

# تحلیل عددی مقاومت پایه‌های سنگی با استفاده از پارامترهای تغییر یافته معیار هوک و براون

## مهدی شعبانی مشکول

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی معدن، متالورژی، و نفت - دانشگاه صنعتی امیر کبیر

### علی مرتضوی

استادیار دانشکده مهندسی معدن، متالورژی، و نفت - دانشگاه صنعتی امیر کبیر

### علی همتی شعبانی

معاونت فنی - موسسه مشاوره ایمن‌سازان

(تاریخ دریافت ۸۴/۸/۲۸، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۴/۱۲/۱۳، تاریخ تصویب ۸۵/۱/۲۶)

## چکیده

مشکلات موجود در روش‌های طراحی سنتی و تجربی پایه‌ها باعث شده است تا برای طراحی پایه‌ها از روش‌های عددی استفاده شود. در این تحقیق مقاومت پایه‌ها با استفاده از نرم‌افزار FLAC(2D) مورد بررسی قرار گرفته است. به علت اینکه معیار شکست متداول الاستوپلاستیک کامل موهر-کولمب قادر به شبیه سازی درست رفتار پایه‌ها نیست. لذا به منظور تحلیل درست رفتار پایه‌ها باید از مدل‌های رفتاری نرم‌کنشی استفاده شود. برای بدست آوردن پارامترهای نرم‌کنشی از پارامترهای تغییر یافته معیار هوک-براون استفاده شده و مقاومت پایه‌هایی با هندسه‌های متفاوت با استفاده از این پارامترها ارزیابی شده است. در خاتمه نتایج حاصل از تحلیل عددی با داده‌های تجربی مقایسه گردیده است. نتایج تحلیل عددی انجام شده نشان می‌دهد که روش استفاده از پارامترهای تغییر یافته هوک و براون قادر به برآورد درست مقاومت پایه‌ها در انواع سنگها می‌باشد.

**واژه های کلیدی:** پایه‌های سنگی، روش‌های عددی، رفتار الاستوپلاستیک کامل، رفتار نرم‌کنشی، مقاومت توده سنگ

## مقدمه

شکست پایدار و ناپایدار تقسیم می‌شود. در حالت ناپایدار قدرمطلق سختی سقف و کف پایه کمتر از قدر مطلق سختی بعد از شکست پایه است. لذا انرژی کرنشی ذخیره شده در سقف و کف بطور ناگهانی به پایه منتقل شده و باعث شکست ناپایدار پایه می‌شود [۱].

در طراحی پایه‌ها در معادن زغال عمدتاً از روش آنالیز برگشتی استفاده می‌شود که این امر باعث بوجود آمدن فرمول‌هایی جهت طراحی شده است. در معادن غیر زغالی زیر زمینی به علت عدم وجود داده‌های کافی جهت آنالیز برگشتی این فرمول‌ها خیلی کم یاب هستند. این فرمول‌ها معایب زیادی دارند که یکی از اصلی‌ترین معایب آنها این است که طراح فهم درستی از پارامترهای موثر در رفتار پایه را نخواهد داشت.

هدف اصلی این مقاله مطالعه رفتار نرم‌کنشی پایه است. چون نحوه رفتار نرم‌کنشی توده سنگ پایه وابسته

به قسمتی از توده سنگ که دست نخورده و بین دو یا چند فضای زیرزمینی مشترک است پایه می‌گویند [۱]. پایه‌ها با اهداف مختلفی چون حفاظت از راهروها شفت‌ها و فضاهای زیرزمینی بزرگ احداث می‌شوند. پایه‌ها در معادن زغال به دو گروه عمده تقسیم می‌شوند. پایه‌هایی که جهت ایزوله کردن یک بلوک استفاده می‌شوند (پایه‌های زنجیری) و پایه‌های که جهت محافظت از فضای کارگاه در زمان پایه برداری<sup>۲</sup> استفاده می‌شوند (پایه‌های باقیمانده<sup>۳</sup>). در معادن زغال پایه‌ها اغلب به شکل مستطیلی هستند که در یک آرایه منظم جهت ایجاد فضای امن برای استخراج بوجود آورده شده‌اند. با استخراج ماده معدنی میزان بار در پایه افزایش می‌یابد و این فرآیند افزایش بار تا زمان رسیدن پایه به مقاومت نهایی ادامه دارد.

در حالت کلی شکست در پایه‌ها به دو گروه عمده

$$\sigma_p = k \frac{w^{0.5}}{h^{0.75}}$$

(۲)

که در رابطه فوق مقدار ضریب  $k$  ۱۳۳ مگاپاسکال است. برای بدست آوردن فاکتور ایمنی جهت طراحی پایه‌ها نیاز به محاسبه بار وارد بر پایه می‌باشد که برای همین منظور در طراحی با استفاده از فرمول‌های مقاومت پایه، از روش ناحیه تاثیر یا از تحلیل‌های الاستیک استفاده می‌شود.

استفاده از فرمول‌های مقاومتی پایه جهت طراحی پایه‌ها در معادن دارای برتری‌هایی می‌باشد. این روش بر اساس تجربه‌های میدانی و آنالیز آماری داده‌های واقعی بوجود آمده‌اند، پس دارای اعتبار قابل قبولی هستند. در ضمن فرمول‌هایی چون بیناوسکی<sup>[۷]</sup> و سالامن، مونرو<sup>[۶]</sup> به صورت موفقیت آمیزی در بسیاری از طراحی‌ها استفاده شده است. پارامترهای ورودی این روابط نیز زیاد نمی‌باشد. ولی تعیین مقادیر ثابت این فرمول‌ها دشوار است. ضرایب مورد استفاده در این روابط برای بعضی از مناطق موجود می‌باشد.

با وجود مزایای استفاده از روشهای تجربی این روشها دارای محدودیت‌هایی نیز هستند که کاربرد آنها را محدود می‌کند. روابط تجربی ارائه شده مخصوص ناحیه خاص جغرافیایی هستند و امکان استفاده از آنها برای سایر نقاط خالی از اشکال نیست. در این روشها ویژگی‌های توده سنگ اطراف پایه نادیده گرفته شده است؛ در حالی که توسط موربالا، میترا<sup>[۱۲]</sup> و سو، هاسنفوس<sup>[۱۳]</sup> ثابت شده است که ویژگی‌های توده سنگ اطراف پایه نقش اساسی در رفتار پایه دارند. ضرایب ثابت استفاده شده در این فرمولها هیچ رابطه معقولی با پارامترهای توده سنگ پایه ندارند. این فرمولها برای محدوده خاصی از داده‌ها (پایه‌هایی با نسبت عرض به ارتفاع کوچکتر از ۳) بدست آورده شده‌اند و برای تحلیل‌های خارج از آن محدوده فاقد اعتبارند. در اکثر این فرمولها نقش  $\sigma_3$  در مقاومت پایه نادیده گرفته شده است.

توزیع تنش الاستیک در پایه‌ها تابع شکل هندسی آنها است<sup>[۱]</sup>. برای همین می‌توان توزیع تنش در داخل آنها را با روش‌های عددی بدست آورد. پارکال و لاندن<sup>[۱۱]</sup> نشان دادند که توزیع تنش الاستیک در داخل پایه‌های

سخت را می‌توان با استفاده از نسبت  $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$  به صورت زیر

به مقاومت توده‌سنگ پایه است، تمرکز مطالعات انجام شده برای پایه‌هایی از جنس توده سنگ‌هایی با مقاومت بالا، متوسط و کم می‌باشد. معیار نرم‌کنشی استفاده شده معیار نرم‌کنشی است که برای نرم‌افزار FLAC توسعه داده شده است<sup>[۳]</sup>. شرایط برجای در نظر گرفته شده برای مدل‌ها، مربوط به پایه‌های متشکل از سنگ‌های سخت و احداث شده در اعماق زیاد است که از مرجع [۱] اقتباس شده است.

