

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

تحلیل دینامیکی شیروانی‌های سنگی درزه‌دار تحت بارهای لرزه‌ای  
(مطالعه موردی: شیروانی مشرف به سد و نیروگاه رودبار لرستان)

نگارنده

محمد دلقندی

استاد راهنما

دکتر رضا نادری

استاد مشاور

دکتر مهدی نوروزی

بهمن ۱۳۹۵



مدیریت تحصیلات تکمیلی

باسمه تعالی

شماره:  
تاریخ:  
ویرایش:

فرم شماره ۷: صورت جلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای محمد دلقندی به شماره دانشجویی ۹۳۳۲۷۶۴ رشته مهندسی عمران گرایش ژئوتکنیک تحت عنوان تحلیل دینامیکی شیروانی های سنگی درزه دار تحت بارهای لرزه ای که در تاریخ ۹۵/۱۱/۱۱ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجه:  بسیار ممتاز (۱۸-۱۹)  دفاع مجدد  مردود

- ۱- عالی (۲۰-۱۹) ۲- بسیار خوب (۱۸-۱۸/۹۹)  
 ۳- خوب (۱۷/۹۹-۱۶) ۴- قابل قبول (۱۵/۹۹-۱۴)  
 ۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول دکتر رضا نادری	رضایی	استاد	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور دکتر مهدی نوروزی			
۴- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی دکتر ابراهیم زمانی بیدختی	ابراهیم زمانی بیدختی	استاد	
۵- استاد ممتحن اول دکتر محسن کرامتی	محسن کرامتی	استاد	
۶- استاد ممتحن دوم دکتر سید مهدی توکلی	سید مهدی توکلی	استاد	



تقدیم به:

خدایی که آفرید

جهان را، انسان را، عقل را، علم را،

معرفت را، عشق را

و به کسانی که عشقشان را در وجودم دمید...

حد و سپاس یکتای بی‌همتا را که لطفش بر ما عیان است، ادای شکرش را بیچ زبان و دیامی فصلش را بیچ زبان و دیامی فصلش را بیچ کران نیست

و اگر در این وادی، مستقیم، همه محبت اوست. الهی ای مهربان تر از ما، از تومی خواهیم همه کسانی را که حتی ذره ای در انجام این امر مریاری

نموده اند، در سایه لطف و محبت بی‌کرانت، سلامت، شادکام و موفق بدار.

کمال تشکر را از اساتید عزیزم، دکتر رضانادری و مهدی نوروزی دارم بابت راهنمایی‌های بی‌دریغشان

؛ همچنین از دکتر محسن شریفی که با لطف و کمک‌های خود گام بزرگی در انجام این اثر برداشتند

در آخر از زحماتی که پدر و مادرم در تمام مراحل زندگی ام کشیدند و به بیچ‌شکل قادیبه جبران این زحمات نیستم جز بوسه بردستان

پر مهرشان.

محمد دلفندی

## تعهد نامه

این جانب محمد دلقندی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی ژئوتکنیک دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه "تحلیل دینامیکی شیروانی‌های سنگی درزه‌دار تحت بارهای دینامیکی (مطالعه موردی: شیروانی مشرف به سد و نیروگاه رودبار لرستان)" متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط این جانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورداستفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج بانام «دانشگاه شاهرود» و یا «Shahrood University» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا چینی‌جاها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

امضای دانشجو

تاریخ:

### مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمیشود.

## چکیده

بررسی دقیق پایداری شیب‌های سنگی در برابر زلزله از پیچیده‌ترین مسائل در حوزه پایداری سازه‌های سنگی است. در حال حاضر علت پیچیدگی تنوع بسیار در مجموعه معلومات و روابط بین آن‌ها در تحلیل این مسئله می‌باشد، بنابراین روش‌های موجود بررسی پایداری لرزه‌ای شیب‌های سنگی، مانند روش شبه استاتیکی و روش تجربی شامل فرض‌های ساده‌کننده بسیاری هستند. پیشرفت‌های اخیر در هر دو زمینه سخت‌افزار و نرم‌افزار بسیاری از مشکلات موجود در تحلیل دینامیکی شیب‌های سنگی از قبیل رفتار سه‌بعدی و رفتار غیرخطی مصالح را حل نموده است. همچنین به علت وجود عدم قطعیت‌ها در پارامترهای هندسی ناپیوستگی‌ها، همواره راه‌حل واحد و کارآمدی برای ارزیابی پایداری شیب‌های سنگی درزه‌دار وجود ندارد. بدین منظور استفاده از روش‌های احتمالی می‌تواند مناسب تلقی گردد. یکی از روش‌های احتمالی، استفاده از روش شبکه شکستگی‌های مجزا-المان گسسته است (DFN-DEM) است. مدل شبکه شکستگی‌های مجزا<sup>۱</sup> (DFN) بیان واقعی‌تری از هندسه ناپیوستگی‌ها را فراهم می‌آورد. این مدل مبتنی بر نمایش تصادفی سیستم ناپیوستگی‌ها بر اساس تابع چگالی احتمال پارامترهای ناپیوستگی می‌باشد. نیروهای عمل‌کننده بین بلوک‌ها با استفاده از روش‌های عددی نظیر المان گسسته<sup>۲</sup> (DEM) قابل تخمین است. هدف از این مطالعه، استفاده از یک شبکه گسستگی مجزا برای تولید واقعی درزه‌ها و همچنین تحلیل دینامیکی-لرزه‌ای شیروانی‌های سنگی درزه‌دار در شرایط مختلف می‌باشد. در این مطالعه سعی شده است که به‌منظور صحت سنجی نتایج، چه در تولید هندسه مدل و درزه‌ها و چه در نتایج تحلیل و تغییر مکان‌ها، از مطالعه موردی شیروانی مشرف به سد و نیروگاه رودبار لرستان استفاده شود. در ابتدا و قبل از انجام هرگونه تحلیلی بر شیروانی موردنظر، می‌بایست به تولید هندسه مدل و درزه‌ها پرداخت. برای تولید درزه‌ها از

---

<sup>۱</sup> Discrete Fracture Network

<sup>۲</sup> Discrete Element Method

نرم افزار  $DFN-FRAC^{3D}$  استفاده شده است. به منظور صحت سنجی، درزه های تولید شده به کمک نرم افزار با اندازه گیری هایی میدانی مقایسه شده و نتایج نشان دادند که ویژگی های هندسی شبکه درزه تولید شده به خوبی با اطلاعات درزه واقعی برداشت شده تطابق داشته است. پس از تولید درزه ها و هندسه کلی مدل، می بایست به تحلیل استاتیکی مدل به همراه سیستم نگهداری پرداخته شود. در تحلیل استاتیکی به منظور بررسی صحت سنجی مدل، سعی شده است که نقاطی را بر روی سطح شیروانی که در واقعیت این نقاط شامل اکستنسومترهایی هستند که برای کنترل و ثبت جابجایی های شیروانی نصب شده اند، به عنوان نقاط کنترلی مدنظر قرار داده تا جابجایی ها با مدل عددی کنترل شوند. البته ثبت جابجایی ها توسط اکستنسومترها پس از اعمال سیستم نگهداری به منظور کنترل جابجایی ها و جلوگیری از گسیختگی در هنگام تحلیل دینامیکی و استاتیکی است، صورت گرفته است. به منظور اجرای سیستم نگهداری، مطابق گزارش تحلیل دهانه، از یک لایه شاتکریت به ضخامت ۲۰ سانتی متر و همچنین راک بولت هایی با طول ۱۲ متر، استفاده شده است. بردارهای تغییر مکان به دست آمده از تحلیل عددی، نشان از صحت قابل قبول مدل سازی عددی با واقعیت را می دهند. پس از صحت سنجی مدل، با در نظر گرفتن ملاحظات دینامیکی به تحلیل دینامیکی مدل تحت بار زلزله به کمک سرعت نگاشت افقی زلزله طبس پرداخته شده است. نتایج تحلیل های استاتیکی و دینامیکی به همراه سیستم نگهدارنده برای شرایط مختلف درزه ها از جمله تغییر در زوایای اصطکاک، چسبندگی و بازشدگی در درزه ها محاسبه شده است.

**کلمات کلیدی:** شیروانی سنگی درزه دار، تحلیل احتمالاتی، توصیف شبکه هندسی درزه، تحلیل

لرزه ای.



