

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

با توجه به قرارگیری بخش بزرگی از میراث معماری ایران در مناطق لرزه‌خیز، توجه به بررسی سازمان‌یافته رفتار این سازه‌ها در زلزله حائز اهمیت است. هدف پژوهش حاضر بررسی سریع و پارامتریک گونه‌ای از این سازه‌ها جهت یک دریافت کلی از رفتار آنها در برابر زلزله بر اساس مشخصات هندسی آنها بوده است. این نوشتار، با تمرکز بر روی رفتار موازی صفحه قوس در سازه متشکل از تاق آهنگ بر روی پایه، به این پرسش پرداخته که حد نهایی پایداری این گونه سازه‌ای، در تناسب مختلف هندسی در اثر شتاب افقی ثابت زمین به چه میزان است؟ در این مسیر، اثر تغییر نسبت ضخامت به دهانه قوس و میزان چیدن پای قوس نیم‌دایره و نسبت ضخامت پایه به دهانه، برای یک ارتفاع مشخص، بر پایداری سازه بررسی شده است. تحلیل، در حالت حد نهایی و با استفاده از خط رانش انجام شده و نتایج با استفاده از روش دوران صفحه زمین بر روی مدل فیزیکی اعتبارسنجی شده است. نتایج نشان می‌دهند می‌توان با چیدن شانه قوس تا ارتفاعی مشخص و انتخاب ضخامت مناسب، پایداری تاق را در برابر شتاب افقی زمین به سطح مطلوبی رساند و پس از آن، میزان پایداری سازه وابسته به نسبت عرض به شعاع می‌باشد. افزایش چیدن شانه قوس پس از یک میزان مشخص، باعث کاهش میزان حد نهایی پایداری سازه می‌شود. افزایش غیر ضروری ضخامت قوس، نیز، احتمال فروریختگی پایه را در نتیجه وقوع مکانیسم قوس قوی - پایه ضعیف افزایش می‌دهد.

واژگان کلیدی: سازه تاقی، پایداری جانبی، تحلیل در حالت حد نهایی، تحلیل خط رانش.

بررسی حد نهایی پایداری تاق آهنگ بر روی پایه در برابر شتاب افقی ثابت زمین موازی صفحه قوس

فرزین ایزدپناه (نویسنده مسئول)

مربی، گروه مهندسی معماری، دانشکده معماری، دانشگاه شهید باهنر کرمان، کرمان، ایران، fizadpanah@uk.ac.ir

الهام السادات علمداری

پژوهشگر آزاد، کرمان، ایران

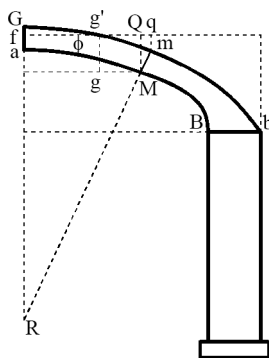
۱- مقدمه

توجه به اینکه برنامه مرسوم آموزش مهندسی سازه بر روی این سازه‌ها تمرکز لازم را ندارد، یافتن و به کارگیری تحلیل‌گری که بتواند از عهده چالش این سازه‌ها برآید، کاری دشوار است. در واقعیت، این چالش‌ها منجر به چندین معضل می‌شوند: نکته اول این که ممکن است تحلیل‌ها فاقد کیفیت لازم باشند. مسئله دوم این است که به دلیل نیاز به یک تحلیل‌گر بسیار توانا و به کارگیری نرم‌افزارهای پیشرفته، هزینه تحلیل بسیار زیاد و با توجه به گستردگی این سازه‌ها، تحلیل بسیار وقت‌گیر شود. سومین چالش این است که تحلیل‌های دقیق و گران‌قیمت، مانند اجزای محدود غیرخطی، لزوماً پاسخ صحیح‌تری به مسائل ارائه

بخش بزرگی از میراث فرهنگی و معماری بومی و روستایی ایران و جهان از سازه‌های با مصالح بنایی غیرمسلح تشکیل شده است، از این رو پرداختن به این سازه‌ها ضروری می‌نماید. از سوی دیگر، این سازه‌ها در پارادایمی متفاوت و بر اساس اندیشه استادکاران سنتی شکل گرفته‌اند که دانش مهندسی مدرن با آن بیگانه است، از این رو، دشواری‌های متعددی در فهم، تحلیل، طراحی و پایدارسازی این سازه‌ها رخ می‌نماید.

لورنزو (Lourenço, 2001) در یک فراتحلیل اشاره می‌کند که در تحلیل سازه‌های تاقی، همانند سایر تحلیل‌های سازه‌ای، باید همواره مسئله دقت پاسخ و هزینه انجام را مد نظر داشت. با

مومسان، نخستین بار توسط همین (Heyman, 1966) که خود از پژوهشگران پیشرو در بسط تحلیل مومسان سازه‌های فولادی می‌باشد، برای تحلیل سازه‌های تاقی تاریخی به کار برده شد. بیکر و همین (Baker & Heyman, 1969) نیز شرح دقیق‌تری بر آن افزودند. در این منظر، رفتار سازه‌های بنایی بیشتر مرتبط با شکل و هندسه است تا اینکه وابسته به ویژگی‌های مکانیکی مصالح باشد: فروریختگی سازه‌های بنایی قوسی، غالباً، به دلیل از دست دادن پایداری کلی است و بررسی شرایط تعادل این سازه‌ها مهم‌تر از رویکرد مبتنی بر اندازه‌گیری تنش‌هاست: از این‌رو، تحلیل در حالت حد نهایی می‌تواند پاسخ مناسبی برای ارزیابی کلی این سازه‌ها ارائه نماید (Heyman, 1966; Huerta, 2001; Ochsendorf, 2002; Coulomb, 1773). مبنای روش همین، مطالعه کولمب (Coulomb, 1773) می‌باشد: نخستین بار، کولمب در مطالعات خاکک بیان نمود که چنانچه در یک توده خاک قوسی شکل، لغزش روی ندهد، مکانیسم فروریختگی آن با تشکیل مفاصل مومسان و دوران قطعه‌های حاصله نسبت به هم خواهد بود (شکل ۱).



شکل (۱): با شرط عدم لغزش، مکانیسم فروریختگی در سازه حاصل از دوران قطعه‌های آن نسبت به یکدیگر است (قطعه $GmMa$ با وزن ϕ با خط اثر gg' حول نقطه M با بازوی gm و نیروی رانش در محور fq با بازوی QM در محل مفصل M در تعادل هستند: تلاش کولمب برای یافتن محل مفاصل مومسان (Coulomb, 1773) (بازترسیم توسط نگارندگان).

تحلیل و طراحی در حالت حد نهایی بر فرض‌های همین و قضیه‌های طرح مومسان سازه‌ها استوار است و از طریق روش‌های گوناگون اعمال می‌شود. فرض‌های همین از این‌جا قرار هستند: مصالح بنایی مقاومت فشاری مناسبی دارند؛ مقاومت کششی

نمی‌دهند؛ زیرا این تحلیل‌ها به میزان دقت مشخصات ورودی مصالح در نرم‌افزار حساس هستند. به‌عنوان مثال، لورنزو (Lourenço, 2001) اشاره می‌نماید که فرض اندکی مقاومت کششی برای مصالح در تحلیل اجزای محدود غیرخطی می‌تواند پاسخ حد نهایی پایداری را ۲۵ تا ۵۰ درصد بیشتر از واقعیت تخمین بزند. از سوی دیگر، در گستره بزرگی که با این سازه‌ها مواجه هستیم و حتی در یک بنای مشخص، نیز دستیابی به مشخصات دقیق مصالح دارای خطای چشمگیر می‌باشد. از این‌رو، اتخاذ یک روش برای مدیریت منطقی تحلیل این حوزه حائز اهمیت می‌باشد.

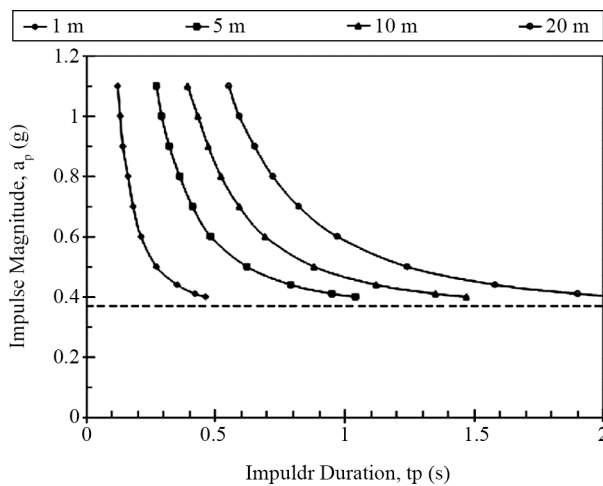
در راه‌حلی، برای غلبه بر این چالش، می‌توان بررسی سریعی بر روی تناسبات متفاوت یک گونه مشخص سازه‌ای، به‌صورت پارامتریک، با روشی «مبتنی بر فرض‌های کلی» انجام داد. این روش امکان بررسی سریع گروهی از سازه‌ها با تناسبات هندسی متفاوت و فهم رفتار آنها را فراهم می‌کند. این مرحله نیاز به تحلیل گران‌قیمت، پیشرفته و وابسته به اطلاعات دقیق ورودی درباره مصالح ندارد. بدین طریق با استخراج پاسخ‌ها و غربال‌گری تناسبات، بر اساس نیاز طراحی و یا پایداری، امکان طراحی پیکره‌بندی مناسب هندسی و سپس، بررسی دقیق‌تر بر روی موارد مورد نظر ایجاد می‌شود. همچنین، مقایسه نتایج دو سطح تحلیل امکان تصمیم‌گیری صحیح‌تر با توجه به خطای محتمل هر دو نوع تحلیل را مقدور می‌سازد.

در راستای شرح فوق، مقاله حاضر بر گونه سازه‌ای تاق آهنگ بر روی پایه متمرکز می‌شود و به این پرسش‌ها پاسخ می‌دهد که حد نهایی پایداری این سازه، برای تناسبات مختلف هندسی در اثر اعمال شتاب افقی ثابت زمین موازی صفحه قوس به چه میزان است؟ و چه توصیفی از رفتار این گونه سازه‌ای در برابر زلزله بر اساس تغییر نسبت‌های هندسی سازه می‌توان ارائه نمود؟

۲- پیشینه

این نوشتار تحلیل در حالت حد نهایی^۱ در نظریه مومسان (پلاستیک) را به‌عنوان پایه نظری مورد توجه قرار می‌دهد. روش

دی یونگ (DeJong, 2009) و اوپنهایم (Oppenheim, 1992) این مسئله را با استفاده از روش‌های مهندسی مکانیک در مطالعه حرکت مکانیسم چهارمیله‌ای بررسی کرده‌اند. همان‌گونه که شکل (۲) پاسخ سازه به یک ضربه را نشان می‌دهد؛ منحنی‌های پاسخ محتمل دینامیکی بر اساس شدت و طول زمان ضربه بر پاسخ تحلیل حد نهایی مجانب می‌شوند و این بدان معنی است که تحلیل در حالت حد نهایی در قیاس با تحلیل دینامیکی پاسخی محافظه کارانه می‌دهد. از این رو، فرض فروریختن سازه، بلافاصله پس از ایجاد مکانیسم فرضی محافظه کارانه و مطلوب است (Clemente, 1998).



شکل (۲): پاسخ تحلیل حد نهایی مجانب منحنی‌های پاسخ دینامیکی قوس به یک ضربه است. با افزایش مقیاس قوس با حفظ همان تناسب اولیه، رفتار آن بهبود می‌یابد (DeJong, 2009).

همچنین، لورنزو (Lourenço, 2001) در یک فراتحلیل اشاره می‌کند که این روش برای بررسی حد نهایی پایداری سازه‌ها معتبر است. لی و همکاران (Li et al., 2021) نیز، به مطابقت مناسب نتایج این روش تحلیل با روش اجزای منفرد، هم در تعیین میزان شتاب افقی لازم برای فروریختگی و هم تعیین محل مفاصل مومسان اشاره کرده‌اند.

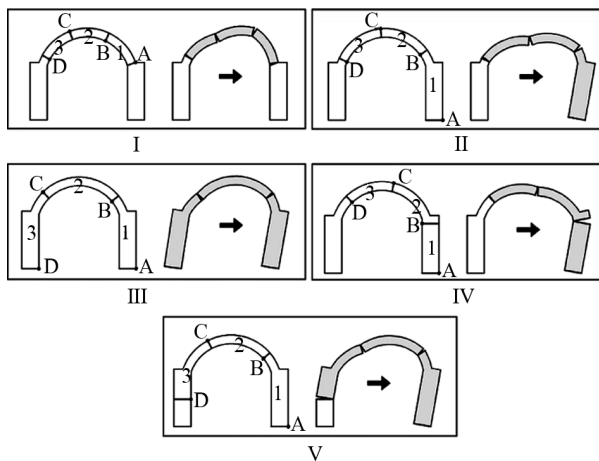
الکساکیس و مارکیس (Alexakis & Makris, 2017) نتایج تحلیل با یک نرم‌افزار اجزای منفرد را با نتایج تحلیل حدی با روش انرژی اعتبارسنجی می‌کنند (تحلیل اجزای منفرد با اعمال شتاب افقی زمین ثابت و تعریف ضریب اصطکاک بالا برای

ندارند؛ و اصطکاک بین آنها برای جلوگیری از لغزش مصالح کافی است. با این فرض‌ها، مسئله تحلیل و طراحی به بررسی پایداری بلوک‌های صلب منتهی می‌شود. فرض دوم محافظه کارانه است، فرض اول و سوم ممکن است به صورت موضعی محدود شوند، اما در یک تحلیل کلی قابل اتکا هستند (Ochsendorf, 2002). دو قضیه طرح مومسان سازه‌ها، قضیه «حد پایین^۲» (قضیه ایمن^۳) و «قضیه حد بالا^۴» یا (قضیه نایمن) پایه این شیوه تحلیل هستند (Baker & Heyman, 1969). تحلیل در حالت حد نهایی از طریق روش‌های گوناگون، مانند کار مجازی، روش انرژی، معادلات تعادل و روش ترسیمی معادل آن، یعنی تحلیل خط رانش^۵ یا چندضلعی فونیکولار، قابل انجام است.

مسئله حد نهایی پایداری مجموعه قوس و پایه^۶ موضوعی آشنا در حوزه سازه‌های بنایی است. مهدی (Mahdi, 2017) این مسئله را هنگام بررسی چالش‌های کلی سازه‌های تاقی معرفی می‌نماید و درباره اثر ترکیب احتمالی اثر شتاب افقی زمین با سایر آسیب‌های متداول این سازه‌ها گمانه‌زنی می‌نماید. در یک نگاه کلی، در بناهایی که تاق آهننگ بر روی دیوار قرار می‌گیرد، حالت فروریختگی غالب، ناشی از اعمال شتاب افقی زمین موازی صفحه قوس و عمود بر صفحه دیوار تکیه‌گاهی قوس می‌باشد (Shapiro, 2012).