## روابط تجربی مورد استفاده در طراحی پایه

روابط موجود برای محاسبه مقاومت پایه‌ها که در طراحی مورد استفاده قرار گرفته است را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد<sup>[۴ و ۵]</sup>:

۱. آزمایشات فشاری تک محوره آزمایشگاهی و برجای

بزرگ‌مقیاس

۲. روش‌های حل بسته

۳. مطالعات آماری داده‌های پایه‌های سالم و شکسته

۴. تلفیقی از روش‌های بالا

جدول (۱) خلاصه روابط مختلف که برای انواع پایه‌ها با روش‌های مختلف بدست آورده شده است را نشان می‌دهد. سالامن و مونرو<sup>[۶]</sup> با استفاده از روش آنالیز برگشتی فرمول زیر برای پایه‌های زغالی ارائه کردند که شکل کلی آن به صورت زیر است:

$$\sigma_p = k \frac{w^\alpha}{h^\beta}$$

(۱)

که  $\sigma_p$  (MPa) مقاومت پایه،  $k$  (MPa) مقاومت واحد حجم از پایه زغال و  $w$ ،  $h$  عرض و ارتفاع پایه می‌باشند. سالامن و مونرو با استفاده از مطالعات خود برای پایه‌های آفریقای جنوبی مقدار  $k = 7.176$ ،  $\alpha = 0.46$  و  $\beta = 0.66$  را پیشنهاد کرده‌اند. این رابطه در آفریقای جنوبی به طور وسیع برای طراحی پایه‌ها استفاده شده است.

یکی از اولین فرمول‌ها برای طراحی پایه‌ها در سنگ‌های سخت توسط هدلی و گرت<sup>[۸]</sup> بیان شده است، که با استفاده از روش آنالیز برگشتی برای پایه‌های مورد استفاده در معادن اتاق و پایه واقع در منطقه معدنی لیوتلیک<sup>۶</sup> کانادا ارائه گردیده است:

جدول ۱: خلاصه‌ای از فرمول‌های مقاومت پایه‌ها، واحد طول و عرض پایه‌ها در فرمول‌های زیر متر است.

شماره	مرجع	فرمول محاسبه مقاومت پایه	$\sigma_{ci}$ (Mpa)	جنس توده سنگ	نوع پارامتر مقاومتی مورد استفاده
۱	Salamon & Munro [6]	$7.176 \frac{w^{0.46}}{h^{0.66}}$	-	زغال سنگ	ثابت مقاومتی
۲	Bienawski [7]	$k(0.64-0.36 \frac{w}{h})^{1.4}$	-	زغال سنگ	مقاومت برجا، بعد بحرانی
۳	Hedley & Grant [8]	$133 \frac{w^{0.5}}{h^{0.75}}$	۲۳۰	کوارتزیت	مقاومت ثابت
۴	Van kimmelman et al [9]	$35.4(0.778+0.222 \frac{w}{h})$	۱۰۰	سنگ آهک	مقاومت ثابت
۵	Sgoberg [10]	$74(0.78+0.222 \frac{w}{h})$	۲۴۰	سنگ آهک	مقاومت ثابت
۶	Lunder & Pakalnis [11]	$0.44 \sigma_{ci} (0.68 + 0.52 k^*)$	-	سنگهای سخت	آزمایشگاهی

\* k نسبت تمرکز تنش در داخل پایه است.

بیان کرد:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = 0.46 [\log(\frac{w}{h} + 0.75)]^{\frac{1.4}{w/h}} \quad (3)$$

متعقباً مارتین و مایی [۱] نشان دادند که این نسبت محصور کنندگی علاوه بر شکل هندسی به نسبت تنش‌های برجای دست نخورده هم وابسته است که در فرمول‌های تجربی نادیده انگاشته می‌شود.

به خاطر محدودیت‌های گفته شده در روش‌های طراحی تجربی و سنتی اخیراً برای طراحی پایه‌ها از روش‌های عددی استفاده می‌شود. چون با استفاده از این روش‌ها می‌توان پایه‌هایی با ابعاد و شرایط برجای متفاوت را تحلیل نمود. در صورت استفاده از روش‌های عددی امکان تحلیل و بررسی اثرات پارامترهایی وجود دارد که در آزمایشات برجا یا آزمایشگاهی به راحتی انجام آنها امکان پذیر نیست. بر طبق مطالب گفته شده در این تحقیق از نرم افزار دو بعدی FLAC که قابلیت‌های زیادی در تحلیل غیر خطی محیط‌های ژئومکانیکی دارد استفاده شده است.

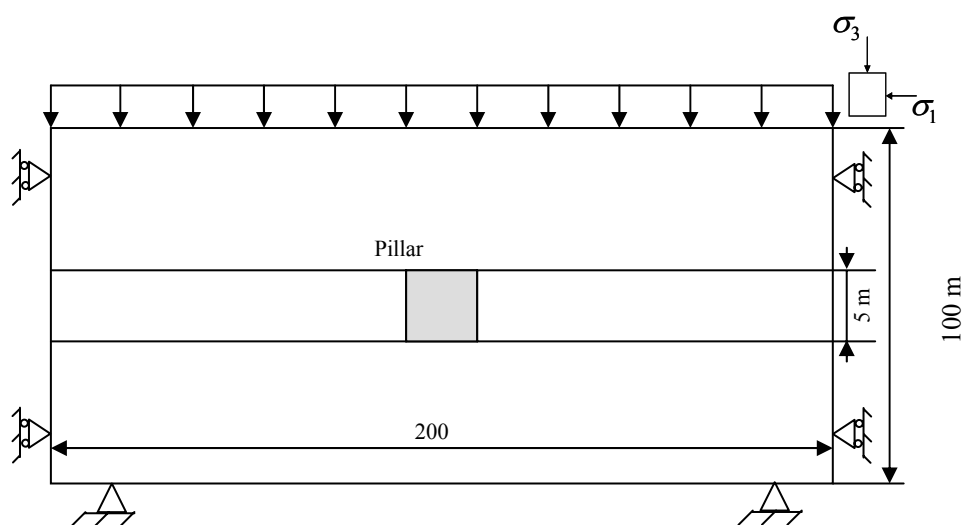
پایه بررسی گردد. مشخصات مکانیکی کمربالا، کمرپایین و مشخصات تنش‌های برجا در جدول ۲ آورده شده است. فرض شده که طول پایه در مقایسه با عرض آن دارای گسترش زیادتری بوده و با تقریب قابل قبول می‌توان شرایط حاکم را کرنش صفحه‌ای فرض کرد. نحوه ایجاد پایه‌ها در حین حفاری به دقت توسط نرم‌افزار شبیه سازی شده است. با افزایش حجم استخراج در اطراف پایه و بزرگتر کردن فضای حفاری شده بار وارد بر پایه بصورت مرحله‌ای تا حد شکست پایه افزایش داده شده است. در این پروسه تاثیر پارامترهایی چون مقاومت توده سنگ پایه و رفتار نرم کرنشی پایه بررسی شده است. برای این منظور در ابتدا مدل‌هایی برای پایه‌هایی از جنس توده سنگی با مقاومت زیاد ساخته شده و بعد از آن مدل‌هایی با همان هندسه و شرایط برجا ولی برای پایه‌هایی از جنس توده سنگ‌هایی با مقاومت کم و متوسط ساخته و تحلیل شد. جدول (۲) ویژگی‌های مکانیکی هر سه نوع سنگ با ذکر مراجع اقتباس را نشان می‌دهد.

جدول ۲: مشخصات مکانیکی کمربالا و کمرپایین پایه‌ها و مقدار تنش‌های برجا.

