی مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل 9 مقایسه تغییرات طولی ضریب نوسانات فشار زیر پرش هیدرولیکی حاصل از شبیه‌سازی به روش LES با داده‌های آزمایشگاهی

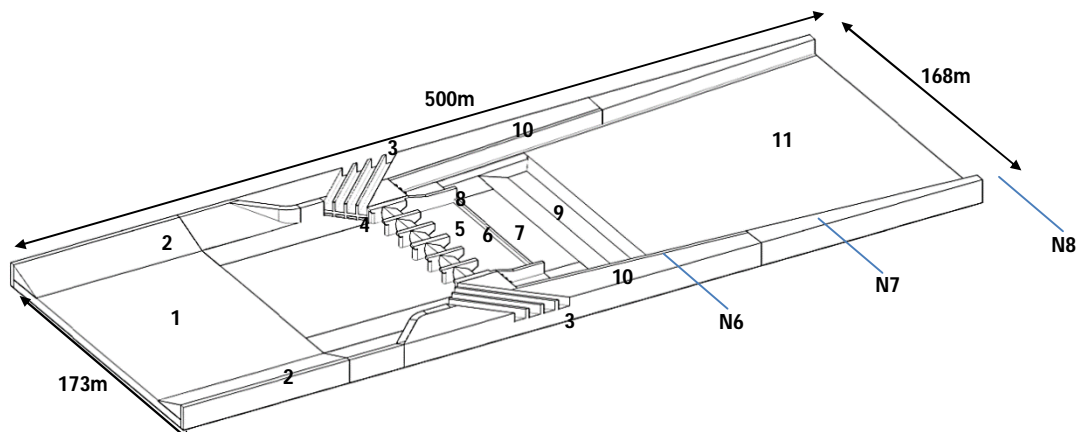
3-2- مدل‌های اصلی و سناریوهای بهره‌برداری

در شکل 10 مدل سه بعدی سد میل مغان با تمام جزئیات هندسی و اجزای سازه ای نشان داده شده است. برای پایاب سد، رژیم جریان متأثر از جریان خروجی از

در شکل 9 تغییرات مکانی ضریب نوسانات فشار حاصل از شبیه‌سازی به روش شبیه‌سازی گردابه‌های بزرگ با مقادیر آزمایشگاهی گزارش شده توسط Armenio et al. (1999) مقایسه شده است. لازم به ذکر است که موقعیت مکانی نقاطی که ضرایب نوسانات فشار در آنها محاسبه شده است، در شکل 4 نشان داده شده است. الگوی تغییرات مکانی و همچنین مقادیر بیشینه ضریب نوسانات فشار در مدل آزمایشگاهی و شبیه‌سازی به روش گردابه‌های بزرگ انطباق بسیار خوبی داشته و حاکی از صحت متدولوژی و مدل مورد استفاده در این مقاله برای پیش‌بینی میدان جریان لحظه‌ای و محاسبه سری‌های زمانی فشار می‌باشد. با اطمینان از صحت متدولوژی و مدل مورد استفاده در این مقاله برای شبیه‌سازی جریان عبوری از زیر دریچه و همچنین، پیش‌بینی ساختارهای لحظه‌ای جریان پرش هیدرولیکی (پیش‌بینی میدان جریان متوسط با مدل آشفتگی و استفاده از آن به عنوان شرط اولیه در شبیه‌سازی به روش LES)، مدل عددی سه بعدی جریان در محل سد میل مغان مطابق بخش‌های ذیل ساخته شده

بسته به وضعیت آبگیرهای جانبی، دو حالت مختلف دارند: در صورت بسته بودن آبگیرها، از شرط مرزی دیواره استفاده شده و برای حالت باز، شرط مرزی خروجی به دو سمت کناری مدل اعمال شده است. در مرز پایاب از شرط مرزی فشار استفاده شده و مقدار تراز پایاب متناظر با دبی خروجی از مرز با استفاده از منحنی اشل دبی مقطع N8 به مدل اعمال شده است. مطالعات پارامتریک برای تعیین موقعیت مناسب مرزهای ورودی و خروجی انجام شده و نتایج نشان داد که در صورتی که مرز پایاب در محل مقطع N8 واقع در 300 متری پایین دست سد قرار گیرد، جریان‌های خروجی از حوضچه‌ها و همچنین جریان خروجی از گالری‌های رسوبشویی، مرز پایاب را تحت تأثیر قرار نداده و علاوه بر این، در مقطع مزبور اطلاعات اشل-دبی رودخانه نیز موجود بوده و به عنوان یک محل مناسب برای مرز پایین دست قابل انتخاب است.

دریچه‌های قطاعی و نیز گالری‌های رسوبشویی خواهد بود. حوضچه‌های آرامش و حفاظتی مستقیماً متأثر از جریان خروجی از زیر دریچه‌های قطاعی بوده و جریان خروجی از گالری‌های رسوبشویی، بواسطه وجود دیواره‌های حایل بین حوضچه آرامش و ناحیه مقابل گالری‌ها، جریان حوضچه‌ها را تحت تأثیر مستقیم قرار نداده و تنها به واسطه افزایش عمق پایاب می‌تواند بر عملکرد حوضچه‌ها تأثیرگذار باشد. لذا پنج سناریوی مختلف بهره‌برداری به شرح جدول 1 در نظر گرفته شده است. تراز پایاب از منحنی‌های اشل-دبی مقاطع N6 الی N8 (شکل 11) تعیین شده است. برای انفصال میدان در تمامی حالات از 25 میلیون حجم محاسباتی استفاده شده است. شرط مرزی ورودی به صورت فشار معین با مقدار هد ثابت 6/5 متر در نظر گرفته شده، مرز کف بصورت دیواره و مرز فوقانی مدل واقع در تراز 150 متر بصورت متقارن در نظر گرفته شده است. مرزهای کناری مدل،



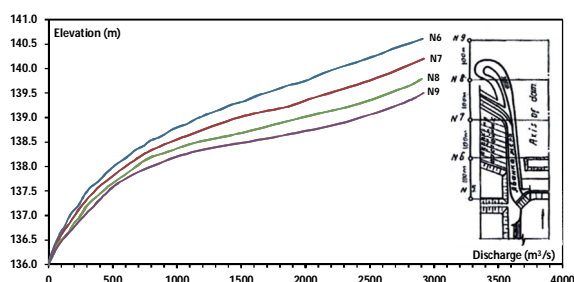
1- کانال نزدیک شونده، 2- دیواره‌های هدایت بالادست، 3- آبگیرهای جانبی، 4- ورودی گالری‌های رسوبشویی، 5- دریچه‌های قطاعی و پایه‌ها، 6- حوضچه آرامش، 7- آستانه انتهایی، 8- دیواره‌های کناری حوضچه، 9- حوضچه حفاظتی، 10- دیواره‌های هدایت پایین دست و 11- کانال پایین دست و پوشش پایاب

شکل 10 مدل سه بعدی سد میل مغان با تمام جزئیات هندسی و اجزای هیدرولیکی موجود

جدول 1 سناریوهای مختلف بهره‌برداری از سد میل مغان

مدل	حالت بهره‌برداری	وضعیت دریچه‌های قطاعی	وضعیت گالری‌های رسوبشویی	وضعیت آبگیرها	دبی خروجی از پایاب (CMS)	تراز پایاب (m)
SM-90	متقارن	هر شش دریچه 0/9 متر باز	بسته	بسته	350	137/4
SM-385	متقارن	هر شش دریچه 3/85 متر باز	بسته	بسته	1530	139
SM-OPEN	متقارن	هر شش دریچه 6/5 متر باز	کاملاً باز	کاملاً باز	2420	140
ASM-180	نا متقارن	سه دریچه سمت راست 1/8 متر باز	بسته	بسته	350	137/4
DMG	متقارن - بدون حوضچه حفاظتی	هر شش دریچه 6/5 متر باز	کاملاً باز	کاملاً باز	2420	140

