تأثیر ضعفهای ساختاری در تحلیل شکست واژگونی خمشی ⁽ شیروانیهای سنگی(براساس تئوری مکانیک شکست^۲)*

عباس مجدی، استادیار، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران مهدی امینی، دانشجوی دکتری، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران E-mail:amini_chermahini@yahoo.com

چکیدہ

شکست واژگونی خمشی، در اثر تنش کششی ناشی از گشتاور وزن ستون سنگهای ⁷ برد!. اتفاق می افتد. برای تحلیل این نوع شکست، هر ستون سنگ با یک تیر طرّه⁴ مدل سازی شده و فاکتور ایمنی شکست آن، بر اساس قوانین مقاومت مصالح، به دست میآید. هرچند نتایج این تحلیلها با آزمون های آزمایشگاهی تطابق خوبی دارد، ولی کاربرد آنها در شیروانیهای واقعی، فاکتور ایمنی شکست را بیش از واقعیت پیش بینی می کند. علت اصلی آن، تمرکز تنش در اطراف ضعفهای ساختاری موجود در توده سنگ است. محاسبه میزان تمرکز تنش در اطراف ضعفهای ساختاری با استفاده از قوانین مقاومت مصالح، بسیار دشوار و در شرایطی غیر ممکن بوده و تاکنون در تحلیل شکست واژگونی خمشی مد نظر قرار نگرفته است. در این مقاله، برای اولین بار، ضعفهای ساختاری موجود در ستون سنگهای برجا که دارای پتانسیل شکست واژگونی خمشی هستند، تحلیل می کردند. در بحرانی ترین حالت، ضعفهای ساختاری با یک "ترک لبه ای" مرطول ستون سنگ مدل سازی می شوند. در این حالت بر اساس تفری مکانیک شکست، هر ستون سنگهای برجا که دارای پتانسیل بر طول ستون سنگ مدل سازی می شوند. در این حالت بر اساس تفری مانیک شکست، هر ستون سنگ مه افر موجود م ستون سنگ مدل سازی می شردند. در بحرانی ترین حالت، ضعفهای ساختاری با یک "ترک لبه ای" معود ترک، به صورت یک تیر با یک ستون دو سر بی نهایت عمل می کند. با در نظر گرفتن مغروضات بالا و با استفاده از موانین مقاور سنگ مدل سازی می شوند. در این حالت بر اساس تفری مکانیک شکست، هر ستون سنگ، نسبت به طول بر طول ستون سنگ مدل سازی می شوند. در این حالت بر اساس تفری مکانیک شکست، هر ستون سنگ، نسبت به طول موانی با روش تعادل حدی، نیروها و گشتاور نیروهای وارد بر مقطع در بر گیرنده ترک محاسبه می شوند. سپس با استفاده از توری مکانیک شکست" فاکتور ایمنی شکست واژگونی خمشی در شیروانی سنگی محاسبه می شوند. در پایان، نتایج این روش با روش تحلیلی مبننی بر قوانین مقاومت مصالی و شیروانی سایی محاسبه می شود. در پایان، نتایج این روش با روش تحلیلی مبنی بر قوانین مقاومت مصالح و شیروانیهای واقعی دارای پتانسیل شکست واژگونی خمشی مقایسه و درستی آن تایید می شود.

واژههای کلیدی: ضعف ساختاری، واژگونی خمشی، شیروانی سنگی، تئوری مکانیک شکست، ستونسنگ، مقاومت مصالح، ترک لبهای، فاکتور شدت تنش

۱. مقدمه

* تاریخ دریافت: ۸٤/۱۰/۲٤ – تاریخ پذیرش:۸٥/۰٦/۲۸

شکست و لغزش ستونسنگها، شکست واژگونی به چهار گروه	شکست واژگونی یکی از شکستهای معمول در شیبهای سنگی
خمشی، بلوکی، بلوکی – خمشی و واژگونی ثانویه تقسیم بندی	طبيعي و يا ترانشهها است [1,2,3,4,5]. با توجه به سازوكار ^٢

۲۰۹ پژوهشنامه حمل و نقل، سال سوم، شماره سوم، پاییز ۱۳۸۵

www.SID.ir

اگر نیروی وزن هرستون در دو جهت موازی و عمود بر صفحه دسته ناپیوستگیهای تودهسنگ تجزیه شود، مؤلّفه عمودی باعث ایجاد گشتاور خمشی در پاشنه ستون میشود. گشتاور خمشی در یک طرف ستونسنگ تنش کششی و در طرف دیگر، تنش فشاری به وجود می آورد که تحت تاثیر تنش کششی، ستونسنگ میشکند و منجر به ناپایداری شیروانی میشود. می شود [1]. شکست واژگونی خمشی در اثر تنش کششی ناشی از خمش ستونسنگها اتفاق می افتد. برای توصیف سازوکار این نوع شکست، چنین فرض می شود که در تودهسنگ، تنها یک دسته ناپیوستگی با شیب تند وجود دارد که جهت شیب آنها در خلاف جهت شیب صفحه شیروانی قرار دارد (شکلهای ۱و۲). در این حالت تودهسنگ شبیه به ستونهایی عمل میکند که به صورت مایل و با شیب منفی روی هم قرار گرفته اند.