پارامتر	توضیح / مقدار
پارامترهای مکانیکی سنگ الاستیک دربر گیرنده پایه	$\gamma = 0.028 MN / m^3$ $k = 37.3 GPa$ $G = 22.4 GPa$
تنش‌های برجا	$\sigma_1 = 2\sigma_3$ and $\sigma_2 = 1.66\sigma_3$ $\sigma_3 = 0.028 MPa / m$

### تحلیل عددی مکانیزم شکست پایه‌ها

در تحقیق انجام شده فرض شده است که پایه‌ها در عمق ۵۰۰ متری از سطح زمین قرار دارند، و شرایط مرزی مساله بر این اساس تعریف و در مدلسازی عددی مورد استفاده قرار گرفته است (شکل ۱). فرض شده است که کمربالا و کمرپایین پایه رفتار الاستیک دارند تا فقط رفتار



شکل ۱: هندسه و شرایط مرزی مدل ساخته شده توسط نرم افزار FLAC.

سنگ‌های سخت از داده‌های جدول (۳) استفاده شده است تا نحوه رفتار پایه‌ها در سنگ‌های مختلف بررسی شود.

### بررسی رفتار پایه‌ها با استفاده از مدل رفتاری نرم کرنشی

رفتار نرم‌کرنشی در توده سنگ ناشی از ایجاد، رشد، توسعه ترک‌ها و به هم پیوستگی ریزترک‌ها و تبدیل آنها به ترک‌های بزرگ است. این امر باعث پوسته پوسته شدن سنگ در مرزفضاهای زیر زمینی می‌شود. رفتار نرم‌کرنشی در سنگ‌های سخت خود را به شکل رفتار شکننده<sup>۱۳</sup> نشان می‌دهد (شکل ۲). ولی اکثر محققین به علت عدم مشخص بودن مقدار افت تنش در رفتار شکننده برای بیان آن از رفتار نرم‌کرنشی استفاده می‌کنند. این روش دارای مزایایی چون تبدیل رفتار ناگهانی شکننده به رفتار تدریجی نرم‌کرنشی دارد. ولی معایبی دارد که زانگ و همکاران<sup>۱۴</sup> [۱۶] به آن اشاره کرده‌اند. به علت سادگی و مزیت تبدیل رفتار ناگهانی به رفتار تدریجی در این مقاله برای سنگ‌های سخت هم از رفتار نرم‌کرنشی استفاده شده است (جدول ۴).

دلایل استفاده از مدل رفتاری نرم‌کرنشی برای بررسی رفتار پایه‌ها را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد:

- رفتار پایه شامل ۳ مرحله است: مرحله الاستیک که تا مقاومت نهایی پایه ادامه می‌یابد، مرحله نرم‌کرنشی که از

در مرحله اول تحلیل عددی از مدل رفتاری موهر-کولمب برای بیان رفتار پایه‌ها استفاده شد. با توجه به نتایج حاصل از مرحله اول تحقیق مدل رفتاری الاستوپلاستیک کامل موهر کولمب قادر به شبیه‌سازی درست رفتار پایه‌ها نیست [۱۵]. لذا در مرحله دوم تحقیق از مدل رفتاری پیشرفته نرم‌کرنشی<sup>۱۲</sup> جهت بررسی رفتار پایه‌ها استفاده شده است.

برای بدست آوردن پارامترهای نرم‌کرنشی توده سنگ اغلب از دو روش استفاده از پارامترهای تغییر یافته معیار شکست هوک و براون یا از آنالیز برگشتی استفاده می‌شود که این روش‌ها صرفاً بر اساس مطالعات تجربی است. به علت هزینه‌بر بودن تجهیزات مورد استفاده و وقت‌گیر بودن آنالیز برگشتی اغلب از آن استفاده نمی‌شود، و اکثراً از روش اول استفاده می‌شود. در این مقاله روش استفاده از پارامترهای تغییر یافته معیار شکست هوک و براون بکار برده شده است.

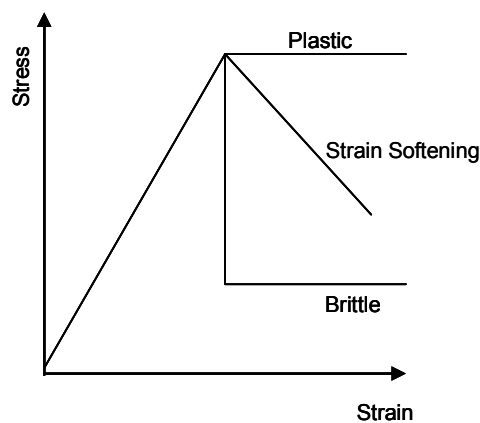
پارامترهای مکانیکی مورد استفاده در تحلیل عددی برای پایه‌های سنگی سخت از مطالعات مارتین و مایبی [۱] اقتباس شده است که مقادیر آنها در جدول (۳) خلاصه شده‌اند. در این تحقیق به منظور مشخص شدن نقش توده سنگ پایه در مقاومت آن مدل‌هایی با شرایط برجا و هندسه یکسان، ولی با خواص مکانیکی و مقاومتی متفاوت که مشخصه پایه‌های از جنس سنگ‌های سخت، نرم و متوسط است ساخته شد. در این مدل‌ها فقط به جای پارامترهای مکانیکی توده سنگ پایه در مدل

برای بدست آوردن پارامترهای نرم کرنشی مورد نیاز جهت تحلیل با نرم افزار FLAC می توان از پارامترهای تغییر یافته معیار هوک و براون و یا از روش آنالیز برگشتی استفاده کرد. روش آنالیز برگشتی به علت مشکلات اجرائی و اقتصادی کمتر استفاده می شود و اکثراً از پارامترهای تغییر یافته معیار هوک و براون استفاده می شود [۱۴]. مکانیزم غالب شکست در سنگها به این صورت است که شکست در اثر ایجاد ریزترکها و به هم پیوستن آنها تا تشکیل یک صفحه لغزش ادامه می یابد (مرحله کاهش چسبندگی) و پس از ایجاد صفحه

مقاومت نهایی تا مقاومت پسماند ادامه می یابد. در این مرحله مقاومت پایه به تدریج کاهش می یابد. آخرین فاز مرحله پلاستیک کامل است که در این مرحله مقاومت پایه به مقاومت پسماند می رسد. تنها مدل رفتاری که هر سه مرحله این رفتار را می تواند به خوبی بیان کند مدل نرم کرنشی است. - در مدل رفتاری نرم کرنشی کاهش مقاومت به ازای افزایش کرنش پلاستیک بیان می شود. این عمل در مقایسه با مدل های رفتاری دیگر نسبتاً ساده و به واقعیت نزدیک تر است.

جدول ۳: پارامترهای مکانیکی توده سنگ پایه هایی از جنس سنگ های سخت، نرم و متوسط.

پارامتر	توضیح / مقدار سنگ سخت	توضیح / مقدار سنگ متوسط	توضیح / مقدار سنگ ضعیف
نوع سنگ	کوارتزیت	سنگ آهک	زغال سنگ
مقاومت ماده سنگ	$\sigma_{ci}=230MPa$	$\sigma_{ci} = 80MPa$	$\sigma_{ci} = 20MPa$
اندیس مقاومت زمین شناسی	GSI=80	GSI=45	-
ثابت های الاستیک، هوک-براون و موهر-کلمب	$\gamma = 0.028MN / m^3$ $K = 37.3GPa$ $G = 22.4GPa$ $m_i = 22$ $m_b = 10.7$ $s = 0.108$ $\sigma_t = -5MPa$ $c = 13(MPa)$ $\phi = 53^\circ$	$\gamma = 0.027MN / m^3$ $k = 4.39GPa$ $G = 2.70GPa$ $m_i = 18$ $m_b = 2.52$ $s = 0.508$ $\sigma_t = -1MPa$ $c = 4.47MPa$ $\phi = 34^\circ$	$\gamma = 0.02MN / m^3$ $K = 2.08GPa$ $G = 0.961GPa$ $\sigma_t = -0.7MPa$ $c = 1.44MPa$ $\phi = 27^\circ$
مرجع	Martin et al [1]	شعبانی [۱۵]	H.Yavuz et al [14]



شکل ۲: رفتار پلاستیک کامل، شکننده و نرم کرنشی.