## فهرست مطالب

۲	۱- مقدمه و ضرورت تحقیق
۲	۱-۱- مقدمه
۳	۲-۱- بیان موضوع و اهداف
۴	۳-۱- تبیین نوآوری تحقیق
۵	۴-۱- سازمان دهی و فصل بندی پایان نامه
۸	۲- پایداری شیروانی های سنگی
۸	۱-۲- مقدمه
۹	۲-۲- گسیختگی صفحه ای
۱۰	۲-۲-۱- شرایط کلی برای گسیختگی صفحه ای
۱۱	۳-۲- گسیختگی گوه ای
۱۳	۴-۲- گسیختگی دایره ای
۱۴	۲-۴-۱- شرایط وقوع برای گسیختگی دایره ای
۱۵	۵-۲- گسیختگی واژگونی
۱۷	۲-۵-۱- انواع گسیختگی واژگونی
۱۸	۶-۲- ریزش سنگ ها
۲۲	۳- روش های تحلیل پایداری شیروانی های سنگی
۲۲	۱-۳- مقدمه
۲۳	۲-۳- روش های تجربی
۲۴	۳-۳- روش استریوگرافی
۲۵	۴-۳- روش های احتمالی
۲۷	۳-۴-۱- روش مونت کارلو
۲۸	۳-۵- روش های تعادل حدی

۳۰	..... روش مدل فیزیکی	۳-۶
۳۰	..... تحلیل شبه استاتیکی	۳-۷
۳۲	..... روش تحلیلی نیومارک	۳-۸
۳۴	..... روش تئوری بلوکی (بلوک‌های کلیدی)	۳-۹
۳۶	..... روش‌های عددی	۳-۱۰
۳۹	..... تحلیل شبه‌دینامیکی	۳-۱۰-۱
۳۹	..... روش‌های پیوسته	۳-۱۰-۲
۳۹	..... روش المان‌های محدود	۳-۱۰-۲-۱
۴۲	..... روش المان‌های مرزی	۳-۱۰-۲-۲
۴۴	..... روش تفاضل محدود	۳-۱۰-۲-۳
۴۵	..... روش‌های ناپیوسته	۳-۱۰-۳
۴۵	..... آنالیز تغییر شکل ناپیوسته	۳-۱۰-۳-۱
۴۷	..... روش المان مجزا	۳-۱۰-۳-۲
۴۹	..... اساس روش المان مجزا	۳-۱۰-۳-۳
۵۰	..... نقاط قوت و ضعف روش المان مجزا	۳-۱۰-۳-۴
۵۱	..... روش‌های هیبریدی	۳-۱۰-۴
۵۸	..... توصیف و شبیه‌سازی ناپیوستگی‌ها	۴-۵۸
۵۸	..... مقدمه	۴-۱
۵۹	..... توزیع‌های آماری ویژگی‌های هندسی درزه	۴-۲
۶۰	..... جهت‌داری (امتداد و شیب)	۴-۲-۱
۶۲	..... پایایی	۴-۲-۲
۶۴	..... فاصله‌داری	۴-۲-۳
۶۵	..... شدت	۴-۲-۴

۶۸	۵-مدل سازی و تولید احتمالاتی درزه‌ها.....
۶۸	۱-۵- مقدمه .....
۶۹	۲-۵- موقعیت و زمین شناسی منطقه سد رودبار لرستان.....
۷۰	۳-۵- مطالعات میدانی و جمع‌آوری اطلاعات لازم.....
۷۲	۴-۵- تحلیل آماری و ویژگی‌های هندسی شبکه درزه‌های برداشت شده .....
۷۶	۵-۵- تولید شبکه درزه و اعتبار سنجی .....
۸۰	۶- تحلیل پایداری شیروانی با استفاده از روش عددی.....
۸۰	۱-۶- مقدمه .....
۸۰	۲-۶- مدل سازی استاتیکی .....
۸۰	۱-۲-۶- هندسه مدل .....
۸۳	۲-۲-۶- انتخاب مدل رفتاری .....
۸۵	۳-۲-۶- اعمال شرایط مرزی و تنش‌های اولیه.....
۸۵	۴-۲-۶- تحلیل مدل .....
۸۷	۵-۲-۶- نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی .....
۹۱	۳-۶- تعیین الگوی سیستم نگهداری .....
۹۸	۴-۶- مدل سازی دینامیکی .....
۹۸	۱-۴-۶- بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی .....
۱۰۳	۲-۴-۶- مرزهای جاذب .....
۱۰۵	۳-۴-۶- مرزهای میدان آزاد .....
۱۰۶	۴-۴-۶- مفهوم میرایی .....
۱۰۷	۱-۴-۴-۶- میرایی مکانیکی و رایلی .....
۱۰۸	۵-۴-۶- انتقال موج و ابعاد شبکه‌بندی .....
۱۱۱	۵-۶- مطالعه رفتاری و تحلیل پارامتری .....

۱۱۱	.....	۶-۵-۱-تحلیل حساسیت و تاثیر زاویه اصطکاک درزه
۱۱۵	.....	۶-۵-۲-تحلیل حساسیت و تاثیر بازشدگی درزه
۱۱۷	.....	۶-۵-۳-تحلیل حساسیت و تاثیر چسبندگی درزه
۱۲۲	.....	۷-نتیجه‌گیری و پیشنهادات
۱۲۲	.....	۷-۱- نتایج
۱۲۴	.....	۷-۲- پیشنهادات
۱۲۵	.....	۸- مراجع

## فهرست اشکال

- شکل ۱-۱ تخریب سد مالیاست ۱۹۵۹..... ۳
- شکل ۲-۱ نمونه‌ای از گسیختگی در معادن روباز..... ۳
- شکل ۱-۲ گسیختگی صفحه‌ای در ایالت Tennessee در کشور آمریکا..... ۱۰
- شکل ۲-۲ طرحی از شکست صفحه‌ای..... ۱۱
- شکل ۳-۲ نمونه‌ای از گسیختگی گوه‌ای..... ۱۲
- شکل ۴-۲ گسیختگی گوه‌ای..... ۱۲
- شکل ۵-۲ گسیختگی دایره‌ای..... ۱۴
- شکل ۶-۲ گسیختگی دایره‌ای..... ۱۴
- شکل ۷-۲ مدل‌سازی کامپیوتری از گسیختگی واژگونی..... ۱۵
- شکل ۸-۲ مکانیسم واژگونی پیشنهاد شده..... ۱۶
- شکل ۹-۲ انواع گسیختگی واژگونی..... ۱۸
- شکل ۱۰-۲ مکانیسم حرکت توده سنگ..... ۲۰
- شکل ۱-۳ بلوک بر روی پایه‌ای صلب..... ۳۴
- شکل ۲-۳ رویه‌های مدل‌سازی توده‌سنگ درزه‌دار در روش المان‌های محدود..... ۴۱
- شکل ۳-۳ مدل‌های تماسی بین دو بلوک صلب در روش المان مجزا..... ۴۸
- شکل ۴-۳ گسترش ترک در یودک..... ۴۹
- شکل ۵-۳ مدل هیبرید، روش ترکیبی از دو یا چند روش عددی..... ۵۲
- شکل ۱-۴ تعریف پایای درزه به صورت نسبت سطح..... ۶۳
- شکل ۲-۴ انواع پایایی..... ۶۴

- شکل ۵-۱ موقعیت سد رودبار لرستان ..... ۷۰
- شکل ۵-۲ شیروانی سنگی مشرف به سد ..... ۷۲
- شکل ۵-۳ سطح نمایان سنگی و خط برداشت ..... ۷۲
- شکل ۵-۴ جدایش دسته درزه ها در شبکه اشمیت ..... ۷۳
- شکل ۵-۵ اندازه گیری شدت درزه ..... ۷۴
- شکل ۵-۶ توابع توزیع برآزش شده بر طول درزه ها ..... ۷۵
- شکل ۵-۷ شبکه درزه تصادفی شبیه‌سازی شده شیروانی مشرف به سد ..... ۷۷
- شکل ۵-۸ اثرات درزه به‌دست آمده از تولید درزه ..... ۷۸
- شکل ۶-۱ الگوی پیشنهادی برای تعیین محل مرزهای شیب ..... ۸۱
- شکل ۶۶-۲- پلان و هندسه کلی شیروانی سد رودبار لرستان ..... ۸۲
- شکل ۶-۳ هندسه مدل مورد استفاده در تحلیل عددی ..... ۸۳
- شکل ۶-۴ حذف دسته‌درزه‌های نابالغ در مدل‌سازی ..... ۸۳
- شکل ۶-۵ منحنی نیروی نامتعادل در حالت تعادل استاتیکی ..... ۸۷
- شکل ۶-۶ محل نقاط بر روی شیب برای ثبت تاریخچه جابجایی ..... ۸۸
- شکل ۶-۷ نمایش جابجایی در تحلیل استاتیکی ..... ۸۸
- شکل ۶-۸ حرکت رو به بالای بلوک‌ها در سطح شیروانی ..... ۹۰
- شکل ۶-۹ نمودار تغییر مکان‌های به وجود آمده در حالت تعادل استاتیکی ..... ۹۱
- شکل ۶-۱۰ مدل‌های شکست بولت ..... ۹۲
- شکل ۶-۱۱ شکل گسیختگی شیروانی تحت بار دینامیکی بدون اعمال سیستم نگهداری ..... ۹۲
- شکل ۶-۱۲ بردارهای تغییر مکان در حالت استفاده از سیستم نگهدارنده ..... ۹۴

- شکل ۶-۱۳ جابجایی نقاط واقع در سطح شیروانی. ۹۵.....
- شکل ۶-۱۴ انواع بارهای دینامیکی و شرایط مرزی در UDEC. ۹۹.....
- شکل ۶-۱۵ چرخه تصحیحات پایه. ۱۰۱.....
- شکل ۶-۱۶ شتاب‌نگاشت افقی تصحیح‌شده. ۱۰۲.....
- شکل ۶-۱۷ تاریخچه سرعت تصحیح‌شده. ۱۰۲.....
- شکل ۶-۱۸ تاریخچه تنش برشی. ۱۰۳.....
- شکل ۶-۱۹ مدل تحلیل ارزه‌ای سازه‌های سطحی به همراه میدان آزاد. ۱۰۶.....
- شکل ۶-۲۰ بردارهای جابجایی در حالت دینامیکی. ۱۰۹.....
- شکل ۶-۲۱ نمودارهای جابجایی نقاط کنترلی در تحلیل دینامیکی. ۱۱۱.....
- شکل ۶-۲۲ جابجایی در پاشنه شیروانی برا مقادیر مختلف زوایای اصطکاک درزه. ۱۱۳.....
- شکل ۶-۲۳ جابجایی در تاج شیروانی برای مقادیر مختلف زوایای اصطکاک درزه. ۱۱۴.....
- شکل ۶-۲۴ جابجایی در تاج شیروانی برای مقادیر مختلف بازشدگی درزه‌ها. ۱۱۶.....
- شکل ۶-۲۵ جابجایی در تاج شیروانی برای مقادیر مختلف چسبندگی درزه‌ها. ۱۱۸.....