شکل ۲. شکل۲–الف) شیروانی سنگی دارای پتانسیل شکست واژگونی خمشی ۲–ب) جدایش ستونسنگها در تاج شیروانی در اثرخمش ناشی از وزن (جاده تهران– فشم کیلومتر ۲۰ تا ۲۰۰+۲۰)

اولین پژوهشهای کاربردی انجام شده در مورد شکست واژگونی توسط Goodman و Bray در سال ۱۹۷۲ انجام شد [1]. این محققین چنین فرض کردند که در این نوع شکست، نخست لایهها روی هم لغزیده و سپس در اثر خمش می شکنند (شکل۳). بر این اساس و با استفاده از معادلات تعادل حدی، رابطه (۱) به عنوان شرط لازم برای شکست واژگونی خمشی در شیروانیها پیشنهاد شد [1,7]:

$$(90-\delta) + \phi_j \prec \alpha \tag{1}$$

که در آن: α = زاویه شیب شیروانی سنگی نسبت به افق $(j = \alpha)$ $(j = i = \alpha)$ $(j = i = \alpha)$ $(j = i = \alpha)$ $(j = \alpha)$ (m > 1) (m > 1)(m > 1)

> شکل۳. مکانیزم شکست واژگونی خمشی بر اساس نظر Goodman و Bray [7].

در سال ۱۹۸۷، Aydan و Kawamato سطح کلی شکست واژگونی خمشی را عمود بر صفحه ناپیوستگیهای توده سنگ فرض کردند. با این فرض، هر ستون را با یک تیر طرّه بدون ضعف ساختاری مدل سازی و با استفاده از معادلات تعادل حدی و قوانین مقاومت مصالح، رابطهای برای محاسبه فاکتور ایمنی شکست واژگونی خمشی پیشنهاد کردند [1]. این محققین در سال شکست واژگونی خمشی پیشنهاد کردند [1]. این محققین در سال آزمایشگاهی مقایسه و رابطه خود را با مدل سازیهای آزمایشگاهی مقایسه و رابطه اولیه را اصلاح و تکمیل کردند [9]. در مدل سازیهای آزمایشگاهی، نمونههایی از سنگ بکر^۷ به ضخامت ۳۰– ۲۵ میلیمتر و طول ۳۵۰ – ۱۵۰ میلیمتر را با زاویه

تند (بزرگتر از ۷۰ درجه) روی یکدیگر قرار داده و مدلی از یک شیروانی سنگی دارای پتانسیل شکست واژگونی خمشی ساختند. سپس مدل را طوری تحت فشار قرار دادند که در آن شکست واژگونی خمشی رخ دهد[5,8]. نتایج آزمونهای مذکور تطابق خوبی با نتایج رابطه تحلیلی داشت.

در سال ۱۹۹۷، Adhikary و همکاران با شیوهای جدیدتر، شکست واژگونی خمشی را مدل سازی آزمایشگاهی کردند [9]. این پژوهشگران، با استفاده از نمونههای آزمایشگاهی به ضخامت دامه در دار با ۲۱–۲۸ میلیمتر یک شیروانی سنگی با پتانسیل شکست واژگونی خمشی ساختند. سپس این مدل را با استفاده از نیروی گریز از مرکز^۸ تحت فشار قرار دادند. این محققین با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و محاسبات عددی^۹ تغییرات اندکی در رابطه تحلیلی Aydan و محاسبات عددی کردند [9,10,11]. در مجموع، نتایج این آزمونها با رابطه تحلیلی

مبتنى بر مقاومت مصالح تطابق خوبي داشت [9]. همچنین Aydan و Kawamato رابطه تحلیلی خود را در مورد شيروانی های واقعی دارای پتانسيل شکست واژگونی خمشی بكار برده و نتيجه حاصل را با وضعيت واقعى مقايسه كردند [5]. شکل ٤ نتيجه اين مقايسه را نشان مي دهد. حد تعادل که مبين مرز پایداری و ناپایداری است بر روی منحنیهای تحلیلی قرار می گیرد، به گونه ای که هر منحنی (خطوط منقطع بالای نيمساز) معرف يک نسبت ارتفاع، h، به ضخامت، t، ستون سنگهاست. این محققین در تفسیر شکل ٤ چنین بیان می کنند که چون در رسم منحنیهای تئوری، مقدار بعضی از پارامترها به صورت فرضى درنظر گرفته شدهاست، اين مقايسه صرفاً جنبه کیفی داشته و فقط روند کلی رابطه تئوری را تأیید میکند. یکی از این پارامترها، مقاومت کششی تک محوری سنگ بکر است که برابر با ۲۰*MPa.* فرض شده است و حال آن که مقدار این پارامتر برای سنگهای مختلف بین۲ تا ۳۰ MPa تغییر میکند [7,12,13,14]. اگر در رابطه تئوری مبتنی بر قوانین مقاومت مصالح (روش Aydan وKawamato) مقدار مقاومت كششى سنگ برابر با ۲*MPa* (حداقل مقاومت کششی سنگها) قرار داده شود، بسیاری از نقاط ناپایدار واقعی(علامت)، در منطقه پايدار تئوري فوق قرار ميگيرند، يعني رابطه تحليلي مبتني بر قوانین مقاومت مصالح، فاکتور ایمنی شکست را بیش از واقعیت پیش بینی میکند. دلیل اصلی عدم تطابق نتایج تحلیلی با واقعیت، وجود ریز درزهها و یا ریزترکها در ساختار ستون سنگهای

و پرهزینه است، ارایه روشی آسان تر که ضعفهای ساختاری موجود در آنها را جهت تحلیل در نظر گرفته و نیاز به آزمونهای درجا نداشته باشد، حائز اهمیت است. در این مقاله برای نخستین بار، بر اساس تئوری مکانیک شکست، رابطهای ارایه شده است که با استفاده از آن می توان فاکتور ایمنی شکست واژگونی خمشی را با در نظر گرفتن ضعفهای ساختاری موجود در ستونسنگهای طبیعی محاسبه کرد.

برجاست که در تئوری فوق در نظر گرفته نشده است (شکل ۵-الف). این ترکها به دلیل ایجاد تمرکز تنش فاکتورایمنی شکست را کاهش میدهند [15] (شکل ۵- ب). بنابراین اگر در رابطه Aydan و Kawamato به جای مقاومت کششی تک محوری سنگ بکر، مقاومت کششی درجای ستونسنگ قرار داده شود، نتایج، تطابق بهتری با واقعیت خواهند داشت. با توجه به این که اندازهگیری مقاومت کششی برجای ستونسنگها بسیار دشوار



شکل ٤. مقایسه نتایج رابطه تحلیلی مبتنی بر مقاومت مصالح (روش Aydan و Kawamato) با مثال.های واقعی شیروانی.های سنگی [4].

