

اثر مقاومت کششی با احتساب اثر اندازه و سرعت بارگذاری در طراحی بهینه‌ی سدهای بتنی قوسی

شیرین جعفری (کارشناس ارشد)

محمدتقی احمدی* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۸)
دوره‌ی ۲ - ۳۵، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۷۳-۶۵

یکی از پارامترهای مهم در طراحی سدهای بتنی، مقاومت کششی بتن حجیم غیرمسلح است. معمولاً با افزایش اندازه‌ی نمونه‌ی بتن، مقاومت آن کاهش می‌یابد و این موضوع در مقاطع بسیار بزرگ سدهای بتنی نسبت به مقادیر آزمایشگاهی، نمود بیشتری پیدا می‌کند. در پژوهش حاضر، اثر اندازه‌ی مقطع در طراحی سدهای بتنی، با استفاده از رابطه‌ی مقاومتی پیشنهادی دانگار (براساس رابطه‌ی اثر اندازه‌ی بازانت) اعمال شد. جهت طراحی‌های سد، از برنامه‌ی بهینه‌سازی شکل سدهای قوسی CADSO به همراه ارتقاء الگوریتم طراحی آن به منظور اعمال رابطه‌ی مقاومتی مذکور استفاده و نتایج حاصل با طراحی‌های مبتنی بر مقاومت کلاسیک و نیز رابطه‌ی مقاومت رافائل مقایسه شد. مطالعات بر روی سدهای بزرگ نشان می‌دهد طراحی سد با در نظر گرفتن اثر اندازه‌ی مقطع، موجب افزایش ضخامت مقاطع به‌ویژه در نواحی تمرکز تنش کششی در نزدیکی پی، افزایش حجم و تغییر الگوی شکل بهینه‌ی رویه‌ی سد می‌شود.

واژگان کلیدی: اثر اندازه‌ی مقطع، اثر سرعت بارگذاری، مقاومت کششی بتن، بهینه‌سازی شکل سد بتنی.

shirin.jafari.23@gmail.com
mahmadi@modares.ac.ir

۱. مقدمه

متعدد و تحلیل ابعادی برای سازه‌های مشابه هندسی در اندازه‌های متفاوت با در نظر گرفتن ترک اولیه، اثر اندازه‌ی مقطع در مقاومت بتن را بر مبنای مکانیک شکست غیرخطی نشان داد. اثر اندازه‌ی مکانیک شکست ناشی از آزاد شدن انرژی ذخیره‌شده در سازه در هنگام شکست است.^[۵] قانون اثر اندازه‌ی بازانت SEL به صورت رابطه‌ی ۱ ارائه شده است:^[۶]

$$\sigma_N(d) = \frac{B f'_t}{\left(1 + \frac{d}{\lambda \cdot d_a}\right)^{\gamma}} \quad (1)$$

که در آن، σ_N تنش (مقاومت) اسمی مقطع، d اندازه‌ی مقطع، f'_t مقاومت کششی مستقیم نمونه، d_a اندازه‌ی بزرگ‌ترین سنگ‌دانه، B و λ پارامترهای ثابت معادله هستند. برخی پژوهشگران در سال ۱۹۹۰،^[۷] قانون اثر اندازه‌ی اصلاح شده‌ی MSEL را به صورت تجربی و به‌وسیله‌ی تحلیل‌های رگرسیون روی داده‌های آزمایشی موجود برای سازه‌های بزرگ بدون شکاف اولیه ارائه دادند. در رابطه‌ی مذکور، مقاومت نهایی سازه‌های بزرگ بدون شکاف ثابت و مستقل از اندازه می‌شود (رابطه‌ی ۲).^[۹] رابطه‌ی موردنظر توسط برخی پژوهشگران (۱۹۸۷، ۱۹۹۳، ۱۹۹۷) نیز تأیید شد.^[۱۰]

$$\sigma_N(d) = \frac{B f'_t}{\left(1 + \frac{d}{\lambda \cdot d_a}\right)^{\gamma}} + \alpha f'_t \quad (2)$$

یکی از مهم‌ترین مؤلفه‌ها در طراحی سد بتنی، مقاومت کششی بتن حجیم غیرمسلح است. در طراحی سدها، آسیب‌پذیری بدنه بیشتر ناشی از ایجاد کشش در بتن غیرمسلح است و غالباً قید مقاومت فشاری بتن کنترل‌کننده نیست.^[۱] از طرفی پژوهش‌ها نشان می‌دهند که مقاومت کششی عضو بتنی متأثر از اندازه‌ی نمونه است. به طوری که معمولاً با افزایش اندازه، مقاومت آن کاهش می‌یابد. لذا این موضوع می‌تواند در طراحی سدهای بتنی با ابعاد مقطعی به مراتب بزرگ‌تر از نمونه‌های آزمایشگاهی، نمود بیشتری پیدا کند. در مدل تحلیل غیرخطی سازه‌ی بتنی بر مبنای مکانیک شکست که خرابی مصالح توسط معیار انرژی تعیین می‌شود، اثر اندازه‌ی مقطع لحاظ می‌شود.^[۲] در صورت استفاده از تحلیل خطی، یکی از ساده‌ترین راه‌های واردکردن مکانیک شکست در طراحی‌ها، از طریق اعمال اثر اندازه‌ی مقطع در تنش مجاز یا مقاومت طراحی است.^[۳] باید توجه کرد که اثر اندازه به نوع آزمایش و نرخ بارگذاری نیز بستگی دارد. یعنی برای مقاومت کششی مستقیم، مقاومت خمشی (مدول گسیختگی f'_r) و شکافت^۱ و نیز بارگذاری استاتیکی و دینامیکی متفاوت است.^[۴] اوایل دهه‌ی ۱۹۸۰ میلادی، برای نخستین بار بازانت^۲ براساس آزمایش‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۲۸/۱۳۹۵، اصلاحیه ۳/۳۷/۱۳۹۶، پذیرش ۴/۱۲/۱۳۹۶.

DOI:10.24200/J30.2018.1899.2001

در طراحی سدها به عنوان سازه‌هایی با مقاطع بتنی بزرگ، تاکنون مطالعات کاربردی مشخصی برای اعمال اثر اندازه در مقاومت کششی - تحت تحلیل‌های خطی - مشاهده نشده است. در طراحی‌های سنتی اغلب و در جهت اطمینان، از مقادیر مقاومت کششی صفر^۷ یا مقدار اندک استفاده شده است. لذا در پژوهش حاضر با تنظیم جزئیات رابطه‌ی اثر اندازه‌ی دانگار^[۲۲] متناسب با سرعت‌های بارگذاری استاتیکی و دینامیکی، اثر اندازه‌ی مقطع در مقاومت کششی بتن در طراحی شکل سد قوسی بررسی شده است. برای طراحی‌ها، یک برنامه‌ی بهینه‌سازی شکل سد بتنی قوسی بازنویسی و استفاده شده است. در برنامه‌ی بهینه‌سازی، شکل سد براساس کمینه‌ساختن حجم بدنه، ضمن ارضاء قیود تنش، هندسی و پایداری حاصل می‌شود. هدف استفاده از برنامه‌ی بهینه‌سازی، ارائه‌ی گزینه‌های مختلف شکل بهینه‌ی اولیه برای انجام تحلیل‌های دقیق تر و تحت ترکیب‌های بارگذاری مختلف است. بدیهی است در این صورت الگوی توزیع تنش و در نتیجه شکل بدنه‌ی سد، ولو اندکی تغییر یابد.