رفتار تاق آهننگ در آستانه تشکیل مفاصل مومسان رفتاری دو بعدی می‌باشد (Alexakis & Makris, 2017) از این رو، مطالعه سازه در مقطع آن و به صورت دو بعدی منطقی است.

تا میزانی از شتاب افقی زمین، قوس یا مجموعه قوس و پایه به صورت جسم صلب حرکت می‌کند (Clemente, 1998; DeJong, 2009; Ochsendorf, 2002). با رسیدن به یک حد مشخص، سازه به یک مکانیسم چهارمیله‌ای^۷ تبدیل می‌شود و شروع به حرکت می‌کند. تعیین این حد یک مسئله استاتیکی و مشهور در تحلیل مومسان سازه است. با آغاز حرکت، یک مکانیسم چهارمیله‌ای ایجاد شده، و با وقوع شتاب‌های ناشی از دوران و انتقال قطعات، مسئله به یک موضوع دینامیکی بدل می‌شود.



شکل (۳): برای مجموعه قوس و پایه دو حالت فروریختگی اول و دوم غالب می‌شوند (Alexakis & Makris, 2017).

همواره مدل‌های تحلیلی و مدل‌های نرم‌افزاری برخاسته از آنها هندسه آرمانی را مورد توجه قرار داده و عدم یقین‌های ناشی از ساخت را پوشش نمی‌دهند. از این رو، نتایج تحلیل برای تأیید با بررسی مدل فیزیکی مورد آزمون قرار می‌گیرند. با توجه به گران‌قیمت بودن انجام آزمایش میز لرزه برای تعداد زیادی از یک گونه ساختمانی، نیاز به یک ابزار سهل‌تر و ارزان‌تر برای بررسی سریع گونه‌ها وجود دارد (مجدداً، می‌توان پس از بررسی‌های اولیه با یک مدل فیزیکی مناسب و ارزان و غربال‌گری نسبت‌های نامناسب، گونه‌های نهایی مورد نظر طراحی را برای آزمایش نهایی بر روی میز لرزه قرار داد). کلمنته (Clemente, 1998) و اوپنهایم (Oppenheim, 1992)، با فرض سازه به‌عنوان جسم صلب، آزمایش مدل فیزیکی را با روش دوران صفحه زمین^۹ پیشنهاد کرده‌اند. مزیت این روش این است که در آزمایش، می‌توان از مدل‌های کوچک‌مقیاس با همان تناسبات سازه اصلی استفاده نمود؛ زیرا مسئله اصلی سازه‌های بنایی پایداری کلی نه کنترل تنش‌هاست و پایداری بر خلاف تحلیل مبتنی بر مقاومت مصالح، مسئله‌ای مقیاس‌پذیر است (برای شرح کامل مسئله نگاه کنید به (Huerta, 2006)).

کلمنته (Clemente, 1998) اشاره می‌کند که استادکاران گوتیک و رومانسک با این روش می‌توانستند با ساخت ماکت‌های کوچک‌مقیاس، از پایداری بناهای خود اطمینان

جلب‌گیری از لغزش انجام شده است). دیمیتری و تورنابنه (Dimitri & Tornabene, 2015) نیز، مسئله را با روش معادلات تعادل برای قوس‌های متفاوتی مانند دسته‌سیدی^۸ بررسی کرده و نتایج را با پاسخ تحلیل اجزای منفرد مقایسه می‌نمایند و مطابقت مناسب آنها را گزارش می‌نمایند؛ اما مشخص است که این روش نمی‌تواند برای آسیب‌شناسی بنا زیر حد نهایی و بررسی تغییر شکل‌های سازه به کار رود.

اوشندورف (Ochsendorf, 2002) با روش کار مجازی به بررسی مسئله برای تناسبات مشهور کلیساهای اروپایی که عموماً دارای برجکی بر روی پایه هستند، می‌پردازد. وی اشاره می‌کند که چنانچه پایه یکپارچه رفتار نکند، دچار ترک می‌شود و پایداری سازه در قیاس با حالت پایه یکپارچه کاهش می‌یابد: مسیر نظری ترک در پایه در هنگام فروریختگی یک منحنی است، اما وی قید می‌کند که برای اهداف مهندسی، فرض مستقیم بودن این خط کافی و مناسب است. لازم به ذکر است که پیش از او، هیمن (Heyman, 1992) به ایجاد و حرکت ترک در پایه غیر یکپارچه در حین نشست اشاره کرده است. در ادامه، الکساکیس و مارکیس (Alexakis & Makris, 2017) مسئله را با روش انرژی برای سازه‌های مرسوم کلیساهای اروپایی که با ارتفاعی رفیع و البته، واقع در مناطق با لرزه‌خیزی پایین می‌باشند، بدون آزمون مدل فیزیکی بررسی می‌کنند.

الکساکیس و مارکیس (Alexakis & Makris, 2017) اشاره می‌کنند که برای مجموعه قوس و پایه، دو حالت فروریختگی وجود دارد: ایجاد مکانیسم با چهار مفصل در قوس و مکانیسم با سه مفصل در قوس و یک مفصل در نقطه اتصال پایه پشت به زلزله با زمین. ایجاد سایر مکانیسم‌های ممکن (شکل ۳) نیاز به شتاب افقی زمین بیشتری دارد که مشخص است تا پیش از رسیدن سازه به این حد، دو مکانیسم اول در سازه تشکیل شده‌اند. براندونیسو و همکاران (Brandonisio et al., 2020) نیز، در بررسی خود با روش کار مجازی، وقوع مکانیسم سوم در شکل (۳) را در ضخامت‌های مختلف قوس نیم‌دایره بر روی پایه نامحتمل می‌دانند.

استفاده از مقطع مؤثر راهکار پیشنهادی هیمن (Heyman, 1995) و دی یونگ (DeJong, 2009) در مقابل مخدوش شدن شرط مقاومت فشاری نامحدود در محل مفاصل است. این اثر موضعی مقاومت مصالح، با توجه به آزمایش دی یونگ (DeJong, 2009) با کاهش مقطع اسمی قوس به میزان ۸۰ درصد جبران می شود. همچنین، هیمن (Heyman, 1995) با توجه به این اثر ناشی از مقاومت مصالح و همچنین عدم یقین های ساخت، مقطع مؤثر ۸۵ درصد را پیشنهاد می کند.

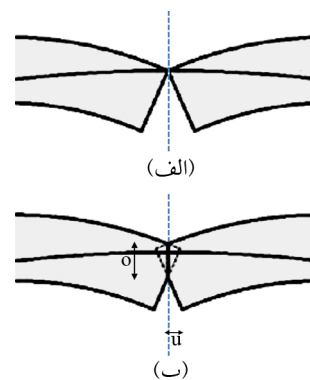
در پژوهش حاضر، نخست شتاب افقی ثابت زمین لازم برای تبدیل سازه متشکل از مجموعه قوس و پایه به مکانیسم فروریختگی و محل مفاصل مومسان به روش خط رانش تعیین می شوند. دو حالت پایه یکپارچه و غیر یکپارچه در این مسیر مطالعه می شود. داده های حاصل با نتایج آزمایش بر روی ۴۸ مدل فیزیکی مقایسه می شوند. سپس، یافته ها مورد بحث قرار می گیرند. محدوده پژوهش تعیین حد نهایی پایداری سازه در اثر اعمال شتاب افقی ثابت زمین موازی صفحه قوس تاق آهنک بر اساس فرض های هیمن است و شامل آسیب شناسی سازه تا پیش از مرحله فروریختگی و اثر لغزش احتمالی بین بلوک ها نمی شود. این پژوهش سازه هایی را در برمی گیرد که در آنها، پای قوس نیم دایره با مصالح همگن با آن چیده شده و اثر خاک ریز غیر فشرده یا سایر روش های پرکننده شانه قوس را پوشش نمی دهد.

۳- روش تحلیل و آزمایش

معادل گرافیکی تحلیل با معادلات تعادل تحلیل خط رانش یا تحلیل با چندضلعی فونیکولار است که در این نوشتار، به دلیل ارزش بصری و همچنین سهولت کار با آن برای یک کاردان (تکنیسین) مرمت یا سازه در ارزیابی گروه زیادی از سازه ها مورد استفاده قرار می گیرد (برای شرح دقیق ترسیم فونیکولار نگاه کنید به (Timoshenko & Young, 1965)). برای تسهیل کار، مدل های تحلیلی در نرم افزار ارزان قیمت کبری دو بعدی^۱ که برای آموزش ریاضی در سطح پیش دانشگاهی طراحی شده، ترسیم شده اند و کاربر می تواند با تغییر نسبت های سازه به صورت

حاصل کنند. اضافه بر آن، با توجه به اینکه تحلیل پایداری برای سازه متشکل از یک ماده ساختمانی همگن از جرم حجمی جسم مستقل است، می توان از مصالح صلب گوناگونی برای ساخت مدل استفاده نمود (با توجه به اینکه نیروی جانبی تابع وزن و نیروی پایدارکننده نیز وزن می باشد، مسئله از جرم حجمی مستقل است). همچنین، دی یونگ (DeJong, 2009) و هوسنر (Housner, 1963) نشان داده اند با افزایش مقیاس سازه تاقی متشکل از بلوک های صلب رفتار دینامیکی آن بهبود می یابد (شکل ۲). با این تعبیر نیز، استفاده از مدل کوچک مقیاس مناسب می باشد (توضیحات بیشتر درباره مدل در ادامه مقاله بیان خواهند شد).

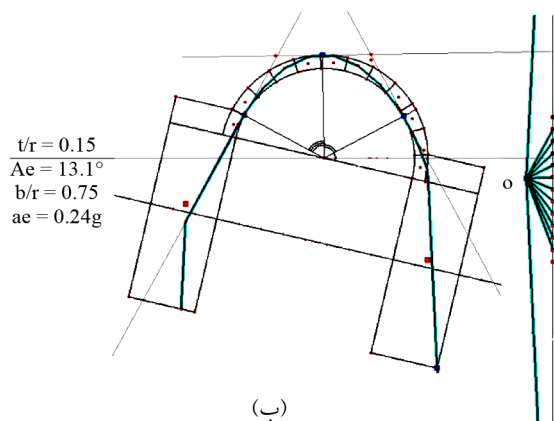
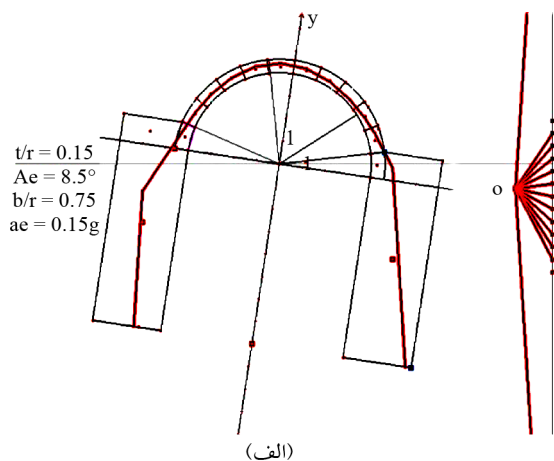
کالدیرینی و لاگومارسینو (Calderini & Lagomarsino, 2015) مسئله نوشتار حاضر را برای یک قوس، با یک مدل فیزیکی به مقیاس ۱/۱۰ بررسی کرده و میزان خطای روش تحلیل را استخراج می نمایند. آنها بیان می کنند که پاسخ مدل فیزیکی حدود ۵۰ درصد کمتر از مدل تحلیلی است: این امر ناشی از تغییر شکل بلوک ها، نقاط تماس و تغییر شکل کلی مدل است (Calderini & Lagomarsino, 2015). با فرض مقاومت فشاری نامحدود، دو بلوک مجاور در محل مفصل مومسان در یک نقطه بی نهایت کوچک در تماس هستند؛ اما با توجه به اینکه با نزدیک شدن مسیر نیرو به لبه، تنش افزایش می یابد و با توجه به محدودیت مقاومت فشاری، ایجاد مفصل با تغییر شکل نقطه تماس یا خردشدگی همراه می شود (شکل ۴).



شکل (۴): افزایش تنش در محل مفصل نظری (الف) و لهیدگی در این نقطه باعث کاهش مقطع مؤثر (ب) می شود. (منبع: Block, 2003).

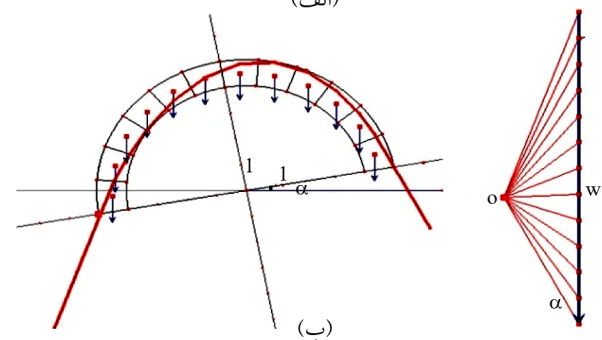
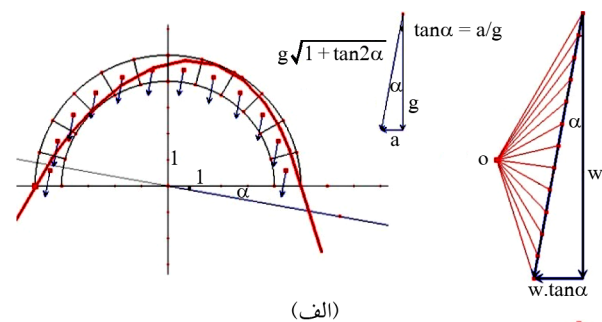
در این روش، تنش‌های ایجاد شده اندکی کمتر از حالت اعمال شتاب افقی زمین هستند، زیرا به جای بردارهای برآیند، بردارهای شتاب ثقل بر مدل دوران یافته اعمال می‌شود: این موضوع، با توجه به فرض کلی هیمن، مقاومت فشاری مناسب، قابل صرف نظر کردن است. این روش هم در تحلیل خط رانش و هم در مدل فیزیکی این مقاله به کار می‌رود.

بعد از ترسیم خط رانش در یک قوس دوران یافته، اگر بتوان یک مسیر متعادل نیرو در سازه یافت، قضیه ایمن بیان می‌دارد که سازه پایدار خواهد ماند (شکل ۶-الف). طبق قانون یک‌سوم وسط، با خروج خط رانش از یک‌سوم میانی مقطع سازه از یک سمت، مقطع در سمت دیگر دچار کشش خواهد شد. در محل‌هایی که خط رانش به لبه سازه رسیده، مفصل مومسان کامل ایجاد می‌شود و دو قطعه می‌توانند نسبت به هم دوران کنند.