پژوهشنامه حمل و نقل، سال سوم، شماره سوم، پاییز ۱۳۸۵ ۲۱۲

www.SID.ir

تأثیر ضعفهای ساختاری در تحلیل شکست واژگونی خمشی شیروانیهای سنگی ...



شکل۵– الف) ضعفهای ساختاری موجود در ستون سنگها (شیروانی مشرف به جاده تهران – فشم کیلومتر ۲۰ تا ۵۰۰+۲۰)، ۵–ب) تمرکز تنش در اطراف ضعف ساختاری موجود در یک ستون (تصویر فتوالاستیک)

۲. محاسبه فاکتور ایمنی شکست واژگونی خمشی با در نظر گرفتن ضعفهای ساختاری موجود در ستون سنگهای طبیعی

شکل ٦ به صورت شماتیک یک شیروانی سنگی دارای شکست واژگونی خمشی را نشان می دهد. همان گونه که اشاره شد، ستون سنگها در اثر یکی از مولفههای نیروی وزن خود، تحت گشتاور خمشی قرار می گیرند. گشتاور خمشی، بخشی از مقطع عرضی ستون را تحت کشش قرار می دهد. اگر صفحه A - A از پاشنه شیب(نقطه A)، عمود بر صفحات ناپیوستگی های توده سنگ رسم شود، محل تلاقی صفحه A - A و صفحات دسته ناپیوستگی های تودهسنگ (نقاط B e 'B) مانند یک تکیهگاه ثابت برای ستون سنگ ، عمل می کند(شکل٦- ب). در نمودار گشتاور می شود. بنابراین صفحه A - A صفحه کلی شکست شیروانی می شود. بنابراین صفحه A - A مفحه کلی شکست شیروانی می شود. بنابراین صفحه A - A مفحه کلی شکست شیروانی می شود. بنابراین صفحه A - A مفحه کلی شکست شیروانی می شود. بنابراین صفحه A - A مفحه کلی شکست شیروانی می مود. بنابراین صفحه ای ساختاری باشد، برای تحلیل و شکل ٦-ب دارای ضعفهای ساختاری باشد، برای تحلیل و

ضعف ساختاری در بحرانی ترین بخش ستون در نظر گرفته شود. با توجه به بیشینه گشتاور خمشی داخل ستون(شکل - ج)، صفحه 'B - B را می توان به عنوان بحرانی ترین مقطع برای ضعف ساختاری فرض کرد. بنابراین چنین فرض می شود که در این بخش از ستون، یک ترک به عنوان مدلی از ضعف ساختاری وجود دارد. به منظور محاسبه حداقل فاکتور ایمنی شکست ستون، این ترک در لبه بالایی ستون یعنی محل تنش کششی حداکثر قرار داده می شود (شکلهای ۲- الف و ۷- ب).

با توجه به اینکه طول ستون سنگ نسبت به طول ترک بسیار زیاد است، ستون با یک "ترکلبهای"^{۱۰} را می توان با یک تیر دو سر بی نهایت مدلسازی کرد(شکل ۷-ج). حال اگر این تیر تحت تأثیر گشتاور خمشی و تنشهای برشی و نرمال واقع شود، مسلماً در نوک ترک تمرکز تنش ایجاد می شود، به طوری که افزایش آن باعث توسعه ترک شده و در نهایت موجب شکست تیر می شود (شکل ٥- ب).

بر این اساس برای محاسبه شکست ستونسنگها در برابر شکست واژگونی خمشی، محاسبه فاکتور ایمنی مدل شکل(۷- ج)، تطابق بیشتری با واقعیت دارد. مجدی و امینی



شکل ٦- الف صفحه شکست کل واژگونی خمشی، ب) مدل ستونسنگ(تیر طّره)، ج) نمودار گشتاور خمشی وارد بر مدل



شکل۷. مدل ستون سنگ دارای ضعف ساختاری

 $\mu \cdot P_i, \mu \cdot P_{i-1}$

مدل شکل ۷–ج استفاده کرد.

و K_{III} نمایش داده می شود. K_{III}

ا نیروهای برشی بین ستونسنگها و به ترتیب برابر با T_i, T_{i-1}

فاصله نقطه اثر نيروهاي P_i, P_{i-1} از تکيهگاه = x_i, x_{i-1}

 N_i ، مامل تنش کششی، نیروی فشاری، N_i ، عامل تنش کششی، نیروی فشاری N_i ، عامل تنش فشاری و نیروی برشی، V_i ، باعث تنش برشی در

صفحه شکست B - B می شوند و ترکیب آنها تنشهای نهایی را در نقاط مختلف تیر مشخص میکند. نوک ترک به علت تمرکز تنش و واقع شدن در منطقه کشش، نقطه شروع شکست است.. بنابراین اگر مقدار تنش کششی در این نقطه با مقاومت کششی مقایسه شود، مقدار فاکتور ایمنی شکست تیر به دست میآید. از نظر تئوری، مقدار تنش کششی در نوک ترک بی نهایت است [۱۳و۷1] که طبعاً از نظر فیزیکی امکان پذیر نیست[۱۸،۱۷و

بر اساس تئوری "مکانیک شکست"، مقدار تنش در نقطهای نزدیک به نوک ترک با استفاده از فاکتوری به نام فاکتور شدت تنش $^{11}(\mathrm{SIF})$ بررسی می شود. این فاکتور برای حالتهای کششی و فشاری با K_I و برای حالت برشی (با توجه به جهت برش) با