## فهرست جداول

- جدول ۱-۳ کارهای گذشتگان..... ۵۳
- جدول ۱-۵ خلاصه درزه های برداشت شده..... ۷۲
- جدول ۲-۵ پارامترهای هندسی دسته درزه های برداشت شده..... ۷۵
- جدول ۱-۶ خصوصیات سنگ بکر و درزه های موجود در منطقه..... ۸۴
- جدول ۲-۶ مشخصات بولت های به کاررفته برای سیستم نگهدارنده..... ۹۳
- جدول ۳-۶ خصوصیات شاتکریت مورد استفاده..... ۹۳
- جدول ۴-۶ نتایج ابزار دقیق (اکستنسومترها)..... ۹۶
- جدول ۵-۶ مقایسه نتایج ابزار دقیق (اکستنسومترها) و نتایج مدل عددی..... ۹۷





---

## فصل اول: مقدمه و ضرورت تحقیق

---



# ۱- مقدمه و ضرورت تحقیق

## ۱-۱- مقدمه

کشور ایران به دلیل واقع بودن بر کمربند زلزله آلپ، کشوری لرزه‌خیز می‌باشد، به همین دلیل تأثیر زلزله بر سازه‌های سنگی در ایران از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. از جمله این سازه‌های سنگی، شیب‌های سنگی هستند که به دلیل کوهستانی بودن ایران، در اطراف جاده‌ها شیب‌های سنگی اهمیت قابل توجهی پیدا می‌کنند، از طرفی دیگر به دلیل وجود ظرفیت‌های معدنی در ایران به خصوص به صورت معادن سطحی، بخش مهمی از سازه‌های معدنی شیب‌های سنگی خواهند بود. همچنین یکی از عوامل بسیار مهم در خرابی سدها، شرایط نامساعد پی و زمین محل سد می‌باشد.

با توجه به اهمیت مسئله و آسیب‌های جانی و مالی احتمالی، بررسی زمین‌لرزه‌ها و در صورت، لزوم کنترل آن‌ها امری ضروری و اجتناب‌ناپذیر به نظر می‌رسد، به‌ویژه اگر وقوع زلزله در محدوده‌ای رخ دهد که عبور و مرور افراد وجود داشته و یا سازه‌های مهم و حیاتی را دچار مشکل کند. در واقع مطالعه پایداری شیروانی‌های سنگی از دو جنبه حائز اهمیت است. اولین آن‌ها مربوط خطرات جانی و آسیب‌هایی متوجه انسان‌ها می‌شود، است. بررسی آماری انجام شده در اروپا نشان می‌دهد که شکست پی یکی از شایع‌ترین علل در حوادث دنیای سدسازی می‌باشد. به عنوان مثال می‌توان به شکست شدن سد Malpaset در فرانسه در سال ۱۹۵۹ که در اثر حرکت یک گوه بزرگ سنگی به وقوع پیوست و منجر به کشته شدن افراد بسیار زیادی گردید، اشاره نمود که باعث نابودی شهر فرجس که در زیر پای همان سد وجود داشته و ایجاد خسارات فراوان به منطقه و به عبارتی به وقوع پیوستن فاجعه‌ای بزرگ اشاره کرد.

جنبه دوم اهمیت مطالعه پایداری شیروانی‌های سنگی، مقوله اقتصادی مسئله می‌باشد. اهمیت این موضوع اگرچه نسبت به خسارت‌های جانی کمتر است، اما می‌بایست هزینه‌های ناشی از بین رفتن تاسیسات

و سازه‌ها، هزینه بازسازی و مرمت و یا خسارت‌های ناشی از قطع رفت و آمدها، می‌تواند مبالغ هنگفتی را به خود اختصاص دهد. به عنوان مثال می‌توان به معادن روباز اشاره نمود. در واقع این معادن در سطح زمین قرار داشته و می‌بایست برای رسیدن به مواد معدنی مورد نیاز، باطله برداری‌هایی از سطح زمین صورت گرفته تا به ماده مورد نظر برسیم. نکته مهم در باطله برداری‌ها، شیب شیروانی در هنگام حفاری‌ها می‌باشد به طوریکه با کاهش شیب، حجم باطله برداری‌ها افزایش یافته و باعث افزایش هزینه‌ها می‌گردد. با افزایش شیب شیروانی اگرچه مقادیر باطله برداری کاهش یافته است، اما میزان ریزش مواد افزایش می‌یابد. بنابراین انتخاب زاویه‌ای ایمن برای شیروانی سنگی از تلاش برای نگهداری آن با شیب غیر طبیعی با تکیه‌گاه‌های مصنوعی با صرفه‌تر می‌باشد.



شکل ۱-۲ نمونه‌ای از گسیختگی در معادن روباز



شکل ۱-۱ تخریب سد مالپاست ۱۹۵۹

## ۲-۱- بیان موضوع و اهداف

اهمیت موضوع تأثیر بارهای دینامیکی و خسارات ناشی از آن بر هیچ مهندس ژئوتکنیک پوشیده نیست. این بارها شامل نیروهای دینامیکی ناشی از انفجارهای بزرگ در معادن سطحی و زمین‌لرزه‌های منطقه‌ای می‌شوند. در این پایان‌نامه موضوع دوم مورد توجه قرار گرفته و به‌عنوان مورد مطالعاتی، تأثیر زمین‌لرزه بر قسمتی از شیب‌های سنگی موجود در سد و نیروگاه ذخیره‌ای رودبار لرستان پرداخته شده است. شیروانی مورد مطالعه از نظر سنگ‌شناسی، از سنگ‌آهک و دولومیت‌های سازند دالان تشکیل شده است. بدین

منظور برای بررسی پایداری شیروانی مذکور می‌بایست به استفاده از نرم‌افزارهایی با رویکرد روش المان گسسته پرداخته شود که در این پایان‌نامه از نرم‌افزار عددی UDEC استفاده شده است. در ادامه پایان‌نامه استفاده از سیستم نگهداری برای کنترل جابجایی‌ها در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته و در انتها نیز به تحلیل حساسیت بر روی درزه‌ها و ناپیوستگی‌ها از جمله زاویه اصطکاک، بازشدگی تحت بار دینامیکی و استاتیکی پرداخته شده است.

### ۱-۳- تبیین نوآوری تحقیق

عدم قطعیت و تغییرپذیری در مطالعات زمین‌شناسی مهندسی در ارتباط با مواد طبیعی اجتناب‌ناپذیر است. این امر به علت ناهمگنی ذاتی سنگ‌ها و خاک‌ها و نیز به دلیل پیچیدگی مکانیسم گسیختگی ناشی از مقادیر غیردقیق اطلاعات، شایع می‌باشد. اخیراً تلاش‌های بسیاری در خصوص محدود نمودن عدم قطعیت‌ها در پارامترهای ورودی و نتایج تحلیل صورت گرفته است. شاید مهندسی شیب، موضوع ژئوتکنیکی‌ای باشد که بیشترین عدم قطعیت را به دلیل ساخته شدن از مواد طبیعی، دارا باشد.

عدم قطعیت‌ها در کارهای مهندسی شیب ممکن است در اشکالی نظیر پراکندگی مقادیر برای جهت ناپیوستگی‌ها و یا هندسه آن‌ها، نظیر اثر طول و فاصله‌داری و نیز نتایج آزمایشگاهی یا برجا رخ دهد. لذا انتخاب مقادیر نماینده از بین دامنه وسیعی از ناپیوستگی‌های پراکنده شده، بزرگ‌ترین چالش برای تحلیل پایداری شیب‌های سنگی خواهد بود.

یکی از روش‌های احتمالی که برای کاهش عدم قطعیت‌های پارامترهای هندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد، روش شبکه شکستگی‌های مجزا (DFN)<sup>۲</sup> می‌باشد. مدل شبکه شکستگی‌های مجزا بیان واقعی‌تری از هندسه ناپیوستگی‌ها را در زمین فراهم می‌آورد. این مدل مبتنی بر نمایش تصادفی سیستم ناپیوستگی‌ها

---

<sup>۲</sup> Discrete Fracture Network

بر اساس تابع چگالی احتمال پارامترهای ناپیوستگی حاصل از برداشت پارامترهای مذکور در محل موردنظر می‌باشد. با توجه به مطالب فوق، مدل DFN می‌تواند به‌عنوان مبنای هندسه ورودی در روش عددی، جهت تحلیل پایداری بلوکی اضافه شود.