به شکل‌های مزبور شکل‌گیری پرش هیدرولیکی در داخل حوضچه و همچنین اغتشاش سطح آب پس از آستانه انتهایی به خوبی مشهود است. در شکل‌های مزبور، در طول حوضچه و با نزدیک شدن به آستانه انتهایی، بصورت تدریجی عمق افزایش یافته و درست قبل از آستانه، ضمن وقوع یک افزایش ناگهانی، جریان از روی آستانه عبور کرده و در پایین‌دست آن دچار کاهش عمق شده است. بر روی آستانه انتهایی و پس از آن، سرعت جریان افزایش یافته و با توجه به تغییرات عدد فرود، تمایل جریان به حالت فوق بحرانی، قابل مشاهده است. در داخل حوضچه حفاظتی جریان کاملاً زیر بحرانی بوده و بلافاصله پس از خروج جریان از آن، همان‌طور که در شکل سه بعدی نیز نشان داده شد، افزایش موضعی سرعت رخ می‌دهد. برای بررسی دقیق‌تر الگوی جریان‌های ذکر شده، ضمن افزایش میزان بازشدگی دریاچه‌های قطاعی، دبی 1530 متر مکعب بر ثانیه در پایین‌دست سد برقرار شده و میدان جریان حاصله برای مدل SM-385 در شکل‌های 12-ب نشان داده شده است. با توجه به شکل مزبور بواسطه کفایت عمق در داخل حوضچه آرامش، جریان فوق بحرانی خروجی از زیر دریاچه‌ها به جریان کم سرعت داخل حوضچه برخورد نموده و یک پرش هیدرولیکی (HJ1) در پای شیب بعد از دریاچه‌ها و ابتدای حوضچه آرامش تشکیل می‌شود. پس از خروج جریان زیر بحرانی از حوضچه آرامش، بر روی بخش شیب‌دار ورودی حوضچه حفاظتی مجدداً یک پرش هیدرولیکی دیگر شکل گرفته است (HJ2) که محدب به سمت بدنه سد می‌باشد. پس از حوضچه حفاظتی و در پائین دست آن، مجدداً پرش دیگری شکل گرفته است (R-HJ) که دارای پلان دایره‌ای بوده و بر خلاف پرش دوم، مقعر به سمت بدنه سد می‌باشد. با توجه به توزیع عدد فرود، جریان‌های خروجی از حوضچه آرامش اصلی و همچنین حوضچه حفاظتی، در مدل SM-385 فوق بحرانی بوده و در داخل حوضچه حفاظتی، پس از پرش، جریان زیر بحرانی برقرار است. مقایسه ساختار جریان در دو مدل SM-385 و SM-90 نشان می‌دهد که با افزایش دبی، اغتشاشات بعد از آستانه انتهایی حوضچه آرامش و حوضچه حفاظتی، تبدیل به پرش‌های هیدرولیکی شده‌اند.



شکل 11 منحنی‌های اشل-دبی در مقاطع پایین‌دست سد میل مغان

فاصله مناسب مرز بالادست از محور سد به نحوی که جریان‌های نزدیک شونده، تحت تأثیر دریاچه‌ها قرار نگیرند، 200 متر تعیین شد. در کل، 500 متر از محدوده بالادست و پایین‌دست سد در مدل‌سازی عددی لحاظ شده است. با توجه به تعداد بالای سلول‌های محاسباتی، حل عددی بر روی یک سرور 16 هسته‌ای Xeon 2/5 گیگا هرتز با 24 گیگابایت رم انجام شده است. مدت زمان مورد نیاز برای حصول شرایط پایدار هیدرولیکی 1000 ثانیه بوده و شبیه‌سازی هر مدل 570 ساعت طول می‌کشد.

3-3- مدل‌های متقارن قبل از وقوع تخریب

در شکل 12 الگوی سه بعدی جریان به همراه توزیع سرعت برای دبی‌های 350 و 1530 مترمکعب بر ثانیه نشان داده شده است. با توجه به شکل 12-الف، برای مدل SM-90، جریان پرسرعت خروجی از زیر دریاچه‌ها در مواجهه با جریان کم سرعت داخل حوضچه آرامش منجر به شکل‌گیری یک پرش هیدرولیکی مقابل دریاچه‌های قطاعی می‌شود. پرش مزبور بصورت کنترل شده بوده و کاملاً در داخل حوضچه رخ داده است. نکته مهم قابل ذکر در شکل مزبور، اغتشاش جریان بلافاصله پس از آستانه انتهایی حوضچه و قبل از ورود به حوضچه حفاظتی می‌باشد. علاوه بر آن، پس از حوضچه حفاظتی نیز، تغییرات سطح آزاد و توزیع سرعت نشان از وقوع یک پدیده هیدرودینامیکی در این محدوده دارد. به منظور بررسی دقیق‌تر پدیده‌های رخ داده، پروفیل طولی جریان که حاوی تغییرات سطح آب، توزیع سرعت و عدد فرود می‌باشد، در شکل 12-الف نشان داده شده است. با توجه

$$z_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{0.33} = \left(\frac{(1530/98)^2}{9.81}\right)^{0.33} = 3.75 \text{ m} \quad (6)$$

عمق بحرانی محاسبه شده برای دبی 1530 متر مکعب بر ثانیه بسیار نزدیک به عمق y_s بوده و علاوه بر آن، عدد فرود نزدیک به 1 در این مقطع نیز تاییدی بر وقوع عمق بحرانی می‌باشد. افزایش عمق قبل از آستانه انتهایی، وقوع عمق بحرانی بر روی آستانه و شکل‌گیری جریان فوق بحرانی پس از آن، نشانگر نقش مهم آستانه انتهایی بر وقوع پدیده‌های هیدرودینامیکی در پایین دست سد می‌باشد.

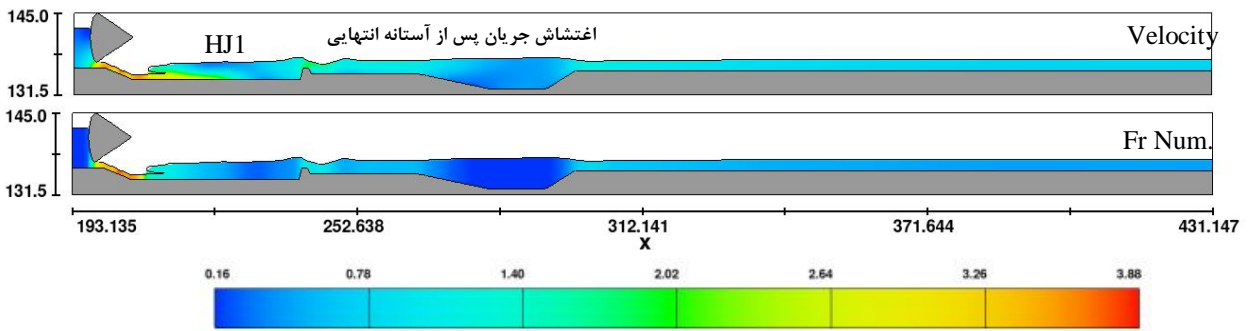
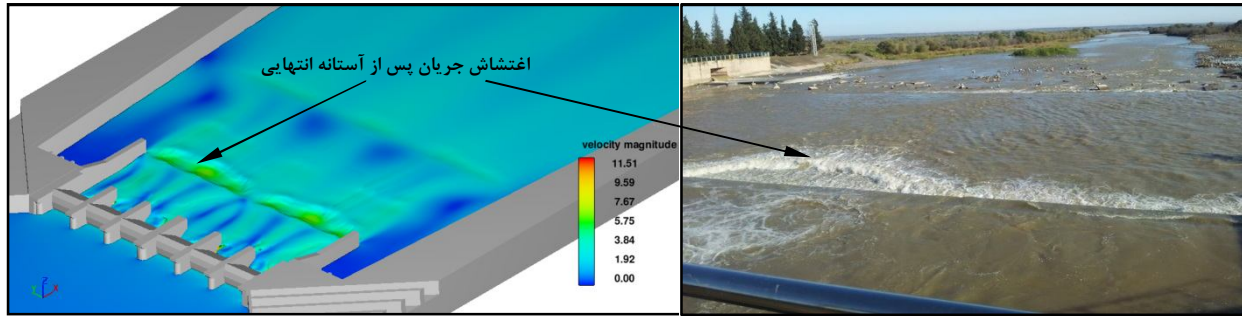
با توجه به مفاهیم هیدرولیک، شکل‌گیری عمق بحرانی بر روی مانع، افزایش عمق قبل از مانع و وقوع جریان فوق بحرانی پس از آن، حاکی از ایجاد پدیده انسداد می‌باشد. این پدیده در تصویر پایینی شکل 14 به خوبی نشان داده شده است. پس از آستانه، جریان فوق بحرانی برای رسیدن به وضعیت اولیه خود با پرش هیدرولیکی روبرو می‌شود. در واقع وجود پرش هیدرولیکی بعد از آستانه، دلالت بر وجود وضعیت انسداد و نیز شکل‌گیری عمق بحرانی بر روی آستانه دارد. با توجه به تغییرات سطح آب در محدوده آستانه انتهایی حوضچه آرامش مدل SM-385، شکل‌گیری عمق بحرانی بر روی آستانه و شکل‌گیری جریان فوق بحرانی پس از آن، می‌توان گفت که در این محدوده برای دبی‌های بالا پدیده انسداد رخ می‌دهد.