۲. رابطه‌ی جامع مقاومت کششی برای طراحی مقاطع بزرگ

دانگار و همکاران در سال ۱۹۹۲^[۲۲]، برای در نظر گرفتن اثر اندازه‌ی مقطع و نیز نوع و نرخ بارگذاری، SEL را به این صورت بازنویسی کردند:

۱.۲. اثر اندازه‌ی مقطع

اگر قانون اثر اندازه‌ی بازانت برای یک نمونه با طول مشخصه‌ی d به صورت رابطه‌ی ۶ نوشته شود:

$$f'_a = \frac{B_a f'_t}{\left(1 + \frac{d}{\lambda \cdot d_a}\right)^{1/2}} \quad (6)$$

که در آن، f'_t مقاومت کششی مستقیم نمونه است و از تقسیم بارگسیختگی بر حاصل ضرب بُعد مشخصه و عرض نمونه به دست می‌آید؛ f'_a نیز مقدار مقاومت کششی ظاهری را در دیاگرام تنش کرنش تعیین می‌کند و وابسته به نوع آزمایش مشخص می‌شود. زیرا در شرایطی که از یک تحلیل کشسان خطی استفاده می‌شود، لازم است نتایج مقاومت غیرخطی آزمایشگاهی نیز با اعمال یک ضریب افزایشی به صورت تنش خطی متناظر ارزیابی شود. لذا، B_a حاصل ضرب یک عدد ثابت وابسته به نوع آزمایش در پارامتر B است. همچنین ایشان^[۲۲]، برای در نظر گرفتن اثر سرعت بارگذاری با فرض اینکه d_a/d متناسب است با نسبت طول مؤثر ناحیه‌ی صدمه‌دیده‌ی نوک ترک (c_f) به بُعد مشخصه‌ی d و با استفاده از رابطه‌ی ۷، به معادله‌ی ۸ دست یافتند:

$$c_f = c_0 \left(\frac{t_0}{t_p}\right)^{0.22} \quad (7)$$

که در آن، t_p زمان تنش بیشینه، c_0 طول مؤثر ناحیه‌ی صدمه‌دیده در زمان تنش بیشینه‌ی t_0 که t_0 مطابق با نرخ بارگذاری‌های معمول آزمایشگاهی در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید:

$$f'_a = \frac{B_a}{\left(1 + \left(\frac{t_p}{t_0}\right)^{0.22} \frac{d}{\lambda \cdot d_a}\right)^{1/2}} \cdot f'_t = k_t \cdot f'_t \quad (8)$$

که در آن، α پارامتری ثابت و مربوط به مقاومت مستقل از اندازه در معادله است. در مورد بتن حجیم نیز نتایج آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های هندسی مشابه، مطابقت خوبی با رابطه‌ی SEL نشان داده است.^[۱۱] در سال ۲۰۱۳، نیز با انجام یک مجموعه آزمایش‌های جامع بر روی تیرهای شیاردار و بدون شیار، وضعیت اثر اندازه در مواردی که اندازه‌ی ترک در گسیختگی نه خیلی ناچیز و نه بزرگ است، قابل تعیین دانسته شد^[۱۲] و سپس قانون جامع اثر اندازه و شکل جدید USEL^۴ با انجام آزمایش‌های شکست جامع (۲۰۱۴) پیشنهاد شد.^[۱۳]

قانون جامع اثر اندازه به گونه‌یی است که وابستگی مقاومت اسمی نمونه یا سازه را هم به اندازه و هم به طول ترک اولیه در کل محدوده‌ی مورد نظر توصیف می‌کند و برازش خوبی با داده‌های جامع فقط با ضریب تغییرات ۲/۳٪ نشان داده است. معادله‌ی مذکور بسیار گسترده و شامل پارامترهای متعددی است که شرح آن‌ها در مجال پژوهش حاضر نمی‌گنجد. داده‌های آزمایش‌های اخیر نشان داد که قانون جامع پیشین (۲۰۰۹)^[۱۴] که فقط به صورت تئوری استخراج شده بود، دقت کافی نداشته است.^[۱۵] همچنین در سال ۲۰۱۵، یک مجموعه داده که حاصل وسیع‌ترین آزمایش‌های اثر اندازه در بتن غیرمسلح تاکنون است (نمونه‌هایی با نسبت ابعاد ۱ تا ۱۲/۵ برابر یکدیگر برای آزمایش‌های خشخ و ۱ تا ۱۶/۷ برابر یکدیگر برای آزمایش شکافت) ارائه شد که یک منبع داده‌ی ایده‌آل برای توسعه و اعتبارسنجی مدل‌های بتنی است.^[۱۶]

نوع بارگذاری نیز در مقدار مقاومت کششی بتن غیرمسلح مؤثر است و نتایج حاصل از آزمایش‌های کشش مستقیم، مدول گسیختگی و یا آزمایش شکافت متفاوت هستند.^[۱۷] همچنین در پژوهشی در سال ۱۹۸۴، با استناد بر نتایج آزمایش‌های متعددی به هر سه روش مذکور (رابطه‌ی ۳)، مقاومت کششی استاتیکی بتن براساس مقدار مقاومت فشاری بتن (f_c) پیشنهاد شد:^[۱۸]

$$f_t = 0.324 f_c^{2/3} \quad (MPa) \quad (3)$$

در سال ۲۰۰۷، نیز مدول گسیختگی بتن (f_r) مساوی با ۱/۳۶ برابر مقدار مقاومت کششی مستقیم (f'_t) پیشنهاد شد.^[۱۹] در نتیجه مقاومت کششی خمشی به صورت معادله‌ی ۴ است:

$$f_t = 0.44 f_c^{2/3} \quad (MPa) \quad (4)$$

از سویی افزایش سرعت بارگذاری، افزایش مقاومت بتن را در پی دارد. آزمایش‌های محدودی که روی بتن‌های حجیم صورت گرفته است، مانند آزمایش‌های ساووما^۵ نشان داد که اثر سرعت بارگذاری در مقاومت در این مورد بیشتر از بتن معمولی است.^[۱۹] رافائل با آزمایش‌هایی ضریب افزایشده‌ی ۱/۵^[۱۹] و برخی دیگر از پژوهشگران^[۲۰] ضریب ۱/۸ را برای محاسبه‌ی مقاومت کششی تحت بار دینامیکی ارائه کردند. البته با منظور کردن آثار کاهنده‌ی محصورشدگی بتن و تاریخچه‌ی بارگذاری زلزله تحت کشش و فشار متناوب، استفاده از ضریب ۱/۵ معقول تر است.^[۱۹] لذا رابطه‌ی مقاومت کششی رافائل در حالت دینامیکی به شکل رابطه‌ی ۵ است:

$$f_t = 0.66 f_c^{2/3} \quad (MPa) \quad (5)$$

در واقع روابط ۴ و ۵ که رافائل ارائه کرده است، اثر نوع و نرخ بارگذاری را - البته بدون توجه به اثر اندازه‌ی مقطع - در نظر می‌گیرند. برخی دیگر از پژوهشگران (۱۹۹۲) نیز بیان داشتند که اثر اندازه‌ی المان سازه‌ی سد (قوس یا طره) در مقاومت کششی ظاهری^۶ (f'_a)، نیاز به وارد کردن اثر نرخ بارگذاری و سناریوی شکست متناسب، در معیار ارزیابی شکست دارد. لذا قانون اثر اندازه‌ی بازانت را بازنویسی کردند.^[۲۲]

که در آن، k_t نسبت مقاومت کششی ظاهری به مقاومت کششی واقعی نامیده می‌شود. البته ایشان،^[۲۲] اذعان دارند از آنجایی که شواهد تجربی به اندازه‌ی سازه‌های کوچک محدود است، لذا برون‌یابی از اندازه‌ی نمونه‌های آزمایشگاهی به ابعاد واقعی سد، حساسیت جدی دارد. لذا زمانی‌که هر نوع شکلی در مورد صحت تحلیل خطی وجود دارد، یک تحلیل غیرخطی با استفاده از مدل مناسب ساختاری برای بتن پیشنهاد می‌شود. در این صورت دیگر مقاومت ظاهری نیاز نیست، زیرا مدل ساختاری غیرخطی جایگزین فرض کشسان شده است.^[۲۲] مقدار مقاومت کششی مستقیم بتن f'_t با استفاده از میانگین روابط مربوط در آیین‌نامه‌های ACI 209R^[۱۷] و CEB-FIP^[۲۳] بر حسب مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال راجح در طراحی سدها برابر با ۲/۷ مگاپاسکال به دست آمد.^[۲۴]