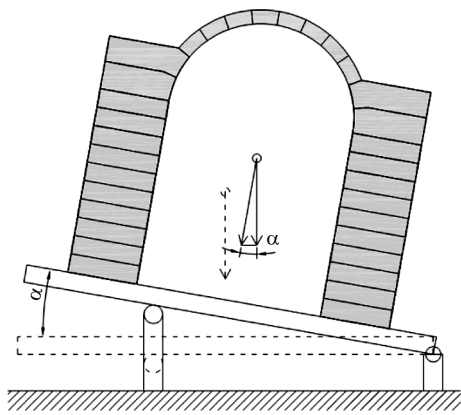
شکل (۶): (الف) در صورتی که بتوان یک خط رانش یافت که درون سازه باقی بماند سازه پایدار خواهد ماند. (ب) در صورتی که خط رانش منحصر به فرد باشد و با همان مسیر، سازه در آستانه فروریختگی باشد (در اینجا، مکانیسم چهار مفصلی)، سازه فرومی‌ریزد.

پارامتریک پاسخ را در شرایط مورد نظر خود بررسی نماید. کلمنته (Clemente, 1998) و اوپنهایم (Oppenheim, 1992) در شرح روش خود برای آزمون دوران صفحه زمین بیان می‌کنند که با فرض سازه به عنوان جسم صلب، تمام نقاط آن شتاب افقی یکسانی از زمین دریافت می‌کنند و این بدان معناست که تمامی بردارهای حاصل جمع شتاب ثقل و شتاب جانبی موازی یکدیگر باقی می‌مانند (شکل ۵). در این حال، وضعیت تعادل قوس، بر اساس نمودار نیروی دوران یافته فونیکولار بررسی می‌شود (Málaga-Chuquitaype et al., 2022) (شکل ۵). این امر معادل این است که سازه دوران یافته و تحت اثر شتاب ثقل قرار گرفته است: تانژانت زاویه دوران بیانگر این است که شتاب افقی زمین چه نسبتی با شتاب ثقل دارد (DeJong, 2009; Ochsendorf, 2002; Clemente, 1998). بدین ترتیب می‌توان حد نهایی پایداری سازه در برابر شتاب افقی زمین را با اندازه‌گیری زاویه دوران در لحظه فروریختن تعیین نمود.



شکل (۵): (الف) دوران نمودار نیروی فونیکولار بر اثر اعمال شتاب افقی (با فرض جسم صلب). پس از اعمال شتاب افقی جانبی یکسان به هر جرم، بردارهای برآیند حاصل از شتاب ثقل و شتاب افقی موازی باقی می‌مانند که معادل دوران سازه با زاویه‌ای مشخص است و (ب) تنش فشاری در هنگام اعمال شتاب جانبی بیش از حالت آزمایش دوران صفحه زمین است که با فرض مقاومت فشاری مناسب قابل اغماض است. a شتاب افقی زلزله است که بر حسب شتاب ثقل بیان می‌شود.

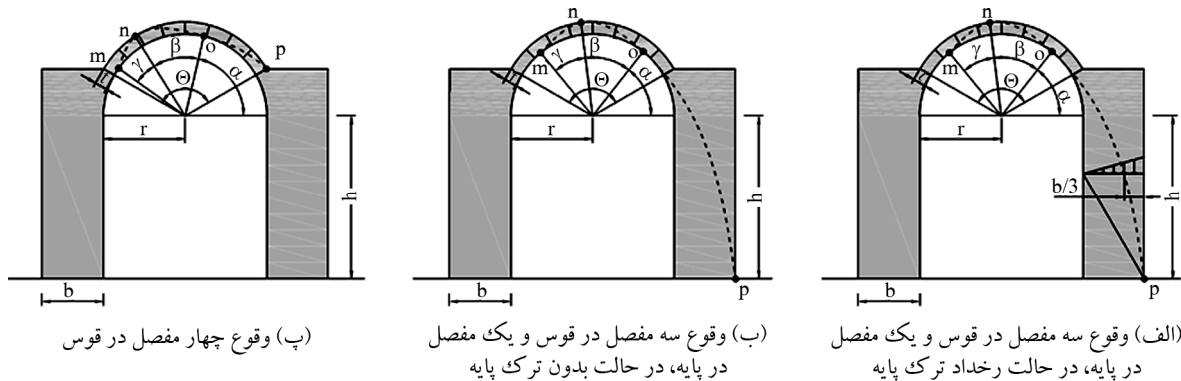
در مدل فیزیکی، ۱ و ۰/۷۵ می‌باشد. قوس نیم‌دایره به ۱۲ قطعه مساوی تقسیم شده است و در نتیجه، قوس‌های قطاع دایره، متشکل از ۱۰، ۸ و ۶ قطعه، به ترتیب زوایای ۱۵۰، ۱۲۰ و ۹۰ را در برمی‌گیرند. مجموعه بر روی یک شاسی چیده می‌شود و توسط یک جک به آرامی دوران داده می‌شود تا به حد فروریختگی برسد (شکل ۸). زاویه دوران و تانژانت آن در لحظه فروریختگی ثبت می‌شود. هر مدل فیزیکی، سه مرتبه چیده و آزمایش شده و میانگین نتایج ارائه شده است.



شکل (۸): روش آزمون دوران صفحه زمین برای مدل فیزیکی.

۴- نتایج تحلیل

نتایج تحلیل خط رانش و مدل فیزیکی، بر اساس نام‌گذاری شکل (۹) ارائه می‌شوند. شعاع قوس، t ضخامت قوس، t عرض پایه، b و ارتفاع پایه، h ، که برابر دو برابر شعاع فرض شده، می‌باشند. θ زاویه قطاع قوس α ، β و γ زوایایی هستند که محل مفصل مومسان را نشان می‌دهند.



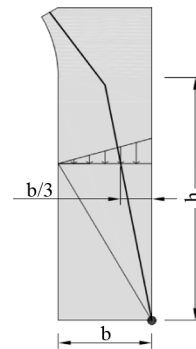
(پ) وقوع چهار مفصل در قوس

(ب) وقوع سه مفصل در قوس و یک مفصل در پایه، در حالت بدون ترک پایه

(الف) وقوع سه مفصل در قوس و یک مفصل در پایه، در حالت رخداد ترک پایه

شکل (۹): نام‌گذاری مفصل و مشخصات ابعادی سازه.

زمانی که تنها یک خطرانش منحصربه‌فرد در سازه باقی بماند که جداره سازه را در بیش از سه نقطه لمس کرده باشد (تشکیل مکانیسم چهارمیله‌ای)، قضیه حد بالا بیان می‌کند که سازه به حد نهایی پایداری خود رسیده است (شکل ۶-ب). برای بررسی اثر شکست مثلثی پایه از قانون یک‌سوم وسط استفاده می‌شود (شکل ۷). در ترازوی که خط رانش به مرز یک‌سوم وسط رسیده است، تنش فشاری در سوی دیگر مقطع صفر می‌باشد و نقطه آغاز ترک محسوب می‌شود. در پایین‌ترین تراز که در آن، خط رانش به لبه مقطع رسیده، به غیر از نقطه مفصل، تمامی مقطع در کشش می‌باشد. خط واصل بین این دو نقطه قسمت‌های تحت کشش و فشار در پایه را نشان می‌دهد که مرز این دو ناحیه خط شکست مثلثی پایه می‌باشد.

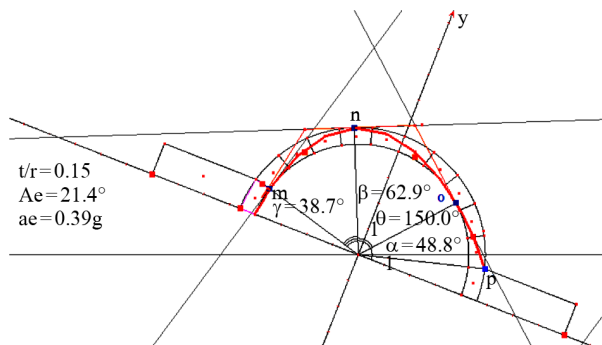


شکل (۷): نحوه یافتن خط شکست در پایه بر اساس قانون یک‌سوم وسط.

مدل فیزیکی از یونولیت فشرده ساخته شده است که بر اساس آزمایش انجام شده، ضریب اصطکاکی معادل ۰/۶ دارد. شعاع دایره پایه برای مدل قوس برابر ۵۰ سانتی‌متر و ارتفاع دیوار برابر دهانه فرض شده است. نسبت ضخامت دیوار به شعاع،

معرفی می کند.

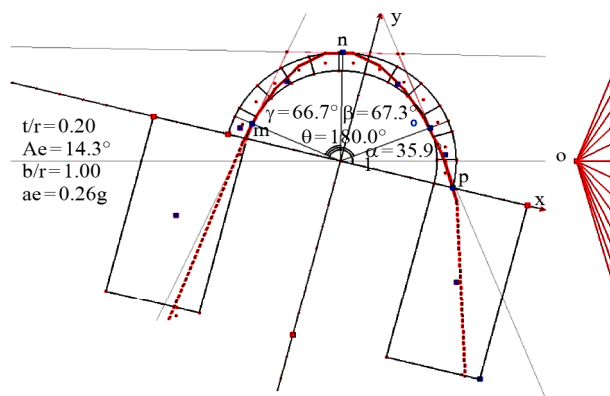
نمودارهای شکل های (۱۳) تا (۲۰) مقایسه نتایج تحلیل را نشان می دهند.



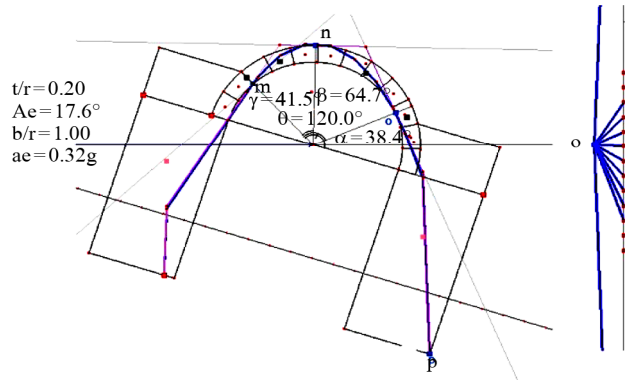
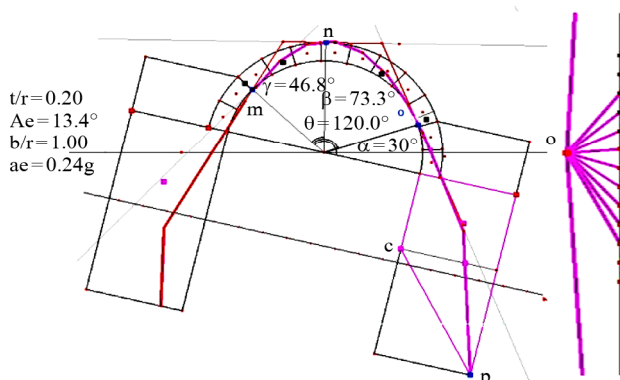
شکل (۱۰): نمونه تحلیل حد نهایی بر روی قوس با زاویه قطاع ۱۵۰ درجه و نسبت ضخامت به شعاع ۰/۱۵. قوس با شتاب افقی معادل ۰/۳۹ شتاب ثقل زمین (با توجه به اینکه تانژانت زاویه دوران حاصل از روش دوران صفحه زمین نسبت شتاب افقی زمین به شتاب ثقل را نشان می دهد، شتاب افقی زمین در نتایج بر اساس شتاب ثقل سنجیده و گزارش شده است) به مکانیسم تبدیل می شود. محل مفاصل مومسان بر روی قوس نشان داده شده اند.

پیش از بررسی فروریختگی مجموعه قوس و پایه، ظرفیت قوس مطابق شکل (۱۰) تعیین می شود. سپس، مجموعه تحلیل می شود (شکل ۱۱). دو مکانیسم فروریختگی محتمل در شکل (۱۲) دیده می شوند. فروریختگی در حالت قوس بسیار ضعیف- پایه قوی (فروریختگی با چهار مفصل در قوس) و دیگری، فروریختگی در حالت قوس ضعیف- پایه قوی (فروریختگی با سه مفصل در قوس و یک مفصل در پایه و احیای پایه پس از ریختن قوس) (در صورت وجود قوس قوی و پایه ضعیف، نیز، همین مکانیسم ایجاد می شود که با فروریختن کامل پایه همراه می شود).

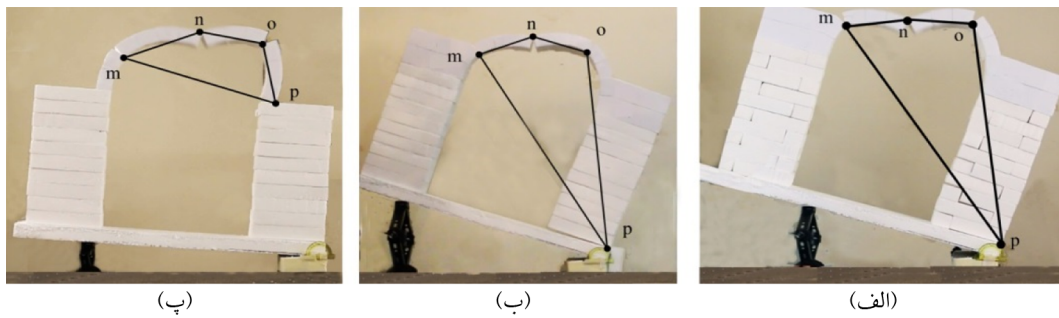
جدول های (۱) تا (۹) نتایج (در نمونه های بررسی شده، پاسخ تقریباً به صورت خطی یا دوخطی تغییر می کند. البته، با توجه به اینکه نرم افزار زوایا و تانژانت آن ها را به ترتیب تا یک و دو رقم اعشار ارائه می دهد، نتایج را گرد کرده و شکستگی هایی در خط نمودار ایجاد می شود) را بر اساس نام گذاری شکل (۸)



(الف) وقوع چهار مفصل در قوس



(ب) وقوع سه مفصل در قوس و یک مفصل در پایه، در حالت بدون ترک پایه (پ) وقوع سه مفصل در قوس و یک مفصل در پایه، در حالت رخداد ترک پایه شکل (۱۱): نمونه تحلیل حد نهایی بر روی قوس و پایه: به ترتیب (الف)، (ب) و (پ) با زاویه قطاع ۱۲۰، ۱۸۰، ۱۲۰ درجه و نسبت ضخامت قوس و عرض پایه به شعاع برابر (۰/۲۰ t/r و $b/r = 1$).



شکل (۱۲): (الف) مکانیسم فروریختگی با سه مفصل در قوس و یک مفصل در پایه. (ب) فروریختگی با سه مفصل در قوس و یک مفصل در پایه. (پ) مکانیسم فروریختگی با چهار مفصل در قوس که همراه با شکست مایل پایه رخ داده است. نمونه تحلیل مدل فیزیکی بر روی قوس و پایه: از (الف) تا (پ) با زاویه قطاع ۱۲۰، ۱۸۰، ۱۲۰ و درجه و نسبت ضخامت قوس و عرض پایه به شعاع برابر $t/r = 0.20$ و $b/r = 1$.