ارتفاع زیاد آستانه انتهایی حوضچه (2 متر) و به عبارت بهتر، عمق زیاد حوضچه، باعث شکل‌گیری چنین پدیده‌ای شده است. جریان فوق بحرانی شکل گرفته پس از آستانه در مواجهه با جریان عمیق و زیر بحرانی داخل حوضچه حفاظتی باعث شکل‌گیری یک پرش هیدرولیکی در ابتدای حوضچه حفاظتی شده است. بررسی انیمیشن حاصل از مدل عددی نشان از ناپایداری و نوسان طولی این پرش در محدوده ابتدایی حوضچه دارد، به نحوی که می‌توان گفت پرش شکل گرفته کاملاً حالت دینامیک دارد. بواسطه افزایش تراز بستر پس از حوضچه حفاظتی، عمق جریان کاهش یافته و حالت فوق بحرانی به خود می‌گیرد. جریان فوق بحرانی شکل گرفته در مواجهه با عمق پایاب اعمالی از رودخانه پایین دست تشکیل یک پرش هیدرولیکی دیگر می‌دهد که بواسطه واگرا بودن دیواره‌های پایین دست و باز

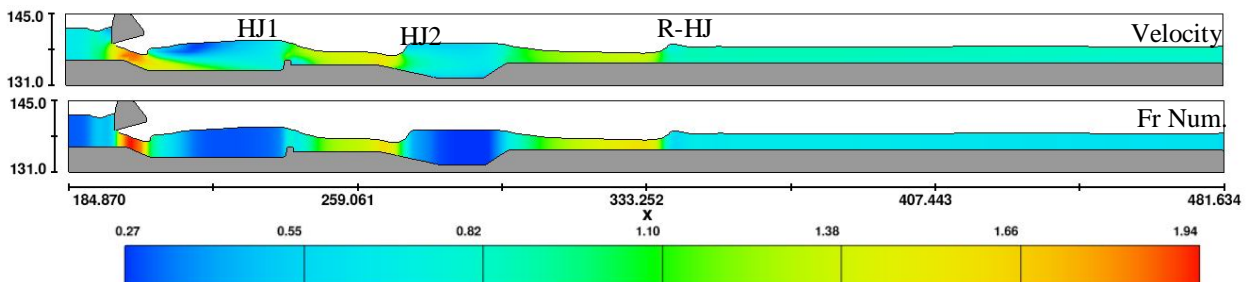
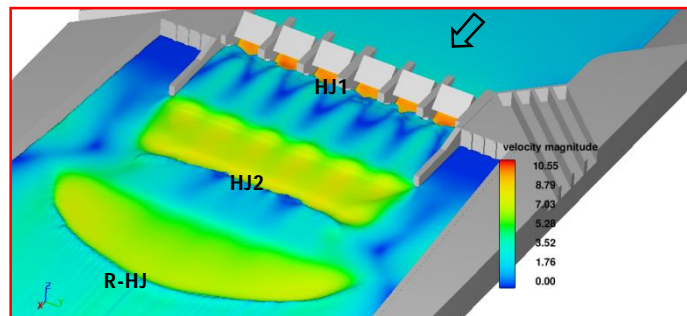
رفتار هیدرودینامیکی پایین دست سد در شرایط سیلاب حداکثر (مدل SM-OPEN) در شکل 13 ارائه شده است. در این حالت، علاوه بر اینکه تمامی درپچه‌های قطاعی سد باز می‌باشند، گالری‌های رسوبشویی و آبگیرهای کناری نیز با تمام ظرفیت، سیلاب بالادست را از خود عبور می‌دهند. با توجه به شکل مزبور، وقوع پرش‌های هیدرولیکی اول و دوم در داخل حوضچه‌های آرامش و حفاظتی، مشابه با دو مدل قبل کاملاً مشهود است. تفاوت عمده مدل اخیر با دو مدل قبل، در محل وقوع و شکل پرش هیدرولیکی دایره‌ای می‌باشد. با توجه به شکل سه بعدی میدان جریان، در این حالت پرش هیدرولیکی دایره‌ای به فاصله دوری از پایین دست حوضچه حفاظتی منتقل شده و علاوه بر آن بواسطه اعمال تأثیر جریان خروجی از گالری‌های رسوبشویی به دو طرف پرش، شکل آن از حالت دایره‌ای خارج شده است. در شکل 13- ب پروفیل طولی کف بخش پایین دست سد به همراه مقادیر عدد فرود در طول آن نشان داده شده است. با توجه به شکل مزبور، بر روی آستانه عمق بحرانی شکل گرفته و پس از آن ضمن افزایش سرعت، عدد فرود به مقدار بیشینه 1/4 می‌رسد. محدوده فوق بحرانی تا ابتدای حوضچه حفاظتی ادامه داشته و پس از آن بواسطه افزایش عمق، جریان به حالت زیر بحرانی تبدیل می‌شود. وقوع ناحیه وسیع فوق بحرانی با عدد فرود بیشینه 2 پس از حوضچه حفاظتی کاملاً مشهود است. در نتایج ارائه شده از سه مدل، حالت تقارن نشان دهنده وقوع پدیده‌های مشابه در محدوده حوضچه‌های آرامش و حوضچه حفاظتی می‌باشد. برای تحلیل دقیق تر و بررسی علل وقوع پرش‌های چندگانه، شکل 14 در نظر گرفته می‌شود. در شکل 8- الف پروفیل طولی سطح آب برای مدل SM-385 به همراه چند موقعیت مهم و عمق‌های معرف در این موقعیت‌ها نشان داده شده است. بر اساس نتایج مدل عددی، مقادیر عددی مشخصات جریان در موقعیت‌های نشان داده شده در این شکل، مطابق جدول 2 می‌باشد. با توجه به مقادیر جدول، در این حالت نیز جریان عبوری از روی آستانه حالت بحرانی داشته و عدد فرود آن، بسیار نزدیک به یک می‌باشد. با استفاده از روابط عمق بحرانی برای مقطع مستطیلی می‌توان رابطه (6) را نوشت:

Nettleton, P.C. and McCorquodale (1989), (1983)
 Omid et al. (2007) و Habib et al. (2003) شکل‌گیری
 آن در حوضچه‌های آرامش و اگر گزارش شده است.

شدن تدریجی مقطع، پرش بصورت دایره‌ای شکل
 می‌گیرد. وقوع پرش دایره‌ای مشخصه حوضچه‌های واگرا
 بوده و در تحقیقات قبلی نظیر Lawson, J. and Phillips



الف - مدل SM-90 به همراه عکس از اغتشاش سطحی در پایین‌دست آستانه انتهایی حوضچه



ب - مدل SM-385

شکل 12 نتایج مدل‌سازی عددی برای حالت متقارن

جدول 2 مقادیر پارامترهای هیدرولیکی در مقاطع شاخص

مطابق شکل 14، برای مدل SM-385

مقطع	1	2	S	3
عمق (متر)	2/92	5/67	3/68	2/5
سرعت (متر بر ثانیه)	7/2	3/7	5/9	7
عدد فرود	1/34	0/49	0/98	1/41

3-4- مدل نامتقارن، قبل از وقوع تخریب

با توجه به اینکه سد میل مغان بر روی یک رودخانه مرزی واقع شده است، احتمال بهره‌برداری نامتقارن از آن بواسطه عدم هماهنگی بین دو کشور و یا بواسطه برخی اهداف خاص بهره‌برداری وجود دارد. مدل ASM-180 به نحوی انتخاب شده است که تنها سه دریچه سمت راست سد (سمت ایران) به اندازه 180 سانتی‌متر باز بوده و دبی خروجی از آن معادل مدل SM-90 باشد. در شکل 15 نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی برای این سناریو نشان داده شده است. با توجه به شکل، در صورت بهره‌برداری نامتقارن، مومنتم بالای جریان خروجی از زیر دریچه‌های قطاعی بواسطه اعمال به یک نیمه از جریان واقع در داخل حوضچه آرامش، باعث شسته شدن پرش و انتقال آن به بخش انتهایی حوضچه آرامش می‌گردد. مقایسه پروفیل طولی جریان بین حالت متقارن (SM-90) و حالت اخیر به خوبی جایابی موقعیت پرش و انتقال آن به پایین دست را نشان می‌دهد. در این حالت نیز مشابه حالات متقارن، دو پرش دیگر بر روی حوضچه حفاظتی و پایین دست آن شکل می‌گیرد. انتقال پرش به پایین دست حوضچه خطر خروج آن در دبی‌های بالا را به همراه خواهد داشت که قطعاً باعث پیچیده‌تر شدن وضعیت جریان در پایاب و اعمال نیروهای بیشتر بر پوشش حفاظتی پایین دست خواهد شد. پرش هیدرولیکی دوم در مقایسه با مدل متقارن، به پایین دست منتقل شده و در بخش میانی حوضچه حفاظتی تشکیل شده است. در عکس تهیه شده از محدوده پایین دست حوضچه آرامش، خروج پرش در حالت بهره‌برداری نامتقارن مشهود است.

3-5- هیدرودینامیک پایین دست سد در حالت**تخریب حوضچه دوم**

در این بخش از مقاله، مدل سه بعدی حوضچه در حالت

تخریب حوضچه دوم و بدون در نظر گرفتن اثرات سازه‌ای آن بر هیدرودینامیک پایاب سد تهیه شده است. با توجه به اینکه در حال حاضر حوضچه دوم کاملاً تخریب شده و پر شده است، مقایسه عکس‌های تهیه شده از جریان‌های پایین دست سد با نتایج مدل عددی می‌تواند برای صحت سنجی مدل‌سازی‌ها نیز استفاده شود. در این حالت نیز مشابه مدل SM-OPEN تمامی مجاری خروجی سد باز می‌باشند.