۲.۲. اثر نوع بارگذاری

مقادیر پارامترهای B_α و λ_0 بیانگر نوع بارگذاری است. دانگار و همکاران،^[۲۲] با ارزیابی رابطه‌ی ۸، ثابت‌های B_α و λ_0 را برای چند نوع آزمایش مقاومت کششی به دست آوردند. آن‌ها معتقد بودند که در بیشتر موارد، آزمایش خشن معرف سناریو شکست موضعی در سدهای قوسی، شامل خمش طره و قوس است. لذا طبق آزمایش‌های انجام‌شده‌ی دانگار، برای بتن با مقاومت فشاری تک‌محوری f'_c ۳۵ مگاپاسکال و تحت آزمایش خمش نقطه‌ی میانی^۸، مقادیر B_α و λ_0 به ترتیب ۲/۰۲ و ۴/۲ بیان شده است.^[۲۲]

۳.۲. اثر زمان بارگذاری

زمان بارگذاری بیشینه برای بارگذاری وزن t_{p1} ۶ ماه، بارگذاری فشار هیدرواستاتیک عادی t_{p2} ۴ ماه، بار زلزله t_{p3} ۰/۱ ثانیه و زمان معمول بارگذاری‌های آزمایشگاه t_0 حدوداً ۵۰۰ ثانیه و بیشینه‌ی اندازه‌ی سنگ‌دانه d_a ۱۲ سانتی‌متر در نظر گرفته شد. عملاً در بارگذاری استاتیکی، اثر زمان قابل توجه نیست و مقاومت به مقدار ثابتی میل می‌کند. لذا می‌توان گفت اثر سرعت بارگذاری فقط در تحلیل دینامیکی مشاهده شده است.

۳.۳. کاربرد روش در طرح سدهای قوسی

از آنجایی که سدها، سازه‌های گرانی هستند و اهمیت صرفه‌جویی در حجم آن‌ها قابل توجه است، لذا همواره طرح بهینه‌ی سدها مورد توجه طراحان بوده است. از سویی، سدهای قوسی به علت هندسه‌ی خاص خود، حجم بدنه‌ی کمتر و در نتیجه طرح اقتصادی‌تری نسبت به سدهای وزنی دارند. به همین جهت، در پژوهش حاضر، برای طراحی سدها با توجه به روابط مقاومت موردنظر، از برنامه‌ی بهینه‌سازی شکل سدهای بتنی قوسی به نام CADSO^۹،^[۱] استفاده شده است. در موارد مرتبط با اعمال پارامترهای موردنظر در معیار مقاومت، برنامه‌ی CADSO بازنویسی شده است.

۱.۳. معرفی برنامه‌ی CADSO

برنامه‌ی بهینه‌سازی شکل سد قوسی CADSO، در سال ۲۰۰۸^[۱] به زبان برنامه‌نویسی فرترن تهیه شده است. برنامه‌ی CADSO، روشی جدید برای طراحی شکل سدهای قوسی براساس الگوی سهموی با انتخاب رویه‌ی سراب به‌عنوان هادی سهمی - قسمت میانی قوس با ضخامت ثابت و قسمت‌های راست و چپ با

ضخامت متغیر - ارائه می‌دهد و برای تعیین مشخصات در امتداد ارتفاع سد با استفاده از سه مجموعه معادلات اسپیلاین هرمیتی تمام جزئیات مدل‌سازی بدنه‌ی سد را پوشش می‌دهد. برای بدنه‌ی سد از ۴ لایه‌ی المان‌های جامد ۸ گره‌یی و برای ناحیه‌ی برخورد سد با تکیه‌گاه‌ها از المان‌های گوه‌یی ۸ گره‌یی یا المان جامد ۸ گره‌یی تحول‌یافته^{۱۰} استفاده شده است. ابعاد المان‌ها متناسب با ارتفاع سد، H است و برابر با \sqrt{H} برای $H > 90$ و $0.185\sqrt{H}$ برای $H < 90$ است. در مدل المان محدود، پی در حدود ۲ برابر ارتفاع سد گسترش می‌یابد و به طور غیریکنواخت المان‌بندی می‌شود، به طوری که ابعاد المان‌ها در محل برخورد با سد، کم و به تدریج با دورشدن از سد، ابعاد آن‌ها افزایش می‌یابد. مدل المان محدود شامل سیستم سد - پی بوده و اندرکش سد و مخزن به روش جرم افزوده‌ی تعمیم‌یافته‌ی وسترگارد مدل‌سازی شده است. با توجه به اینکه شرایط حل اصلی مسئله‌ی وسترگارد، شامل یک سد دو بُعدی صلب با وجه بالادست قائم در معرض مؤلفه‌ی طولی زلزله است، استفاده از روش جرم افزوده فقط تقریبی از واقعیت است.

برنامه‌ی CADSO قادر به تحلیل خطی بهینه‌ی سد بتنی قوسی تحت بارهای وزن بدنه، فشار آب و نیروی زلزله است و سایر بارگذاری‌های مانند بار حرارتی در آن مدنظر نبوده است. نتایج تحلیل برای بارگذاری‌های مختلف به صورت مجزا ذخیره می‌شود. در نهایت بهینه‌سازی در حالت استاتیکی (ترکیب تنش‌های حاصل از بار وزن بدنه و فشار آب) و در حالت دینامیکی (مجموع تنش‌های حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی با تنش‌های استاتیکی) انجام می‌شود. برای بتن سد و سنگ پی، خصوصیات دینامیکی مصالح در نظر گرفته شده است. در تحلیل طیفی برای تمامی مودهای ارتعاشی نسبت میرایی معینی (۵٪) لحاظ می‌شود. در هر المان، پاسخ پیشینه‌ی مودهای با اهمیت (۱۵ مود) به روش ترکیب مربعی کامل CQC با هم ترکیب می‌شوند. روش تحلیل دینامیکی طیفی به دلایلی همچون غیر هم‌زمانی پاسخ پیشینه‌ی مودهای مختلف و استفاده از مقادیر قدرمطلق پاسخ‌ها، نسبت به روش تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی تقریب‌هایی دارد، اما زمان کوتاه‌تری را برای تحلیل نیاز دارد که در فرایند تکراری چرخه‌های بهینه‌سازی، دست‌کم برای دست‌یابی به شکل بهینه‌ی اولیه تا حدودی توجیه‌پذیر است.

بهینه‌سازی به روش برنامه‌ریزی درجه دوم متوالی SQP^{۱۱} انجام می‌شود. تابع

هدف حجم بدنه‌ی سد و قیود بهینه‌سازی، شامل: سه دسته قیود تنش، هندسی،

و پایداری است. برای انجام بهینه‌سازی، کاربر مشخصات شکل دره، ارتفاع سد،

خواص مصالح در تحلیل المان محدود، طیف پاسخ زلزله‌ی ساخت‌گاه و مقادیر مجاز

قیود هندسی را وارد می‌کند. روند بهینه‌سازی با حدس اولیه‌ی کاربر آغاز می‌شود.