بدین منظور، استفاده از دو رویکرد عددی المان مجزا و شبکه گسستگی‌های مجزا در مدل‌سازی شیروانی سنگی درزه‌دار سد و نیروگاه رودبار لرستان، این تحقیق را نسبت به دیگر تحقیقات انجام‌شده متمایز کرده و می‌توان از دستاوردهای این تحقیق به‌شمار آورد. در حقیقت، ساخت شبکه گسستگی‌های مجزا به کمک روابط احتمالی و استفاده از آن در مدل‌سازی هندسی درزه‌ها، همچنین کنترل و صحت‌سنجی هندسه ساخت شده‌ی درزه‌ها، از نکات مورد استفاده در این پایان‌نامه می‌باشد که در تحقیقات گذشته کمتر به آن توجه شده است. همچنین در انتهای پایان‌نامه و مدل‌سازی به‌منظور بررسی دقیق‌تر رفتار درزه‌ها بر جابجایی‌های صورت گرفته بر روی شیروانی، با تغییر در مقادیر زوایای اصطکاک، بازشدگی درزه‌ها، رفتار شیروانی تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی و همچنین در حالت استفاده از سیستم نگهداری، مورد مطالعه قرار گرفته است.

#### ۴-۱ - سازمان‌دهی و فصل‌بندی پایان‌نامه

در این بخش، به بیان ساختار کلی تحقیقی که پیش‌رو دارید، از لحاظ ترتیب فصول و محتوای هر یک از آن‌ها می‌پردازیم.

فصل اول به مقدمه اختصاص دارد که در آن برای ایجاد یک آشنایی کلی با موضوع تحقیق، بحث مختصری در مورد عنوان کلی تحقیق و پیشینه آن، انگیزه تحقیق و سازماندهی آن، شده است.

در فصل دوم بیشتر به بررسی انواع ناپایداری‌ها و گسیختگی‌ها در شیروانی‌های سنگی پرداخته شده است.

فصل سوم متعلق به انواع روش‌های تحلیل دینامیکی شیروانی‌های سنگی، اعم از روش‌های تجربی، فیزیکی، نیومارک، شبه استاتیکی و همچنین به طور مفصل، روش‌های تحلیل عددی که از روش‌های به کار رفته در فصول بعدی می‌باشد، تشریح می‌شوند. در این فصل همچنین مروری بر کارهای گذشتگان که برای هر روش تحلیلی در حوزه‌ی شیروانی‌های سنگی به صورت جداگانه می‌باشد، صورت گرفته است.

در فصل چهارم و پنجم به ترتیب به توصیف شبکه شکستگی‌های مجزا و تشریح موقعیت و زمین شناسی مکان مورد نظر و بررسی ساختار درزه‌های این منطقه به منظور انجام تحلیل دینامیکی پرداخته شده است. در این فصل همچنین شبیه سازی هندسی درزه‌ها و صحت سنجی آن صورت گرفته است.

فصل ششم شامل تحلیل‌های استاتیکی صورت گرفته بر روی شیروانی سنگی مشرف به سد و نیروگاه رودبار لرستان است که پس از آن به بررسی ملاحظات دینامیکی و پیرو آن، تحلیل دینامیکی این بلوک‌ها صورت گرفته است. در این فصل سیستم نگهداری راک‌بالت و شاکریت به منظور جلوگیری از گسیختگی شیروانی در هنگام اعمال بار دینامیکی نیز مورد استفاده گرفته است.

فصل هفتم هم که فصل پایانی تحقیق می‌باشد، به نتیجه‌گیری از داده‌های برداشت شده در فصل ششم و همچنین ارائه پیشنهاداتی جهت تحقیقات آتی ارائه گردیده است.



---

## فصل دوم: پایداری شیروانی‌های سنگی

---



## ۲- پایداری شیروانی‌های سنگی

### ۲-۱- مقدمه

عوامل متعددی مانند، زمین شناسی، مشخصات مکانیکی مصالح، شرایط هیدرولوژی و هیدروژئولوژی، وضعیت توپوگرافی و مرفولوژی، آب و هوا و هوازدهی بر پایداری شیب‌ها تاثیر می‌گذارند و می‌توانند باعث ایجاد لغزش در آن‌ها شوند.

طراحی شیب‌ها، فرآیند اقدام به تصمیم‌گیری در مواردی چون مکان‌یابی، تنظیم راستا، اندازه و شکل گودبرداری‌ها و ارائه سیستم‌های تثبیتی و تکیه‌گاه آنهاست. بررسی پایداری با پیش‌بینی تنش‌ها و جایجایی‌ها در سنگ و احتمال ریزش و سپس تلاش در مورد گزینه‌ها و اصلاح طراحی به طوری که با معیارهای هزینه، پایداری و ایمنی تطبیق کند، رویه معمول کار می‌باشد. چنین راه‌حلی بایستی بر پایه اصول مهندسی و مهمتر از همه با پشتوانه مناسبی از مطالعات علمی و کاربردی، انجام گیرد [۱].

مقدم بر هر تحلیل پایداری، انجام مطالعات ناحیه‌ای محل که شامل مطالعات زمین شناسی منطقه، نقشه ناپیوستگی‌ها برای فراهم نمودن اطلاعات ورودی جهت تحلیل پایداری، باید صورت گیرد. مجموعه‌ای از اطلاعات مطلوب، شامل مشخصات جرم‌سنگ و نمونه‌هایی از سنگ بکر برای کارهای آزمایشگاهی (مقاومت و تعیین مدل رفتاری)، مشاهدات سر زمین و اندازه‌گیری‌های برجا می‌باشد. رفتارنگاری برجا از تغییرات و فشار منفذی، جایجایی و تنش‌های شیب، تغییرات توده‌سنگ زیر سطح ایستایی، اطلاعات با ارزشی را برای صحت انجام تحلیل پایداری شیب فراهم می‌نمایند.

به جهت هدایت صحیح مطالعات، تحلیل و ارزیابی پتانسیل خطر در ارتباط با ناپایداری سطوح شیبدار سنگی، فهم پروسه و مکانیسم محرک ناپایداری ضروری است. حرکت زمین لغزش می‌تواند به صورت سقوط، واژگونی، لغزش و یا حالت جریان مانند و نیز در پاره‌ای مواد ترکیب‌های مختلفی از انواع زمین لغزش‌های



مذکور باشد [۲]. این مکانیسم‌ها پیچیده بوده و در عمق عمل می‌نماید.

هنگام طراحی شیب‌ها در سنگ، به عنوان یک قانون کلی، همیشه بایستی در بدو امر، به جستجوی گسیختگی‌های بالقوه‌ای که از سوی شرایط ساختاری نامساعد کنترل می‌شوند، پرداخت. در این گونه مطالعات می‌توان شکل گسیختگی‌های صفحه‌ای، گوه‌ای، واژگونی، دایره‌ای، ریزش سنگ‌ها و یا انواع گسیختگی‌های پیچیده‌ای که تمامی این فرآیند را در بردارد، تعیین نمود که در ادامه به معرفی آن‌ها پرداخته می‌شود.

## ۲-۲- گسیختگی صفحه‌ای<sup>۴</sup>

نوع اول از گسیختگی‌های اصلی، لغزش روی یک سطح سنگی منفرد، اعم از صفحه‌ای یا خمیده می‌باشد. هر چند در این نوع گسیختگی تنها یک جهت از سطح لغزش وارد عمل می‌شود، اما جایجایی بلوک ممکن است روی صفحات مختلف با همان جهت اتفاق بیافتند.

در حقیقت هرگاه یک ناپیستگی زمین‌شناختی مانند یک دسته درزه با شیبی هم جهت با رخساره‌ی شیروانی، دامنه‌ی آن را قطع کند. در صورتی که مقدار شیب آن کم‌تر از شیب شیروانی و بیش‌تر از زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ باشد، گسیختگی از نوع صفحه‌ای مطابق **شکل ۲-۱** اتفاق خواهد داد [۳].

---

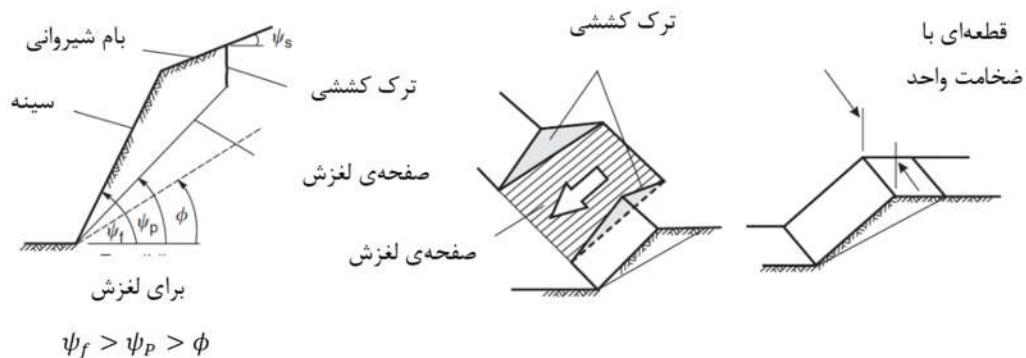
<sup>۴</sup> Plane failure



شکل ۱-۲ گسیختگی صفحه‌ای در ایالت Tennessee در کشور آمریکا [۳].