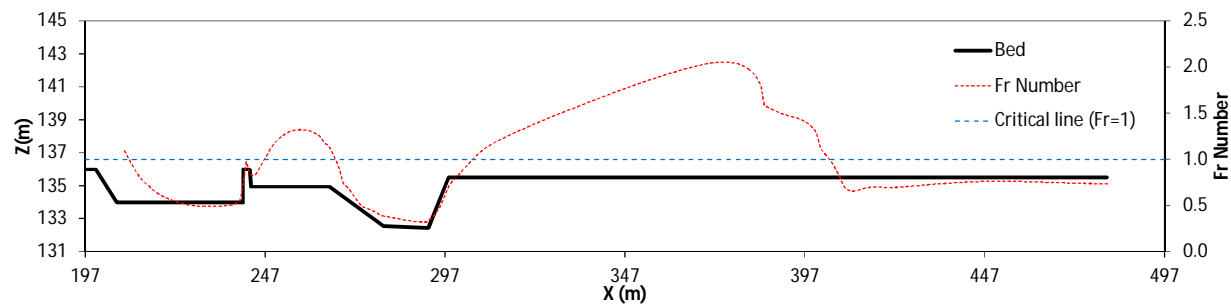
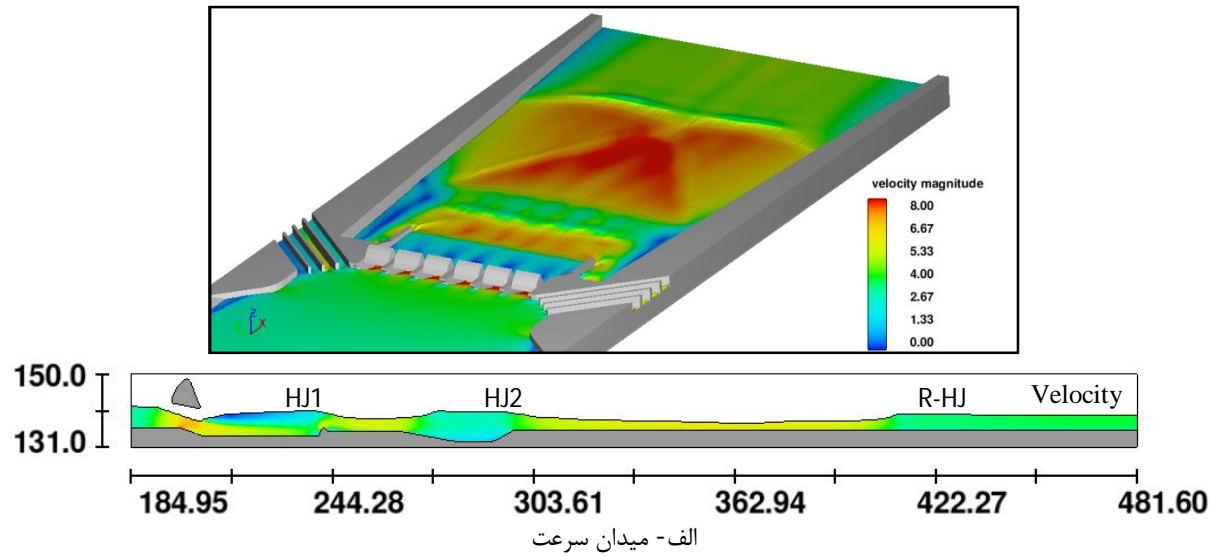
با توجه به شکل 16، در صورت عدم وجود حوضچه دوم، جریان فوق بحرانی خروجی از حوضچه آرامش، بصورت شعاعی به سمت پایین دست گسترش می‌یابد. جریان‌های شعاعی مشابه جریان در حوضچه‌های آرامش باز شونده، به دیواره‌های کناری برخورد کرده و باعث شکل‌گیری دو ناحیه مثلثی کوچک در کنار دیواره می‌شوند. انعکاس جریان‌های برخوردی به دیواره‌ها باعث شکل‌گیری دو ناحیه مثلثی بزرگ شبیه جریان شوک می‌شوند؛ به نحوی که این جریان‌ها در انتها باعث شکل‌گیری پرش هیدرولیکی می‌شوند. تلفیق اثرات ناشی از انعکاس جریان از روی دیواره و شکل واگرایی دیواره‌های پایین دست، باعث شکل‌گیری یک پرش هیدرولیکی شبه دایره‌ای شده است. پدیده‌های رخ داده در این حالت، کاملاً مشابه با پدیده‌های رخ داده در حوضچه‌های آرامش با بازشدگی ناگهانی می‌باشد. در پیوست شکل 16، تصویری از الگوی جریان در حوضچه واقع در پایین دست یک مجرای پرسرعت نشان داده شده است. مقایسه الگوهای شکل گرفته در این تصویر با الگوهای مدل‌سازی شده، تشابه بسیار نزدیک دو حالت را نشان می‌دهد. چنین جریان‌هایی در مطالعات (Bremen and Hager (1993)، (Zare and Graber (2006)، (Doering (2011) و (Kordi and Abustan (2012) بر روی حوضچه‌های آرامش با بازشدگی ناگهانی گزارش شده است. در شکل 16 عکس تهیه شده از شرایط جریان در حالت تخریب شده نشان داده شده است. وقوع پرش هیدرولیکی در میانه پایین دست سد در این شکل به خوبی مشخص بوده و محل آن نیز انطباق بسیار خوبی با نتایج مدل عددی دارد.

4- بررسی توزیع فشار

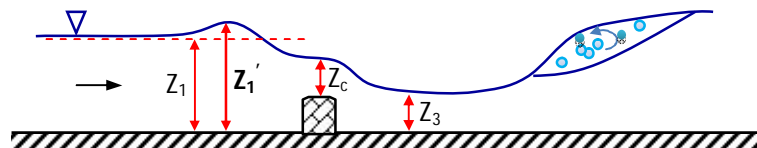
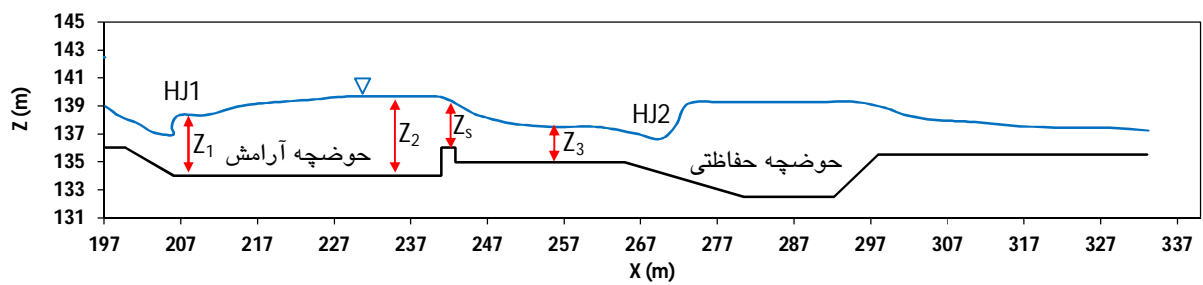
مشابه متدولوژی استفاده شده در بخش 3 برای پرش

عددی SM-385 با استفاده از روش شبیه‌سازی گردابه‌های بزرگ مقیاس اجرا شد.

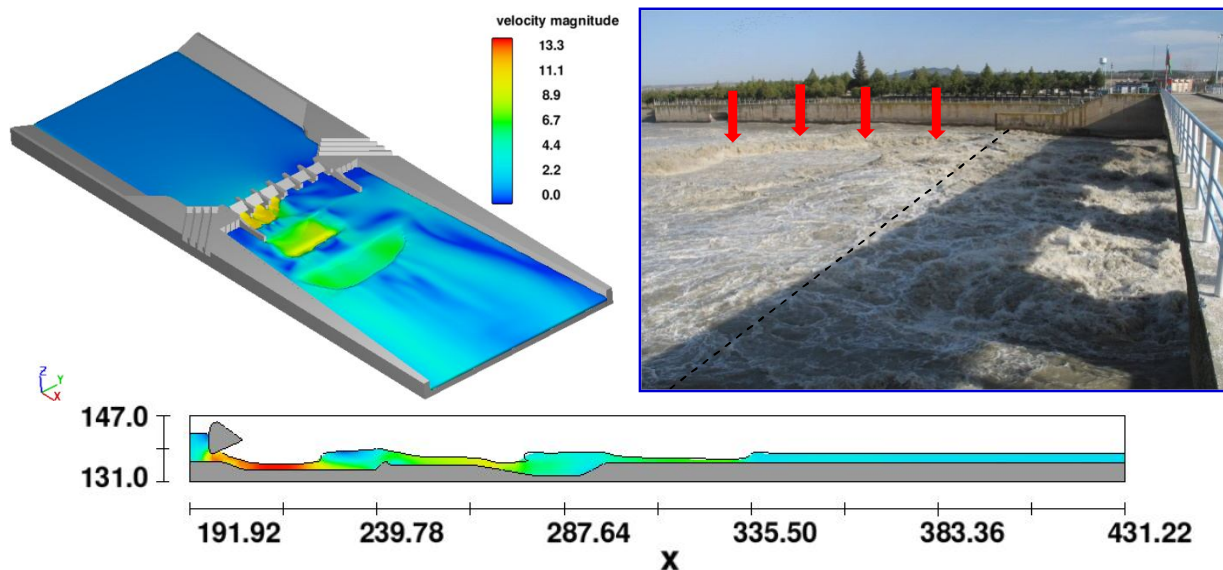
هیدرولیکی آزاد، در این بخش از مقاله برای بررسی تغییرات زمانی فشار در بخش‌های مختلف میدان، مدل