فرض شده که مقدار  $GSI=20$  است. مقدار پارامترهای بعد از شکست در جدول (۴) برای انواع سنگ‌ها آورده شده است. یاوز و فاول<sup>۱۵</sup> [۱۴] برای سنگ‌های ضعیف (زغال سنگ) نشان دادند که استفاده از پارامترهای دست‌خورده هوک و براون با فرض  $GSI=20$  به درستی قادر به بیان فرآیند بعد از شکست این نوع از سنگ است. برای سنگ‌های متوسط نیز شکست همانند انواع دیگر به صورت پوسته پوسته شدن آغاز می‌شود تا پایه، به مقدار کافی نازک گردد و بعد از آن شکست به صورت برشی اتفاق خواهد افتاد. این فرآیند توام با کاهش چسبندگی و کاهش زاویه اصطکاک داخلی است. ولی مقدار کاهش زاویه اصطکاک داخلی آن از مقدار لازم برای سنگ‌های شکننده کمتر و از سنگ‌های ضعیف بیشتر است. برای همین در این مورد هم از پارامترهای دست‌خورده هوک و براون با فرض  $GSI=20$  استفاده شده است [۱۵].

در حالت کلی استفاده از پارامترهای تغییر یافته هوک و براون برای بررسی رفتار نرم‌کرنشی پایه‌ها بر اساس این اصل است که رفتار نرم‌کرنشی یک فرآیند کاهش چسبندگی و کاهش زاویه اصطکاک داخلی مواد است. شایان ذکر است که در حالت استفاده از پارامترهای شکننده هوک و براون چسبندگی به مقدار زیادی کاهش می‌یابد و زاویه اصطکاک داخلی تقریباً تا رسیدن به مقدار زاویه اصطکاک پایه توده سنگ کاهش می‌یابد. در حالت استفاده از پارامترهای دست‌خورده معیار هوک و براون زاویه اصطکاک داخلی تغییر چندانی نمی‌کند و به جای آن چسبندگی کاهش می‌یابد.

### بار گذاری در پایه‌ها

در این تحقیق برای شبیه‌سازی بار اعمالی بر پایه، عملیات حفاری فضای اطراف پایه بصورت مرحله‌ای انجام شد. توزیع تنش در حالت الاستیک و قبل از شکست وابسته به شکل پایه و نسبت تنش‌های برجای قبل از حفاری است ولی در حالت بعد از حد الاستیک نحوه توزیع تنش وابسته به عمق زون پلاستیک شده در بدنه پایه است (شکل ۳). توزیع تنش در پایه‌هایی از جنس‌های مختلف توده‌سنگ شبیه به هم است. شکل (۳) نشان دهنده توزیع تغییرات تنش در پایه‌ها در مراحل متوالی حفاری است. نقاطی از پایه که تسلیم می‌شوند به صورت

مناسب که امکان لغزش داشته باشد، شکست برشی در راستای این صفحه اتفاق می‌افتد (مرحله کاهش زاویه اصطکاک داخلی) [۱۷]. در همه انواع سنگ‌ها شکست با ایجاد ورشد ریز ترک‌ها شروع می‌شود در نتیجه نسبت کاهش چسبندگی در همه انواع سنگ‌ها مشابه است ولی کاهش زاویه اصطکاک داخلی مشابه هم نیست. مرحله کاهش نمودار بار-جابجایی سنگ‌های شکننده با زاویه تقریباً قائم و به سرعت اتفاق می‌افتد (شکل ۲) یعنی اینکه در مرحله شکست برشی زاویه اصطکاک داخلی به کمترین مقدار خود (زاویه اصطکاک پایه) می‌رسد. در سنگ‌هایی که رفتار نرم کرنشی دارند این کاهش زاویه اصطکاک نباید زیاد باشد چون شیب قسمت کاهشی نمودار بار جابجایی این نوع سنگ‌ها کمتر از شیب سنگ‌های شکننده است. در نتیجه کاهش زاویه اصطکاک داخلی در حین شکست توده سنگ باید کمتر باشد. دلیل استفاده از پارامترهای تغییر یافته معیار هوک و براون هم براساس این فرآیند است.

برای بدست آوردن پارامترهای بعد از شکست در سنگ‌های سخت چون این سنگ‌ها رفتار شکننده دارند از پارامترهای شکننده معیار هوک و براون استفاده می‌شود [۱۸]. در این روش فرض می‌شود که ثابت‌های معیار هوک و براون به صورت  $m=1$ ،  $s=0$  و  $a=0.5$  است. با استفاده از این روش پارامترهای بعد از شکست برای توده سنگ‌های سخت بدست آورده شده و در جدول (۴) ارائه شده است. هوک و براون فرض کردند که شکست در مواد سخت به صورت پوسته پوسته شدن آغاز می‌شود که این فرآیند توام با افزایش مقدار اتساع است. همین عامل باعث ایجاد نگهداری (محصور شدگی) برای قطعات شکسته سنگ می‌شود و در نتیجه مواد شکسته به صورت ماده‌ای با چسبندگی کم ولی دارای مقاومت اصطکاکی رفتار می‌کنند.

برای توده سنگ‌های ضعیف تا متوسط از پارامترهای معیار هوک و براون برای توده سنگ دست‌خورده استفاده شده است به عبارت دیگر فرض شده  $s=0$  و ثابت  $a$  از رابطه زیر محاسبه شده است:

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (۴)$$

که در رابطه فوق مقدار  $GSI < 25$  است. در این تحقیق

بوده و در آنها شکست به صورت پوسته پوسته شدن و یا ورقه ورقه شدن در حال اتفاق افتادن است، و بالاخره پایه‌های شکسته که دارای فاکتور ایمنی کمتر از ۱ هستند (شکل ۴).

نتایج حاصل از تحلیل عددی انجام شده برای پایه‌های متشکل از سنگ‌های سخت (جدول ۴) در شکل (۱۰) نشان داده شده است. این نتایج بر حسب مقاومت ماده سنگ پایه نرمال شده است. پایه‌ها با استفاده از مدل رفتاری نرم کرنشی تحلیل شده‌اند. برای اینکه پوش حاصل از تحلیل عددی بتواند مرز بین پایه‌های پایدار و ناپایدار را مشخص کند پوش دیگری با ضریب ایمنی ۱/۵ هم به شکل ۱۰ اضافه شده است.

در شکل (۴) برای نسبت عرض به ارتفاع کمتر از ۱/۵ پوش بدست آورده شده توسط تحلیل عددی برای مقاومت پایه‌ها با استفاده از پارامترهای شکننده هوک و براون تطابق خیلی عالی با داده‌های پایه‌ها و نمودارهای تجربی لاندر و پاکالینس دارد و باید توجه داشت که برای نسبت عرض به ارتفاع کمتر از ۱ پوش مقاومت عددی تقریباً به شکل خط افقی است که نشان از تاثیر کمتر نسبت عرض به ارتفاع پایه است و یا به عبارتی دیگر، مقاومت پایه در این محدوده کمتر از محصور شدگی حاصل از عرض پایه تاثیر می‌پذیرد.