از تکیهگاه U_i, U_{i-1} فاصله نقطه اثر نیروهای U_i, U_{i-1} از تکیه گاه $= l_i, l_{i-1}$

برای تحلیل و محاسبه فاکتور ایمنی شکست مدل شکل ۷-ج، نخست گشتاور خمشی، M_i ، نیروی نرمال، N_i و نیروی برشی، V_i وارد بر صفحه شکست (صفحه ترک) به دست میآید. شکل Λ نیروهای وارد بر ستون سنگ i را نشان میدهد. با استفاده از معادلات تعادل حدی، مقادیر N_i, M_i و V_i به صورت روابط زیر حاصل می شوند:

$$M_{i} = W_{i} \cdot Sin\alpha \cdot (0.5h_{i}) + P_{i} \cdot x_{i} - P_{i-1} \cdot x_{i-1} - (\Upsilon)$$

$$(T_{i} + T_{i-1}) \cdot (0.5t_{i}) + U_{i} \cdot l_{i} - U_{i-1} \cdot l_{i-1} + U_{bi} \cdot l_{bi}$$

$$N_i = W_i \cdot \cos\alpha + T_i - T_{i-1} \tag{(r)}$$

$$V_i = -W_i \cdot Sin \alpha + P_{i-1} - P_i - U_i + U_{i-1}$$
 (٤)
پارامترهای بکار رفته در این روابط عبارتند از:
 $W_i = e_i$ ن ستونسنگ
 $m_i = e_i$ ن ستونسنگی و افق
 α
 $\mu = d_{2}$ مین صفحه عمود بر ناپیوستگی و افق
 $\mu = d_{2}$
 $\mu = d_{2}$ مین صفحه عمود بر ناپیوستگی و افق
 $\mu_i = d_{2}$
 $\mu_i = d_{2}$ مرک بین ستونسنگی ا
 $W_i = h_i, h_{i-1}$
 $h_i = U_i, U_{i-1}$
 $W_i = U_i, U_{i-1}$



شکل ۸ نمودار آزاد^{۱۱} نیروها و گشتاور نیروهای وارد بر یک ستونسنگ دلخواه *i*

در شرایطی که فاکتور شدت تنش کل (ناشی از تنش برشی، گشتاور خمشی و تنش فشاری) برای ترک محاسبه شود، میتوان در مقام مقایسه با "فاکتور شدت تنش در لحظه شکست"^۱، فاکتور ایمنی شکست را به دست آورد. برای تحلیل ستون سنگ و محاسبه "فاکتور شدت تنش کل" در نوک "ترک لبهای" (شکل۹-الف)، سه حالت زیر در نظر گرفته میشود:

۱- هنگامی مدل تحت گشتاور خمشی محض
$$M_i$$
 قرار داشته
باشد (شکل۹-ب).
در این حالت "فاکتور شدت تنش کششی" ناشی از گشتاور
خمشی، بر اساس "تابع تجربی تادا"، به صورت زیر
به دست میآید [20].

$$\int K_{I}^{1i} = \frac{6M_{i}}{t_{i}^{2}} \cdot \sqrt{\pi a_{i}} \cdot F_{1}\left(\frac{a_{i}}{t_{i}}\right) \tag{0}$$

$$F_{1}\left(\frac{a_{i}}{t_{i}}\right) = \sqrt{\frac{2t_{i}}{\pi a_{i}} \cdot Tan \frac{\pi a_{i}}{2t_{i}}} \cdot \frac{0.923 + 0.199 \cdot \left(1 - Sin \frac{\pi a_{i}}{2t_{i}}\right)^{4}}{Cos \frac{\pi a_{i}}{2t_{i}}}$$

$$Cos \frac{\pi a_{i}}{2t_{i}}$$

$$Cos \frac{\pi a_{i}}{2t_{i}}$$

$$Cos \frac{\pi a_{i}}{2t_{i}}$$

$$N_i$$
 ۲- زمانی که مدل تحت تأثیر تنش فشاری محض حاصل از N_i واقع شود (شکل ۹-ج).
در این حالت فاکتور شدت تنش با استفاده از "تابع تجربی تادا"
به صورت زیر تعیین می شود [20]:

$$\begin{cases} K_I^{2i} = -\frac{N_i}{t_i} \cdot \sqrt{\pi a_i} \cdot F_2\left(\frac{a_i}{t_i}\right) \\ F_2\left(\frac{a_i}{t_i}\right) = \sqrt{\frac{2t_i}{\pi a_i} \cdot Tan\frac{\pi a_i}{2t_i}} \cdot \frac{0.752 + 2.02\left(\frac{a_i}{t_i}\right) + 0.37\left(1 - Sin\frac{\pi a_i}{2t_i}\right)}{Cos\frac{\pi a_i}{2t_i}} \end{cases}$$
(7)

در روابط (٦)، K_I^{2i} فاکتور شدت تنش نرمال ناشی از تنش فشاری است. فشاری است. ۳- زمانی که مدل تحت تأثیر تنش برشی محض ناشی از V_i قرار داشته باشد (شکل۹-د).