ب- تغییرات طولی عدد فرود در پایین‌دست حوضچه
 شکل 13 نتایج مدل‌سازی عددی برای مدل SM-OPEN



شکل 14 پروفیل سطح آب در پایین‌دست سد برای مدل SM-385 به همراه موقعیت‌های شاخص. تصویر پایین بصورت شماتیک وقوع پدیده انسداد در عبور جریان زیر بحرانی از روی یک آستانه را نشان می‌دهند



شکل 15 الگوی سه بعدی جریان و پروفیل طولی پایین دست سد در حالت بهره‌برداری نامتقارن ASM-180. خروج پرش از حوضچه در اثر بهره‌برداری نامتقارن

اختلاف فشار مثبت، حداکثر اختلاف فشار منفی در سری زمانی هر نقطه نسبت به مقدار میانگین می‌باشد. C_p^+ و C_p^- ضرایب فشار حدی مثبت و منفی بوده و شاخصی از بیشترین و کمترین مقدار نوسان فشار در هر نقطه می‌باشد. \bar{U} سرعت متوسط جریان در هر نقطه است. در جدول 3 مقادیر شاخص سرعت و فشار و ضرایب مختلف فشار در نقاط مختلف مدل SM-385 ارائه شده است. با توجه به جدول مزبور، بیشترین مقادیر اختلاف فشار مثبت و منفی، در زیر پرش هیدرولیکی حوضچه حفاظتی و در نقاط P2 الی P4 و P5 رخ می‌دهد. بر اساس مقادیر σ_p و C_p' حاصله، شدیدترین نوسانات فشار نیز در محدوده پرش‌های هیدرولیکی داخل حوضچه حفاظتی و نیز پرش دایره‌ای رخ داده است. شدت نوسانات در بخش میانی پرش داخل حوضچه بیشتر از نواحی کناری می‌باشد. این نکته با توجه به مقادیر ضریب فشار نوسانی و همچنین منحنی توزیع طیفی چگالی (PSD) نوسانات آشفتگی مشخص است (شکل 12). منحنی توزیع طیفی بیانگر انرژی نوسانات با فرکانس‌های مختلف بوده و با استفاده از تابع Pwelch در نرم‌افزار متلب محاسبه شده است. انرژی نوسانی پرش دایره‌ای به مراتب کمتر از انرژی نوسانی پرش داخل حوضچه حفاظتی می‌باشد.

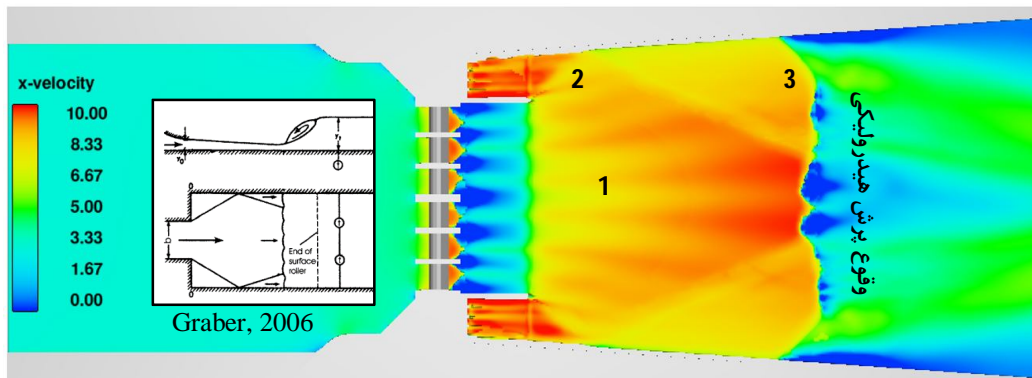
بدین منظور، میدان جریان حالت دائمی پیش بینی شده توسط مدل آشفتگی k-ε RNG به عنوان شرط اولیه در نظر گرفته شده و تغییرات زمانی میدان به مدت 400 ثانیه و با گام زمانی 0/5 ثانیه ثبت شد. در شکل 17 ساختار لحظه‌ای جریان در پایین دست سد به همراه پرش‌های هیدرولیکی در حوضچه‌های آرامش و همچنین پرش دایره ای پایین دست نشان داده شده است. برای بررسی تغییرات زمانی فشار، 9 نقطه که موقعیت مکانی آنها در شکل 17 نشان داده شده است، انتخاب و سری زمانی فشار در این نقاط در طول 400 ثانیه استخراج گردید.

در شکل 18 سری‌های زمانی نوسانات فشار $(p' = p - \bar{p})$ نشان داده شده است. \bar{p} مقدار متوسط فشار در طول 400 ثانیه نمونه‌برداری می‌باشد. با توجه به شکل‌های ارائه شده، نوسانات فشار در نواحی دور از محدوده وقوع پرش‌های هیدرولیکی بسیار کم بوده و در نقاط واقع در زیر پرش هیدرولیکی، نوسانات شدید فشار رخ داده است. برای ارزیابی کمی میزان نوسانات فشار از رابطه 5 و ضرایب فشار به صورت زیر استفاده می‌شود:

$$C_p^+ = \frac{\Delta P_{max}^+ / \gamma}{\bar{U}^2 / 2g} \quad (7)$$

$$C_p^- = \frac{\Delta P_{max}^- / \gamma}{\bar{U}^2 / 2g} \quad (8)$$

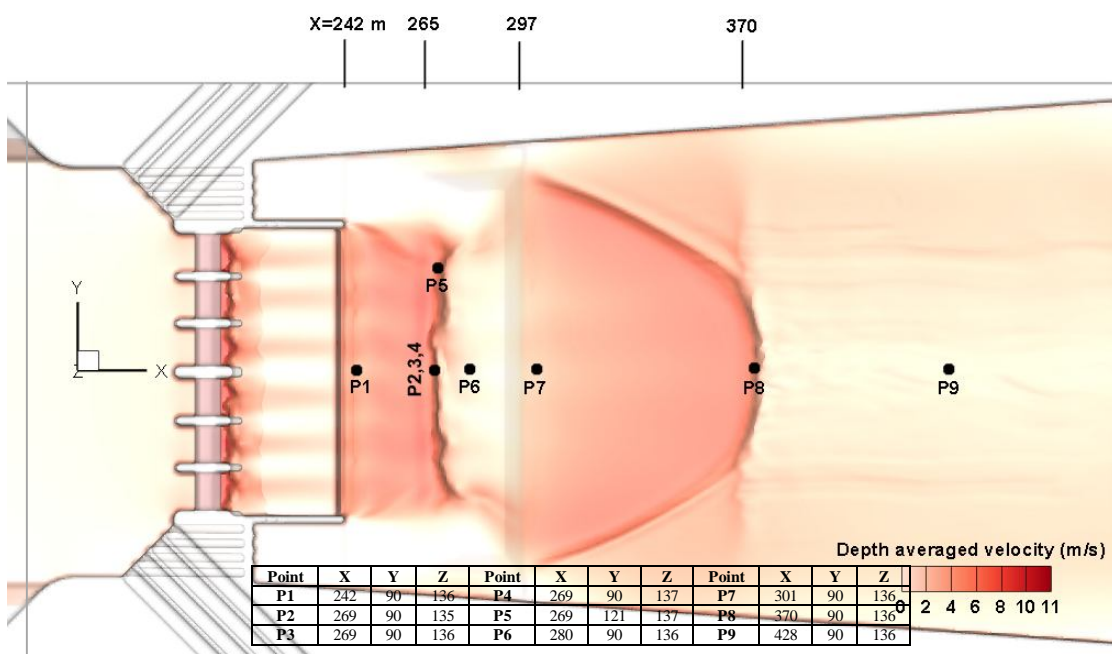
در این روابط، ΔP_{max}^+ و ΔP_{max}^- به ترتیب بیانگر حداکثر



1- جریان شعاعی پر سرعت خروجی از حوضچه، 2- ناحیه مثلی کوچک و 3- ناحیه مثلی بزرگ ناشی از انعکاس جریان