نقاطی با تنش‌های بسیار کم نسبت به سایر نقاط دیده می‌شوند. همانگونه که در واقعیت هم دیده می‌شود شکست پایه با پوسته پوسته شدن از لبه‌های پایه شروع می‌شود و به سمت داخل پایه پیشروی می‌کند. علت این امر دو محوره بودن بارگذاری در بغل‌های پایه و سه محوره بودن آن در مرکز پایه است. با نزدیکتر شدن به مرکز پایه تنش‌های محصور کننده جانبی بیشتر شده و در نتیجه مواد دیرتر تسلیم می‌شوند. کاهش تنش در نقاط تسلیم شده آنقدر ادامه می‌یابد تا مقاومت پسماند حاصل شود.

### مقاومت پایه

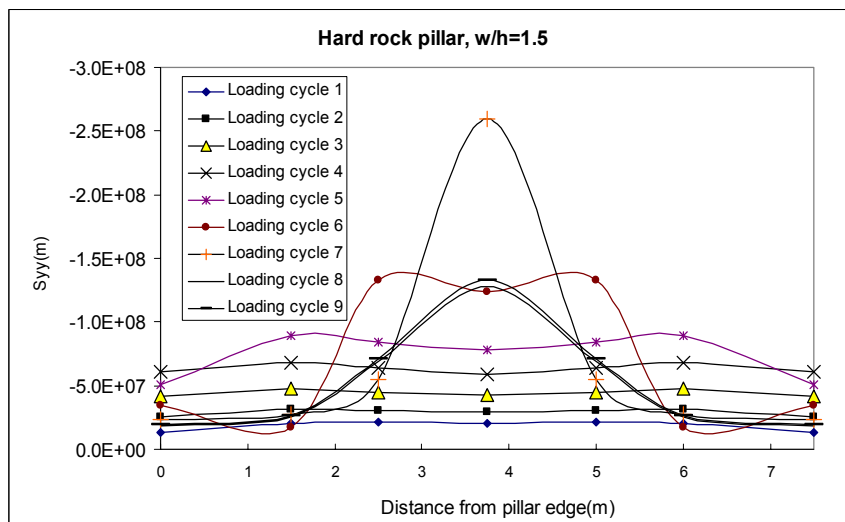
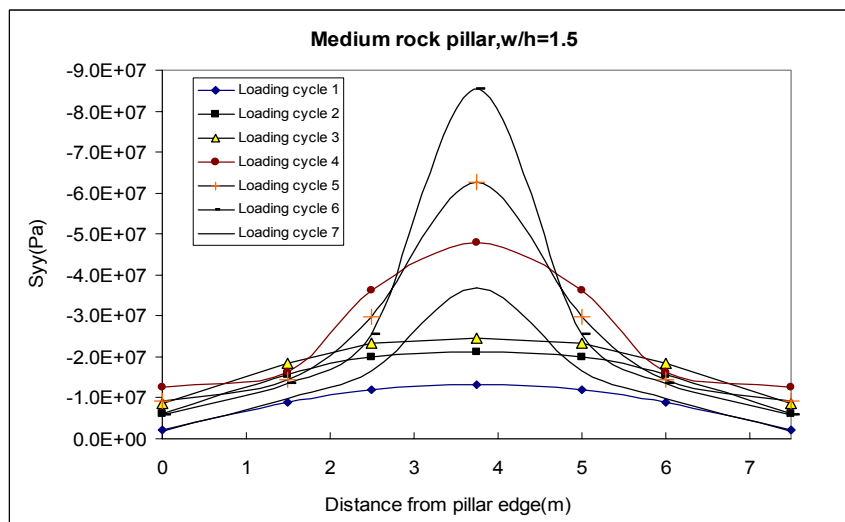
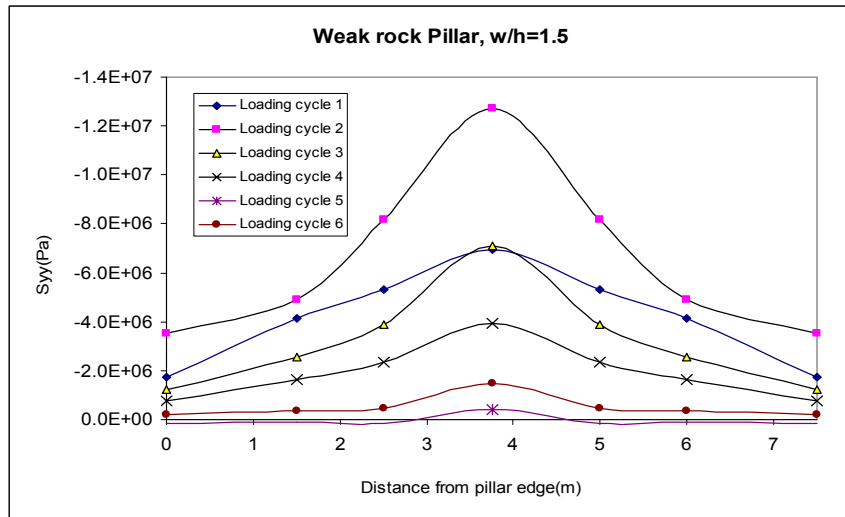
شکست در پایه‌هایی از جنس سنگ سخت تا متوسط اکثراً در نسبت عرض به ارتفاع کمتر از ۲ رخ می‌دهد [۱] و در پایه‌هایی از جنس سنگ نرم ( زغال) بیشتر در رنج نسبت عرض به ارتفاع کمتر از ۳ اتفاق می‌افتد [۱۹]، لذا در این تحقیق بررسی مقاومت پایه‌ها فقط در محدوده نسبت عرض به ارتفاع کمتر از ۳ انجام شده است.

کاملترین بانک اطلاعاتی درباره پایه‌های متشکل از سنگ‌های سخت توسط لاندر و پاکالینس<sup>۱۶</sup> [۱۱] جمع آوری شده است که شامل ۱۷۸ مورد مطالعاتی از معادن سنگ‌های سخت است. در این گردآوری پایه‌ها به سه گروه اصلی تقسیم تقسیم شده‌اند؛ پایه‌هایی که دارای فاکتور ایمنی بیشتر از ۱/۴ بودند (پایدار)، پایه‌هایی که دارای فاکتور ایمنی بین ۱ تا ۱/۴ بودند؛ این پایه‌ها ناپایدار

جدول ۴: پارامترهای بعد از شکست سنگ‌های سخت، نرم و متوسط\*

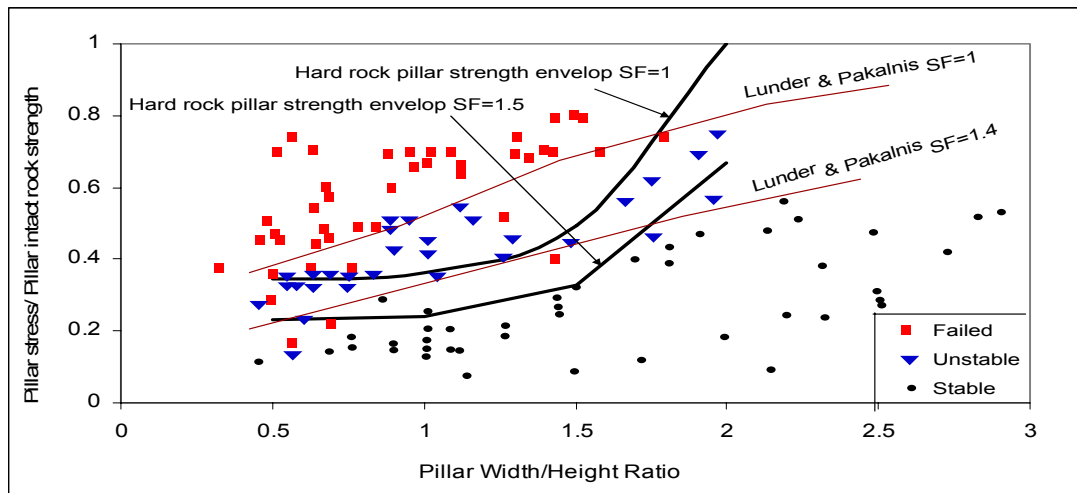
پارامترهای نرم کرنشی		پارامترهای هوک-براون		روش	نوع سنگ
7.8	$c_r (MPa)$	1	$m_r$	پارامترهای شکننده هوک-براون	سنگ سخت
32.5	$\phi_r (Deg.)$	0	$s_r$		
0.002	$e_p (m / m)$	0.5	$a$		
2.39	$c_r (MPa)$	0.86	$m_r$	پارامترهای دست‌خورده هوک-براون	سنگ متوسط
26.5	$\phi_r (Deg.)$	0	$s_r$		
0.025	$e_p (m / m)$	0.55	$a$		
0.16	$c_r (MPa)$	1.03	$m_r$	پارامترهای دست‌خورده هوک-براون	سنگ ضعیف
26	$\phi_r (Deg.)$	0	$s_r$		
0.05	$e_p (m / m)$	0.55	$a$		