در نهایت، شکل بهینه‌ی سد به صورت متغیرهای طراحی شکل سد و فایل گرافیکی

سد قابل مشاهده است.^[۱]

۲.۳. جزئیات اعمال اثر اندازه‌ی مقطع در مقاومت کششی

در پژوهش حاضر، طراحی سد براساس بهینه‌سازی شکل، تحت بارگذاری وزن بدنه‌ی سد، فشار آب و زلزله با در نظر گرفتن اثر اندازه در مقاومت کششی بتن مدنظر است. لذا به جای استفاده از قیود تنش کششی ثابت ۰/۵ مگاپاسکال در حالت کلاسیک برنامه، امکان استفاده از قیودهای تنش وابسته به اندازه، نوع، و نرخ بارگذاری مطابق رابطه‌ی ۸ ایجاد شده است. در ابتدای اجرای برنامه، این امکان برای کاربر قرار داده شده است که برنامه را در حالت اولیه یا با اعمال اثر اندازه در مقاومت اجرا کند. قیود تنشی در برنامه‌ی CADSO، تنش‌های تک‌محوری المان‌های رویه‌های سراب و پایاب بدنه‌ی سد را در دو حالت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی کنترل می‌کنند. قیود

(OBD) با PGA برابر با $0.73g$ و با میرایی 5% مطابق شکل ۱ در تحلیل‌ها استفاده شده است.^[۱] در این سطح از بارگذاری لرزه‌ی، تحلیل خطی اعتبار دارد. قیود هندسی به‌کار رفته در برنامه، محدودیت‌های اجرایی را مدنظر قرار داده‌اند و از طرح‌های خیالی جلوگیری می‌کنند. برخی از قیود هندسی مذکور عبارت‌اند از: کمیته‌ی ضخامت طره‌ی مرکزی در تاج $6.15m$ ، بیشینه‌ی ضخامت بدنه‌ی سد در ارتفاع‌های میانی $0.25H$ ، بیشینه‌ی زاویه‌ی شیب مماس بر منحنی بالادست طره‌ی مرکزی در تاج و منحنی پایین دست طره‌ی مرکزی در تاج و کف 20° ، بیشینه‌ی مقدار برآمدگی افقی رویه‌ی سراب نسبت به پاشنه‌ی سد $6m$. همچنین باید کمیته‌ی زاویه‌ی برخورد منحنی نقاط شروع ضخامت متغیر در راستای ارتفاع سد، در سمت راست و چپ با قوس‌های افقی در تاج و کف، بین 70° تا 75° درجه باشد تا پروفیل طره‌ها در ترازهای مختلف دچار شکستگی نشود.

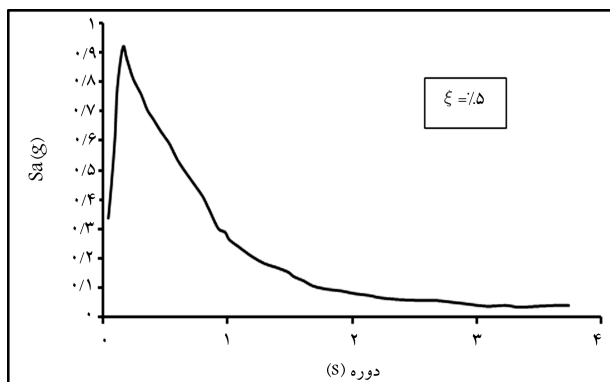
البته باید توجه کرد که برخی مؤلفه‌های مدل‌سازی در CADSO با موارد نظیرشان در طرح اصلی تفاوت دارند، که تا حدی از حساسیت مقایسه‌ی آثار روابط مقاومتی پیشنهادی با طراحی اصلی سد موردنظر می‌کاهدند. تفاوت در مدل‌های هندسی، نحوه‌ی المان‌بندی و شرایط بارگذاری، فرض مدول کشسانی ثابت برای تمام نواحی تکیه‌گاه‌ها، توپوگرافی یکنواخت در طول دره، و نیز مدل پی بدون جرم، استفاده از مدل تقریبی جرم افزوده برای اندرکنش مخزن و سد و به‌کارگیری تحلیل دینامیکی طیفی در برنامه‌ی بهینه‌سازی CADSO از جمله‌ی آن موارد هستند.

نکته‌ی مهم در موفقیت بهینه‌سازی شکل سدها، لزوم تخمین مناسب و تا حدی متکی بر شناخت از مهندسی سد در حدس اولیه است. به دلیل حساسیت زیاد برخی از متغیرهای طراحی، نتایج برنامه تا حدی به مقادیر حدس اولیه‌ی ورودی وابسته است. در صورتی که در پایان بهینه‌سازی، نقض برخی از قیود مشاهده شود، باید پس از بررسی با تغییر مقادیر حدس اولیه و ندرتاً با تغییر مشخصه‌های مرتبط طرح برای رفع آن‌ها در اجرای مجدد برنامه اقدام کرد.

۱.۴. سد شهید رجایی

سد بتنی قوسی شهید رجایی به ارتفاع 130 متر بر رودخانه‌ی تجن در استان مازندران و در دره‌ی نسبتاً عریض قرار دارد (شکل ۲).^[۱] شکل ۳، نمایی از شبکه‌ی اجزاء محدود بدنه‌ی سد رجایی با ۴ لایه‌ی المان سه‌بُعدی حاصل از طراحی تحت رابطه‌ی مقاومت دانگار، است.

مقادیر حجم بدنه و ضریب رعنائی سد در حالت‌های مختلف طراحی تحت بارگذاری دینامیکی در جدول ۳ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که طراحی براساس رابطه‌ی دانگار، بیشترین مقدار حجم بدنه را نتیجه می‌دهد و 1.2% نسبت به طرح



شکل ۱. طیف پاسخ شبه شتاب مؤلفه‌ی طولی زلزله OBE با میرایی 5% .^[۱]

تنشی از تقسیم مقادیر مقاومت حاصل از رابطه‌ی ۸، بر ضریب اطمینان متناسب با هر حالت بارگذاری مطابق جدول ۱ به دست می‌آیند. در نهایت، در هر سعی و خطا، ماتریس جدید قیدهای تنشی برای استفاده در فرایند بهینه‌سازی ایجاد می‌شود.

یادآوری می‌شود که ضخامت هر نقطه از بدنه‌ی سد نیز در هر دور بهینه‌سازی تغییر می‌کند. لذا در قید مقاومت نیز تأثیر مذکور در نظر گرفته می‌شود و مقدار قید در هر مرحله از بهینه‌سازی متناسب با شکل جدید بدنه تغییر می‌کند. این فرایند در حالتی دیگر با استفاده از رابطه‌ی مقاومت کششی استاتیکی و دینامیکی رافائل (روابط ۴ و ۵)، به عنوان قید تنشی با همان ضرایب اطمینان جدول ۱ استفاده شد. روابط مقاومت رافائل در واقع خود متأثر از اثر نوع و نرخ بارگذاری ولی بدون در نظر گرفتن اثر اندازه‌ی مقطع هستند. لذا در پژوهش حاضر با توجه به قیدهای تنشی در مجموع ۳ حالت طراحی مقایسه شد: ۱. در نظر گرفتن اثر اندازه‌ی مقطع و نوع و سرعت بارگذاری در مقاومت مطابق با رابطه‌ی ۸ دانگار؛ ۲. در نظر گرفتن اثر نوع و سرعت بارگذاری، ولی بدون اثر اندازه‌ی مقطع در مقاومت مطابق با روابط ۴ و ۵ رافائل؛ ۳. مقدار مقاومت کششی کلاسیک 0.75 مگاپاسکال.

برنامه طوری تنظیم شد که در حالت استفاده از رابطه‌ی دانگار و طبق توصیه‌ی ایشان،^[۲۲] کمیته‌ی مقدار مقاومت مانند طراحی‌های سنتی، برابر با 0.75 مگاپاسکال باشد. از آنجایی که عوامل مذکور در رابطه‌ی MSELE اعمال و متعاقباً مقادیر ثابت آن توسط مطالعات آزمایشگاهی تعیین نشده است، اکنون امکان استفاده از رابطه‌ی مذکور وجود ندارد.

۴. مطالعات موردی

جهت بررسی تأثیر روابط مقاومت کششی پیشنهادی در طراحی سدها، طراحی براساس بهینه‌سازی شکل سد تحت سه بارگذاری وزن بدنه‌ی سد، فشار آب، و زلزله با استفاده از مشخصات سد بتنی قوسی شهید رجایی انجام و نتایج آن با طرح اصلی سد مذکور مقایسه شده است. در طراحی‌های انجام شده، ویژگی مصالح بدنه‌ی سد و پی آن به صورت مندرج در جدول ۲، فرض شده است.