شکل 16 الگوی سه بعدی جریان در حالت تخریب شده (DMG) و عکس تهیه شده از شرایط موجود



شکل 17 ساختار جریان در پایین‌دست سد در حالت SM-320 و موقعیت نقاط نمونه‌برداری سری‌های زمانی فشار در شبیه‌سازی به روش گردابه‌های بزرگ (LES)

مختلف در تحقیق حاضر در محدوده اعداد گزارش شده

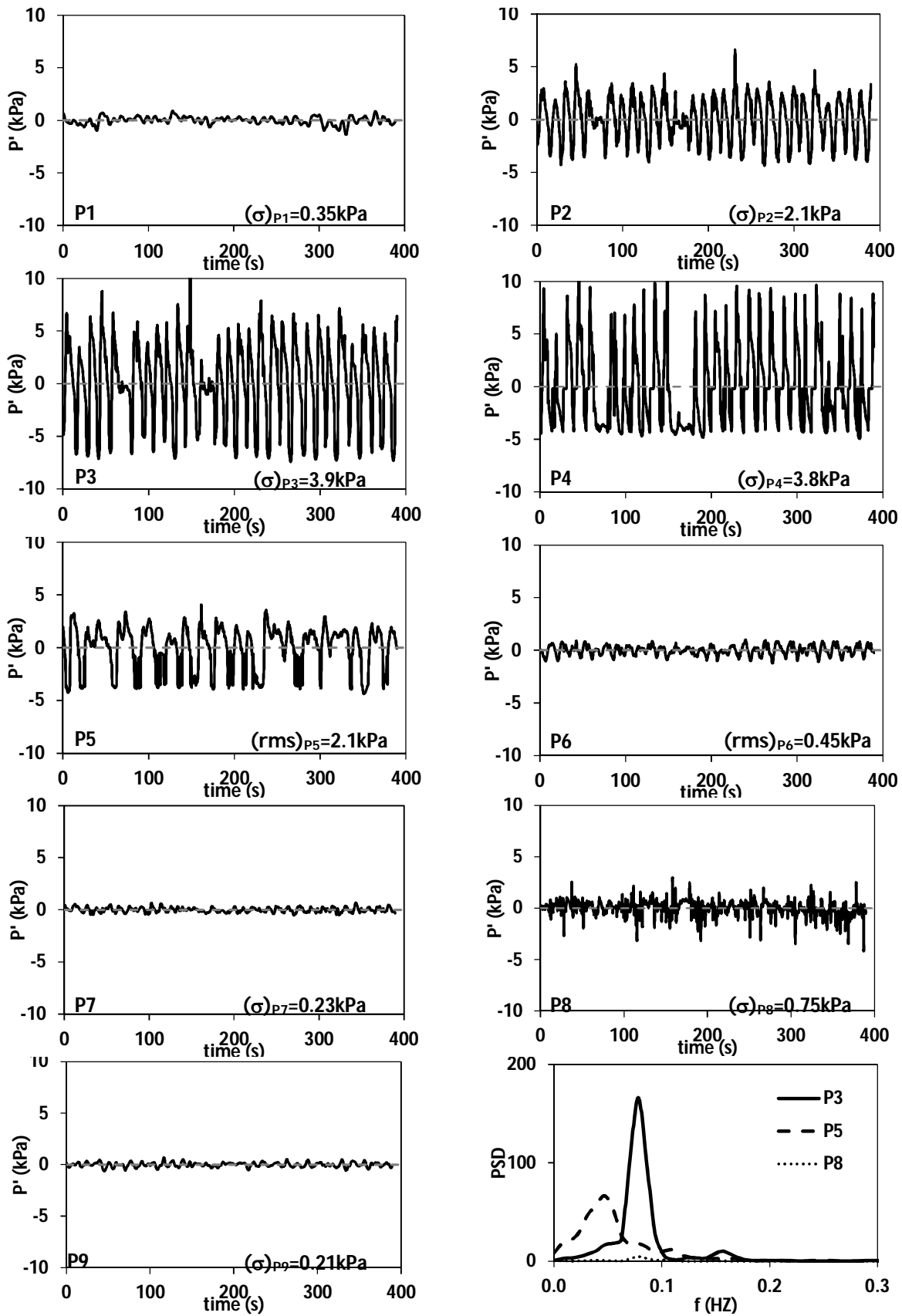
مقادیر ضریب فشار حدی و همچنین نوسانی در نقاط

چندین برابر بزرگتر از نیروی شناوری استاتیکی باشد. در صورتی که مجموع نیروهای شناوری استاتیکی و نیروهای نوسانی فشار منفی بر نیروی وزن بلوک و وزن آب روی آن غلبه کند، باعث جابجایی قائم و ارتعاش بلوک خواهد شد. برای بررسی این موضوع، روند تغییرات نیروی نوسانی خالص رو به بالا (F) با مقدار نیروی وزن وارد بر یکی از بلوک‌های واقع در کف حوضچه آرامش در مدل SM-320 مقایسه و در شکل 20 نشان داده شده است. لازم به ذکر است که ابعاد بلوک‌های واقع در کف حوضچه حفاظتی $lx * ly * s = 1 * 1 * 0.4 m$ می‌باشند. همچنین وزن حجمی بتن در محاسبات 24 کیلو نیوتن بر متر مکعب در نظر گرفته شده است. برای محاسبه نیروی شناوری لحظه‌ای، از تغییرات زمانی عمق بر روی بلوک استفاده شده و فرض شده است که سطح فوقانی بلوک، منطبق بر کف حوضچه در مدل عددی می‌باشد. با توجه به شکل، در برخی لحظات، مقدار نیروی قائم رو به بالای وارد بر بلوک بتنی، حدود دو برابر وزن بلوک بوده و قطعاً باعث جابجایی قائم و رو به بالای بلوک خواهد شد. در سایر لحظات نیز نیروی وزن بر نیروی قائم دینامیکی غلبه کرده و یا باعث برگشت بلوک به حالت اولیه شده و یا از جابجایی قائم آن ممانعت می‌کند در هر حال، شکل مزبور نشان‌گر این واقعیت است که بلوک‌های بتنی با ابعاد ذکر شده، بواسطه شکل‌گیری پرش بر روی حوضچه حفاظتی، در حالت باز شدگی‌های زیاد در پیچه‌ها، دچار جابجایی نوسانی قائم می‌شوند و در اثر این پدیده، نیروی لحظه‌ای شدیدی می‌تواند بر زنجیرهای واصل بین بلوک‌ها وارد شود. برای بررسی بهتر وضعیت جریان در زیر پرش، تغییرات لحظه‌ای مؤلفه‌های مختلف سرعت در نقطه P2 واقع در زیر پرش و نزدیک به تراز بستر حوضچه حفاظتی (در شیب ورودی) استخراج و در شکل 17 نشان داده شده است. با توجه به شکل، مؤلفه‌های طولی و قائم سرعت در این محدوده دچار نوسانات شدیدی هستند. مقادیر متوسط و همچنین مقادیر حدی مثبت و منفی مؤلفه‌های سرعت بر روی سری‌های زمانی نشان داده شده است. با توجه به شکل، مؤلفه عرضی سرعت مقدار ناچیزی داشته و نوسانات حدی آن نیز چندان زیاد نمی‌باشد.

توسط محققان قبلی به روش اندازه‌گیری آزمایشگاهی می‌باشد. Toso and Bowers (1988) حداکثر مقدار C_p را 0/1 و حداکثر مقدار C_p را 1/3 گزارش نموده‌اند. لازم به ذکر است که در محاسبات این بخش، بر خلاف بخش 3-1، از سرعت متوسط هر نقطه (\bar{U}) برای محاسبه ضریب فشار استفاده شده است. در تحقیق مزبور، اندازه‌گیری فشار بر روی بستر انجام شده است، در حالیکه در تحقیق حاضر، نقاط P3 و P4 نزدیک به سطح جریان در زیر پرش هیدرولیکی داخل حوضچه حفاظتی بوده و به همین علت بواسطه نوسانات شدید سطح آب و اغتشاش شدید جریان در لایه‌های فوقانی، ضرایب فشار نوسانی در این نقاط (در حد 0/2) بیشتر از مقدار بیشینه گزارش شده توسط Toso and Bowers (1988) می‌باشد.