جدول (۱): نتایج حاصل از مدل تحلیلی برای قوس.

۰/۵۶			t/r	θ	۰/۲۶			t/r	θ
مدل تحلیلی (g*)					مدل تحلیلی (g*)				
۵۱/۸	α	محل مفاصل	۰/۲۰		۳۵/۹	α	محل مفاصل	۰/۲۰	
۶۶/۱	β				۶۷/۳	β			
۳۲/۱	γ				۶۶/۷	γ			
۰/۳۹					۰/۱۳				
۴۸/۸	α	محل مفاصل	۰/۱۵	۱۵۰	۳۴/۴	α	محل مفاصل	۰/۱۵	۱۸۰
۶۲/۹	β				۶۰/۶	β			
۳۸/۷	γ				۶۴/۹	γ			
۰/۲۳					۰/۰۰				
۴۴/۵	α	محل مفاصل	۰/۱۰		-	α	محل مفاصل	۰/۱۰	
۵۵/۵	β				-	β			
۴۹/۹	γ				-	γ			
۳/۳۷			t/r	θ	۱/۱۷			t/r	θ
۷۸/۱	α	محل مفاصل	۰/۲۰		۶۶/۱	α	محل مفاصل	۰/۲۰	
۴۸/۲	β				۵۸/۴	β			
۸/۷	γ				۲۵/۳	γ			
۲/۳۰					۰/۸۸				
۷۵/۱	α	محل مفاصل	۰/۱۵	۹۰	۶۴/۰	α	محل مفاصل	۰/۱۵	۱۲۰
۴۷/۱	β				۵۶/۴	β			
۱۲/۸	γ				۲۹/۵	γ			
۱/۴۰					۰/۵۷				
۷۱/۲	α	محل مفاصل	۰/۱۰		۶۰/۴	α	محل مفاصل	۰/۱۰	
۴۵/۹	β				۵۴/۰	β			
۱۷/۹	γ				۳۵/۴	γ			

جدول (۲): نتایج حاصل از مدل تحلیلی و فیزیکی برای مجموعه قوس با زاویه قطاع ۱۸۰ درجه و پایه: بدون احتساب ترک خوردگی در پایه.

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰
۰/۲۰	مدل تحلیلی	۰/۱۰	۰/۱۳	۰/۱۶	۰/۱۹	۰/۲۲	۰/۲۵	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس
	محل مفاصل	α	۳۰/۶	۳۲/۱	۳۳/۹	۳۳/۹	۳۵/۰	۳۶/۰	۳۵/۹	۳۵/۹	۳۵/۹	۳۵/۹	۳۵/۹
	β	۶۳/۹	۶۷/۸	۶۷/۰	۶۷/۹	۷۳/۰	۶۸/۷	۶۷/۳	۶۷/۳	۶۷/۳	۶۷/۳	۶۷/۳	۶۷/۳
	γ	۶۷/۸	۶۴/۲	۶۴/۷	۶۸/۰	۶۲/۴	۶۶/۶	۶۶/۷	۶۶/۷	۶۶/۷	۶۶/۷	۶۶/۷	۶۶/۷
	مدل فیزیکی	-	-	-	-	-	۰/۱۲	-	-	-	-	-	۰/۱۲
	خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	۱۰/۸	-	-	-	-	-	۱۱/۶
۱۸۰	مدل تحلیلی	۰/۱۰	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۱۳
	محل مفاصل	α	۳۴/۶	۳۴/۴	۳۴/۴	۳۴/۴	۳۴/۴	۳۴/۴	۳۴/۴	۳۴/۴	۳۴/۴	۳۴/۴	۳۴/۴
	β	۷۳/۳	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶	۶۰/۶
۰/۱۵	γ	۵۲/۴	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹	۶۴/۹
	مدل فیزیکی	-	-	-	-	-	۰/۰۰	-	-	-	-	-	۰/۰۰
	خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
۰/۱۰	مدل تحلیلی	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
	محل مفاصل	α	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	γ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	مدل فیزیکی	-	-	-	-	-	۰/۰۰	-	-	-	-	-	۰/۰۰
	خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

جدول (۳): نتایج حاصل از مدل تحلیلی و فیزیکی برای مجموعه قوس با زاویه قطاع ۱۵۰ درجه و پایه: بدون احتساب ترک خوردگی در پایه.

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰
۰/۲۰	مدل تحلیلی	۰/۰۹	۰/۱۲	۰/۱۵	۰/۱۸	۰/۲۰	۰/۲۳	۰/۲۵	۰/۲۷	۰/۳۰	۰/۳۲	۰/۳۴	۰/۳۴
	محل مفاصل	α	۲۶/۸	۲۸/۱	۳۰/۶	۳۱/۲	۳۳/۳	۳۵/۳	۳۶/۴	۳۷/۳	۳۸/۵	۳۹/۹	۴۱/۳
	β	۶۸/۶	۶۸/۵	۶۷/۹	۶۸/۴	۶۷/۹	۶۷/۹	۶۶/۷	۶۶/۶	۶۸/۴	۶۸/۰	۶۸/۶	۶۷/۲
	γ	۵۴/۶	۵۳/۴	۵۱/۵	۵۰/۴	۴۸/۹	۴۸/۰	۴۶/۱	۴۴/۲	۴۳/۵	۴۱/۵	۴۱/۵	۴۱/۵
	مدل فیزیکی	-	-	-	-	-	۰/۲۴	-	-	-	-	-	۰/۲۴
	خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	۴	-	-	-	-	-	۴۱
۱۵۰	مدل تحلیلی	۰/۱۰	۰/۱۳	۰/۱۶	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۲۴	۰/۲۶	۰/۲۹	۰/۳۱	۰/۳۳	۰/۳۵	۰/۳۵
	محل مفاصل	α	۳۱/۸	۳۴/۱	۳۵/۸	۳۷/۱	۳۸/۶	۳۸/۶	۴۱/۹	۴۱/۹	۴۳/۸	۴۴/۵	۴۷/۱
	β	۶۳/۷	۶۵/۰	۶۶/۰	۶۶/۰	۶۶/۵	۶۶/۵	۶۴/۵	۶۳/۵	۶۴/۱	۶۳/۸	۶۳/۵	۶۳/۶
۰/۱۵	γ	۵۴/۵	۵۰/۹	۴۸/۲	۴۶/۹	۴۶/۹	۴۶/۹	۴۶/۶	۴۴/۰	۴۲/۴	۴۲/۱	۳۹/۲	۳۹/۲
	مدل فیزیکی	-	-	-	-	-	۰/۱۶	-	-	-	-	-	۰/۱۹
	خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	۵۰	-	-	-	-	-	۸۴

ادامه جدول (۳).

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰	
			۰/۱۳	۰/۱۵	۰/۱۷	۰/۲۰	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس	ریزش قوس	
۱۵۰	۰/۱۰	α	۳۶/۵	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۳/۷	۴۴/۵	۴۴/۵	۴۴/۵	۴۴/۵	۴۴/۵	۴۴/۵	۴۴/۵	
		محل مفاصل β	۵۸/۸	۵۸/۰	۵۸/۰	۵۹/۸	۵۵/۵	۵۵/۵	۵۵/۵	۵۵/۵	۵۵/۵	۵۵/۵	۵۵/۵	۵۵/۵
		γ	۵۴/۷	۵۱/۳	۵۱/۳	۴۶/۵	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹
			-	-	-	-	۰/۰۰	-	-	-	-	-	۰/۰۰	
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

جدول (۴): نتایج حاصل از مدل تحلیلی و فیزیکی برای مجموعه قوس با زاویه قطاع ۱۲۰ درجه و پایه: بدون احتساب ترک خوردگی در پایه.

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰
			۰/۰۹	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۱۶	۰/۱۸	۰/۲۱	۰/۲۳	۰/۲۵	۰/۲۷	۰/۲	۰/۳۲
۱۲۰	۰/۲۰	α	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۷/۹	۳۷/۳	۳۸/۴
		محل مفاصل β	۵۶/۵	۶۸/۲	۶۷/۶	۶۸/۹	۷۱/۱	۷۱/۱	۷۴/۱	۷۵/۴	۶۶/۸	۶۸/۶	۶۴/۷
		γ	۵۴/۴	۶۵/۷	۵۲/۸	۵۱/۵	۴۹/۳	۴۹/۳	۴۶/۳	۴۵/۰	۳۹/۸	۶۷/۳	۴۱/۵
			-	-	-	-	۰/۲۱	-	-	-	-	-	۰/۲۴
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۳۳
			۰/۱۰	۰/۱۲	۰/۱۵	۰/۱۷	۰/۱۹	۰/۲۲	۰/۲۴	۰/۲۶	۰/۲۸	۰/۳۱	۰/۳۳
۱۵۰	۰/۱۵	α	۳۰/۶	۳۳/۶	۳۳/۶	۳۶/۷	۳۶/۷	۳۶/۷	۳۹/۵	۳۹/۵	۳۹/۵	۴۱/۷	۴۱/۷
		محل مفاصل β	۶۴/۶	۶۴/۸	۶۴/۸	۶۴/۴	۶۴/۴	۶۴/۴	۶۳/۵	۶۳/۷	۶۳/۲	۶۱/۷	۶۱/۲
		γ	۵۴/۷	۵۱/۶	۵۱/۶	۴۹/۰	۴۹/۰	۴۹/۰	۴۷/۰	۴۶/۷	۴۵/۱	۴۱/۲	۳۹/۸
			-	-	-	-	۰/۱۵	-	-	-	-	-	۰/۲۳
			-	-	-	-	۴۶	-	-	-	-	-	۴۳
			۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۱۶	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۲۴	۰/۲۶	۰/۲۸	۰/۳۰	۰/۳۲	۰/۳۳
۱۸۰	۰/۱۰	α	۳۹/۵	۴۰/۶	۴۳/۲	۴۱/۰	۴۲/۸	۴۵/۰	۴۵/۰	۴۵/۰	۴۵/۰	۴۷/۷	۴۷/۶
		محل مفاصل β	۶۲/۲	۶۲/۷	۶۰/۳	۵۹/۸	۵۸/۲	۵۷/۳	۵۶/۶	۵۹/۵	۶۰/۴	۵۸/۹	۶۰/۶
		γ	۴۸/۲	۷۴/۴	۶۴/۵	۴۹/۲	۴۳/۶	۴۷/۸	۴۵/۵	۴۸/۴	۴۱/۹	۴۳/۳	۶۳/۱
			-	-	-	-	۰/۰۰	-	-	-	-	-	۰/۰۰
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

جدول (۵): نتایج حاصل از مدل تحلیلی و فیزیکی برای مجموعه قوس با زاویه قطاع ۹۰ درجه و پایه: بدون احتساب ترک خوردگی در پایه.

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰
			۰/۱۳	۰/۱۵	۰/۱۷	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۲۳	۰/۲۵	۰/۲۷	۰/۲۹	۰/۳۱	۰/۳۱
۹۰	۰/۲۰	α	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵
		محل مفاصل β	۴۹/۶	۴۹/۶	۵۰/۹	۵۰/۹	۵۱/۱	۵۲/۵	۵۳/۸	۵۳/۸	۵۳/۸	۵۳/۸	۵۳/۸
		γ	۴۰/۳	۴۰/۳	۳۹/۱	۳۸/۹	۳۷/۴	۳۶/۲	۳۶/۲	۳۶/۲	۳۶/۲	۳۶/۲	۳۴/۹
			-	-	-	-	۰/۲۰	-	-	-	-	-	۰/۳۱
			-	-	-	-	۵	-	-	-	-	-	۰

ادامه جدول (۵).

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰
		مدل تحلیلی	۰/۱۱	۰/۱۳	۰/۱۵	۰/۱۸	۰/۲۰	۰/۲۲	۰/۲۴	۰/۲۶	۰/۲۸	۰/۳۰	۰/۳۲
		α	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵
۰/۱۵	محل مفاصل	β	۴۹/۳	۵۰/۷	۵۰/۷	۵۱/۶	۵۲/۰	۵۳/۲	۵۳/۸	۵۴/۲	۵۴/۲	۵۴/۱	۵۵/۵
		γ	۴۰/۷	۳۹/۲	۳۹/۲	۳۸/۳	۳۷/۸	۳۶/۷	۳۶/۱	۳۵/۸	۳۵/۸	۳۵/۸	۳۵/۸
		مدل فیزیکی	-	-	-	-	۰/۱۹	-	-	-	-	-	۰/۲۲
		خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	۱۶	-	-	-	-	۴۵
۹۰	محل مفاصل	مدل تحلیلی	۰/۱۱	۰/۱۵	۰/۱۷	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۲۳	۰/۲۵	۰/۲۷	۰/۲۹	۰/۳۱	۰/۳۳
		α	۴۶	۴۵	۴۵/۵	۴۵/۵	۴۵/۵	۴۵/۵	۴۵/۵	۴۵/۵	۴۵/۵	۴۵/۵	۴۵/۷
۰/۱۰	محل مفاصل	β	۴۹/۲	۵۰/۹	۵۲/۳	۵۲/۳	۵۲/۳	۵۳/۰	۵۳/۰	۵۳/۰	۵۳/۰	۵۳/۰	۵۵/۵
		γ	۴۰/۴	۳۹/۰	۳۷/۱	۳۷/۱	۳۷/۱	۳۶/۵	۳۶/۵	۳۶/۵	۳۶/۵	۳۶/۵	۳۳/۸
		مدل فیزیکی	-	-	-	-	-	۰/۲۳	-	-	-	-	۰/۲۳
		خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۴۳

جدول (۶): نتایج حاصل از مدل تحلیلی و فیزیکی برای مجموعه قوس با زاویه قطاع ۱۸۰ درجه و پایه: با احتساب ترک خوردگی در پایه.

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰
		مدل تحلیلی	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
		α	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
۰/۲۰	محل مفاصل	β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		γ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		مدل فیزیکی	-	-	-	-	۰/۲۱	-	-	-	-	-	۰/۲۴
		خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	۰/۰۰	-	-	-	-	۳۳
		مدل تحلیلی	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
		α	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
۰/۱۵	محل مفاصل	β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		γ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		مدل فیزیکی	-	-	-	-	-	۰/۰۰	-	-	-	-	۰/۰۰
		خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		مدل تحلیلی	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
		α	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
۰/۱۰	محل مفاصل	β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		γ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		مدل فیزیکی	-	-	-	-	-	۰/۰۰	-	-	-	-	۰/۰۰
		خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

جدول (۷): نتایج حاصل از مدل تحلیلی و فیزیکی برای مجموعه قوس با زاویه قطاع ۱۵۰ درجه و پایه: با احتساب ترک خوردگی در پایه.