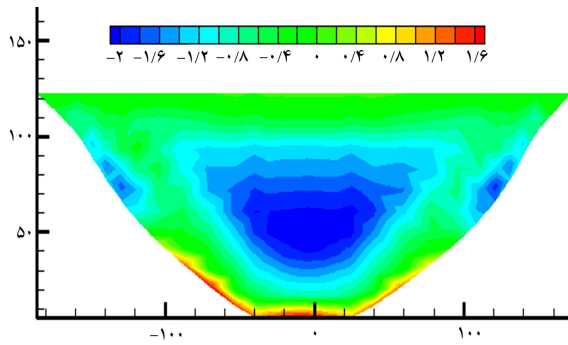
طیف شبه شتاب بدون بُعد برای مؤلفه‌ی طولی زلزله‌ی مبنای بهره‌برداری

جدول ۱. انواع بارگذاری و ضرایب اطمینان متناظر.

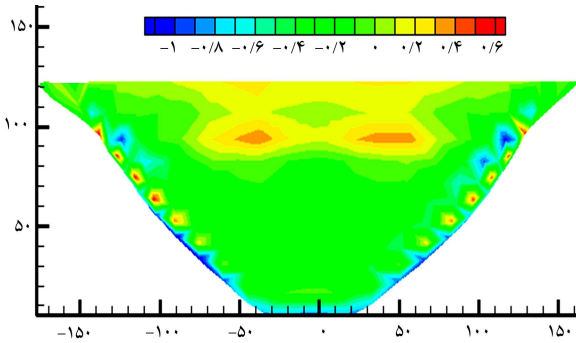
حالت بارگذاری	شرح	ضریب اطمینان کششی
استاتیکی	۱- بار وزن + بار فشار آب	۲
دینامیکی	۲- بار وزن + بار فشار آب + زلزله	۱

جدول ۲. مشخصات مصالح در تحلیل المان محدود.

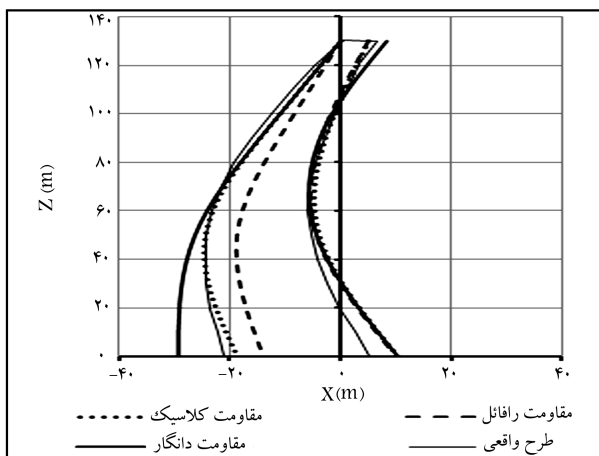
ویژگی مصالح	نماد	مقدار
ضریب چسبندگی بتن	c_c	$6 (MPa)$
ضریب چسبندگی سنگ پی	c_r	$1 (MPa)$
زاویه اصطکاک داخلی بتن	φ_c	$57(^{\circ}C)$
زاویه اصطکاک داخلی سنگ پی	φ_r	$35(^{\circ}C)$
مقاومت فشاری تک محوری بتن	f_c	$35 (MPa)$
مدول ارتجاعی استاتیکی بتن	E_c	$22 (GPa)$
مدول ارتجاعی استاتیکی سنگ پی	E_r	$8 (GPa)$
ضریب پواسون بتن	ν_c	0.18
ضریب پواسون سنگ پی	ν_r	0.25



شکل ۴. کانتور تنش اصلی σ_1 در رویه ی سراب سد رجائی در طرح مقاومت دانگار.



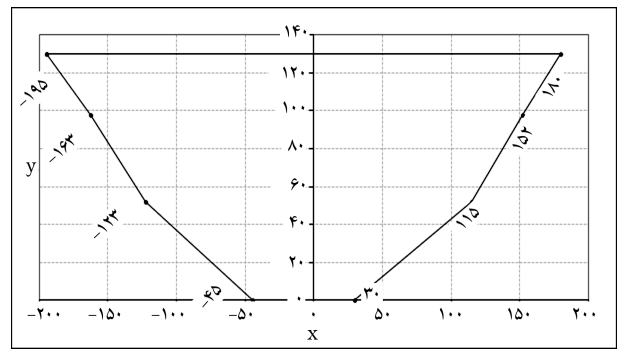
شکل ۵. کانتور تنش اصلی σ_1 در رویه ی پایاب سد رجائی در طرح مقاومت دانگار.



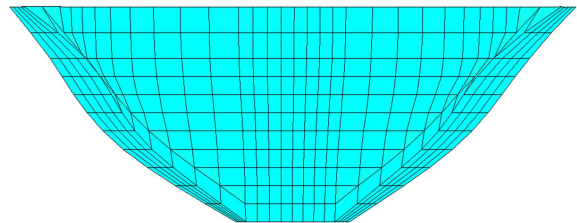
شکل ۶. شکل طره ی مرکزی در طرح های مختلف سد رجائی تحت بارگذاری دینامیکی.

متغیرهای طراحی حاصل از بهینه سازی CADSO به ترتیب عبارتند از: برآمدگی پروفیل بالادست طره ی مرکزی، ضخامت طره ی مرکزی، شعاع انحنای رأس سهمی مرکزی، ضخامت قوس در تکیه گاه راست، ضخامت قوس در تکیه گاه چپ، و نسبت طولی محل شروع ضخامت متغیر قوس ها در سمت راست و چپ در ترازهای طراحی مرجع^[۲۲] در ادامه، تغییرات برخی از پارامترهای مذکور با ارائه ی شکل بررسی شده است.

در شکل ۶، پروفیل طره ی مرکزی حاصل از طراحی های متفاوت مقایسه شده است. مشاهده می شود که طرح مقاومت دانگار بیشترین ضخامت طره ی مرکزی را در سرتاسر ارتفاع دارد. این طرح نسبت به روش کلاسیک در نواحی نزدیک به تراز



شکل ۷. مشخصات هندسه ی دره ی سد رجائی (m). [۱]



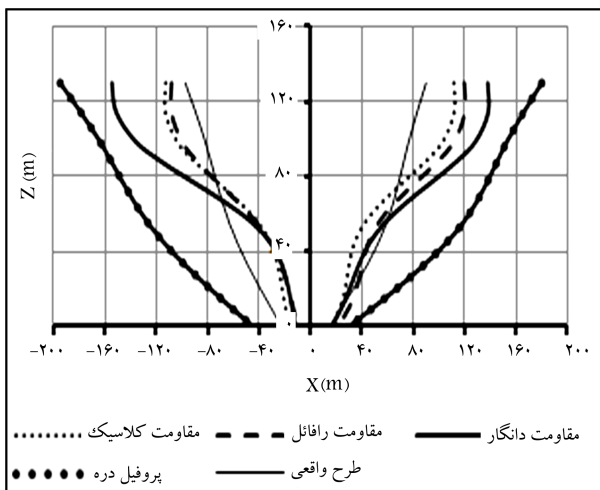
شکل ۸. سیمای شبکه ی اجزاء محدود بدنه ی سد رجائی با ۴ لایه ی المان سه بُعدی.

جدول ۳. حجم بدنه و ضریب رعنائی سد در حالت های متفاوت طراحی تحت بارگذاری دینامیکی.