## ۱-۲-۲- شرایط کلی برای گسیختگی صفحه‌ای

- أ) امتداد صفحه‌ی گسیختگی با امتداد صفحه‌ی رخساره‌ی شیروانی (سینه) موازی بوده و یا حداکثر  $\pm 20^\circ$  درجه اختلاف داشته باشد.
- ب) صفحه‌ی گسیختگی می‌بایست بر روی دامنه‌ی شیروانی رخنمون داشته باشد یعنی شیب آن از شیب دامنه کمتر باشد ( $\psi_p < \psi_f$ ).
- ج) مقدار شیب صفحه گسیختگی از مقدار زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ بیش‌تر باشد ( $\psi_p > \phi$ ).
- د) سطوح رهایی با مقاومت برشی ناچیز باید در توده‌سنگ موجود باشند که بتوان مرزهای طبیعی صفحه‌ی گسیختگی را با استفاده از آن‌ها تعریف کرد.



شکل ۲-۲ طرحی از شکست صفحه‌ای [۴].

## ۲-۳- گسیختگی گوه‌ای<sup>۵</sup>

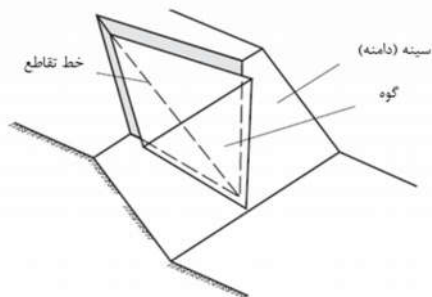
گسیختگی گوه‌ای در سطح وسیع‌تری از شرایط زمین‌شناسی و هندسه زمین رخ می‌دهد؛ بنابراین تحلیل در این نوع شکست بخش مهمی از مهندسی شیروانی‌های سنگی را تشکیل می‌دهد. این نوع از شکست در شیروانی‌های سنگی به صورت گسترده در پژوهش‌های ژئوتکنیکی گذشته از جمله پژوهش‌های گودمن<sup>۶</sup> در سال ۱۹۶۴، لونده و همکاران<sup>۷</sup> در سال ۱۹۷۰ و جان<sup>۸</sup> در سال ۱۹۷۰، صورت گرفته است.

<sup>۵</sup> Wedge failure

<sup>۶</sup> Goodman (۱۹۶۴)

<sup>۷</sup> Londe et al (۱۹۷۰)

<sup>۸</sup> John (۱۹۷۰)



شکل ۲-۴ گسیختگی گوه‌ای [۳].



شکل ۲-۳ نمونه ای از گسیختگی گوه‌ای در نزدیکی شهر Grants Pass, Oregon در کشور آمریکا [۳].

گسیختگی گوه‌ای زمانی اتفاق می‌افتد که دو ناپیوستگی به طور مورب در بام و دامنه‌ی شیروانی گسترش یافته و یکدیگر را به گونه‌ای قطع کنند که خط تقاطع آنها در رخساره‌ی شیب رخنمون داشته باشد. در این جا نیز خط تقاطع می‌بایست دارای شیبی بزرگتر از زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ و کوچکتر از شیب شیروانی بوده و بر سطح شیب، نمود داشته باشد. در این نوع از گسیختگی بلوک سنگی بطور همزمان در امتداد دو صفحه درزه دچار لغزش شده و در جهت فصل مشترک در سطح جابجا می‌شود. جابجایی بلوک باید به موازات خط حاصل از تقاطع صفحات لغزشی صورت گیرد، چرا که این جهت تنها جهت مشترک بین صفحات لغزش در فضا می‌باشد. در بسیاری از توده‌سنگ‌ها، تقاطع سطوح لغزش خطوطی متعدد و موازی را بوجود می‌آورد که لبه‌های یک‌سری از گوه‌های مشابه هستند [۳].

ضریب پایداری شیب در شکست گوه‌ای بستگی به زاویه میل خط فصل مشترک، مقاومت برشی سطوح ناپیوستگی و هندسه گوه دارد. حالت حدی زمانی روی می‌دهد که گوه به حالت صفحه‌ای تبدیل شود، یعنی شیب‌ها و جهت شیب‌های دو صفحه یکی گردند و مقاومت برشی شکل این صفحه

تنها ناشی از اصطکاک باشد. می‌توان نشان داد که لغزش تحت این شرایط زمانی اتفاق خواهد افتاد که شیب صفحه بیش از زاویه اصطکاک  $\phi$  باشد. بنابراین نخستین ارزیابی در پایداری یک گوه با مقایسه زاویه میل خط فصل مشترک و زاویه اصطکاک سطوح سنگی بدست می‌آید [۳].

## ۲-۴- گسیختگی دایره‌ای<sup>۹</sup>

گسیختگی دایره‌ای در خاک یا سنگ‌های بشدت درزدار یا سنگ‌های هوازده و ضعیف اتفاق می‌افتد. عمدتاً این نوع شکست در شیب‌های خاکی مشاهده شده است و شکست وقتی اتفاق می‌افتد که ذرات خاک بطور غیر همگون و پراکنده قرار داشته باشند، همچنین ظاهر شدن آب در پای شیب و وجود شکاف طبیعی در سطح شیب و پشته لبه شیب می‌توانند موجب شکست دایره‌ای شوند. از شرایطی که باعث ایجاد و تسریع در شکست قاشقی می‌شوند می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

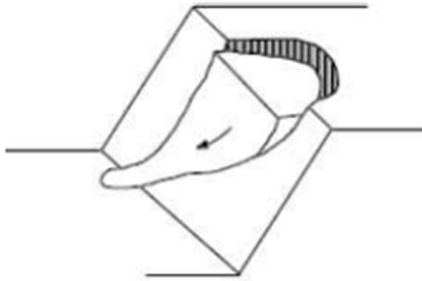
أ) وجود ذرات منفرد و سنگ‌های خرد شده با اشکال و اندازه‌های متفاوت.

ب) ظاهر شدن آب در پای شیبی که از سنگ‌های به شدت هوازده تشکیل شده است.

ج) وجود شکاف طبیعی در سطح شیب

---

<sup>۹</sup> Circular failure



شکل ۲-۶ گسیختگی دایره‌ای [۳]



شکل ۲-۵ گسیختگی دایره‌ای [۳]

گسیختگی دایره‌ای می‌تواند حالت‌های متفاوتی را داشته باشد. شکست‌های دایره‌ای یا از پای پله می‌گذرند و یا سطح شکست دامنه شیب را قطع می‌کند و یا اینکه سطح شکست تا زیر پای پله ادامه پیدا می‌کند. گاهی اوقات نیز ترکیبی از این اشکال شکست را می‌توان مشاهده کرد [۳، ۵].

#### ۲-۴-۱- شرایط وقوع برای گسیختگی دایره‌ای

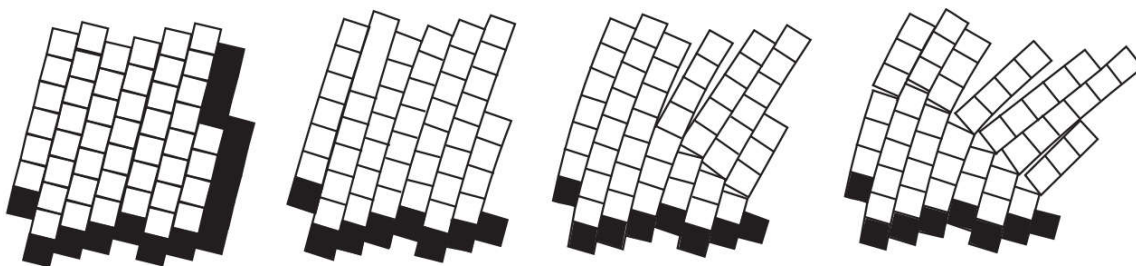
شرایط وقوع این نوع گسیختگی عبارتند از [۳]:

- أ) رفتار خاکی مصالح تشکیل دهنده‌ی شیروانی و یا وجود سنگ‌های خردشده در دامپ‌های باطله که مثل خاک عمل می‌کنند.
- ب) وجود ترک کششی در سطح یا بالای شیروانی که در اثر وارد آمدن تنش، گسترش عمقی پیدا می‌یابد.
- ج) وجود سنگ‌های به شدت هوازده
- د) ظاهر شدن آب در پای پله

ه) وجود ذرات منفرد در داخل خاک یا توده سنگ به گونه‌ای که نسبت به ابعاد شیروانی، دارای مقیاس اندکی بوده و با یکدیگر مرتبط نباشند.

## ۲-۵- گسیختگی واژگونی<sup>۱۰</sup>

شکل‌های گسیختگی مورد بحث در بخش‌های گذشته همگی وابسته به لغزش در توده خاک و یا سنگ در امتداد سطح لغزش موجود و یا ناشی از آن بوده‌اند، در صورتی که اگر بلوک‌های سنگی که بر روی سطح شیب‌دار قرار دارند دارای ارتفاع زیاد و قاعده‌ی کوچک باشند، در اثر عوامل محرک به جای لغزش دچار چرخش و یا واژگونی ستونی از بلوک‌های سنگی حول پایه ثابت آن‌ها می‌شوند؛ چراکه در این موارد مرکز ثقل بلوک‌ها در نقطه‌ای خارج از بدنه‌ی بلوک قرار می‌گیرد. این مطلب با استفاده از مدل‌سازی کامپیوتری در شکل ۲-۷ مشخص شده است [۳].