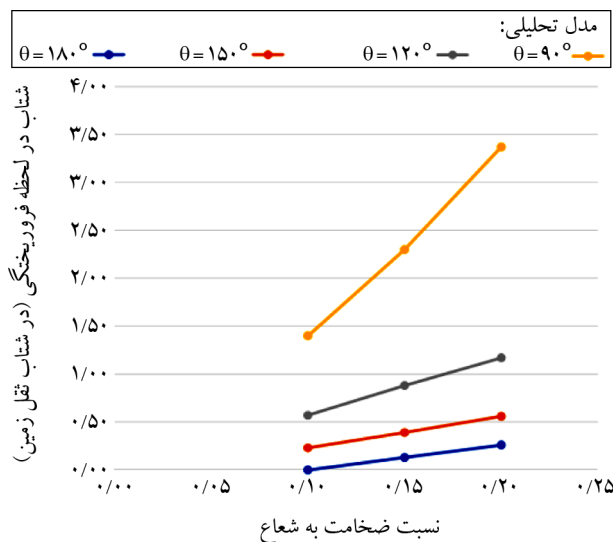
θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰		
۰/۲۰	مدل تحلیلی														
	محل مفاصل	α	۲۹/۳	۲۹/۳	۲۸/۶	۳۰/۳	۳۲/۲	۳۳/۶	۳۳/۱	۳۵/۳	۳۷/۰	۳۷/۰	۳۷/۳	۳۷/۰	
		β	۶۳/۰	۶۳/۰	۶۷/۷	۶۵/۶	۶۶/۵	۶۵/۰	۶۷/۳	۶۶/۳	۶۶/۷	۶۶/۷	۶۷/۶	۶۸/۹	
		γ	۵۷/۷	۵۷/۷	۵۳/۷	۵۴/۲	۵۱/۳	۵۱/۳	۴۹/۶	۴۸/۴	۴۶/۳	۴۵/۴	۴۴/۱	۴۴/۱	
	مدل فیزیکی														
	خطای تحلیل (درصد)														
	مدل تحلیلی														
	محل مفاصل	α	۲۹/۳	۳۰/۳	۳۰/۳	۳۴/۶	۳۴/۶	۳۴/۶	۳۴/۶	۳۶/۹	۳۸/۱	۳۸/۱	۳۸/۱	۳۸/۱	
		β	۶۳/۱	۶۳/۱	۶۴/۱	۶۵/۵	۶۲/۷	۶۲/۷	۶۵/۸	۶۴/۱	۶۲/۹	۶۴/۸	۶۴/۸	۶۵/۳	
		γ	۵۷/۶	۵۵/۶	۵۴/۳	۵۴/۳	۵۲/۸	۵۲/۸	۴۹/۷	۴۹/۰	۴۹/۰	۴۷/۱	۴۶/۶	۴۶/۶	
مدل فیزیکی															
خطای تحلیل (درصد)															
۰/۱۵	مدل تحلیلی														
	محل مفاصل	α	۳۷/۵	۳۷/۵	۳۷/۵	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	
		β	۵۸/۴	۵۰/۹	۵۳/۰	۵۳/۸	۵۵/۲	۵۵/۲	۵۵/۲	۵۵/۲	۵۹/۴	۵۹/۴	۶۱/۸	۶۸/۷	
		γ	۵۴/۲	۵۴/۲	۵۲/۱	۵۱/۲	۴۹/۲	۴۹/۲	۴۹/۹	۴۵/۷	۴۵/۷	۴۳/۲	۴۳/۲	۴۳/۲	
	مدل فیزیکی														
	خطای تحلیل (درصد)														
	۰/۱۰	مدل تحلیلی													
		محل مفاصل	α	۳۷/۵	۳۷/۵	۳۷/۵	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹	۴۴/۹
			β	۵۸/۴	۵۰/۹	۵۳/۰	۵۳/۸	۵۵/۲	۵۵/۲	۵۵/۲	۵۵/۲	۵۹/۴	۵۹/۴	۶۱/۸	۶۸/۷
			γ	۵۴/۲	۵۴/۲	۵۲/۱	۵۱/۲	۴۹/۲	۴۹/۲	۴۹/۹	۴۵/۷	۴۵/۷	۴۳/۲	۴۳/۲	۴۳/۲
مدل فیزیکی															
خطای تحلیل (درصد)															

جدول (۸): نتایج حاصل از مدل تحلیلی و فیزیکی برای مجموعه قوس با زاویه قطاع ۱۲۰ درجه و پایه: با احتساب ترک خوردگی در پایه.

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰		
۰/۲۰	مدل تحلیلی														
	محل مفاصل	α	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	۳۰	
		β	۶۱/۹	۶۲/۱	۶۵/۴	۶۵/۴	۶۵/۴	۶۸/۰	۶۹/۶	۶۹/۶	۶۹/۶	۷۱/۸	۷۱/۸	۷۳/۳	
		γ	۵۸	۵۸	۵۴/۸	۵۴/۸	۵۴/۸	۵۴/۸	۵۲/۱	۵۰/۵	۵۰/۵	۴۸/۳	۴۶/۸	۴۶/۸	
	مدل فیزیکی														
	خطای تحلیل (درصد)														
	۰/۱۵	مدل تحلیلی													
		محل مفاصل	α	۳۰/۸	۳۲/۱	۳۳/۴	۳۵/۱	۳۵/۱	۳۶/۴	۳۶/۴	۳۶/۴	۴۰/۵	۴۰/۵	۴۰/۵	۴۰/۵
			β	۶۴/۹	۶۳/۷	۶۶/۴	۶۴/۷	۶۴/۷	۶۳/۴	۶۳/۴	۶۳/۴	۶۳/۴	۶۳/۴	۶۳/۴	۶۳/۴
			γ	۵۳/۹	۵۳/۹	۵۳/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹	۴۹/۹
مدل فیزیکی															
خطای تحلیل (درصد)															
۰/۱۰		مدل تحلیلی													
		محل مفاصل	α	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴	۳۱/۴
			β	۶۱/۶	۶۵/۶	۶۵/۶	۶۸/۱	۶۸/۱	۶۸/۱	۶۷/۵	۷۳/۴	۷۲/۰	۷۵/۰	۷۴/۴	۷۴/۴
			γ	۵۷/۸	۵۳/۸	۵۳/۸	۵۱/۳	۵۱/۳	۵۱/۳	۵۱/۳	۴۶/۰	۴۷/۴	۴۴/۵	۴۶/۹	۴۵/۱
	مدل فیزیکی														
	خطای تحلیل (درصد)														

جدول (۹): نتایج حاصل از مدل تحلیلی و فیزیکی برای مجموعه قوس با زاویه قطاع ۹۰ درجه و پایه: با احتساب ترک خوردگی در پایه.

θ	t/r	b/r	۰/۵۰	۰/۵۵	۰/۶۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰	
۰/۲۰	مدل تحلیلی													
	α	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	
	β	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	۴۸/۹	
	γ	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	۴۰/۷	
	مدل فیزیکی													
	خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	-	-	۵	-	-	-	-	۲۰
	مدل تحلیلی													
	α	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵
	β	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴	۴۷/۴
	γ	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲	۴۲/۲
مدل فیزیکی														
خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	-	-	۳۱	-	-	-	-	۲۹	
۰/۱۵	مدل تحلیلی													
	α	۵۱/۶	۵۰/۹	۵۰/۰	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	
	β	۴۴/۸	۴۵/۶	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	
	γ	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	
	مدل فیزیکی													
	خطای تحلیل (درصد)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۲۹
	۰/۱۰	مدل تحلیلی												
		α	۵۱/۶	۵۰/۹	۵۰/۰	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸	۴۹/۸
		β	۴۴/۸	۴۵/۶	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴	۴۶/۴
		γ	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴	۳۸/۴
مدل فیزیکی														
خطای تحلیل (درصد)		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۲۹

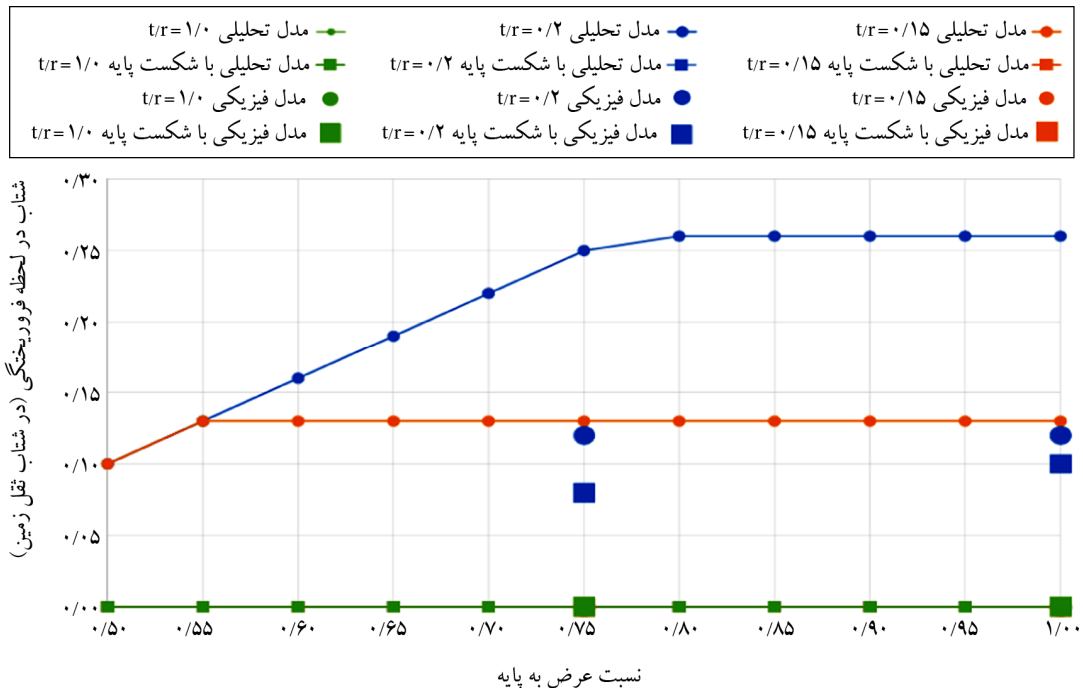


شکل (۱۳): نمودار نتایج مدل تحلیلی برای قوس‌های قطاع دایره با نسبت ضخامت به شعاع متفاوت.

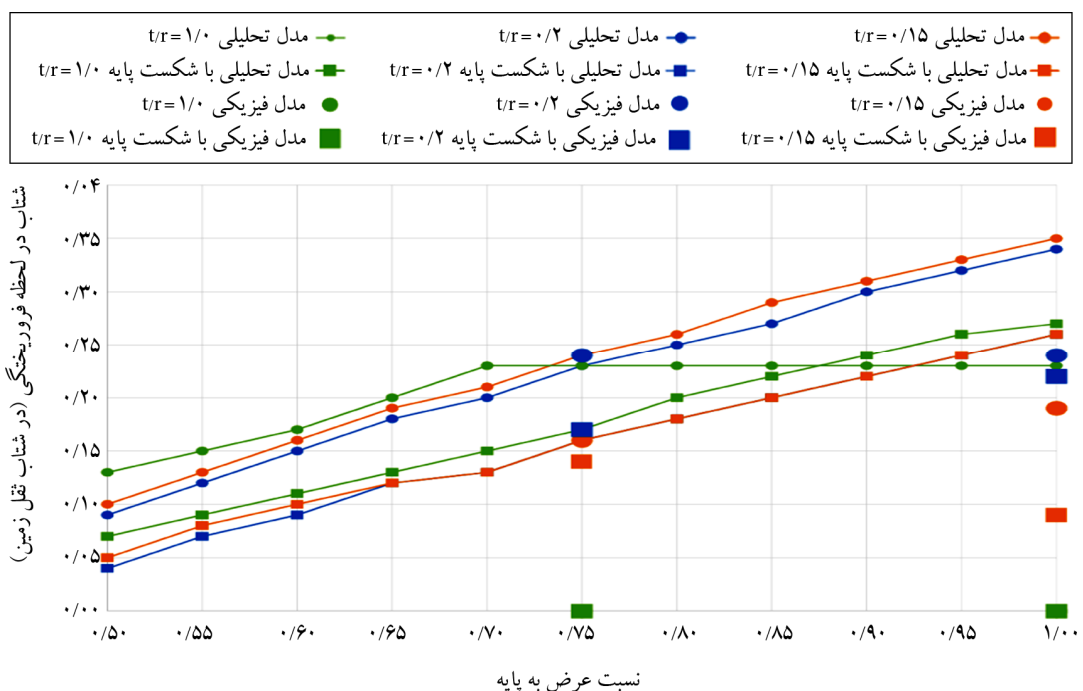
نمودار شکل (۱۳) ارتباط نسبت ضخامت به شعاع و زاویه قطاع با حداکثر شتاب افقی زمین قابل تحمل توسط قوس را بیان می‌دارد. نمودار شکل (۱۴) نتایج حد نهایی پایداری سازه در ارتباط با قوسی با زاویه قطاع ۱۸۰ را نشان می‌دهد: نمودار نشانگر فروریختن قوس پیش از استفاده از ظرفیت کامل پایه می‌باشد. در نمودارهای شکل‌های (۱۵) تا (۱۷) که برای سایر زاویه‌های قطاع ترسیم شده‌اند، در یک نگاه اجمالی، پاسخ تقریباً به صورت خطی تغییر می‌کند که نشانگر ارتباط مستقیم افزایش

نمودار شکل (۱۳) ارتباط نسبت ضخامت به شعاع و زاویه قطاع با حداکثر شتاب افقی زمین قابل تحمل توسط قوس را بیان می‌دارد. نمودار شکل (۱۴) نتایج حد نهایی پایداری سازه در ارتباط با قوسی با زاویه قطاع ۱۸۰ را نشان می‌دهد: نمودار نشانگر فروریختن قوس پیش از استفاده از ظرفیت کامل پایه می‌باشد. در نمودارهای شکل‌های (۱۵) تا (۱۷) که برای سایر زاویه‌های قطاع ترسیم شده‌اند، در یک نگاه اجمالی، پاسخ تقریباً به صورت خطی تغییر می‌کند که نشانگر ارتباط مستقیم افزایش