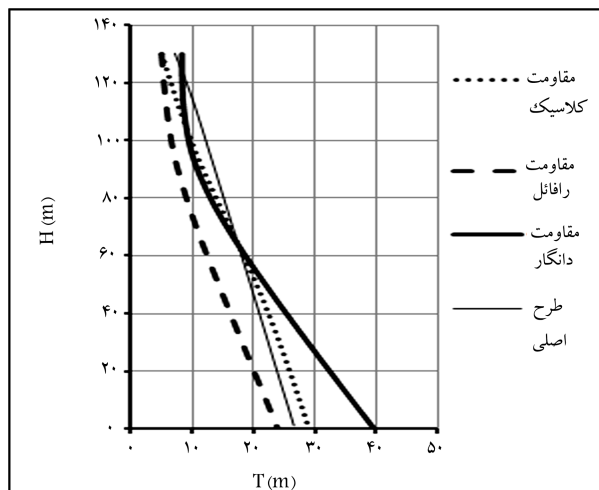
حالت طرح براساس مقاومت کششی	حجم بدنه ی سد (مترمکعب)	درصد اختلاف نسبت به طرح واقعی (%)	ضریب رعنائی
رابطه ی دانگار	۶۱۷۷۹۹	+۱٫۲	۱۶٫۳
رابطه ی رافائل	۴۳۳۷۳۵	-۲۹	۲۵٫۷
رابطه ی کلاسیک	۵۷۲۲۰۴	-۶٫۳	۱۸٫۱
طرح واقعی	۶۱۰۶۶۲	۰	۱۵٫۱

اصلی افزایش دارد. کمترین حجم مربوط به طرح مقاومت رافائل با ۲۹٪ کاهش نسبت به طرح واقعی است؛ زیرا عمدتاً اثر اندازه ی مقطع، که عامل افزایش حجم است، در آن لحاظ نشده است. طرح مقاومت کلاسیک، که به نوعی حالت بهینه شده ی طرح اصلی است و اثر اندازه و سرعت بارگذاری در آن لحاظ نشده است، حجمی کمتر از طرح اصلی (۶٫۳٪ کاهش) دارد. با توجه به جدول ۳، تفاوت مقدار حجم بدنه در طرح دانگار و طرح کلاسیک حدود ۸٪ است. ضریب رعنائی C_s که به نوعی بیانگر قابلیت تحمل سازه در برابر بار است، به صورت $F^2/(V.H)$ تعریف می شود که در آن F مساحت لایه ی میانی سد، V حجم بدنه ی سد، و H ارتفاع سد است. برای داشتن یک طرح ایمن، بیشینه ی مقدار ایمن C_s با توجه به ارتفاع سدها مشخص می شود. برای سد رجائی به ارتفاع ۱۳۰ متر، مقدار C_s باید حدوداً کمتر از ۱۸٫۵ باشد [۱]. لذا طبق جدول ۳، طرح مقاومت رافائل با در نظر گرفتن مقاومتی دست بالا و حجمی کم، طرحی کم ایمن نسبت به طرح های مقاومت دانگار و مقاومت کلاسیک را نتیجه می دهد.

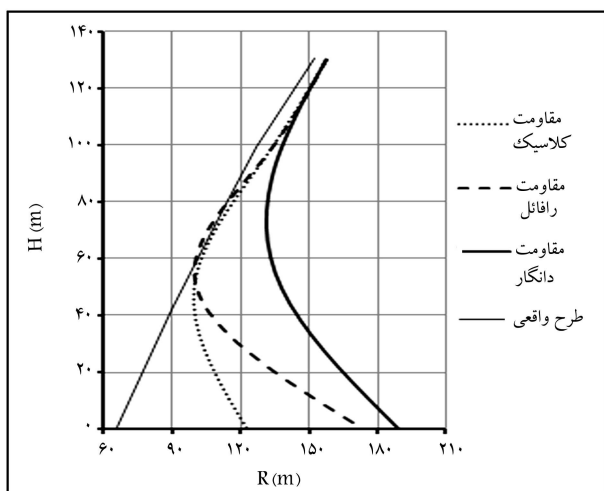
با توجه به کنتورهای تنش اصلی (σ_1) در بالادست و پایین دست بدنه ی سد رجائی در طرح مقاومت دانگار مطابق شکل های ۴ و ۵، نقاط تمرکز تنش کششی در نواحی نزدیک به پی در رویه ی سراب و در نواحی نزدیک به تکیه گاه در رویه ی پایاب قابل توجه است و مشاهده می شود که در نواحی مذکور، مقاطع ضخامتی بیشتر از سایر طرح ها دارند.



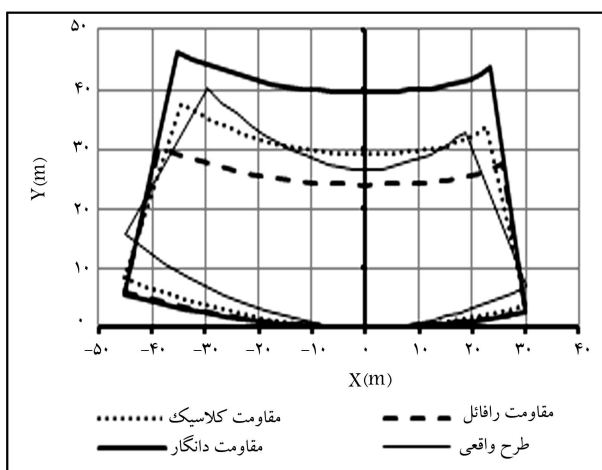
شکل ۸. موقعیت نقاط شروع ضخامت متغیر قوس‌ها در طرح‌های مختلف سد رجائی تحت بارگذاری دینامیکی.



شکل ۷. پروفیل ضخامت مرکزی قوس T در طرح‌های مختلف سد رجائی تحت بارگذاری دینامیکی.



شکل ۹. تغییرات شعاع انحناء رأس سهمی سراب R با ارتفاع H در طرح‌های مختلف سد رجائی تحت بارگذاری دینامیکی.



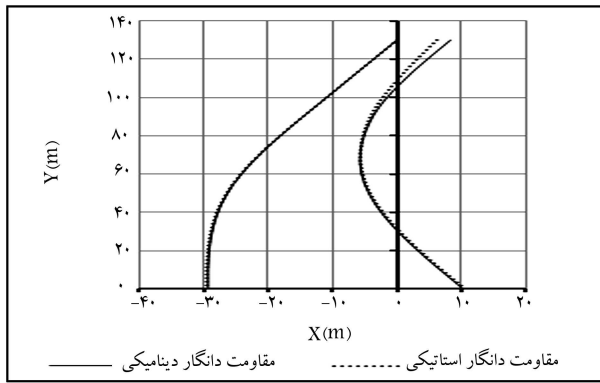
شکل ۱۰. شکل قوس افقی در تراز کف در طرح‌های مختلف سد رجائی تحت بارگذاری دینامیکی.

کف تحت بارگذاری دینامیکی حدود ۳۶٪ افزایش دارد. به نظر می‌رسد اختلاف مذکور ضخامت ناشی از تمرکز تنش کششی در نواحی نزدیک به پی سد است که در شکل کنتر تنش (شکل ۴) مشخص است. در نظر گرفتن اثر سرعت بارگذاری، در طرح مقاومت رافائل کمترین ضخامت را نتیجه داده است. برآمدگی سراب نسبت به پاشنه در طرح مقاومت دانگار برخلاف سایر طرح‌ها مشاهده نمی‌شود. شیب رویه‌ی سراب در تراز تاج در همه‌ی طرح‌ها به جز طرح مقاومت رافائل، تقریباً یکسان است. منظور از شیب رویه، زاویه‌ی بین مماس بر سطح آن و محور قائم است.

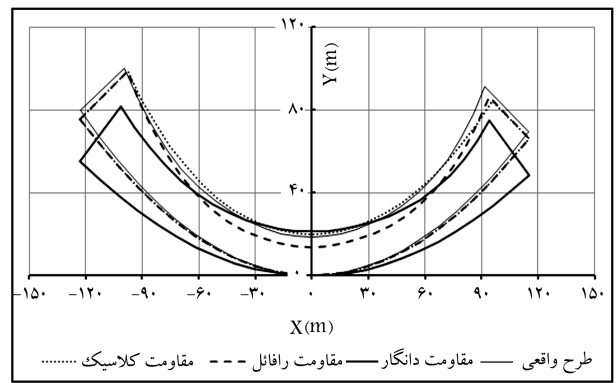
در شکل ۷، تغییرات ضخامت طره‌ی مرکزی در برابر ارتفاع مشاهده می‌شود. علی‌رغم اینکه طرح اصلی، افزایش ضخامت یکنواختی را تجربه می‌کند، طرح بهینه‌شده‌ی مقاومت دانگار، افزایش ضخامت را در نواحی فوقانی ضروری نمی‌داند و افزایش ضخامت در ترازهای ارتفاعی پایینی محسوس‌تر است. در نزدیکی تراز پی در طرح مقاومت دانگار، اختلاف ضخامت قابل توجهی نمودار است. طرح مقاومت رافائل همواره کمترین ضخامت طره‌ی مرکزی را در کل ارتفاع دارد. همانطور که قبلاً بیان شد، ضخامت قوس‌های افقی در ناحیه‌ی میانی ثابت بوده، اما در طرفین متغیر است. نقطه‌ی شروع تغییر ضخامت مذکور در طول قوس نیز یکی از مؤلفه‌های طراحی است.