\*اندیس  $\Gamma$  معرف پارامترهای پسماند است،  $e_p$  مقدار کرنش پلاستیکی است که در مدل نرم کرنشی نرم‌افزار FLAC برای تغییر پارامترهای مکانیکی از مقدار مقاومت نهایی به مقدار پسماند لازم است.



شکل ۳: تغییرات تنش قائم در پایه‌هایی با نسبت عرض به ارتفاع ۱/۵ و توده سنگ‌هایی از جنس ضعیف (a)، متوسط (b) و قوی (c) در سیکل‌های مختلف بارگذاری.





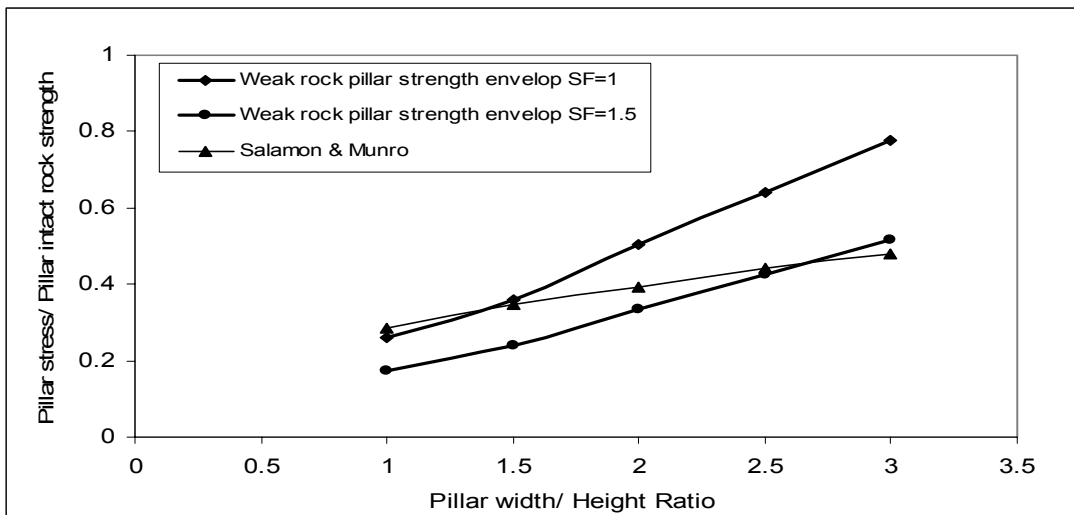
شکل ۴: مقایسه بین نمودارهای تجربی مقاومت پایه‌هایی از جنس سنگهای سخت با پوش مقاومت حاصل از تحلیل عددی انجام شده به ازای فاکتورهای ایمنی ۱ و ۱/۵.

محصور شدگی توسط پارامترهای دست خورده هوک و براون نسبت به فرمول تجربی می‌باشد. استفاده از فرمول مقاومت سالامن و مونرو فقط در محدوده  $w/h < 3$  قابل قبول می‌باشد و در ضمن بین داده‌های استفاده شده توسط سالامن و مونرو داده‌های خیلی کمی از پایه‌های شکسته وجود دارند که در آنها  $w/h > 2$  باشد [۱۹]. لذا کاربرد این فرمول در نسبت عرض به ارتفاع بزرگتر از ۲ توجیه منطقی قابل قبولی ندارد اما از نتایج حاصل از تحلیل عددی در محدوده  $w/h > 2$  می‌توان استفاده کرد. در شکل (۶) نیز نتایج حاصل از تحلیل عددی نرم‌کنشی پایه‌هایی از جنس توده سنگی متوسط (سنگ آهک، جدول ۴)، به ازای نسبت های مختلف  $w/h$  آورده شده است. در حالت کلی نتایج حاصل از تحلیل عددی با مقادیر حاصل از فرمول‌های تجربی تطابق خوبی دارد. شیب پوش مقاومت حاصل از تحلیل عددی به ازای نسبت عرض به ارتفاع بزرگتر از  $2/75$  نسبت به شیب نمودار فرمول تجربی وان‌کیملمان و همکاران<sup>۱۷</sup> روند صعودی‌تری را به خود می‌گیرد. برای بدست آوردن این فرمول از روش آماری بیشترین تشابهات<sup>۱۸</sup> استفاده شده است. در این روش هر چه تعداد داده‌ها بیشتر باشد به نتایج بهتر می‌توان اعتماد کرد. با توجه به اینکه استفاده از این فرمول فقط در محدوده نسبت  $w/h < 3$  قابل قبول است و داده‌های خیلی کمی در همسایگی  $w/h = 3$  وجود دارند پس به مقدار شیب و تغییرات این فرمول تجربی در همسایگی  $w/h = 3$  نمی‌توان اعتماد کرد.

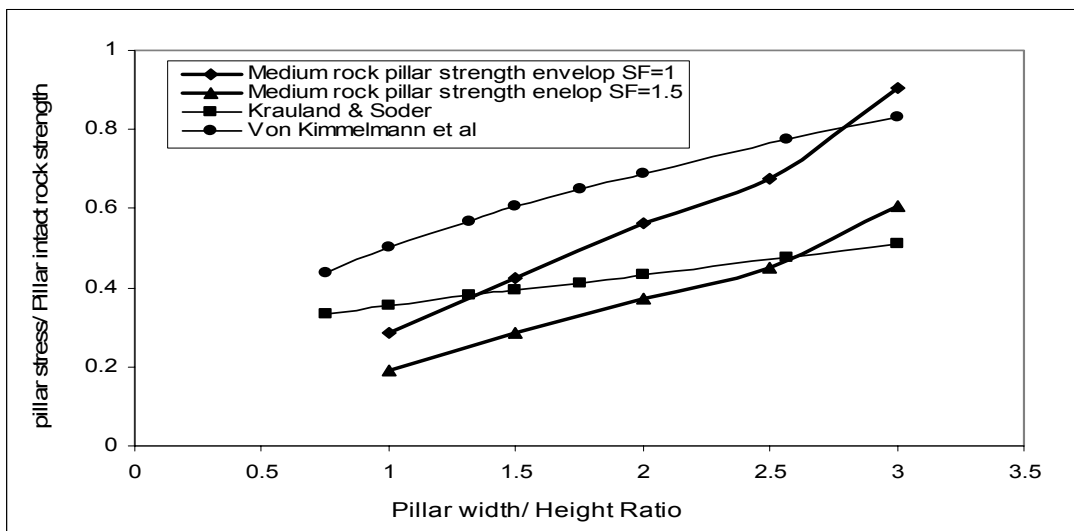
همانگونه که در شکل دیده می‌شود اکثر داده‌های مربوط به پایه‌های شکسته در محدوده نسبت  $w/h$  بین  $0/5-1/5$  است که با نتایج حاصل از تحلیل عددی با استفاده از پارامترهای شکننده هوک و براون تطابق بسیار خوبی دارد.