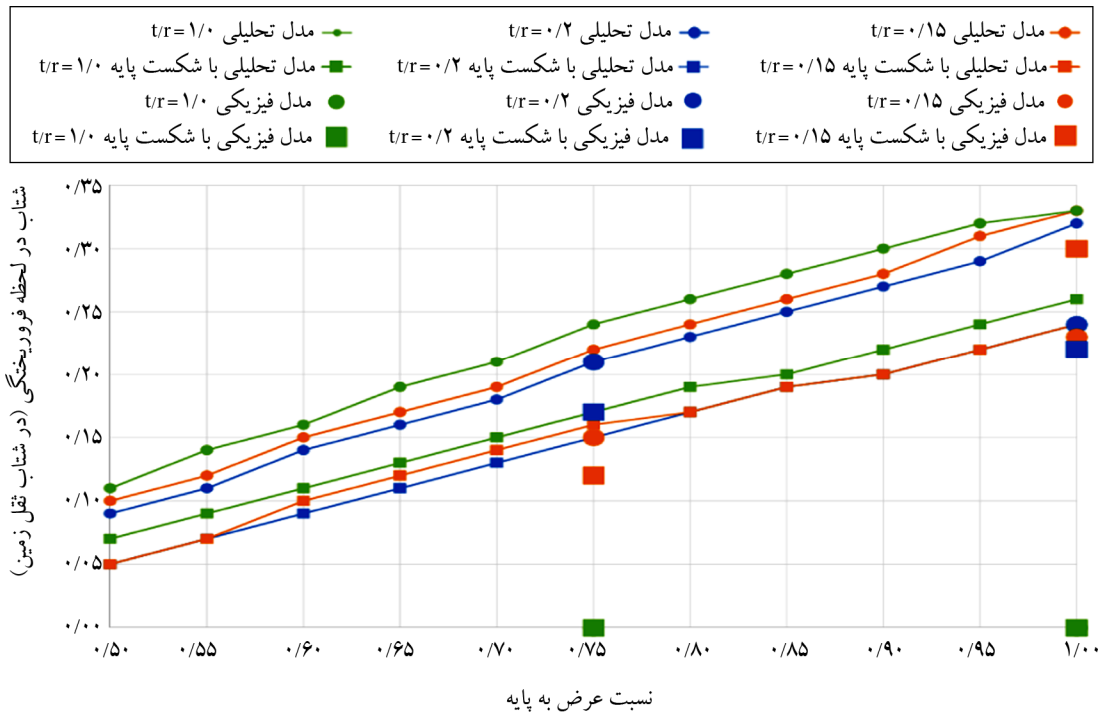
ضخامت پایه با پایداری سازه می‌باشد. بیانگر این هستند که به غیر از مورد قوس‌های با خیز بلند و لاغر، شکل‌های (۱۸) تا (۲۰) هریک برای یک نسبت ضخامت به شعاع قوس مشخص ترسیم شده و اثر تغییر زاویه قطاع را بر پایداری سازه نشان می‌دهند: در یک نگاه کلی، این نمودارها با کاهش زاویه قطاع، حد نهایی پایداری سازه کاهش می‌یابد. در تمامی نمودارهای اشاره شده، پاسخ‌ها با توجه به وقوع ترک پایه نیز ترسیم شده‌اند.



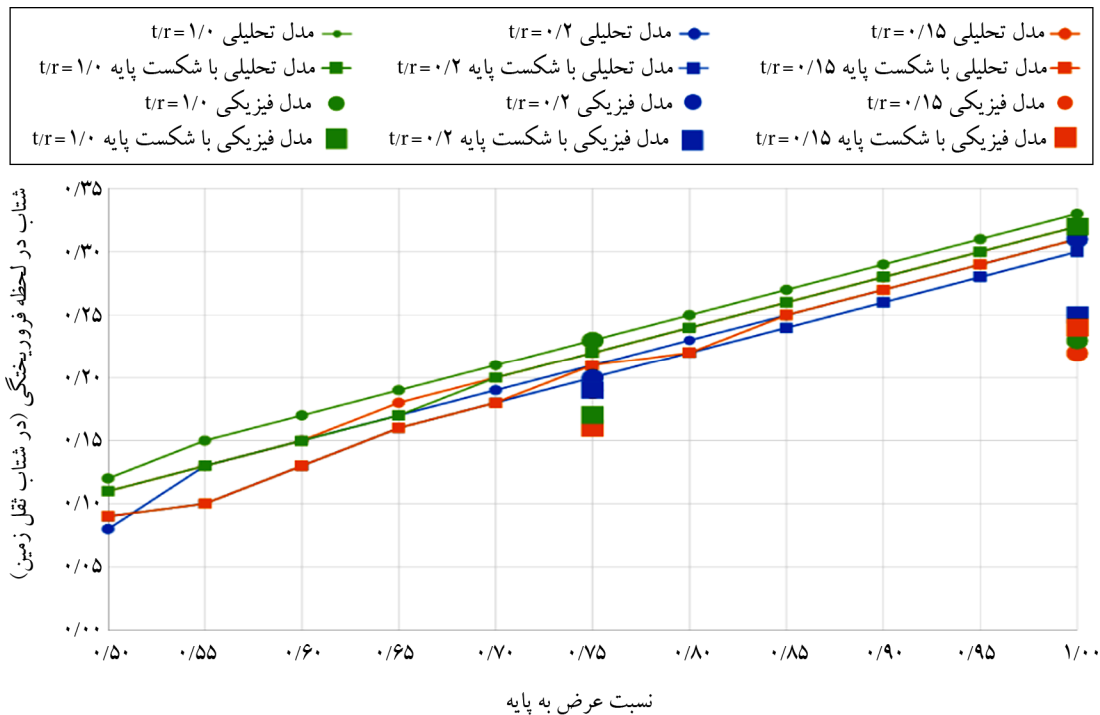
شکل (۱۴): نمودار نتایج مدل تحلیلی و فیزیکی برای قوس با زاویه قطاع ۱۸۰ درجه، با نسبت ضخامت قوس به شعاع و ضخامت پایه به شعاع متفاوت (با و بدون احتساب ترک پایه).



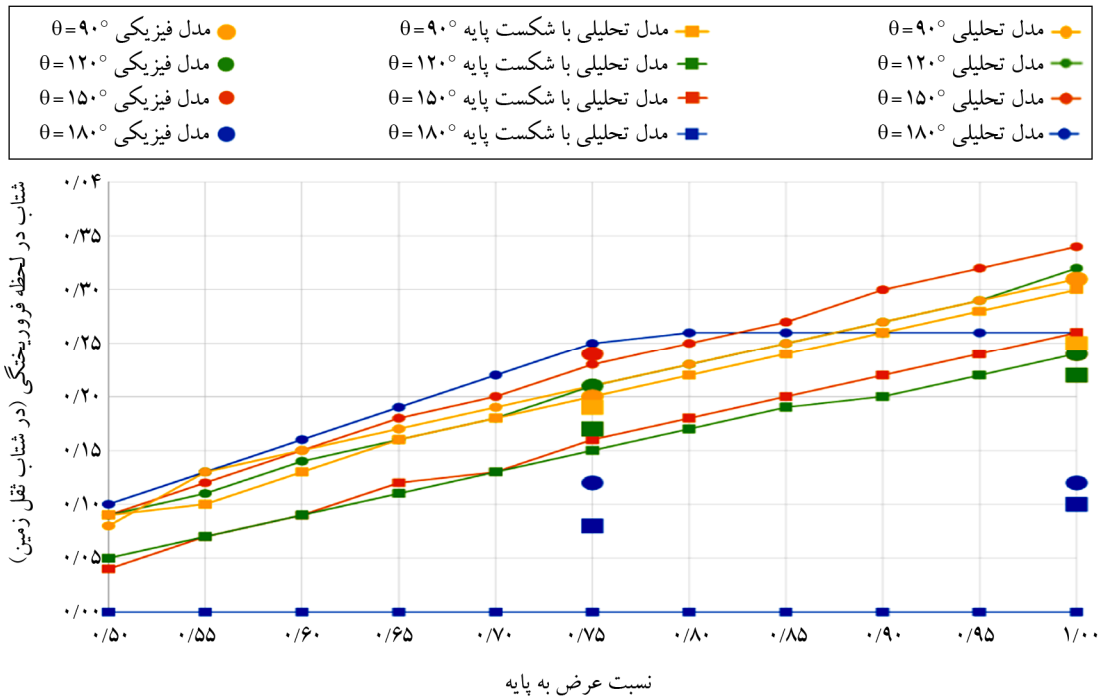
شکل (۱۵): نمودار نتایج مدل تحلیلی و فیزیکی برای قوس با زاویه قطاع ۱۵۰ درجه، با نسبت ضخامت قوس به شعاع و ضخامت پایه به شعاع متفاوت (با و بدون احتساب ترک پایه).



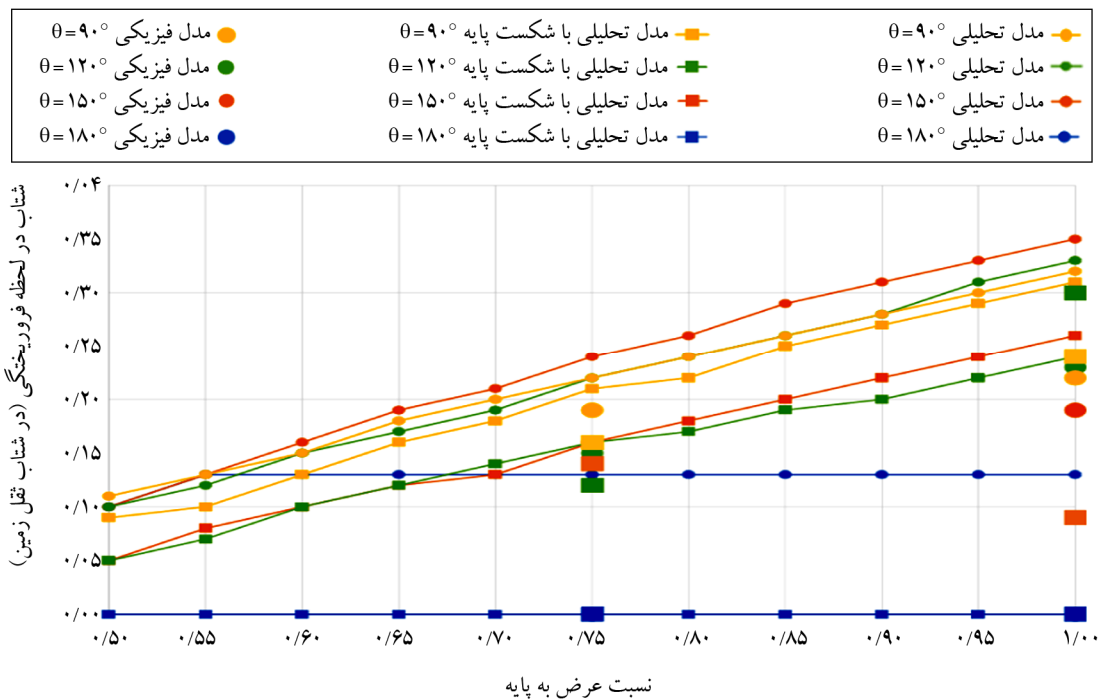
شکل (۱۶): نمودار نتایج مدل تحلیلی و فیزیکی برای قوس با زاویه قطاع ۱۲۰ درجه، با نسبت ضخامت قوس به شعاع و ضخامت پایه به شعاع متفاوت (با و بدون احتساب ترک پایه).



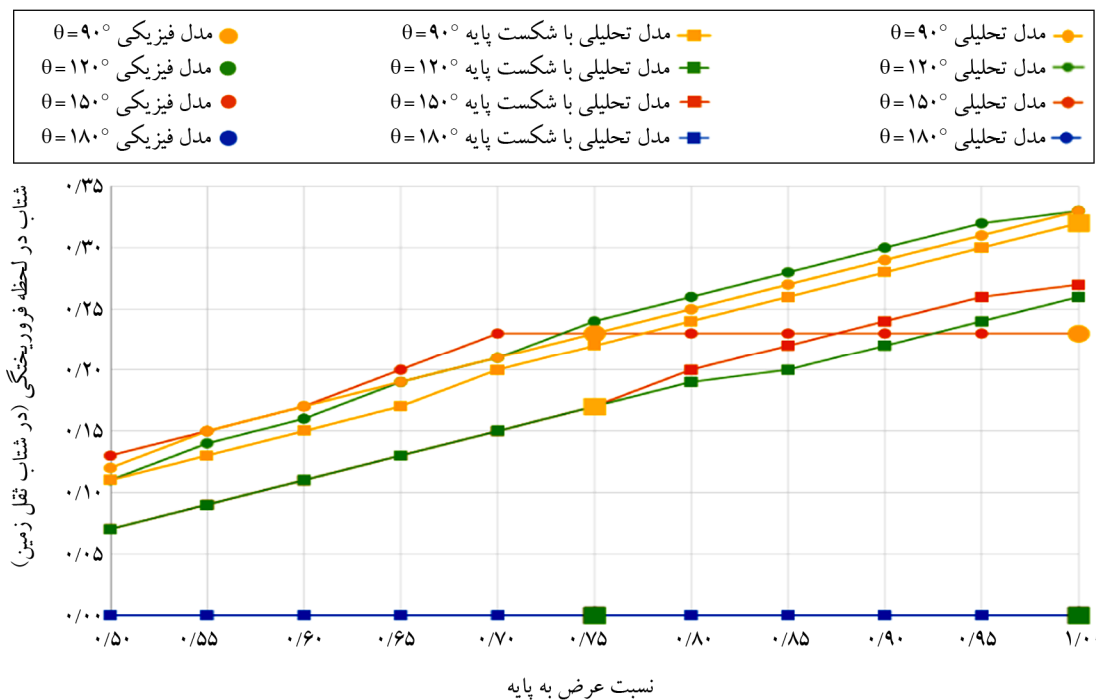
شکل (۱۷): نمودار نتایج مدل تحلیلی و فیزیکی برای قوس با زاویه قطاع ۹۰ درجه، با نسبت ضخامت قوس به شعاع و ضخامت پایه به شعاع متفاوت (با و بدون احتساب ترک پایه).



شکل (۱۸): نمودار نتایج مدل تحلیلی و فیزیکی برای قوس با نسبت ضخامت به شعاع ۰/۲، با زاویه قطاع و نسبت ضخامت پایه به شعاع متفاوت (با و بدون احتساب ترک پایه).



شکل (۱۹): نمودار نتایج مدل تحلیلی و فیزیکی برای قوس با نسبت ضخامت به شعاع ۰/۱۵، با زاویه قطاع و نسبت ضخامت پایه به شعاع متفاوت (با و بدون احتساب ترک پایه).



شکل (۲۰): نمودار نتایج مدل تحلیلی و فیزیکی برای قوس با نسبت ضخامت به شعاع ۰/۱۰، با زاویه قطاع و نسبت ضخامت پایه به شعاع متفاوت (با و بدون احتساب ترک پایه).