در شکل ۸، مکان هندسی محل آغاز تغییر ضخامت در جوانب بدنه برای تمام ارتفاع سد، در طرح‌های مختلف و طرح اصلی مشاهده می‌شود که مطابق آن در طرح اصلی سد، این نسبت در کل ارتفاع برابر با ثابت ۵/۵ است. اما بهینه‌سازی ضمن کنترل قیود مورد نظر، الگوی مذکور را الزامی نشان نمی‌دهد و در ارتفاع‌های بالا منجر به صرفه‌جویی در حجم بتن‌ریزی می‌شود. در طرح مقاومت دانگار، تغییر ضخامت در بخش کوچک‌تری از طول قوس نسبت به سایر طرح‌ها اتفاق می‌افتد. با توجه به شکل ۹، اختلاف مقادیر شعاع انحناء رأس سهمی سراب، بیشتر در نواحی نزدیک به پی مشاهده می‌شود. در طرح اصلی، شعاع انحناء با افزایش ارتفاع، پیوسته در حال افزایش است اما روند بهینه‌سازی الزاماً افزایش شعاع انحناء در کل ارتفاع سد را نشان نمی‌دهد و کمترین شعاع انحناء را در ترازهای میانی در نظر می‌گیرد. برنامه‌ی بهینه‌سازی به‌ویژه در طرح مقاومت دانگار، مقادیر انحناء قوس کمتری در تراز کف نسبت به طرح اصلی در نظر می‌گیرد.

در شکل‌های ۱۰ الی ۱۳، شکل قوس‌های افقی در ۴ تراز طراحی مرجع

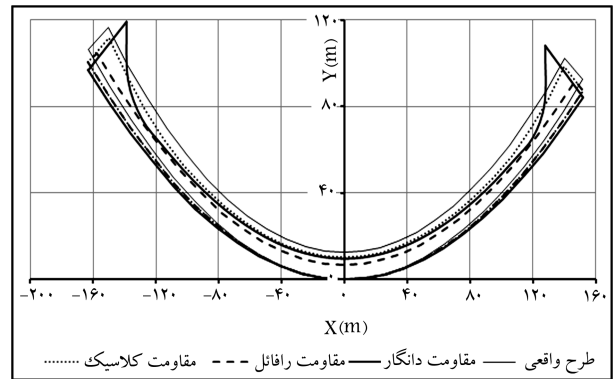


شکل ۱۴. مقایسه‌ی شکل طره‌ی مرکزی برای بارگذاری‌های استاتیکی و دینامیکی با اعمال مقاومت دانگار در سد رجائی.



شکل ۱۱. شکل قوس افقی در تراز میانی $H=0.4$ در طرح‌های مختلف سد رجائی تحت بارگذاری دینامیکی.

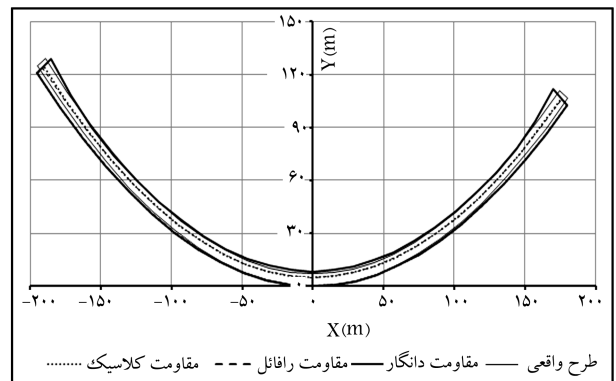
تنشی است که در قسمت نزدیک به تکیه‌گاه قوس‌ها در نواحی میانی و بالایی ارتفاع در شکل‌های ۴ و ۵ مشاهده می‌شود، زیرا در مقاومت دانگار ارتباط میان مقاومت و اندازه‌ی مقطع در نظر گرفته شده است. در شکل ۱۳، با توجه عدم تمرکز تنش کششی در مجاورت تاج، اختلاف چشمگیری در نتایج حالت‌های مختلف طراحی مشاهده نمی‌شود. همچنین در طراحی تحت بارگذاری استاتیکی مشاهده شد که در همه‌ی موارد، تابع هدف یا حجم بدنه در طرح دینامیکی حتی اندکی، همواره بیش از طرح استاتیکی نظیرش بوده است؛ اما در هر دو حالت، الگوی طرح بدنه‌ی سد مشابه است. [۲۴] به‌عنوان نمونه با توجه به شکل ۱۴، از مقایسه‌ی نتایج طراحی استاتیکی و دینامیکی در طرح دانگار مشاهده می‌شود که نتایج تفاوت اندکی با یکدیگر دارند، زیرا با توجه به رابطه‌ی مقاومت دانگار، سرعت بارگذاری دینامیکی به‌عنوان یک عامل افزایش مقاومت عمل می‌کند. بیشترین تفاوت در ارتفاع‌های بالایی و تاج سد مشاهده می‌شود.



شکل ۱۲. شکل قوس افقی در تراز $H=0.75$ در طرح‌های مختلف سد رجائی تحت بارگذاری دینامیکی.

۵. نتیجه‌گیری

در تحلیل خطی سدهای بتنی، با اعمال رابطه‌ی اثر اندازه‌ی مقطع در مقاومت کششی به همراه اثر نوع و سرعت بارگذاری (رابطه‌ی دانگار)، می‌توان ایمنی سد را به‌صورت واقع‌بینانه‌تری نسبت به طراحی با تنش مجاز ثابت ارزیابی کرد. روابط مقاومت رافائل نیز اثر نوع و سرعت بارگذاری را بدون اعمال اندازه‌ی مقطع در نظر می‌گیرند. افزایش اثر اندازه، تأثیری کاهشنده در رابطه‌ی دانگار و افزایش سرعت بارگذاری اثر فزاینده در رابطه‌ی رافائل دارند. طراحی‌ها توسط برنامه‌ی بهینه‌سازی شکل سدهای بتنی قوسی CADSO تحت بارگذاری‌های عادی (استاتیکی) و غیرعادی لرزه‌یی (دینامیکی) با بازنویسی قیود مقاومت کششی موردنظر انجام شده است. باید توجه کرد که برخی مؤلفه‌های مدل‌سازی در CADSO با موارد نظیرشان در طرح اصلی تفاوت داشته‌اند، که تا حدی از استقلال نتایج در مقایسه‌ی آثار روابط مقاومتی پیشنهادی با طراحی اصلی سد مذکور می‌کاهند. تفاوت در مدل‌های هندسی، نحوه‌ی المان‌بندی و شرایط بارگذاری، فرض مدول کشسانی ثابت برای تمام نواحی تکیه‌گاه‌ها، توپوگرافی یکنواخت در طول دره و نیز مدل پی بدون جرم، استفاده از مدل تقریبی جرم افزوده برای اندرکنش مخزن و سد و به‌کارگیری تحلیل دینامیکی طیفی در برنامه‌ی بهینه‌سازی CADSO از جمله‌ی آن موارد هستند. با وجود این، مقصود از به‌کارگیری برنامه‌ی بهینه‌سازی، در کنار اثرکاهشی بر حجم بدنه، ارائه‌ی گزینه‌های مختلف شکل بهینه‌ی اولیه برای انجام تحلیل‌های



شکل ۱۳. شکل قوس افقی در تراز تاج در طرح‌های مختلف سد رجائی تحت بارگذاری دینامیکی.