پژوهشنامه حمل و نقل، سال سوم، شماره سوم، پاییز ۱۳۸۵

$$\begin{cases} K_{II}^{\ i} = \frac{2V_i}{\sqrt{\pi a_i}} \cdot F_{II} \left(\frac{a_i}{t_i}\right) \end{cases} \tag{V}$$

در روابط(۷)، K_{II}^{i} فاکتور شدت تنش ناشی از نیروی برشی است. از آنجا که "ترک لبهای" معرف ضعف ساختاری ستونسنگ است، اگر طول ترک بسیار کوچکتر از ضخامت ستونسنگ فرض شود (با توجه به ضخامت معلوم ستون سنگ، مشاهدات، اندازه گیریها و دید مهندسی)، توابع F_1 و F_2 ، در روابط به ترتیب ۵ و 7، به دو عدد ثابت زیر تبدیل می شوند [۲۰]:

$$\begin{cases} LimF_1\left(\frac{a_i}{t_i}\right) = 1.122\\ \frac{a_i}{t_i} \to 0 \end{cases}$$
(A)

$$\begin{cases} LimF_2\left(\frac{a_i}{t_i}\right) = 1.122\\ \frac{a_i}{t_i} \to 0 \end{cases}$$
(9)

چون مسئله شیبهای سنگی (بجز در بعضی از قسمتهای خاص مانند سر پیچها) کرنش صفحهای است [21]، مقدار K_{III} در این تحلیل تأثیر نداشته و در محاسبات وارد نمی شود. در محدوده الاستیک خطی، با استفاده از اصل "جمع آثار"^{۱۱}، مقدار فاکتور شدت تنش نرمال کل برای مدل شکل ۹-الف به صورت رابطه زیر حاصل می شود:

$$\begin{cases} K_{I}^{\ i} = K_{I}^{\ 1i} + K_{I}^{\ 2i} \qquad (1 \cdot) \\\\ F_{II} \left(\frac{a_{i}}{t_{i}}\right) = \frac{1.3 - 0.65 \left(\frac{a_{i}}{t_{i}}\right) + 0.37 \left(\frac{a_{i}}{t_{i}}\right)^{2} + 0.28 \left(\frac{a_{i}}{t_{i}}\right)^{3}}{\sqrt{1 - \left(\frac{a_{i}}{t_{i}}\right)}} \end{cases}$$

www.SID.ir

در روابط خمشی و

217



شکل ۹. تحلیل مدل ستون سنگ دارای ضعف ساختاری با اصل "جمع آثار" (a = b + c + d)

برای محاسبه فاکتور ایمنی، لازم است یکی از معیارهای^{۱۰} مجاز تئوری مکانیک شکست در سنگ استفاده شود. اکثر مراجع، معیار شکست min (0,12,17 را برای سنگ توصیه میکنند [19,12,17] با توجه به این که شکست واژگونی خمشی تحت تاثیر تنش کششی غالب اتفاق می افتد، میتوان از تأثیر فاکتور شدت تنش برشی (K_{II}) در این نوع شکست، چشم پوشی کرد [5]. بنابراین معیار شکست min (0,10 به رابطه ساده زیر تبدیل می شود:

$$F_s = \frac{K_I^{\ l}}{K_{IC}} \tag{11}$$

با جایگذاری رابطه ۱۰ در رابطه ۱۱ و جانشین کردن مقادیر "فاکتورهایشدتتنش" از روابط٥- الف و ۲-الف ، مقدار فاکتور ایمنی شکست ستونسنگ *i* به صورت زیر به دست می آید: $F_s = \frac{1}{K_{IC}} \cdot \left[\frac{6M_i}{t_i^2} \cdot \sqrt{\pi a_i} \cdot F_1 \left(\frac{a_i}{t_i} \right) - \frac{N_i}{t_i} \cdot \sqrt{\pi a_i} \cdot F_2 \left(\frac{a_i}{t_i} \right) \right]$ (۱۲) اگر مقادیر *i M* و *N* از روابط ۲و ۳ در رابطه ۱۲ جایگزین شوند، بعد از انجام عملیات جبری، مقدار ₁-1 با استفاده از رابطه ۱۳ قابل محاسبه است:

$$\begin{cases} P_{i-1} = \frac{Max \left(P_{i}, 0\right) [x_{i} - 0.5\mu \cdot t_{i}] + W_{i} \cdot Sin \alpha \cdot 0.5h_{i} + U_{i} \cdot l_{i} - U_{i-1} \cdot l_{i-1} - U_{bb} \cdot l_{bb}}{(x_{i-1} + 0.5\mu \cdot t_{i})} - \frac{F_{i} \cdot K_{ic} \cdot t_{i}^{2} + \sqrt{\pi a_{i}} \cdot F_{2} \cdot t_{i} \cdot W_{i} \cdot Cos \alpha}{6\sqrt{\pi a_{i}} \cdot F_{1} \cdot (x_{i-1} + 0.5\mu \cdot t_{i})} \end{cases}$$

برای تحلیل یک شیروانی خاص در برابر شکست واژگونی خمشی
با استفاده از رابطه ۱۳، نخست صفحه
$$A - A$$
 (شکل ۲)
رسم می شود. سپس ستونسنگها از پاشنه شیب تا آخرین ستون
دارای پتانسیل شکست شمارهگذاری می شوند. حال مقادیر x_i و
دارای پتانسیل شکست شمارهگذاری می شوند. حال مقادیر x_i و
دارای پتانسیل شکست شمارهگذاری می شوند. حال مقادیر x_i و
 x_{i-1} (یعنی محل اثر نیروهای بین دو ستون) به ترتیب با
محاز، جایگوین میشوند.
سایر پارامترها نیز بر اساس هندسه شیروانی، خصوصیات
رثومکانیکی تودهسنگ و سطح آب زیرزمینی انتخاب می شوند.
اکنون برای آخرین ستون (ستون شماره n) رابطه ۱۳
اکنون برای آخرین ستون (ستون شماره n) رابطه تا
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن $n-1$ برای ستون
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات تا
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات تا
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات با
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات با
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات با
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات با
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات با
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات با
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این عملیات با
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این می برای ستون
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این می این معلیات با
محاسبه می شود. همین عمل با معلوم بودن این می این مقدار
استون شماره ۱ دادامه یافته تا مقدار و ایسی شکست شیر این مقدار
ا مورت زیر تصمیم گیری کرد:
۲ - اگر $0 ح 0 جا باشد، فاکتور ایمنی شکست شیب کمتر ازفاکتور ایمنی مجاز است.$

www.SID.ir

- اگر $0 \prec 0 \sim P_0$ باشد، فاکتور ایمنی شکست شیب بیشتر از فاکتور ایمنی مجاز است.