۵- بحث

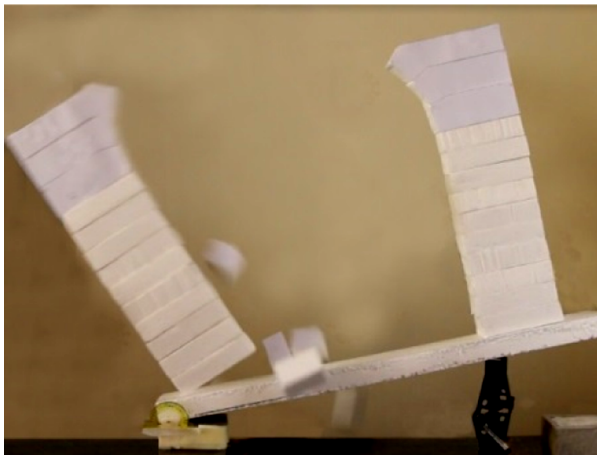
بر روی نسبت‌های پایه آزمون شده، نمی‌توان به حد پایداری بیش از ۰/۲۶ شتاب ثقل (حد نهایی پایداری قوس منفرد) در تحلیل خط رانش دست یافت و برای رسیدن به حد نهایی بالاتر، باید از قوس‌های قطاع دایره استفاده نمود (جدول ۲ و نمودار شکل ۱۸). احداث تاق‌هایی با قوس نیم‌دایره یا با زاویه قطاع ۱۵۰ درجه و نسبت ضخامت به شعاع کم، ۰/۱ و ۰/۱۵، پایداری لرزه‌ای سازه‌های تاقی را به شدت تهدید می‌کند و با توجه به این‌که فروریختن تاق‌های با خیز بلند و لاغر، قبل از چرخش پایه و باز شدن دهانه قوس در قسمت بالای دیوار رخ می‌دهد، (به تعبیری قوس درون خودش می‌ریزد). استفاده از کش، نیز، در این حالت برای پایداری سازه بیهوده است. معضل دیگر این قوس‌ها که در هنگام چیدن و آزمون مشخص شد این است که خطای اجرای آن‌ها پاسخ را به میزان زیاد تحت تأثیر قرار می‌دهد و علاوه بر اینکه نتایج سه آزمایش انجام شده بر روی مدل فیزیکی سازه تفاوت زیادی داشتند، میانگین نتایج نیز گاه تا بیش از ۱۰۰ درصد با مدل تحلیلی فاصله می‌گیرد (نگاه کنید

با رجوع به نتایج، می‌توان درباره حد پایداری سازه با نسبت‌های مورد نظر هندسی یک ارزیابی کلی به دست آورد یا برای هدف طراحی اولیه در برابر شتاب افقی زمین مشخص، نسبت‌های مورد نظر را با احتساب خطاها انتخاب نمود.

موارد زیر از تطبیق داده‌ها و مشاهده نمودارها قابل‌بحث هستند:

- با افزایش ضخامت و کاهش زاویه قطاع قوس، پایداری لرزه‌ای قوس منفرد افزایش می‌یابد (نمودار شکل ۱۳). به عنوان مثال، با دو برابر کردن نسبت ضخامت قوس نیم‌دایره به شعاع آن، از ۰/۱ به ۰/۲، حد پایداری آن در تحلیل از صفر به ۰/۲۶ شتاب ثقل افزایش می‌یابد. در نسبت ضخامت قوس به شعاع ۰/۲، با کاهش زاویه دربرگیرنده قوس از ۱۸۰ به ۱۵۰ درجه، حد پایداری آن به ۰/۵۶ شتاب ثقل افزایش می‌یابد. در برخی تناسبات بررسی شده مجموعه قوس و پایه، می‌توان با افزایش ضخامت قوس نیم‌دایره به جای کاهش زاویه دربرگیرنده، به طراحی اقتصادی‌تری دست یافت، اما در نهایت، با قوس نیم‌دایره (با نسبت ضخامت به شعاع ۰/۲)

مصالح را عملاً دور می‌ریزد و در صورت فروریختگی، میزان آوار را افزایش می‌دهد. معضل بزرگ دیگری نیز در افزایش ضخامت قوس وجود دارد: در مکانیسم قوس ضعیف-پایه قوی، در صورت وقوع ترک در پایه و چرخش آن، با فروریختن قوس و حذف رانش آن، پایه به جای خود بازمی‌گردد؛ اما در حالت قوس قوی بر روی پایه لاغر، پایه احیاء نخواهد شد و با واژگونی خود باعث افزایش آوار و فروریختگی شدید بنا می‌شود (شکل ۲۲). معمولاً، در بناهای بومی، راهبرد قوس ضعیف- پایه قوی اتخاذ شده است که مشاهده‌های میدانی در پژوهش مهدی (Mahdi, 2017) و اوشندورف (Ochsendorf, 2002) مؤید آن هستند.



شکل (۲۲): قوس قوی بر روی پایه ضعیف منجر به واژگونی پایه خواهد شد.

با وجود این که تاق آهنگ با عملکرد دو بعدی، در حالت موازی صفحه قوس، رفتاری نامناسب‌تر از پوشش‌های با رفتار سه‌بعدی دارد، اما با کار بر روی تناسب هندسی قوس مقطع تاق، می‌توان عملکرد مطلوبی برای تاق آهنگ ایجاد کرد. به‌عنوان مثال، با زاویه قطاع ۹۰ و ۱۲۰ می‌توان به پایداری جانبی در برابر شتاب افقی معادل شتاب ثقل نیز دست یافت (نمودار شکل ۱۳). مع‌الوصف، زمانی که تاق بر روی پایه است، در هیچ‌یک از موارد بررسی شده، شتاب افقی در حد نهایی، با شرط بدون ترک پایه، از ۰/۳۵ شتاب ثقل فراتر نرفت (برای سازه‌ای با مشخصات زاویه قطاع ۱۵۰، نسبت ضخامت به شعاع ۰/۱۵ و نسبت عرض پایه به شعاع ۱) (نمودار شکل‌های ۱۸

به جدول ۲). شاپیرو (Shapiro, 2012) نیز نشان می‌دهد که خطای اجرایی و اندکی افزایش دهانه در هنگام اجرای این قوس‌ها، ظرفیت باربری قائم را به طرز معناداری کاهش می‌دهد. همچنین، تجربه چیدن مدل فیزیکی نشان داد که قوس‌های با خیز بلند مانند نیم‌دایره و با زاویه قطاع ۱۵۰ درجه با نسبت ضخامت به دهانه کم به‌سختی چیده می‌شوند و راهکار چینش پای قوس و تبدیل آن به قطاع مناسب، اجرا را به‌مراتب راحت‌تر می‌کند. به نظر می‌رسد در معماری بومی و تاریخی ایران نیز این تکنیک مورد استفاده بوده است (شکل ۲۱). هورتا (Huerta, 2001) نیز اشاره می‌کند که این یک تکنیک متداول در معماری غرب بوده است.



شکل (۲۱): چیدن شانه قوس با آجر (عکاس: محسن کشاورز).

با افزایش ضخامت قوس بر روی پایه (در تحلیل بدون احتساب ترک پایه) سناریوهای مختلفی روی خواهد داد. در برخی از تناسبات، به‌عنوان مثال، در قوس‌های نیم‌دایره، افزایش ضخامت قوس باعث افزایش معنادار پایداری خواهد شد (حالتی که ضخامت لازم برای پایداری قوس، درون خود فراهم می‌شود). (نمودار شکل ۱۴). در برخی تناسبات هندسی، به‌عنوان مثال، در قوس‌های با زاویه دربرگیرنده ۱۲۰، افزایش ضخامت قوس پایداری سازه را در مدل تحلیلی کاهش خواهد داد که با توجه به نمودار شکل (۱۶) اثر محسوسی نیست، اما یک مشکل این راهبرد این است که بدون افزایش پایداری لرزه‌ای، با افزایش ضخامت قوس،

قوس روی خواهد داد و کاهش زاویه قطاع این ضعف را برطرف خواهد کرد. این نکته، تذکر مهمی را در پایدارسازی این سازه‌ها بیان می‌دارد که باید در پژوهشی جداگانه بررسی شود: تصور نمایید تبدیل قوس نیم‌دایره به قطاعی با زاویه دربرگیرنده کوچک‌تر، از طریق ریختن خاک ریز فشرده انجام شده باشد. در این صورت، برداشتن خاک ریز، به منظور سبک‌سازی، همان‌طور که در بندهای قبلی ذکر شد، به پایدارسازی قوس منفرد لطمه جدی می‌زند: در مجموعه قوس و پایه ذکر شده در بند قبلی، با حذف خاک ریز و تبدیل قوس به نیم‌دایره، حد نهایی پایدارسازی از ۰/۳۵ به ۰/۱۳ شتاب ثقل کاهش می‌یابد. این نکته متذکر می‌شود که در طراحی و مداخله در این سازه‌ها بهتر است به جای اصطلاح «اصلاح نحوه سبک‌سازی» در سازه‌های قابی، از اصطلاح «اصلاح نحوه توزیع جرم» یا «اصلاح پیکربندی» استفاده شود. البته، باید یادآوری کرد که در این نوشتار فرض شده، پای قوس چیده شده و اثر خاک ریز که ممکن است دارای پیوند لازم با قوس نباشد، بررسی نشده است: تجاری از مناطق زلزله زده موجود است که در برخی موارد، خاک ریزها از شانه تاق فروریخته و عملکرد مثبت پیش‌بینی شده آن حاصل نخواهد شد. مورا-گومز (Mora-Gómez, 2015) اشاره می‌کند که راهکار کلاسیک استادکاران، قرار دادن کش در ارتفاعی بالاتر از پای کار قوس، به گونه‌ای که قوس، خاک ریز و پایه به یکدیگر دوخته و یگانه رفتار کنند، راهکاری مناسب در افزایش پایدارسازی سازه در اعمال بار نقطه‌ای قائم است: این راهکار می‌تواند در پژوهش‌های آتی به عنوان یک گزینه پایدارسازی در نظر گرفته شود. در نهایت، نیاز به بررسی اثر خاک ریز غیر یک‌پارچه با تاق، در پایدارسازی لرزه‌ای در یک پژوهش جداگانه احساس می‌شود.

- به دلیل رخداد ترک مایل در پایه، ناشی از عدم پیوستگی در محل بندهای قائم، حد نهایی پایدارسازی سازه کاهش می‌یابد. برای زوایای دربرگیرنده ۱۵۰ و ۱۲۰ در پایه‌های لاغر این کاهش شدیدتر، در حدود ۵۰ درصد است (شکل‌های ۱۵ و ۱۶).

تا ۲۰). از این‌رو، در عمل، در اکثر تناسبات بررسی شده، عرض پایه است که پایدارسازی نهایی سازه را تعیین می‌نماید. هورتا (Huerta, 2001)، متخصص تاریخ ساخت، اشاره می‌کند که بیشتر دست‌نوشته‌های سازه‌ای استادکاران معماری سنتی، از کتاب عهد عتیق تا دستورهای لژهای بنایان گوتیک و رومانسک، مرتبط با تناسبات پایه بوده است. مشخص است که در صورت استفاده از پوشش‌های با رفتار سه‌بعدی و بالطبع، بهبود رفتار پوشش سقف، این مسئله مجدداً برقرار خواهد بود. با توجه به این امر، همچنین، یکی از بهترین گزینه‌های طراحی از نظر لرزه‌ای، قرار دادن تاق بر روی زمین است که می‌تواند با ایده‌های معماری دوستدار طبیعت که به دلیل اقلیمی درون زمین فرو می‌روند، هم‌سو شود.

- چیدن پای قوس و تبدیل آن به قطاع با زاویه دربرگیرنده کوچک‌تر، بسته به تناسبات مختلف، اثر متفاوتی ایجاد می‌کند که باید مورد به مورد از نمودار استخراج شود. به عنوان مثال، در نسبت ضخامت به شعاع ۰/۱۵، با چیدن قوس شانه قوس نیم‌دایره و تبدیل زاویه قطاع به ۱۵۰ درجه، در نسبت ضخامت پایه به شعاع برابر یک، پایدارسازی از ۰/۱۳ به ۰/۳۵ شتاب ثقل افزایش می‌یابد (مقایسه جداول ۲ و ۳ و نمودار شکل ۱۹). با افزایش ارتفاع چینش پای قوس، و رسیدن زاویه قطاع به ۹۰ درجه، حد پایدارسازی نهایی به ۰/۳۲ شتاب ثقل کاهش می‌یابد که البته، تغییری کمتری را نسبت به حالت قبل نشان می‌دهد. براندونیسو و همکاران (Brandonisio et al., 2020) قید می‌نمایند که در مورد قوس‌های با خیز بلند و لاغر، چینش پای قوس به پایدارسازی کلی سازه کمک می‌نماید. اگرچه، آنها از این موضوع به عنوان یک استثنای جالب در تحلیل یاد می‌کنند، اما تناسبات رایج در تاریخ معماری حاکی از قاعده بودن استفاده از قوس‌های لاغر است که با چیدن شانه آنها پایدارشان افزایش یافته است.

- تأثیر مثبت چینش پای قوس برای قوس‌های لاغر نیم‌دایره بر روی پایه ضخیم، چشمگیر است، زیرا این قوس‌ها، ضعیف هستند و با وجود پایه ضخیم، مکانیسم فروریختگی آنها در

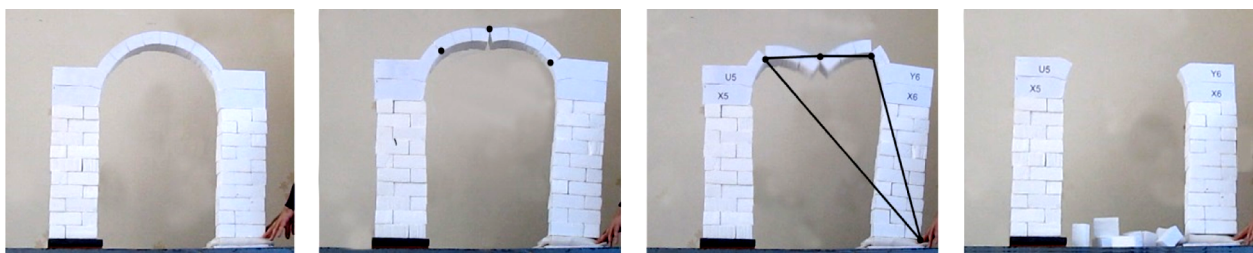
ترکیب عوامل آسیب‌زا تأکید می‌کند: سازه‌ای که پیش‌تر، در طول زمان، نشست کرده، در هنگام اعمال شتاب افقی، در معرض ریسک بیشتری قرار دارد.