در محدوده نسبت عرض به ارتفاع بزرگتر از ۲ پوش مقاومت بدست آورده شده توسط تحلیل عددی تفاوت بارزی با نتایج حاصل از فرمول‌های تجربی دارد. چون در استفاده از پارامترهای شکننده هوک و براون مقدار محصور شدگی مغزه پایه ناشی از افزایش عرض پایه خیلی بیشتر از مقداری است که توسط فرمول‌های تجربی پیشنهاد شده است. در ضمن از بررسی داده‌های مربوط به پایه‌های شکسته و سالم مشاهده می‌شود پایه‌های خیلی کمی در محدوده نسبت عرض به ارتفاع بزرگتر از ۲ وجود دارد، که شکسته شده باشند لذا کاربرد فرمول‌های مقاومتی پایه‌ها در سنگهای سخت در محدوده نسبت عرض به ارتفاع بیشتر از ۲ خالی از اشکال نیست.

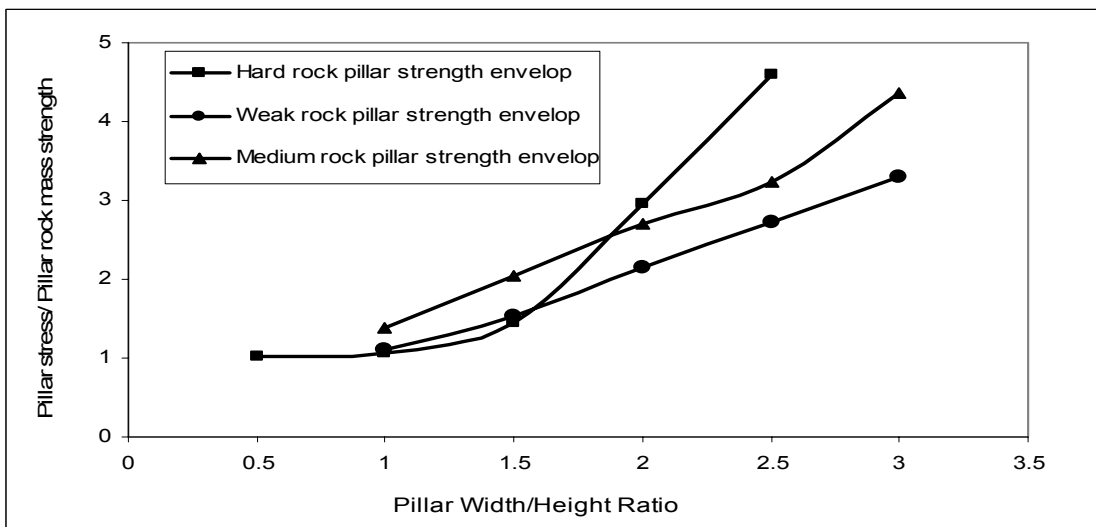
نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی برای پایه‌هایی از جنس سنگ‌های نرم (زغال، جدول ۴)، با فرض رفتار نرم‌کنشی توده سنگ پایه برای نسبت‌های مختلف عرض به ارتفاع در شکل (۵) آورده شده است. از مقایسه پوش مقاومت حاصل از تحلیل عددی با فرمول تجربی مقاومت سالامن و مونرو معلوم می‌شود برای نسبت عرض به ارتفاع کمتر از ۲ نتایج حاصل از تحلیل عددی تطابق خوبی با فرمول‌های تجربی دارد. ولی برای محدوده  $w/h > 2$  نتایج زیاد تطابق ندارد. علت این امر برآورد معقولتر مقدار



شکل ۵: مقایسه پوش مقاومت حاصل از تحلیل عددی پایه‌هایی از جنس سنگهای ضعیف به ازای فاکتورهای ایمنی ۱ و ۱/۵ و فرمول تجربی مقاومت سالامن و مونرو.



شکل ۶: پوش مقاومت حاصل از تحلیل عددی پایه‌هایی از جنس سنگهای متوسط به ازای فاکتورهای ایمنی ۱ و ۱/۵ و فرمول تجربی مقاومت وان کیملمان و همکاران.



شکل ۷: نتایج بدست آمده از تحلیل عددی برای پایه‌هایی از جنس توده سنگ سخت، متوسط و قوی.

مساوی ۲ جواب قابل قبولی را ارائه خواهد کرد. همچنین در پایه‌هایی از جنس سنگهای ضعیف تا متوسط با نسبت عرض به ارتفاع کمتر از ۲/۵، استفاده از پارامترهای دست‌خورده هوک و براون در تحلیل‌های عددی جواب‌های قابل قبولی را بدست می‌دهد. پوش مقاومت حاصل از تحلیل عددی در هر سه نوع سنگ تقریباً در محدوده نسبت عرض به ارتفاع بیشتر از ۲/۵ مقدار بیشتری را نسبت به فرمول‌های تجربی نشان می‌دهند. هر چه نسبت عرض به ارتفاع بیشتر از ۲/۵ بزرگتر باشد اختلاف بین نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی و تجربی بیشتر می‌شود. اکثر فرمول‌های تجربی محدود به مقادیری از نسبت عرض به ارتفاع می‌شوند که بعد از آن افزایش مقدار نسبت عرض به ارتفاع باعث افزایش مقاومت پایه نمی‌شود بلکه مقاومت پایه ثابت باقی می‌ماند ولی با توجه به نتایج حاصل از تحلیل عددی با افزایش نسبت عرض به ارتفاع مقاومت پایه افزایش می‌یابد و بعد از نسبت خاصی از عرض به ارتفاع پایه (وابسته به مقاومت توده سنگ پایه است) این افزایش روند صعودی‌تری به خود می‌گیرد. دلیل این تناقض در این مطلب نهفته است که پایه‌های خیلی کمی با نسبت عرض به ارتفاع بزرگ وجود دارند که شکسته شده باشند و در ضمن کاربرد فرمول‌های مقاومت پایه محدود به دامنه خاصی از نسبت عرض به ارتفاع پایه است در حالی که روشهای عددی این محدودیت را ندارند. کاربرد فرمول‌های مقاومت پایه فقط در محدوده‌هایی میسر است که داده تجربی کافی برای اطمینان از صحت نتایج وجود داشته باشد. پس نتایج حاصل از تحلیل عددی در تمام محدوده عرض به ارتفاع تحلیل شده قابل اعتماد است.

تاثیر نسبت عرض به ارتفاع در مقاومت پایه در پایه‌هایی از جنس سنگهای ضعیف تا متوسط مشابه به هم است با افزایش نسبت عرض به ارتفاع مقاومت پایه به صورت خطی افزایش می‌یابد. در پایه‌هایی از جنس توده سنگ با مقاومت متوسط در محدوده نسبت عرض به ارتفاع بزرگتر از ۲/۵ با افزایش نسبت  $w/h$  افزایش مقدار مقاومت پایه روند صعودی‌تری به خود می‌گیرد در حالیکه در پوش مربوط به سنگهای ضعیف چنین رفتاری هنوز مشاهده نشده است. تاثیر پذیری پوش مربوط به سنگهای سخت از نسبت عرض به ارتفاع متفاوت از دو حالت قبل است در این نوع پایه‌ها در محدوده نسبت  $w/h < 1$  پوش

لذا با توجه به اینکه در روشهای عددی مکانیک حاکم بر مساله معقول‌تر در نظر گرفته می‌شود پس نتایج حاصل از تحلیل عددی برای نسبت عرض به ارتفاع بزرگتر از ۲/۵ از اعتبار بیشتری برخوردار است.