در حالات ۲ و ۳ ، پارامتر F_s با مقدار جدیدی (برای حالت ۲ کوچکتر از فاکتور ایمنی مجاز و برای حالت ۳ بزرگ تر از فاکتور ایمنی مجاز) جایگزین و محاسبات تکرار می شوند. این روند تا جایی ادامه می یابد که تفاضل ۲ فاکتور ایمنی مفروض متوالی کمتر از خطای دلخواه شود. در این حالت، آخرین فاکتور ایمنی مفروض برابر با فاکتور ایمنی پایداری شیروانی سنگی در برابر شکست واژگونی خمشی در نظر گرفته می شود.

۳. مقایسه نتایج رابطه ارایه شده با رابطه تحلیلی مبتنی بر مقاومت مصالح

برای آن که تشابهات و تفاوتهای بین رابطه ارایه شده در این مقاله (رابطه ۱۳) و رابطه تحلیلی مبتنی بر مقاومت مصالح (رابطه Aydan و Kawamato) بهتر و واضحتر نشان داده شوند، هر دو رابطه فقط برای یک ستونسنگ دارای پتانسیل شکست واژگونی خمشی اعمال شده و نتایج آنها با هم مقایسه شدند. به این منظور، مطابق شکل ۱۰، یک ستونسنگ به ضخامت *I* و ارتفاع *AL* و وزن مخصوص *γ* را در نظر بگیرید که تحت زاویه *X* نسبت به قائم در یک گوه صلب فرورفته باشد. زاویه *Y* به نام زاویه معادل شیروانی نامگذاری می شود. همان گونه که در این مقاله بیان شد، این ستونسنگ در اثر یکی از مؤلفه های نیروی وزن خود تحت گشتاور خمشی قرار دارد، به طوری که صفحه *B* – *B* محل شکست احتمالی آن است.



شکل ۱۰. مدل مقایسهای ستونسنگ دارای پتانسیل شکست واژگونی خمشی برای ارزیابی بهتر، خواص مقاومتی این ستونسنگ معادل خـواص آهک سفید^{۱۱} فرض شده [12] و روابط ۱٤و ۱۵ در یـک دسـتگاه

پژوهشنامه حمل و نقل، سال سوم، شماره سوم، پاییز ۱۳۸۵

برای تحلیل شکست این ستونسنگ تحت گشتاور خمشی، دو حالت زیر مورد بررسی قرار گرفته است: حالت ۱- هنگامی که هیچ ضعف ساختاری در ستونسنگ وجود نداشته باشد. حالت ۲- زمانی که در ستونسنگ ضعف ساختاری موجود باشد. در حالت اول با کاربرد رابطه مبتنی بر مقاومت مصالح

(روش Aydan و Kawamato) برای ستون سنگ مذکور، شیب معادل شیروانی، ψ، در لحظه شکست به صورت رابطه ۱٤ به دست میآید [5]: (۱٤)

$$\psi = Arc \tan\left(\frac{\sigma_t}{L \cdot \gamma} \cdot \frac{1}{3\frac{h}{t} \cdot Sin \,\alpha - Cos \,\alpha}\right) + \alpha$$

(بر پایه مقاومت مصالح)

در حالت دوم، در این تحقیق، ضعف ساختاری موجود در ستون سنگ با یک "ترک لبهای" به طول $a \langle t \rangle = 0$ و در محل B جایگزین شده و با جانشینی پارامترهای ستونسنگ در رابطه ۱۳ و انجام عملیات جبری لازم، رابطه زیر برای محاسبه شیب معادل شیروانی، ψ ، در لحظه شکست حاصل می شود: (10)

$$\psi = Arc \tan \left(\frac{K_{IC}}{L \cdot \gamma \cdot \sqrt{\pi \cdot a}} \cdot \frac{1}{3\frac{h}{t} \cdot F_1 \cdot Sin\alpha - F_2 \cdot Cos\alpha} \right) + \alpha$$
(i.e., where (i, j) is a solution of the second secon

شیروانی، ψ، در لحظه شکست شده، در صورتی که کاهش طول ترک، α، باعث ازدیاد می شود. ۳- اگر طول ترک، α، تقریباً برابر با ضخامت ستونسنگ، t،

شود، زاویه معادل شیروانی، //، در لحظه شکست با زاویـه شـیب گوه صلب نسبت بـه افـق، α، برابـر مـیشـود (منحنـی ۱).یعنـی مقاومت کششی ستون برابر صفر است.

تأثیر ضعفهای ساختاری در تحلیل شکست واژگونی خمشی شیروانیهای سنگی ...

3- اگر طول ترک از یک حد بحرانی کوچک تر شود، زاویه معادل شیروانی، W، در لحظه شکست براساس قوانین مقاومت معادل شیروانی، W، در لحظه شکست براساس قوانین مقاومت مصالح (منحنی ۷) (روش Aydan و Kawamato) کمتر از زاویه معادل شیروانی بر پایه تئوری مکانیک شکست می شود (منحنی ۸). چون مبنای محاسبه فاکتور ایمنی در دو روش مذکور متفاوت راست، در این حالت با وجود محاسبه نکردن تاثیر ریز درزه ها در روش کمتر از مقاومت مصالح، فاکتور ایمنی محاسبه شده در این رابطه مبتنی بر مکاوی می مناور است، در این حالت با وجود محاسبه نکردن تاثیر ریز درزه ها در روش کمتر از مقاومت مصالح، فاکتور ایمنی محاسبه شده در این رابطه مبتنی بر مکانیک شکست می شود (منحنی ۸). است، در این حالت با وجود محاسبه نکردن تاثیر ریز درزه ها در روش کمتر از مقداری است که از روش مبتنی بر مکانیک شکست این روابط دول بحرانی ترک، a، میتوان روابط این حالت، با توجه به اینکه طول ترک بسیار کوچک است، مقادیر این حالت، با مقدار ثابت ۱۲۲۲ این حالت، با مقدار ثابت مقادیر جایا می می روابط ۸ و ۹، با مقدار ثابت ۱۲۲۲ جایگزین و مقدار a از رابطه ساده (۱۲) محاسبه می شود؛

$$\left(\frac{K_{IC}}{2\sigma_i}\right) \tag{17}$$

به عنوان مثال، برای سنگ آهک سفید، طول ترک بحرانی بر اساس رابطه ۱۲، ۷ میلیمتر به دست میآید.