خطای آزمایش، ناشی از خطای ساخت و چیدن قطعه‌ها و وقوع لغزش جزئی در محل مفاصل می‌باشد. لبه‌های قطعه‌های مجاور در مدل فیزیکی، معمولاً، به سمت داخل حالت خمیده‌اند که به معنای کاهش مقطع قوس در محل تماس است. البته، تلاش برای دقیق‌تر کردن آنها راهبرد مناسبی نیست، زیرا در ساخت بنای واقعی، نیز این خطاها روی می‌دهند. دی‌یونگ (DeJong, 2009) نیز بیان می‌کند که در فرآیند آزمایش، در هر دفعه فروریختن و برخورد قطعه‌ها با زمین، لبه آنها گردتر شده و مقطع مؤثر کاهش می‌یابد. خطاهای ساخت مدل که در دنیای واقعی نیز رخ داده و رفتار سازه را تحت شعاع قرار می‌دهد، بر روی نتایج آزمایش قوس‌های نیم‌دایره و نزدیک به نیم‌دایره، با زاویه قطاع ۱۵۰ درجه، و با نسبت ضخامت به دهانه کم، تأثیر جدی داشتند. این نکته نشان می‌دهد که تحلیلی که هندسه آرمانی این سازه‌ها را مورد توجه قرار می‌دهد، در مورد تناسبات ذکر شده، خطای نگران‌کننده‌ای ایجاد می‌کند: در ضمن، باید توجه داشت که این تناسبات در مقابل نشست نیز بسیار حساسند. در مورد سایر تناسبات، خطاهای مدل از روی جدول قابل مشاهده و اعمال در مدل‌های تحلیلی است: میزان حداکثر این خطا ۵۰ درصد است. همچنین، باید توجه داشت که در موارد قوس‌های لاغر، مقطع مؤثر ۸۰ درصد مقطع اسمی قوس، ممکن است معادل تغییر مکانیسم فروریختگی از حالت قوس و پایه به حالت قوس منفرد باشد.

اما در زاویه قطاع ۹۰ درجه، ترک پایه تأثیر کمتری دارد (نمودار شکل ۱۷). در حالت رخداد ترک پایه، در قوس‌های نیم‌دایره در تمامی نسبت‌های بررسی شده، شتاب افقی زمین قابل تحمل در مدل تحلیلی صفر است. این نکته در ضمن نشان می‌دهد که با رخداد ترک پایه، اثر احتمالی افزایش ضخامت آنها، عملاً، در بهبود پاسخ اثر نداشته است. تنها، در مدل فیزیکی با نسبت ضخامت به شعاع ۰/۲ مدل فیزیکی توانست دوران اندکی تحمل کند که این خطا ناشی از خطای مدل‌سازی و آزمایش است. مطلب بند قبلی درباره اثر چیدن پای قوس بر پایداری سازه، برای حالت پایه‌های با رخداد ترک نیز صادق است.

همان‌طور که مشاهده شد سازه‌های بررسی شده، در بهترین شرایط، تنها می‌توانند تا آستانه شتابی معادل ۰/۳۵ شتاب ثقل تحمل نمایند. با توجه به اینکه شتاب مینای طرح در مناطق پرخطر ایران ۰/۳۵ شتاب ثقل می‌باشد و میزان این شتاب ممکن است توسط شرایط خاک محلی نیز تشدید شود، این سازه‌ها در معرض ریسک بالایی قرار دارند. اوپنهایم (Oppenheim, 1992) در تحلیل خود برای قوس نیم‌دایره اشاره می‌کند که حتی اگر حد نهایی پایداری قوس به مقدار مناسبی برسد، این مشکل باقی می‌ماند که پس از آن حد، سازه ناگهان فرومی‌ریزد.

همان‌طور که از مقایسه شکل (۱۲) با شکل (۲۳) مشاهده می‌شود، مکانیسم فروریختگی در اثر زلزله مشابهت زیادی با مکانیسم ناشی از نشست پایه دارد. در هر دو حالت، چرخش پایه، شکست مثلثی پایه و باز شدن دهانه قوس روی می‌دهد. این امر، بر اهمیت تذکر مهدی (Mahdi, 2017) بر احتمال



شکل (۲۳): مکانیسم فروریختگی ناشی از نشست و مشابهت آن با نتایج پژوهش حاضر و احتمال ترکیب مخرب دو اثر (منبع: Izadpanah & Hojjat, 2023).

قوس پس از ارتفاع مشخصی، باعث کاهش اندک حد پایداری جانبی سازه می‌شود که البته، معضل دیگر این کار افزایش آوار سقف در هنگام فروریختن می‌باشد. افزایش غیرضروری ضخامت قوس، نیز، امکان وقوع مکانیسم فروریختگی قوس قوی- پایه ضعیف و واژگونی پایه را افزایش می‌دهد. در تناسبات بررسی شده، حداکثر شتاب افقی زمین قابل تحمل توسط این سازه‌ها در حد شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی بالا در ایران است که نشان می‌دهد در صورت عدم اصلاح تناسبات هندسی و تسلیح، این سازه‌ها در معرض خطر می‌باشند.

References

مراجع

- Alexakis, H., & Makris, N. (2017). Hinging mechanisms of masonry single-nave barrel vaults subjected to lateral and gravity loads. *Journal of Structural Engineering*, 143(6), 04017026.
- Baker, J., & Heyman, J. (1969). *Plastic design of frames 1: Fundamentals*. Cambridge University Press.
- Block, P. (2003). *Equilibrium Systems: Studies in Masonry Structures* (Master's thesis, Massachusetts Institute of Technology). Retrieved from <https://dspace.mit.edu>
- Brandonisio, G., Angelillo, M., & De Luca, A. (2020). Seismic capacity of buttressed masonry arches. *Engineering Structures*, 215, 110661.
- Calderini, C., & Lagomarsino, S. (2015). Seismic response of masonry arches reinforced by tie-rods: Static tests on a scale model. *Journal of Structural Engineering*, 141(5), 04014137.
- Clemente, P. (1998). Introduction to dynamics of stone arches. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(5), 513-522.
- Coulomb, C. A. (1773). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires de Mathématique et de Physique, Présentés à l'Académie Royale des Sciences*, 343-382.
- DeJong, M. J. (2009). *Seismic Assessment Strategies for Masonry Structures* (Doctoral dissertation,

لی و همکاران (Li et al., 2021) با در نظر گرفتن ضرایب اصطکاک در بازه $0/1$ تا $1/2$ ، در تحلیل اجزای منفرد و مقایسه نتایج آن با تحلیل حدی، بدون انجام آزمایش مدل فیزیکی، نشان می‌دهند زمانی که ضریب اصطکاک میان مصالح بیش از نسبت شتاب افقی زمین به شتاب ثقل باشد، مکانیسم فروریختن سازه متشکل از قوس نیم‌دایره و پایه با دوران قطعه‌ها همراه است و از طریق لغزش بین قطعات روی نمی‌دهد. آزمایش مدل‌های فیزیکی پژوهش حاضر این موضوع را تأیید می‌نماید، گرچه همان‌طور که میسری و همکاران (Misseri et al., 2018) نیز بیان کرده‌اند، مشاهده شد که با وجود غلبه مکانیسم چهارمیله‌ای دورانی، در برخی از مدل‌های فیزیکی، در محل نقاط دوران، لغزش‌های کوچکی بین دو قطعه مجاور روی می‌دهند. میسری و همکاران (Misseri et al., 2018)، به‌عنوان یک استثناء، بیان می‌کنند که برخلاف پیش‌بینی کولمب، در آزمایش دوران صفحه زمین برای قوس‌های گوتیک تیزه‌دار ضخیم و با خیز بلند، مکانیسم فروریختگی از طریق لغزش بین بلوک‌ها و نه دوران روی داده است. گرچه در نوشتار حاضر، اثر لغزش مورد تحلیل قرار نگرفته، اما در مشاهده دقیق فیلم‌های آزمایش فیزیکی، در تمامی مدل‌ها، مکانیسم فروریختگی از طریق دوران قطعات بوده و مکانیسم ناشی از لغزش در مدل روی نداد.

۶- نتیجه‌گیری

در این نوشتار، رفتار موازی صفحه قوس در تاق آهنگ بر روی پایه و حد نهایی فروریختگی آن بر اساس تناسبات هندسی متفاوت در برابر شتاب افقی ثابت زمین بررسی و بحث شده است. نتایج نشان می‌دهند که با چیدن شانه قوس‌های نیم‌دایره و کاهش خیز آنها به میزان مناسب، رفتار سازه‌ای تاق به سطح مطلوبی می‌رسد. پس از این تغییر هندسی، میزان پایداری سازه‌ای با ارتفاع مشخص، عملاً، منوط به نسبت عرض پایه به شعاع قوس می‌باشد. همچنین، بر اساس نتایج، افزایش چیدن پای

Misseri, G., DeJong, M.J., & Rovero, L. (2018). Experimental and numerical investigation of the collapse of pointed masonry arches under quasi-static horizontal loading. *Engineering Structures*, 173, 180-190.

Mora-Gómez, J. (2015). Historical iron tie-rods in vaulted structures: Parametrical study through a scaled model. *WT Transactions on the Built Environment*, 153, 669-680.

Ochsendorf, J.A. (2002). *Collapse of Masonry Structures* (Doctoral dissertation, University of Cambridge).

Oppenheim, I.J. (1992). The masonry arch as a four-link mechanism under base motion. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(12), 1005-1017.

Shapiro, E.E. (2012). *Collapse Mechanisms of Small-Scale Unreinforced Masonry Vaults* (Master's Thesis, Massachusetts Institute of Technology). Retrieved from <https://dspace.mit.edu>

Timoshenko, S.P., & Young, D.H. (1965). *Theory of Structures*. New York: McGraw-Hill

Massachusetts Institute of Technology). Retrieved from <https://dspace.mit.edu>

Dimitri, R., & Tornabene, F. (2015). A parametric investigation of the seismic capacity for masonry arches and portals of different shapes. *Engineering Failure Analysis*, 52, 1-34.

Heyman, J. (1966). The stone skeleton. *International Journal of Solids and Structures*, 2(2), 249-279.

Heyman, J. (1995). *The Stone Skeleton: Structural Engineering of Masonry Architecture*. Cambridge University Press.

Heyman, J. (1992). Leaning towers. *Meccanica*, 27, 153-159.

Housner, G.W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 403-417.

Huerta, S. (2006). Galileo was wrong: The geometrical design of masonry arches. *Nexus Network Journal*, 8(1), 25-51.

Huerta, S. (2001). Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach. In P. B. Lourenço & P. Roca (Eds.), *Historical Constructions*, 47-70. Guimarães: University of Minho.

Izadpanah, F., & Hojjat, E. (2023). Behavior of masonry structures in architectural education utilizing rigid block models. *Journal of Iranian Architecture Studies*, 11(22), 31-53 (In Persian).

Li, W., Chen, X., Wang, H., Chan, A.H., & Cheng, Y. (2021). Evaluating the seismic capacity of dry-joint masonry arch structures via the combined finite-discrete element method. *Applied Sciences*, 11(18), 8725.

Lourenço, P.B. (2001). Analysis of historical constructions: from thrust-lines to advanced simulations. *Historical Constructions*, 9(1), 116.

Málaga-Chuquitaype, C., McLean, T., Kalapodis, N., Kolonas, C., & Kampas, G. (2022). Optimal arch forms under in-plane seismic loading in different gravitational environments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 51(6), 1522-1539.

Mahdi, T. (2017). Seismic vulnerability of traditional masonry arches, vaults and domes. *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, 18(3), 433-449.

واژه‌نامه

Limit State Analysis	۱- حالت حد نهایی
Lower Bound Theorem	۲- حد پایین
Safe Theorem	۳- قضیه ایمن
Upper Bound Theorem	۴- قضیه حد بالا
Thrust Line Analysis	۵- تحلیل خط رانش
Arch and Pier	۶- قوس و پایه
Four-Bar Mechanism	۷- مکانیسم چهارمیله‌ای
Basket Handle	۸- دسته سبیدی
Tilting Test	۹- دوران صفحه زمین
Cabri 2D	۱۰- کبری دو بعدی
Configuration	۱۱- پیکره بندی

Limit State Analysis of Barrel Vault Supported by Walls against Constant Horizontal Ground Acceleration

Farzin Izadpanah^{1*} and Elham-o alSadat Alamdari²

1. Instructor, Faculty of Art and Architecture, Department of Architecture, Shahid Bahonar University of Kerman, Kerman, Iran, *Corresponding Author, email: fizardpanah@uk.ac.ir
2. Freelance Researcher, Kerman, Iran

A significant portion of Iran's traditional architecture can be observed in areas that are vulnerable to earthquakes. Conservation involves knowledge of this heritage, as well as appropriate analysis and design. This underscores the need for careful study of these numerous structures and their risk of collapse during earthquakes. On the other hand, there are many such structures with unknown material properties, making analysis expensive, time-consuming, and unreliable. Therefore, it is necessary to understand the overall structural behavior of such structures. The current research aims to quickly study a structure type based on general assumptions in order to understand its behavior in relation to its geometric features in the context of Iranian vernacular architecture and allow for primary judgment in design and analysis. This article focuses on the behavior of a barrel vault supported by walls in its arch plane and addresses the question: what is the stability threshold of this type of structure to constant horizontal ground acceleration for different geometrical proportions? The problem is investigated by a limit state analysis using thrust line, based on Heyman's assumptions. The results are verified with the tilt table method and 48 physical models. The influence of various factors on the stability threshold of a structure is discussed. These factors include the ratio of the thickness of the semicircular arch to its radius, the height of the brick infill interlocked with the haunch of the arch, which changes the embracing angle, and the ratio of the width of the wall to the radius of the arch. The results show that as the embracing angle of the arches decreases and the thickness of the arch increases, the arch stability threshold increases. By selecting a suitable geometrical proportion for arches, the vault, despite its 2D behavior, can withstand lateral acceleration very well. Therefore, in most cases, the weakness of the wall determines the lateral stability threshold of such a structure. In some cases, by increasing the thickness of the semicircular arch, a more economical design can be achieved for the arch and wall complex, but this strategy is only useful for areas with low earthquake risk. As it requires a huge wall in the high-risk areas, it makes the structure more expensive to build. Thus, using an arch with a small embracing angle is advised. Moreover, using a thick arch leads to a more destructive mode of collapse: overturning of the wall. The negative effect of cracks in walls also decreases using arches with small embracing angles. Furthermore, the experience of assembling physical models shows that this method makes the structure easier to build. This validates the traditional strategy employed by master builders of designing thin vaults with small embracing angles. The brick filling of the arch haunch up to a certain threshold significantly increases the lateral stability of the structure consisting of the arch and wall; however, increasing the filling level more than this threshold reduces the overall stability. Because this reduction in the studied proportions is not significant, removing the extra filling cannot be considered an effective technique for increasing the overall lateral stability of existing buildings. In addition, cracks in the wall reduce the stability threshold. This problem, especially with a slender wall, leads to a significant reduction in the lateral stability threshold. In some proportions of arch, e.g., when the embracing angle is 90 degrees, the negative effect of cracking walls is controlled to some extent. Physical models show that in the case of a thin semicircular arch, an analytical model based on an ideal mathematical model cannot be reliable. In other cases, with a small embracing angle, physical models can withstand lower lateral loads, around 50% of the nominal threshold of lateral stability, than analytical models. The data from this study can inform decisions on the stabilization and design of masonry structures.

Keywords: Vaulted Structure, Lateral Stability, Limit State Analysis, Thrust Line Analysis