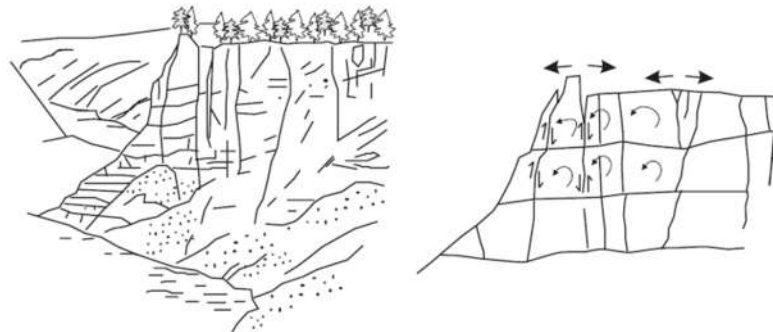
شکل ۲-۷ مدل‌سازی کامپیوتری از گسیختگی واژگونی (کوندال ۱۹۷۱) [۳].

مثالی از گسیختگی شیب‌های سنگی که عمدتاً در اثر چرخش بلوک‌ها ایجاد می‌شود، گسیختگی واژگونی است. گسیختگی ستون‌های باریک، ناشی از گشتاور واژگونی اعمال شده حول پایه آن‌ها می‌باشد. این پدیده بدلیل قرار گرفتن لایه‌ها بصورت شیب‌دار و در دامنه‌ی شیب، تنها تحت تأثیر نیروی ثقل اتفاق می‌افتد. به هر حال ستون‌هایی با جهت یافتگی دیگر نیز می‌تواند تحت تأثیر نیروهای ناشی از

<sup>۱۰</sup> Toppling failure

یخزدگی و آب یا نیروی اعمال شده از طرف توده سنگ مجاور، واژگون شوند. برای مثال واژگون شدن لایه‌های پرشیب، اغلب در اثر لغزش لایه‌های خاک موجود در بین سطوح لایه‌بندی اتفاق می‌افتد [۴].

یکی از مراجع موجود برای این نوع گسیختگی توسط مولر<sup>۱۱</sup> (۱۹۶۸) پیشنهاد داده است که چرخش و یا واژگونی بلوک یک عامل کمک کننده در گسیختگی نمای شمالی شیروانی Vaiont در کوه‌های آلپ ایتالیا بوده است (شکل ۲-۸) [۴].



شکل ۲-۸ مکانیسم واژگونی پیشنهاد شده در نمای شمالی شیروانی Vaiont [۴].

ایجاد حفریات سطحی سبب می‌شود تا شکستگی‌های جدیدی در توده سنگ بوجود آید. این پدیده ناشی از تمرکز تنش در درزه‌های فضای مورد نظر یا تنش‌های خمشی ایجاد شده در اثر جابجایی بلوک‌های سنگی می‌باشد. گسیختگی‌های واقعی در شیب‌های سنگی ترکیبی از گسیختگی‌های اصلی بوده و ممکن است با ایجاد ترک‌های جدید همراه باشد. در شرایطی که پتانسیل گسیختگی‌های شیب‌هایی که ناپایداری آنها از طریق مشخصات ساختاری تعیین می‌گردند، شناسایی شدند، بایستی توجه خود را در خصوص تقویت و پایدارسازی توده سنگ تشکیل دهنده شیب، به عنوان یک جسم همگن معطوف داشت. بطوری که تقویت و پایدارسازی شیب‌ها، فقط پس از شناسایی عوامل ناپایدار کننده بایستی صورت

<sup>۱۱</sup> Muller (۱۹۶۸).



گیرد.

## ۲-۵-۱- انواع گسیختگی واژگونی

### الف) واژگونی بلوکی:

این دسته از واژگونی‌ها چنان‌که در شکل ۲-۹ (الف) نشان داده شده است، اغلب در سنگ‌های سخت و هنگامی که یک دسته درزه عمیق به صورت نسبتاً قائم و با فاصله داری کم در میان توده به وسیله‌ی یک دسته درزه متعامد دارای فاصله‌داری زیاد، قطع شود، رخ می‌دهد. در این مواقع بلوک‌های قرار گرفته در پاشنه بر اثر نیروی وزن بلوک‌های عقبی دچار لغزش کوچکی شده باعث سقوط بلوک‌های طویل فوقانی می‌گردند. این شکست بیش‌تر ماسه‌سنگ‌های لایه بندی شده و بازالت‌های ستونی مشاهده شده است.

### ب) واژگونی خمشی:

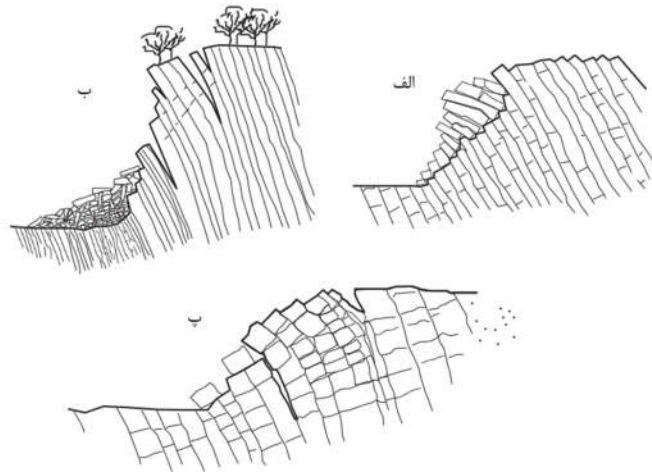
در این نوع گسیختگی، ستون‌های سنگی بلندی که توسط ناپیوستگی‌های عمیق از یکدیگر جدا شده‌اند، بر اثر خمش به ستون‌های مقابل خود، تنش وارد کرده و موجب سقوط آن‌ها می‌شود شکل ۲-۹ (ب)

### ج) واژگونی بلوکی - خمشی:

همانطور که در شکل ۲-۹ (پ) مشاهده می‌شود در این دسته از واژگونی‌ها، ستون‌های خمشی کاذبی دیده می‌شود؛ حال آن‌که پروسه گسیختگی به عوض خمش ستون‌ها در اثر جابجایی بافت متراکم درزه‌ها صورت می‌گیرد.

### د) انواع واژگونی‌های ثانویه:

گاهی عواملی چون بازشدگی ترک‌های کششی نزدیک به لبه شیروانی، حرکات پی، هوازدهی و تخریب پی مانند آن‌ها، سبب بروز گسیختگی واژگونی می‌گردند. این دسته در زمره‌ی گسیختگی‌های واژگونی قرار می‌گیرد.



شکل ۲-۹ انواع گسیختگی واژگونی (الف) واژگونی بلوکی، (ب) واژگونی خمشی، (پ) واژگونی بلوکی-خمشی [۳].

## ۲-۶- ریزش سنگ‌ها<sup>۱۲</sup>

افتادن سنگ، عبارت است از جدا شدن مواد دانه‌ای از دیواره شیب و ریختن آن‌ها به پای شیب به صورت غلطیدن می‌باشد. ۴۵ درصد از کلیه مشکلات و مسائل شیب‌های ناپایدار به سنگ افت‌ها مربوط می‌شود. ریزش بیشتر در دامنه‌های قائم یا نزدیک به قائم انجام می‌شود. سرعت حرکت ذرات ریزشی ممکن است زیاد تا بسیار زیاد و اندازه آنها متفاوت و جنس‌شان از سنگ یا خاک باشد.

بعضی از عوامل اقلیمی یا بیولوژیکی که باعث تغییر در نیروهای وارده بر سنگ می‌شوند، از عوامل ایجاد کننده این نوع شکستگی‌ها هستند. این عوامل عبارتند از: افزایش فشار آب حفرهای ناشی از حرکت آب باران در داخل سنگ‌ها، فرسایش مصالح در برگیرنده در زمان وقوع طوفان‌های شدید و سهمگین،

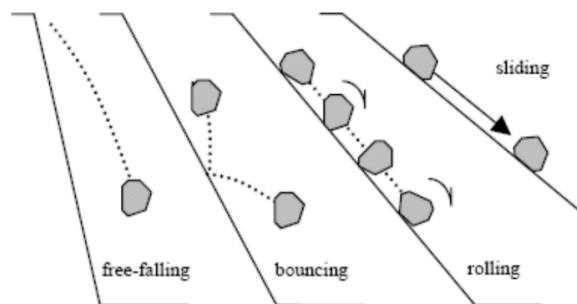
<sup>۱۲</sup> RockFall

فرآیندهای یخ زدن-آب شدن در اقلیم‌های سرد، تجزیه شیمیایی یا هوازدگی سنگ، رشد ریشه درختان یا پوشش گیاهی توسط حرکت ریشه در بادهای سهمگین.

نوعی از افتادن سنگ که در دست‌های جداگانه رده‌بندی می‌شوند، واژگونی قطعات است، که معمولاً با چرخیدن آنها حول یک نقطه یا یک خط انجام می‌شود. نشانه ریزش در قبل از گسیختگی وجود ترک‌های کششی است و نشانه‌های پس از گسیختگی کلی نیز عبارت از سطح تازه سنگ و تجمع واریزه‌ها در پاشنه دامنه [۳].