برنامه مشاهده می‌شوند. همان‌طور که نتایج پیشین نشان می‌دهد، انحناء کمتر و ضخامت بیشتر قوس در طرح مقاومت دانگار به‌ویژه در ترازهای کف و میانی (شکل‌های ۱۰ و ۱۱)، نسبت به سایر طرح‌ها قابل توجه است. همچنین طرح مقاومت رافائل همواره کمترین ضخامت را دارد. شکل ۱۲ نشان می‌دهد که اختلاف زیادی بین ضخامت قوس در تکیه‌گاه در طرح مقاومت دانگار با سایر طرح‌ها وجود دارد. البته با توجه به شکل ۸، افزایش ضخامت قوس‌ها، فقط در بخش کوتاهی از طول قوس مشاهده می‌شود. به نظر می‌رسد که ضخامت ذکرشده، نتیجه‌ی تمرکز

دقیق‌تر تحت ترکیب‌های بارگذاری کامل‌تر است. به طور خلاصه اهم نتایج به این شرح است:

۱. نتایج مطالعات بر روی سد شهید رجایی نشان می‌دهد که طراحی سد با احتساب اثر اندازه و سرعت بارگذاری در مقاومت، عموماً موجب افزایش ضخامت مقاطع در مناطق تمرکز تنش کششی به‌ویژه در مجاورت پی و نیز تغییر الگوی شکل بهینه‌ی رویه‌ی سد می‌شود. تفاوت حجم بدنه در طرح دانگار و طرح کلاسیک حدود ۸٪ مشاهده شد. بدین ترتیب نیاز به تغییر بیش در طراحی این شکل بدنه‌ی سدهای بتنی نسبت به الگوهای رایج احساس می‌شود.
۲. طراحی بهینه‌ی شکل سد براساس اندازه‌ی مقطع، بیشترین مقدار حجم بدنه را، که همان تابع هدف در بهینه‌سازی است، نتیجه می‌دهد. کمترین حجم و نیز دست‌کم قابل قبول، ایمنی بدنه‌ی مربوط به مقاومت رافائل است زیرا با در نظر

- گرفتن سرعت بارگذاری، مقاومت بیشتری را برای بتن در نظر می‌گیرد، اما اثر اندازه که عامل افزایش حجم است در آن لحاظ نشده است. طرح پیش فرض CADSO که اثر اندازه و سرعت بارگذاری در آن لحاظ نشده است، نسبت به حالتی که اثر اندازه در آن لحاظ شده است، حجم کمتر و در مقایسه با حالت استفاده از رابطه‌ی مقاومت رافائل، حجم بیشتری دارد.
۳. اثر اندازه باعث تفاوت الگوی شکل طره‌ی مرکزی نسبت به سایر طرح‌ها شده است. به‌عنوان مثال برآمدگی سراب نسبت به پاشنه، عمدتاً حذف می‌شود. این عامل برای شعاع انحناء، مقادیر متفاوت و معمولاً بزرگ‌تری را نسبت به سایر طرح‌ها لحاظ می‌کند.
۴. حجم بدنه در طرح دینامیکی سد (شامل بار زلزله و بار استاتیک) در همه‌ی موارد، بیشتر از طرح استاتیکی نظیرش به دست آمده است. هر چند در هر دو حالت، الگوی کلی طرح بدنه‌ی سد مشابه است.

پانویس‌ها

1. splitting (ASTM C496)
2. Bazant
3. size effect law
4. universal size-shape effect law
5. Sauma
6. apparent
7. No tension
8. center-point bending
9. concrete arch dam shape optimization
10. degenerate
11. sequential quadratic programming
12. slenderness coefficient

منابع (References)

6. Esfahani, M. "Concrete fracture mechanics", Amirkabir university Press, Tehran (2007).
7. Kim, J.K. and Yi, S.T. "Application of size effect to compressive strength of concrete members", *Journal of Sadhana*, **27**(4), pp. 467-484 (2002).
8. Yi, S.T., Kim, M.S., Kim, K.J. and et al. "Effect of specimen size on flexural compressive strength of reinforced concrete members", *Journal of Cement & Concrete Composites*, **29**(3), pp. 230-240 (2007).
9. Khaloo, A.R., Mohamadishooreh, M.R. and Askari, Sh.M. "Size influence of specimens and maximum aggregate on dam concrete: compressive strength", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **21**(8), pp. 349-355 (2009).
10. Carpinteri, A. and Chiaia, B. "Embrittlement and decrease of apparent strength in large-sized concrete structures", *Journal of Sadhana*, **27**(4), pp. 425-448 (2002).
11. Ghaemmaghmi, A. and Ghaemian, M. "Specific fracture energy approximation of dam concrete", *In 13th World Conference of Earthquake Engineering, Vancouver B.C., Canada*, 69 p. (2004).
12. Hoover, C.G. and Bazant, Z.P. "Comprehensive concrete fracture tests: Size effects of types 1 & 2, crack length effect and postpeak", *Journal of Engineering Fracture Mechanics*, **110**, pp. 281-289 (2013).
13. Hoover, C.G. and Bazant, Z.P. "Cohesive crack, size effect, crack band and work-of-fracture models compared to comprehensive concrete fracture tests", *International Journal of Fracture*, **187**(1), pp. 133-143 (2014).
14. Bazant, Z.P. and Yu, Q. "Universal size effect law and effect of crack depth on quasi-brittle structure strength", *Journal of Engineering Mechanics*, **135**(2), pp. 78-84 (2009).
15. Hoover, C.G. and Bazant, Z.P. "Universal size-shape effect law based on comprehensive concrete fracture tests", *Journal of Engineering Mechanics*, **140**(3), pp. 473-479 (2014).
1. Akbari, J. "Shape optimization of concrete arch dams for seismic performance enhancement and abutment stability", PhD Thesis in Civil Engineering-Hydraulic Structures, Tarbiat Modares University, (In Persian) (2008).
2. Vaseghi Amiri, J. "Nonlinear dynamic analysis of tension-shear failure in gravity dams including hydrodynamic interaction due to seismic loads", PhD Thesis in Civil Engineering-Hydraulic Structures, Tarbiat Modares University (1998).
3. Qiang, Y. "Size effect and design safety in concrete structures under shear", Phd Thesis in Civil Engineering, Northwestern University (2007).
4. ICOLD -Bulletin. "The physical properties of hardened conventional concrete in dams", 145- draft for ICOLD Review, Committee on Concrete dams (2008).
5. Bazant, Z.P. "Size effect on structural strength: A review", *Archive of Applied Mechanics*, **69**(9-10), pp. 703-725 (1999).

16. Wendner, R., Vorel, J. and Smith, J. "Characterization of concrete failure behavior: a comprehensive experimental database for the calibration and validation of concrete models", *Journal of Materials and Structures*, **48**(11), pp. 3603-3626 (2015).
17. ACI 224.2R-92, "Cracking of concrete materials in direct tension", (1997).
18. Raphael, J.M. "Tensile strength of concrete", *ACI, Title no. 81-17*, **81**(2), pp. 158-165 (1984).
19. Moradloo, J. "Nonlinear dynamic analysis of concrete arch dam considering large displacements", *PhD Thesis in Civil Engineering-Hydraulic Structures*, Tarbiat Modares University (2007).
20. Bruhwiler, E. "Fracture of mass concrete under simulated seismic action", *Journal of Dam Engineering*, **1**(3), pp. 153-176 (1990).
21. Bruhwiler, E. and Wittmann, F.H. "Failure of concrete subjected to seismic loading conditions", *Journal of Engineering Fracture Mechanics*, **35**(1-3), pp. 565-571 (1990).
22. Dungar, R. and Kreuzer, H. "Apparent tensile strength for arch dam design: A review for rate, size and strength dependency", *Journal of Dam Engineering*, **3**(3), pp. 239-246 (1992).
23. CEB-FIP model code, "Comite euro-international du beton", (1990).
24. Jafari, Sh. "Concrete dam design based on actual tensile strengths of large sections", M.Sc. PhD Thesis in Civil Engineering-Hydraulic Structures, Tarbiat Modares University (2014).