با توجه به نتایج تحلیل عددی تاثیر نسبت عرض به ارتفاع در پایه‌هایی از جنس توده سنگهای ضعیف تا متوسط همسان است. در هر دوی این حالات با افزایش نسبت  $w/h$  محصور شدگی مغزه پایه افزایش می‌یابد. در نتیجه مقاومت آنها همانگونه که در شکل (۷) نشان داده شده است به صورت تقریباً خطی افزایش خواهد یافت. البته لازم به ذکر است که این افزایش در پایه‌هایی از جنس توده سنگ متوسط تا نسبت عرض به ارتفاع ۲/۵ ادامه خواهد یافت و بعد از آن مقدار تاثیر محصور شدگی ناشی از عرض پایه به مقدار خیلی زیادی افزایش خواهد یافت. در پوش مقاومت پایه‌هایی از توده سنگ ضعیف به ازای نسبت  $w/h$  هایی که تحلیل شده است هنوز این رفتار مشاهده نشده است. تاثیرپذیری پایه‌های از جنس توده سنگ سخت از نسبت  $w/h$  از دو حالت سنگهای ضعیف تا متوسط متفاوت است. در محدوده  $w/h < 1$  پوش به صورت خطی است. این رفتار نشان دهنده تاثیر کمتر محصور شدگی حاصل از نسبت  $w/h$  در مقاومت پایه دارد. ولی برای  $w/h > 1$  تاثیر نسبت  $w/h$  به روشنی مشخص است (شکل ۷). از مقایسه پوش‌های حاصل از تحلیل‌های عددی می‌توان نتیجه‌گیری کرد که برای نسبت  $w/h > 2$  تاثیر نسبت عرض به ارتفاع در مقاومت پایه‌ها یکسان است و افزایش مقدار نسبت عرض به ارتفاع باعث افزایش محصور شدگی مغزه پایه و نتیجتاً باعث افزایش مقاومت می‌شود. شیب پوش‌های مقاومت پایه‌ها در محدوده  $w/h > 2$  بر حسب مقدار مقاومت توده سنگ پایه تغییر می‌کند هر چه پایه از جنس توده سنگ سخت‌تر باشد شیب افزایش مقاومت پایه به ازای افزایش نسبت عرض به ارتفاع بیشتر خواهد بود که نشان دهنده تاثیر بسیار زیاد مقاومت توده سنگ پایه در محدوده  $w/h > 2$  است.

## نتیجه‌گیری و بحث

نتایج تحلیل عددی نشان می‌دهد که استفاده از پارامترهای شکننده هوک و براون در پایه‌هایی از جنس سنگهای سخت برای نسبت عرض به ارتفاع کوچکتر و یا

با افزایش نسبت  $w/h$  مقاومت پایه افزایش خواهد یافت ولی شیب افزایش بر حسب مقاومت توده سنگ متفاوت است. هر چه توده سنگ سخت تر باشد افزایش مقاومت به ازای افزایش نسبت  $w/h$  در این محدوده بیشتر است.

به شکل خطی است که نشان دهنده عدم تاثیر نسبت  $w/h$  در این محدوده در مقاومت پایه است. در محدوده  $w/h > 1$  با افزایش نسبت عرض به ارتفاع مقاومت پایه افزایش خواهد یافت. در محدوده  $w/h > 2$  در هر سه پوش

## مراجع

- 1 - Martin, C. D. and Maybee, W. G. (2000). "The strength of hard rock pillars." *Int J of Rock Mech. & Mining Sci.*, Vol. 37, PP.1239-1246.
- 2 - Salamon, M. (1970). "Stability, instability and design of cool pillar workings." *Int J Of Rock Mech & Mining Sci.*, Vol. 7, PP.613-631.
- 3 - Itasca Consulting Group Inc. FLAC(2D), Users manual, Minneapolis, MN, 2000.
- 4 - Gale, W. J. (1999). "Experience of field measurement and computer simulation methods for pillar design." *Proc. Of second international work shop on cool pillar mechanics and design*, US Department health and human services, Vail, Colorado, PP.49-61.
- 5 - Sheorey, P. R. (1993). "Design of coal pillar arreys and chain pillars." *In: Hudson JA, et al. editors, Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 2, Oxford: Pergamon, PP. 631-670.
- 6 - Salamon, M. D. G. and Munro, A. H. (1967). "A study of the strength of cool pillars." *J. S. Afr Inst Min Metall*, Vol. 68, PP. 55-67.
- 7 - Bieniawski, Z. T. (1984). *Rock mechanics design in mining and tunneling*. Balkema Rotterdam; PP. 260.
- 8 - Hedly, D. G. F. and Grant, F. (1972). "Stop-and-pillar design for elliot lake uranium mines." *Bull can Inst Min Metal*, Vol. 65, PP. 37-44.
- 9 - Von kimmelman, M. R., Hyde, B. and Madgwick, R. J. (1984). "The use of computer application at BCL limited in planning pillar extraction and design of mining layouts." *In: Brown ET., Hudson JA., Proc. Of ISRM symp. : Design and performance of underground excavation*, London British Geotechnical Society, PP. 51-63.
- 10 - Sjoberg, J. (1992). "Failure modes and behaviour in the Zinkgreuvan mine." *In Tillevson JA., Wawersik WR., editores proc. Of 33th U.S. Rock mechanics symp.* Santefe, Rotterdam, A.A. Balkema, PP. 491-500.
- 11 - Lunder, P.J. and Pakalnis, R. (1997). "Determination of the strength of hard rock mine pillars." *Bull can Inst Min Metal*, Vol. 90, PP. 51-55.
- 12 - Mrugala, M. J. and Mitra, R. (2003). "Performance of cool pillars under varying roof and floor conditions." *SME Annual Meeting*, Preprint.
- 13 - Su, D. W. H. and Hasenfus, G. J. (1999). "Cool pillar strength and practical cool pillars consideration." *Proc. Of second international work shop on cool pillar mechanics and design*, US Department health and human services, Vail, Colorado, PP. 155-162.
- 14 - Yavuz, H. and Fowell, R. J. (2001). "Softening effect of cool on the design of yield pillar." *In: Billaux et al, proc. Of FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics*, PP.313-320.
- ۱۵ - شعبانی، م. "تحلیل عددی مکانیزم شکست پایه‌های سنگی در فضاهای زیرزمینی." پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیر کبیر (پلی تکنیک تهران)، دانشکده مهندسی معدن، نفت و متالورژی (۱۳۸۴).
- 16 - Zheng, H., Liu, D. F., Lee, C. F. and Ge, X. R. (2005). "Principle of analysis of brittle-plastic rock mass." *Int. J. of solids and structures*, Vol. 42, PP. 139-158.

- 17 - Fang, Z. and Harrison, J. P. (2001). "A mechanical degradation index for rock." *Int J of rock mech And Mining Sci.* Vol. 38, PP. 1193-1199.
- 18 - Hoek, E., Kaiser, P. K. and Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock.* A.A.Balkema, Rotterdam, PP. 215.
- 19 - York, G., Ganbulat, I. and Jack, B. w. (2000). "Cool pillar design procedurey." *Safety in Mine Research Advisory Committee, CSIR Mining Technology*, Vol. 337 COL project, PP. 216.
- 20 - Salamon, M. D. G., Badr, S., Mendoza, R. Ozbay, M. U. (2003). "Pillar failure in deep coal seams: Numerical simulation." *ISRM 2003-Technology roadmap for rock mechanics* , South African Institute of Mining and Metellogy.

### واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Chain pillar
- 2 - Depillaring
- 3 - Rib pillar
- 4 - Salamon & Munro
- 5 - Hedley & Grant
- 6 - Elliot Lake
- 7 - Bienawski
- 8 - Muryala & Mitra
- 9 - Su & Hasenfus
- 10 - Pakal & Lander
- 11 - Martin & Maybee
- 12 - Strine softening
- 13 - Brittle
- 14 - H.Zheng *etal*
- 15 - Yavuz & Fowell
- 16 - Lunder & Pakalins
- 17 - Van Kimmelman *et al*
- 18 - Maximum likihood