### مکانیسم حرکت توده سنگ و مدهای ریزش در منطقه

مکانیسم حرکت توده سنگ بعد از جدایش در طول مسیر از قوانین فیزیکی پیروی می‌کند. شبیه سازی چنین رفتار حرکتی، نیاز به استفاده از معادلات سرعت و انرژی برای توده‌سنگ دارد. با توجه به سرعت اولیه توده سنگ و برخورد آن با سطح شیبدار، مسیری سهمی شکل برای سقوط سنگ ایجاد می‌شود که در نهایت پس از چندین برخورد و میرا شدن انرژی در نقطه‌ای در پایین شیب متوقف می‌شود. توده‌سنگ یا بلوک منفصل که با لغزش، چرخش یا سقوط از یک صخره شیبدار شروع به حرکت می‌کند در طول مسیر بصورت جهش یا چرخش در شیب‌ها به سمت پایین حرکت می‌کند و زمانی که بلوک انرژی خود را بر اثر ضربات مکرر یا اصطکاک از دست می‌دهد در فاصله چند متری از دامنه شیب متوقف می‌گردد. در حقیقت، رفتار سنگ بعد از جدا شدن از سطح شیبدار در این منطقه ترکیبی از چهار فاز مختلف و اصلی از جمله لغزش، سقوط آزاد، چرخش و جهش می‌باشد (شکل ۲-۱۰) در شبیه سازی مسیر سقوط سنگ استفاده از مبانی معادلات حرکت امری اجتناب‌ناپذیر است [۳].



شکل ۱۰-۲ مکانیسم حرکت توده سنگ به صورت ترکیبی از لغزش، چرخش، جهش و سقوط آزاد [۳].



---

فصل سوم: روش‌های تحلیل  
پایداری شیروانی‌های سنگی

---



### ۳- روش‌های تحلیل پایداری شیروانی‌های سنگی

#### ۳-۱- مقدمه

در بررسی پایداری شیب‌ها روش‌های مختلفی وجود دارد که هر کدام دارای مزیت‌ها و معایب خاصی هستند. انتخاب روش‌های تحلیلی هم به شرایط محل و هم به نوع پتانسیل لغزش بستگی دارد، البته ضعف و قوت و محدودیت‌های ذاتی هر یک از این روش‌ها نیز در انتخاب آن‌ها لحاظ می‌شود. به طور کلی موضوعات اولیه در تحلیل پایداری شیب در بندهای زیر خلاصه می‌شود [۶].

أ. تعیین کردن شرایط پایداری شیب

ب. تحقیق در یافتن نوع پتانسیل

ت. تعیین حساسیت شیب و آمادگی آن به مکانیسم‌های مختلف رها شدن (وقوع لغزش).

ث. آزمون و مقایسه گزینه‌های نگهداری و پایداری‌های مختلف

ج. طراحی بهینه حفاری شیب با توجه به ضریب اطمینان و در نظر گرفتن مسائل اقتصادی

روش‌های گوناگون آنالیز پایداری شیب‌ها توسط شرارد و همکارانش<sup>۱۳</sup> در سال ۱۹۶۳ به دو گروه روش‌های سطوح لغزش و روش‌های تنش واحد تقسیم شده است. روش‌های اول شامل شکل‌های مختلفی از صفحات برشی لغزش و روش دایره لغزش است که توسط پترلسون<sup>۱۴</sup> در سوئد بیان شده و بعدها

---

<sup>۱۳</sup> Sherard et al.

<sup>۱۴</sup> Petlerson

توسط فلنیوس<sup>۱۵</sup>، بیشاب<sup>۱۶</sup>، تیلور<sup>۱۷</sup> و مورگن استرن<sup>۱۸</sup> تصحیح شده است. در سال ۱۹۶۳ روش ساده‌تری توسط می<sup>۱۹</sup> با استفاده از جمع نیروها ابداع شد. به طور کلی روش‌های استفاده شده در تحلیل پایداری را می‌توان به گروه زیر تقسیم بندی کرد که به شرح زیر می‌باشند [۷]:

روش تجربی، استریوگرافی، احتمالی، تعادل حدی، مدل فیزیکی، شبه‌استاتیکی، نیومارک، تئوری بلوکی و درنهایت روش‌های عددی که شامل روش‌های پیوسته، ناپیوسته و هیبریدی که در ادامه به توضیح هر کدام از آن‌ها پرداخته می‌شود.

## ۲-۲- روش‌های تجربی

مطالعات تعدادی از زمین‌لغزش‌ها و سقوط سنگ‌ها در نزدیکی زمین لرزه‌ها نشان داده‌اند که تمرکز زمین لغزش‌ها می‌تواند به اندازه ۵۰ رویداد در کیلومتر مربع باشد. این داده‌ها به منظور دستیابی و بررسی شرایط زمین شناسی و توپوگرافی برای یافتن مناطق خطر ساز مورد استفاده قرار می‌گیرند (کیفر، ۱۹۹۲). همچنین مشاهده شده است که ۵ پارامتر زیر بیش‌ترین تاثیر را بر پایداری شیب در حین زمین‌لرزه دارد که به شرح زیر است:

زاویه شیب: سقوط و لغزش سنگ به ندرت در شیب‌های با زاویه کمتر از  $35^\circ$  رخ می‌دهد.

هوازگی: سنگ‌های شدیداً هوازده با ماتریکس ریزدانه و خاک احتمال سقوط بیش‌تری نسبت به سنگ‌های تازه دارند.

---

<sup>۱۵</sup> Fellenius

<sup>۱۶</sup> Fellenius

<sup>۱۷</sup> Taylor

<sup>۱۸</sup> Morgenstern

<sup>۱۹</sup> May

صلبیت: سنگ‌های با صلبیت کم که در آنها ذرات به طور ضعیفی به یکدیگر متصلند، راحت‌تر از سنگ‌های مقاوم سقوط می‌کنند.

ویژگی ناپیوستگی‌ها: سنگ‌های شامل فاصله داری کم و بازشدگی، بیش‌تر از سنگ‌های توده‌ای با ناپیوستگی‌های بسته تحت شکست و گسیختگی قرار می‌گیرند.

آب: در شیب‌های که سطح آب زیر زمینی بالا است و یا اخیراً در معرض بارش بوده‌اند، بیشتر احتمال شکست در آنها وجود دارد.

این مطلب قابل توجه است که برای شیب‌های سنگی با زاویه شیب کمتر از  $25^{\circ}$  می‌تواند خطر بالایی وجود داشته باشد. علاوه بر این، خطر برای شیب‌های با ناحیه آزاد ۲۰۰۰ متر به دلیل اینکه لرزش زمین توسط توپوگرافی منطقه تشدید می‌شود، نیز وجود دارد. علاوه بر این موارد، شیب‌هایی که تحت انجماد و تبخیر قرار دارند نیز مقاومت خود را از دست داده و می‌توانند گسیخته شوند [۳].

### ۳-۳- روش استریوگرافی

روش استریوگراف از جمله روش‌های کیفی است و با استفاده از شبکه‌های استریوگراف می‌توان پتانسیل ناپایداری یک ناحیه را در هر مقیاس، به صورت کلی بررسی نمود. مهمترین شبکه‌های استریوگراف، شبکه ولف، شبکه اشمیت و شبکه‌های قطبی را می‌توان نام برد. شناسایی بلوک‌های ناپایدار را می‌توان با روش‌های استریوگرافی یا آنالیز جنبشی انجام داد. نرم افزار DIPS براساس این روش عمل می‌کند. خروجی بدست آمده از این نرم افزار (طلاعات ناپیوستگی‌ها) را می‌توان برای بدست آوردن فاکتور ایمنی لغزش به نرم افزارهای تعادل حدی وارد نمود. این قبیل نرم افزارها حالت‌های مختلف تقاطع درزه‌ها را بررسی می‌نمایند و توانایی بررسی اثرات نگره‌داری بر فاکتور ایمنی را دارند.



از مهمترین روش‌های استریوگرافیک می‌توان روش ارائه شده توسط هوک، بری و برید<sup>۲۰</sup> در سال ۱۹۸۱ و روش ارائه شده توسط پریست<sup>۲۱</sup> در سال ۱۹۹۳ و نیز تحلیل سینماتیکی توسط گودمن<sup>۲۲</sup> اشاره کرد. در روش ارائه شده توسط هوک، بری و برید، علاوه بر جهت یابی و زاویه اصطکاک، چسبندگی سطح ناپیوستگی و نیروی خارجی نیز دخالت داده می‌شود [۷].

### ۳-۴- روش‌های احتمالی

در این روش‌ها با استفاده از تجزیه و تحلیل‌های آماری اطلاعات موجود در سطوح شیب‌دار، پایداری یا ناپایداری آن تحلیل می‌شود که مهمترین نمونه از میان این روش‌ها، روش مونت کارلو است.

امروزه می‌توان موارد نامطمئن (مجهولات) موجود در تجزیه و تحلیل پایداری شیب، بخصوص اطلاعات وضعیت هندسی توده‌سنگ و خواص مقاومتی آن را مورد بحث و بررسی قرار داد. در شرایط کلی، این روش‌ها انواع گسیختگی‌ها را یکسان فرض می‌کنند و از روش‌های تجزیه و تحلیل تعادل حدی یکسان نیز، نظیر روش‌های قطعی استفاده می‌نمایند؛ اما از مفاهیم آماری و احتمالاتی برای تشریح و توصیف تغییرپذیری پارامترهای ورودی انتخاب شده استفاده می‌کنند. مزیت این روش، تأکید بر موارد مجهول و ناشناخت‌های است که در تحلیل‌های پایداری وجود دارند.