بنابراین، اگر a
implies A باشد، رابطه مبتنی بر قوانین مقاومت مصالح (منحنی۷) فاکتور ایمنی شیروانی سنگی را بیش از واقعیت پیش بینی میکند. در این حالت لازم است با توجه به طول ترکهای موجود در ستونسنگهای برجا، از رابطه بر اساس

تئوری مکانیک شکست (رابطه ۱۳)، برای محاسبه فاکتور ایمنی شیروانی سنگی استفاده شود.

– اگر $a \leq a_c$ باشد، رابطه بر پایه تئوری مکانیک شکست (با جایگذاری $a = a_c$) و رابطه مبتنی بر قوانین مقاومت مصالح نتایج یکسان ارایه میکنند.

همان گونه که دیده می شود رابطه مبتنی بر مقاومت مصالح (روش Aydan و Kawamato) فقط برای حالتی صادق است که طول ترکهای موجود در ستون سنگ کوچکتر یا مساوی حد بحرانی باشد، در صورتی که رابطه برپایه قوانین مکانیک شکست برای همه شرایط صادق است.

در نتیجه می توان گفت که رابطه ارایه شده در این مقاله، یک رابطه جامع تر نسبت به رابطه تحلیلی مبتنی بر مقاومت مصالح است. به عبارت دیگر رابطه تحلیلی مبتنی بر مقاومت مصالح موجود، یک حالت خاص از رابطه ارایه شده در این مقاله است.

همچنین با توجه به این که شرایط لازم برای تحلیل پایداری ستون سنگهای برجا، اکثراً بر شرط $a_c imes a$ منطبق است، رابطه مبتنی بر مقاومت مصالح را نمیتوان برای شیبهای واقعی استفاده کرد زیرا نتایج حاصل با واقعیت سازگار نخواهند بود.

در صورتی که روش ارایه شده در این مقاله را میتوان برای همه حالات، به ویژه برای حالتی که a ≻ a م باشد بکار برد، زیرا نتایج حاصل به واقعیت نزدیک ترند.



 $a_c =$

شکل ۱۱. مقایسه شیب معادل شیروانی در لحظه شکست بر اساس قوانین مقاومت مصالح (روش Aydan و Kawamato) و نیز بر پایه تئوری مکانیک شکست (ارایه شده در این مقاله)

مجدی و امینی



شکل ۱۲. مقایسه نتایج حاصل از روابط مبتنی بر مکانیک شکست، مقاومت مصالح با مثال.های واقعی

11.

٤. مقایسه نتایج روابط ارایه شده در این مقاله با

مثالهای واقعی

شکل ۱۲ نتایج واقعی شکست واژگونی خمشی را در شیروانی های سنگی به همراه منحنی های تئوری حاصل از رابطه ارایه شده در این مقاله، نشان می دهد.

بر خلاف ارزیابی Aydan و Kawamato (شکل ٤) در این مقایسه برای رسم منحنی های نظری از پارامترهای مقاومتی واقعی استفاده شده است. هرچند در این مقایسه، امکان دسترسی به خصوصیات شیروانیهای سنگی وجود نداشت، ولی همان گونه که از شکل ۱۲ پیداست، با توجه به طول ترک موجود در ستون سنگها، منحنیهای تئوری، تمامی نقاط واقعی را پوشش میدهند و تطابق خوبی با واقعیت دارند. برای مقایسه بهتر، منحنی حاصل از رابطه Aydan و Kawamato (با پارامترهای واقعی) نیز در شکل ۱۲ رسم شده است.

٥. نتيجەگىرى

نتایج حاصل از این پژوهش را می توان به صورت نکات کلیدی زیر بیان کرد:

 روشهایی که تا کنون برای تحلیل شکست واژگونی خمشی ارایه شدهاند، همگی بر پایه قوانین مقاومت مصالح

قرار دارند که هر ستون سنگ را با یک تیر طره با مواد هموژن مدلسازی کردهاند.

- کاربرد این روشها در تحلیل شیروانیهای سنگی، فاکتور ایمنی شکست را بیش از واقعیت نشان میدهد که خود میزان ایمنی را کاهش می دهد.
- . ناسازگاری نتایج روشهای تحلیلی مذکور با واقعیت، به دلیل ضعفهای ساختاری موجود در ستون سنگهای برجا است که موجب کاهش شدید مقاومت کششی آنها میشود.
- در شکست واژگونی خمشی، ضعفهای ساختاری را می توان با یک "ترک لبهای" عمود بر ضخامت ستون و در محل شکست مدل سازی کرد.
- وجود ترک در ستون سنگ، موجب تمرکز تنش در نوک ترک می شود که مقاومت نهایی ستون را در برابر خمش کاهش میدهد.
- ۲. فاکتور ایمنی شکست ستون سنگ با یک "ترک لبهای" را نمی توان بر اساس قوانین مقاومت مصالح محاسبه کرد، در صورتی که با استفاده از رابطه ارایه شده در این مقاله که مبتنی بر قوانین مکانیک شکست است، فاکتور ایمنی قابل محاسبه است.
- ۷. برای یک توده سنگ مشخص با استفاده از رابطه ۱۹ طول ترک بحرانی قابل محاسبه است.