5- تشریح مکانیسم تخریب حوضچه حفاظتی

همان‌طور که در نتایج سناریوهای مختلف بهره‌برداری از سد میل مغان اشاره شد، در حالت اولیه و قبل از وقوع تخریب، بواسطه پدیده انسداد، پرش هیدرولیکی دوم بر روی حوضچه حفاظتی شکل می‌گیرد. در شکل 19 به صورت شماتیک، پرش هیدرولیکی بر روی بلوک‌های بتنی منعطف (اتصال جانبی با زنجیر) واقع در کف حوضچه حفاظتی نشان داده شده است. اگر یک بلوک بتنی منعطف در این محدوده در نظر گرفته شود، نیروهای وارد بر آن به دو دسته استاتیکی و دینامیکی تقسیم می‌شوند. نیروهای استاتیکی، شامل وزن سیال فوقانی (W_s)، وزن بلوک (W_b) و نیروی شناوری استاتیک (F_{ii}) می‌باشند. نیروی دینامیکی ناشی از نوسانات فشار می‌باشد و به واسطه وقوع پرش هیدرولیکی، در هر نقطه واقع بر روی بلوک، فشار بصورت مثبت و منفی نوسان نموده و مطابق شکل 19 و همان‌گونه که در شکل‌های 18 نشان داده شد، دارای مقادیر نوسانی بیشینه ($\Delta P'^{+}$) و کمینه ($\Delta P'^{-}$) خواهد بود. برآیند نوسانات فشار و نیروی شناوری استاتیک بصورت یک نیروی خالص رو به بالا بوده ($F(t)$) و از دو بخش استاتیکی ($\gamma L_x \times L_y \times s$) و دینامیکی ($F'(t)$) تشکیل شده است. نیروی شناوری دینامیکی روی سطح بلوک وارد شده و برای نوسانات فشار منفی می‌تواند



شکل 18 سری‌های زمانی نوسانات فشار در نقاط مختلف میدان به همراه توزیع طیفی چگالی نوسانات در سه نقطه شاخص

جدول 3 مقادیر شاخص سرعت و فشار و ضرایب مختلف فشار در نقاط مختلف مدل SM-385

Point	\bar{P} (kPa)	\bar{U} (m/s)	ΔP_{max}^+	ΔP_{max}^-	σ_p	C_p^+	C_p^-	$C_{p'}$
P1	18/5	3/0	0/90	1/40	0/35	0/20	0/31	0/076
P2	28/9	5/6	6/70	4/30	2/10	0/42	0/27	0/131
P3	9/60	6/2	11/9	7/41	3/90	0/62	0/38	0/202
P4	0/18	6/1	25/1	4/93	3/80	1/30	0/26	0/204
P5	7/40	4/7	4/07	4/39	2/10	0/20	0/22	0/181
P6	25/9	3/7	1/00	1/30	0/45	0/14	0/19	0/060
P7	19/1	5/1	0/70	0/50	0/23	0/05	0/04	0/010
P8	12/4	3/7	2/90	4/20	0/75	0/31	0/45	0/080
P9	20/8	3/4	0/70	0/60	0/21	0/12	0/10	0/035

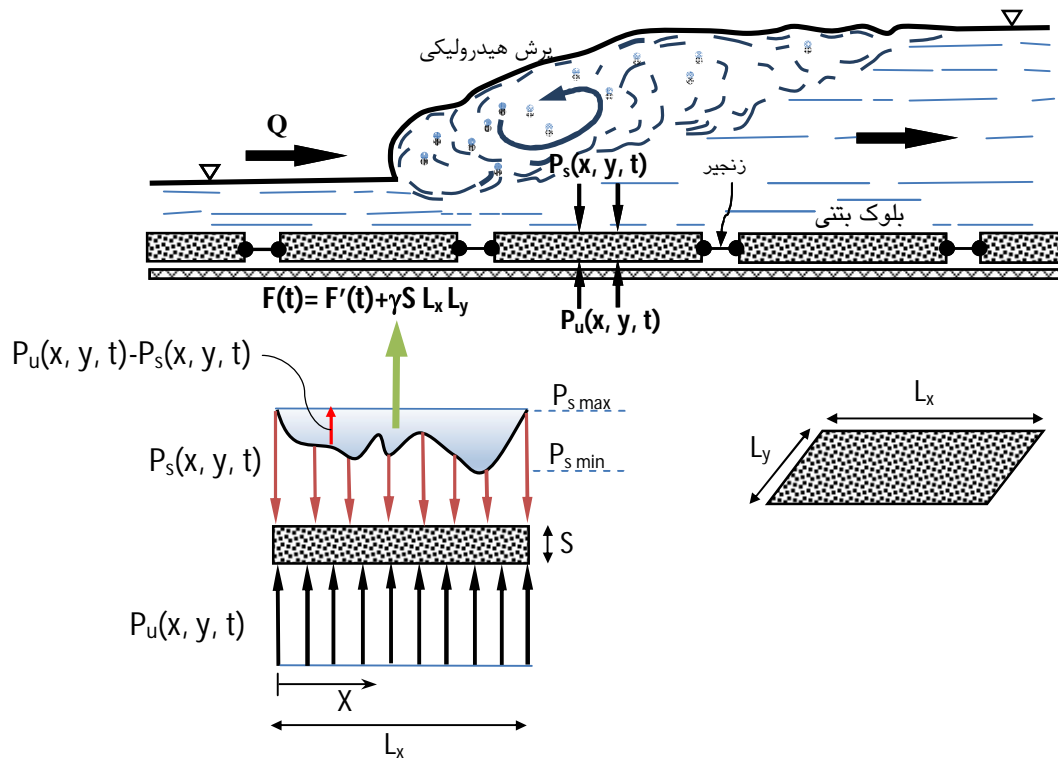
شکل می‌گیرد که علت آن، وقوع پدیده انسداد در داخل حوضچه آرامش اصلی و خروج جریان بصورت فوق‌بحرانی می‌باشد. جریان فوق‌بحرانی پس از رسیدن به ابتدای حوضچه حفاظتی و برخورد به جریان زیر بحرانی داخل آن، منجر به شکل‌گیری پرش هیدرولیکی جدید می‌شود. جریان خروجی از حوضچه حفاظتی مجدداً حالت فوق‌بحرانی یافته و در نواحی پایین‌دست یک پرش هیدرولیکی دایره‌ای تشکیل می‌شود که از ویژگی‌های حوضچه‌های واگرا می‌باشد. علت تخریب حوضچه حفاظتی شکل‌گیری پرش‌های هیدرولیکی و نوسانات فشار ناشی از آن می‌باشد. در حالت تخریب، جریان پر سرعت خروجی از حوضچه، پس از مواجهه با جریان زیر بحرانی پایاب، باعث شکل‌گیری یک پرش هیدرولیکی با پلان غیر مستقیم در پایین‌دست می‌شود. پرش هیدرولیکی مزبور شدیداً وضعیت دینامیک داشته و در طول مسیر به سمت جلو و عقب نوسان می‌نماید. بهره‌برداری نامتقارن از سد باعث خروج پرش هیدرولیکی از حوضچه آرامش و تشدید شرایط نامطلوب هیدرولیکی در پایین‌دست سد می‌شود. از دیدگاه کاربردی برای جلوگیری از پدیده‌های مخرب مشابه در سازه‌های هیدرولیکی موارد ذیل پیشنهاد می‌گردد:

- 1- بهره‌برداری از سدهای مشترک مرزی با هماهنگی طرفین و به صورت متقارن انجام شود.
- 2- دستورالعمل بهره‌برداری ارائه شده توسط طراح همواره رعایت شده و در صورت وقوع تغییرات در مشخصات طرح، نظیر تغییر در تراز رودخانه پایین‌دست، مورد بازبینی قرار گیرد.

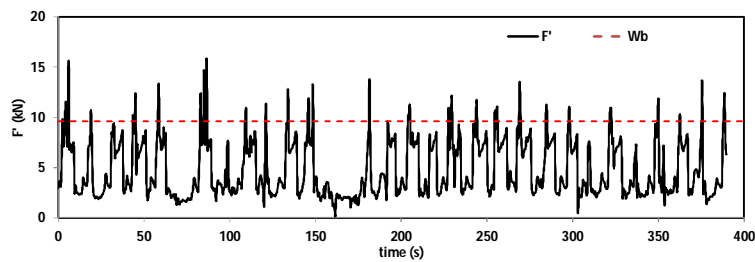
در مقابل با توجه به مؤلفه قائم سرعت، مقدار حدی مثبت آن (مؤلفه رو به بالا) در حد 4/66 متر بر ثانیه بوده و نشانگر شکل‌گیری جریان‌های لحظه‌ای رو به بالای شدید بر روی بلوک می‌باشد. چنین جریان‌هایی باعث کاهش لحظه‌ای فشار بر روی سطح فوقانی بلوک و افزایش لحظه‌ای نیروی خالص شناوری دینامیکی رو به بالا شده و جابجایی قائم بلوک را به همراه خواهد داشت. نوسانات مؤلفه طولی سرعت نیز می‌تواند بر جابجایی افقی بلوک تأثیرگذار باشد. همان‌طور که در بخش‌های قبل نشان داده شد، بسته به سناریوی بهره‌برداری، موقعیت پرش در طول حوضچه حفاظتی تغییر می‌کند؛ به نحوی که در بهره‌برداری نامتقارن، پرش می‌تواند از بخش ورودی حوضچه به بخش میانی آن منتقل شود. بالطبع در مواقع سیلابی، چنین پدیده‌ای به کرات رخ داده و باعث اعمال بارهای دینامیکی شدید به بلوک‌ها و مجموعه زنجیرهای متصل به آن خواهد شد، که در دراز مدت بواسطه چنین بارهایی می‌توان انتظار وقوع تخریب‌های نامطلوب و پارگی اتصالات بلوک‌های بتنی و تخریب حوضچه حفاظتی را داشت.