- ۸. چون مبنای محاسبه فاکتور ایمنی در روشهای مبتنی بر مقاومت مصالح و مکانیک شکست متفاوت است، در حالتی که طول ترکهای موجود در ستونسنگها کوچکتر از حد بحرانی شود، با وجود محاسبه نکردن تأثیر ریز درزه ها در رابطه مبتنی بر مقاومت مصالح، فاکتور ایمنی محاسبه شده در این روش کمتر از مقداری است که از روش مبتنی بر مکانیک شکست حاصل می شود.
- ۹. اگر به جای پارامتر *a* (طول ترک)، *a_c* (طول ترک بحرانی)
 در رابطه ۱۳جایگزین شود، روابط مبتنی بر مکانیک شکست
 و مقاومت مصالح جواب یکسان ارایه می کنند.
 ۱۰. بررسی مقایسهای انجام شده در این پژوهش نشانگر این

1. Goodman, R. E. and Bray, J. W. (1976) "Toppling of rock slopes", ASCE Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes, Boulder Colorado, Vol. 2, pp. 201-234.

۷- مراجع

2. Ishida, T., Chigira, M. and Hibino, S. (1987) "Application of the distinct element method for analysis of toppling observed on a fissured slope", Rock Mech. Rock Engineering, Vol.20 No.4, pp. 277-283.

3. Sijing, W. (1981) "On the mechanism and process of slope deformation in an open pit mine", Rock Mechanics, Vol.14, No.3, pp. 145-156.

4. Aydan, O., Kawamoto, T. (1987) "Toppling failure of discontinuous rock slopes and their stabilization", Journal of Mineral Metallurgy . Institute of Japan, Vol.103, pp.763-770.

5. Aydan, O., Kawamoto, T. (1992) "Stability of slopes and underground openings against flexural toppling and their stabilization", Rock Mechanics and Rock Enginnering, Vol. 25, No.4, pp.143-165.

6. De Freitas, M. H. and Watters, R. J. (1973) "Some field examples of toppling failure", Geotechnique, Vol.23, No.4, pp.495-514.

7. Goodman R. E. (1998) "Introduction to rock mechanics", John Wily & Sons.

حقیقت است که رابطه Aydan و Kawamato یک حالت خاص از رابطه ارایه شده در این مقاله است.

- ۱۱. با توجه به شکننده بودن ستونسنگها، طول ترکهای طبیعی موجود در آنها، اکثراً بیش از حد بحرانی است. بنابراین در شیروانی های واقعی، استفاده از رابطه مبتنی بر مکانیک شکست اعتبار بیشتری نسبت به رابطه مبتنی بر مقاومت مصالح دارد.
- ۱۲. هیچ یک از پارامترهای موجود در روابط حاصل از تئوری مکانیک شکست نیاز به انجام آزمونهای برجا ندارد، در

صورتی که در روش مبتنی بر مقاومت مصالح چنین نیست. ۱۳. نتـایج بـه دسـت آمـده از روش مبتنـی بـر تئـوری مکانیـک شکست سازگاری بیشتری با واقعیت دارد.

8. Kawamoto, T., Obara, Y. and Ichikawa, Y. (1983) "A base friction apparatus and mechanical properties of model material", Journal of Mineral Metallurgy Institute of Japan, No.99, pp.1-6.

9. Adhikary, D. P., Dyskin, A. V., Jewell, R. J. and D. P. Stewart (1997) "A study of the mechanism of flexural toppling failure of rock slopes", Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.30, No.2, pp.75-93.

10. Adhikary, D. P., Dyskin, A. V.and Jewell, R. J. (1996) "Numerical modeling of the flexural deformation of foliated rock slopes" International J. Rock Mech. Min. Sci. and Min. Abstr. Vol.33, No.6, pp. 595-606.

11. Jewell, R. J., Stone, K. J. L. and Adhikary, D. P. (1992) "Modeling of stability of rock slopes", Western Australian Conference on Mining Aeromechanics, Kalogeria, W.A., pp. 255-261.

12. Whittaker, B.N., Singh R. N. and Sun, G. (1992) "Rock fracture mechanics, principles, design and applications", Elsevier, Netherlands.

13. Vutukuri, V.S., Lama, R.D. and Saluja, S.S. (1974) "Handbook on mechanical properties of rock, volume I, Clausthal, Trans Tech Publication.

14. Smoltezyk, U. (2002) "Geotechnical engineering handbook" Vol. 1, Ernst & Sohn Publication.

19. Da'an, Wang Sijing (1994) "Investigation of true mixed mode fracture criterion of rock and its application in analyzing slope stability", Proceedings of Conference of Chinese Young Scientists of Geotechnical Engineering Mechanics. China Science and Technology Press.

20. Tada, H., Paris, P.C. and Irwin, G. R. (2003) "The Stress analysis of cracks handbook", Paris Productions.

21. Yang, H.H. (1983) "Stability analysis of earth slope".

15. Maji, A.K., Wang, J.L. (1992) "Experimental study of fracture process in rock, Rock Mech. Rock Engineering, 25 (1).

16. Sanford, R.G. (2003) "Principle of fracture mechanics, Pearson Education, U. S. A.

17. Atkinson, B.K. (1987) "Fracture mechanics of rock". London, Academic Press.

18. Yiaochong, Yu (1991) "Fracture mechanics of rock and concrete" Central South University Press.

پانويس ها

- 1. Flexural toppling
- 2. Fracture mechanics
- 3. Rock column
- 4. Cantilever beam
- 5. Single-ended crack
- 6. Mechanism
- 7. Intact rock
- 8. Centrifuge
- 9. Numerical methods

 Single-ended crack
 Free body diagram
 Stress intensity factor
 Critical stress intensity factor (Fracture toughness)

- 14. Superposition
- 15. Failure criteria

16. White limestone