6- نتیجه‌گیری

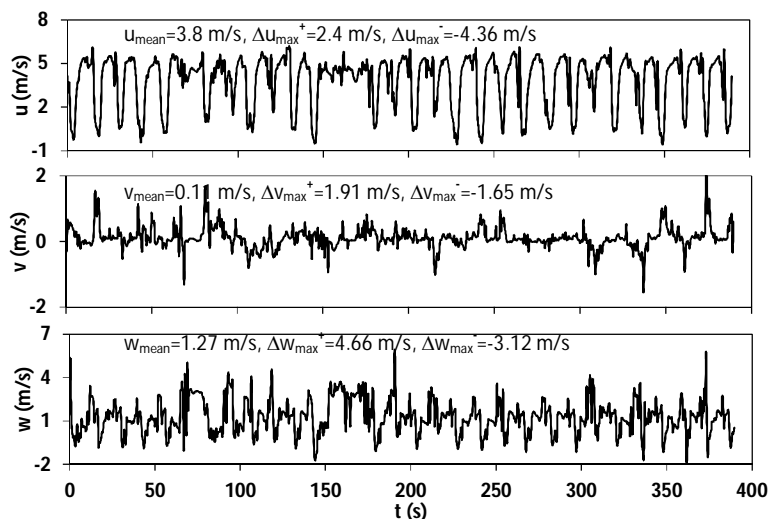
در این تحقیق، هیدرودینامیک حوضچه‌های پائین دست سد میل مغان با استفاده از مدل عددی سه بعدی مطالعه شد. نتایج نشان داد که برای دبی‌های بالا، یک پرش هیدرولیکی با رفتار دینامیک بر روی حوضچه حفاظتی



شکل 19 شماتیک پرش بر روی بلوک‌های بتنی منقطع به منظور بررسی مکانیسم خرابی حوضچه حفاظتی



شکل 20 مقایسه نوسانات نیروی دینامیکی خالص قائم وارد یک بلوک بتنی با وزن بلوک واقع در کف حوضچه حفاظتی در مدل SM-385 حاصل از شبیه‌سازی LES



شکل 21 سری‌های زمانی مؤلفه‌های مختلف سرعت در نقطه P2 مدل SM-385 حاصل از شبیه‌سازی LES

σ_p انحراف معیار نوسانات فشار

8- منابع

- Armenio, V., Toscano, P., and Fiorotto, V. (2000). On the effects of a negative step in pressure fluctuations at the bottom of a hydraulic jump. *Journal of Hydraulic Research*, 38(5), pp. 359-368.
- Bremen, R., and Hager, W.H. (1993). T-jump in abruptly expanding channel. *Journal of Hydraulic Research*. 31(1), pp. 61-78.
- Bowers, C.E. and Toso, J. (1990). Closure to Karnafuli project, model studies of spillway damage. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 116(6), pp. 854-855.
- Clemmens, A.J., Strelkoff, T.S. and Replogle, J.A., (2003). Calibration of submerged radial gates. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 129(9), pp. 680-687.
- Castro-Orgaz, O. and Hager, W.H. (2009). Classical hydraulic jump: basic flow features. *Journal of Hydraulic Research*. 47(6), pp. 744-754.
- Elder, R.A. (1961). Model-prototype turbulence scaling. *Proceeding of IX IAHR Congress, Dubrovnik, Yugoslavia*, pp. 24-31.
- Fiorotto, V. and Rinaldo, A. (1990). Discussion of Karnafuli project, model studies on spillway damage. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 116(6), pp. 850-852.
- Fiorotto, V. and Rinaldo, A. (1991). Turbulent pressure fluctuations under hydraulic jumps. *Journal of Hydraulic Research*. 30(4), pp. 499-520.
- Fiorotto, V. and Salandin, P. (2000). Design of anchored slabs in spillway stilling basins. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 126(7), pp. 502-512.
- Flow-3D® Help, Ver. 9.3.2. (2011). Flow science Inc.
- Graber, S.D. (2006). Asymmetric flow in symmetric supercritical expansions. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 132(2), pp. 207-213.
- Habibzadeh, A., Loewen, M.R. and Rajaratnam, N. (2012). Performance of baffle blocks in submerged hydraulic jumps. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(10), pp. 902-908.
- Kordi, E. and Abustan, I. (2012). Transitional expanding hydraulic jump. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 138(1), pp. 105-110.
- Lawson, J. and Phillips, B. (1983). Circular

7- فهرست علائم

A_i	جزء سطح باز در جهت i ام
b	تراز وقوع نصف بیشینه سرعت در پروفیل قائم
B	عرض دریچه
C_d	ضریب دبی
$C_{p'}$	ضریب نوسانات فشار
C_p^+	ضریب فشار بیشینه مثبت
C_p^-	ضریب فشار بیشینه منفی
f_i	شتاب ناشی از لزجت برای راستای i ام
$F(t)$	نیروی خالص رو به بالا وارد بر بلوک
$F'(t)$	نوسان نیروی خالص رو به بالا وارد بر بلوک
g	شتاب ثقل
G_i	شتاب کالبدی برای راستای i ام
H	هد آب پشت دریچه
P	فشار
p'	مؤلفه نوسانی فشار
\bar{p}	متوسط زمانی فشار
q	دبی واحد عرض
u_i	مؤلفه سرعت برای راستای i ام
U_1	سرعت در مقطع اولیه پرش هیدرولیکی
\bar{U}	سرعت متوسط زمانی
u_m	بیشینه مقدار پروفیل قائم سرعت
V_F	جزء حجم باز در الگوریتم FAVOR
W_b	وزن بلوک بتنی
W_s	وزن آب روی بلوک بتنی
x_i	مختصات کارتیزین در راستای i ام
Z	میزان بازشدگی دریچه
Z_1	عمق اولیه پرش
Z_2	عمق ثانویه پرش
Z_c	عمق بحرانی
Z_s	عمق جریان بر روی آستانه
Z'_2	عمق پس زدگی بالادست مانع در اثر انسداد
γ	وزن حجمی آب
γ_c	وزن خالص بتن
δ	ضریب فشرده‌گی دریچه
ΔP_{ma}^+	اختلاف فشار بیشینه مثبت
ΔP_{ma}^-	اختلاف فشار بیشینه منفی
θ	زاویه بازشدگی دریچه
ρ	چگالی آب

- Rouse, H. Siao, T.T. and Nagaratnam, S. (1959). Turbulence characteristics of the hydraulic jump. *Trans. ASCE*, 124, pp. 926-966.
- Shahrokhnia, M.A. and Javan, M. (2006). Dimensionless stage-discharge relationship in radial gates. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE*. 132(2), pp.180:184.
- Toso, J. and Bowers, C. (1988). Extreme pressures in hydraulic jump stilling basins. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 114(8), pp. 829-843.
- Wang, H., Felder, S. and Chanson, H. (2014). An experimental study of turbulent two-phase flow in hydraulic jumps and application of a triple decomposition technique. *Experiments in Fluids*. 55(7), pp. 1775.
- Yurinov, D., Bosovski, L. and Drozdovski, S. (1964). Mill-Mugan intake dam on Aras River, preliminary design. Baku Hydroproject.
- Zare, H.K. and Doering, J.C. (2011). Forced hydraulic jumps below abrupt expansions. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 137(8), pp.825-835.
- Zobeyer, A. H., Jahan, N., Islam, Z., Singh, G., and Rajaratnam, N. (2010). Turbulence characteristics of the transition region from hydraulic jump to open channel flow. *Journal of Hydraulic Research*, 48(3), pp. 395-399.
- hydraulic jump. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 109(4), pp. 505-518.
- Liu, P.G. and Li, A.H. (2007). Model discussion of pressure fluctuations propagation within lining slab joints in stilling basins. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*. 133(6), pp. 618-624.
- Lopardo, R. A. (2013). Extreme velocity fluctuations below free hydraulic jumps. *Journal of Engineering*. doi:10.1155/2013/678064.
- Mishra, K. (2011). Prediction of turbulence energy dissipation in flexible apron of barrages using numerical method. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*. 69(5), pp. 897-908.
- Nettleton, P.C. and McCorquodale, J.A. (1989). Radial flow stilling basins with baffle blocks. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 16(4), pp. 489:497.
- Omid, M.H., Esmaeili Varaki, M. and Narayana, R. (2007). Gradually expanding hydraulic jump in a trapezoidal channel. *Journal of Hydraulic Research*. 45(4), pp. 512-518.
- Rinaldo, A. (1986). The structural design of the lining of spillway stilling basins. *Excerpta 1*, pp.54-67.
- Rahman, M.A. (1972). Damage to Karnafuli dam spillway. *Journal of Hydraulic Division, ASCE* 98(12), pp. 2155-2170.