مراحل تحلیل احتمالی ریزش در شیب عبارتند از:

أ) اخذ اطلاعات ورودی

ب) انتخاب تابع توزیع مناسب برای اطلاعات

ج) تعیین مدل ریزش

---

<sup>۲۰</sup> Hoek, Bray & Braid

<sup>۲۱</sup> Priest

<sup>۲۲</sup> Goodman

د) انتخاب معیار شکست؛ برای خاک‌ها، ملاک شکست موهر-کولب و برای سنگ‌ها نیز معیار شکست تجربی هوک و براون.

ه) انتخاب یکی از روش‌های قطعی تحلیل پایداری برای انجام محاسبات احتمال بر روی آن در یک تجزیه و تحلیل پایداری شیب قطعی، میانگین مقادیر RMR و مقاومت تراکمی تک‌محوری، اطلاعات سطوح و ترازهای آب زیرزمینی، وزن مخصوص‌های طبیعی، وضعیت هندسی برش‌ها، نیروی آب موجود در شکاف کششی و دیگر پارامترهای ورودی، جهت تعیین یک مقدار ضریب اطمینان خواهند بود. این مقدار ضریب اطمینان هیچ اطلاعاتی در مورد تغییرات توده، بخصوص احتمال عناصر سست و ضعیف سنگ که بر روی سطح ریزش بحرانی رخ می‌دهد را بدست نمی‌دهد و فقط یک ضریب اطمینان کلی کمتر از میانگین را بدست می‌دهد، برای بدست آوردن اطلاعاتی از این نوع لازم است که نوعی از تجزیه و تحلیل‌های آماری صورت گیرد.

یکی از ساده‌ترین تجزیه و تحلیل‌ها، براساس تحلیل حساسیت می‌باشد که در آنها تنها یک پارامتر (مثلاً مقاومت تراکمی تک‌محوری ماده سنگ) بطور سیستماتیک، در مراحل تحلیل پایداری متغیر بوده در حالی که سایر پارامترها ثابت نگه‌داشته می‌شوند، که در نتیجه یک رابطه تابعی ما بین ضریب اطمینان و پارامترهای متغیر بدست می‌آید. آنگاه این رابطه می‌تواند جهت تعیین مقدار بحرانی مقاومت فشاری مربوط به کمترین ضریب اطمینان قابل قبول بکار برده شده و مورد بررسی قرار گیرد. سپس توزیع اندازه‌گیری شده مقاومت تراکمی می‌تواند جهت یافتن احتمالی که مقاومت ماده سنگ در زیر این مقدار بحرانی قرار بگیرد، بررسی گردد. گرچه این روش ساده، یک نتیجه احتمالی و آماری ایجاد می‌کند، با این وجود موانعی در بر دارد که مهمترین آن این است که مقاومت توده سنگ، علاوه بر مقاومت ماده سنگ تحت تأثیر خصوصیات ناپیوستگی‌های موجود در آن می‌باشد. همچنین باید شرایط آب زیرزمینی نیز مورد توجه قرار گیرد. که با توجه به زیاد بودن تعداد متغیرها، لزوم اینکه تمام پارامترها بجز

یکی از آنها در طی هر تحلیل حساسیتی ثابت نگه داشته شود، نتایج استفاده عملی محدودی را در بر خواهد داشت.

برای حل این مشکل روش شبیه‌سازی مونت کارلو پیشنهاد شده‌است.

### ۳-۴-۱- روش مونت کارلو<sup>۲۳</sup>

در این روش هر متغیری بطور همزمان، طبق قوانین تعیین شده، تغییر می‌نماید. ساده‌ترین این قوانین این است که برای یک تحلیل پایداری داده شده، هر متغیر، تنها یک مقدار انتخاب شده تصادفی و اتفاقی از توزیع اندازه‌گیری شده‌اش که مستقل از سایر متغیرها می‌باشد خواهد داشت. دسته‌ای از پارامترهای انتخابی تصادفی با اطلاعات ورودی ثابت ترکیب شده تا یک مقدار تصادفی از ضریب اطمینان را ایجاد کند. این عمل چندین بار تکرار می‌شود و تعداد زیادی از ضرایب اطمینان مختلف بدست می‌آید. تا اینکه بعداً بتوان آنها را به شکل یک هیستوگرام ترسیم نمود. مراحل مختلف این روش بشرح زیر می‌باشد:

أ) اخذ نمونه‌های محدودی از پارامترهای موردنظر.

ب) تجزیه و تحلیل اطلاعات خام بدست آمده.

ج) تخمین و تعیین نوع توزیع آماری حاکم بر نمونه‌ها و بدست آوردن پارامترهای آماری آن.

د) تولید مقادیر تصادفی برحسب نوع توزیع تطابق یافته و گرفتن پارامترهای جدید آماری توزیع مربوطه.

ه) مقادیر تولید شده، بعنوان ورودی بکار برده می‌شوند.

و) محاسبه رفتار و عمل سیستم براساس داده‌های مرحله ۵.

ز) تعبیر و تفسیر، طرز عمل و اجرای سیستم.

---

<sup>۲۳</sup> Mont Carlo Method

برای یک توده سنگ تخمین و برآورد توزیع پارامترهای ورودی متغیر شامل گرفتن و اخذ نمونه‌هایی از این خواص، بوسیله‌ی ترکیبی از بهترین روش‌های جمع‌آوری اطلاعات می‌باشد. در بیشترین موارد، توزیع پارامترهای متغیر به شکل یک توزیع نرمال خواهد بود. این نوع توزیع اغلب زمانی بوجود می‌آید که فاکتورهای متعددی ترکیب شده و بر روی هم تأثیر بگذارند تا پارامتر را تعیین نمایند (مانند مقاومت تراکمی تک محوری، RMR) و سیستمی که برای تولید مقادیر تصادفی مورد استفاده قرار می‌گیرد، می‌بایست منعکس کننده‌ی خواص توزیع قابل قبول باشد. این مقادیر می‌توانند از جداول آماری و یا از برنامه‌های کامپیوتری ایجاد شود [۳، ۵].

### ۳-۵- روش‌های تعادل حدی

طراحی شیب باید شامل آنالیزی باشد که توزیع نیروهای ناشی از ثقل و فشار آب را شامل شود و با مقاومت موجود توده سنگ مقایسه شود. یکی از روش‌های انجام چنین آنالیزی روش تعادل حدی است. اساس این روش مقایسه نیروهای برشی در آستانه لغزش روی یک سطح لغزش معین با نیروهای مقاوم در برابر برش روی همین سطح می‌باشد.

در این روش از تقسیم نیروهای مقاوم به نیروهای مخرب فاکتور ایمنی بدست خواهد آمد. اگر این فاکتور بزرگتر از یک باشد، توده مورد نظر پایدار و اگر کوچکتر از یک باشد، ناپایدار است و در حالتی که برابر با یک گردد، توده مورد نظر حالتی بحرانی یا حدی خواهد داشت.

برای توده بالقوه ناپایداری که بر روی یک ناپیوستگی با شرایط مشخص قرار دارد، تحلیل با روش تعادل حدی ساده است و با تعیین پارامترهای مورد نیاز، ضریب پایداری بر روی سطح مورد نظر محاسبه می‌گردد. ولی اگر سطح لغزش مشخص نباشد، سطوح لغزش مختلفی به عنوان سطح لغزش فرض شده و پس از محاسبه ضریب پایداری آنها، سطحی که کمترین ضریب پایداری را دارد به عنوان محتمل ترین

سطح لغزش در نظر گرفته می‌شود.

مقدار فاکتور ایمنی بدست آمده در این روش، مربوط به تمام سطح لغزش بوده و نمی‌توان مقدار فاکتور ایمنی را برای یک ناحیه خاص از سطح مشخص ساخت، این یکی از بزرگترین ضعف‌های روش تعادل حدی است؛ زیرا در گسیختگی‌هایی که مکانیزم آنها پیشرونده است، این روش نمی‌تواند پاسخگو باشد، چونکه فاکتور ایمنی کل سطح شیبدار شاید بزرگتر از یک شود در حالی که ممکن است در نقطه شروع لغزش پیشرونده فاکتور ایمنی کمتر از یک باشد.

از میان این روش‌ها می‌توان روش‌های بیشاب<sup>۱</sup> (۱۹۹۵)، جانبو<sup>۲</sup> (۱۹۷۳)، سامارا<sup>۳</sup> (۱۹۷۳)، اسپنسر<sup>۴</sup> اسپنسر<sup>۴</sup> (۱۹۶۷) و پریس<sup>۵</sup> (۱۹۶۵) را نام برد. برخی روش‌ها نیز برای محاسبه فاکتور ایمنی به صورت محلی یا کلی ارائه شده است که روش‌های چند گوه‌ای و روش سارما از جمله این روش‌ها می‌باشد [۷].

در سالیان اخیر پیشرفت‌های قابل ملاحظه‌ای در برنامه‌های کامپیوتری که با روش تعادل حدی کار می‌کنند انجام گرفته‌است، موارد زیر از جمله این پیشرفت‌ها محسوب می‌شوند:

أ) تلفیق برنامه‌های تعادل حدی دوبعدی با جریان آب زیرزمینی با روش المان محدود و تحلیل و بررسی تنش‌های ناشی از وجود آب.

ب) گسترش روش‌های تعادل حدی سه بعدی مانند SD-Slope و Clara.

ج) گسترش روش‌های تعادل حدی آماری.

---

<sup>۱</sup> Bishop

<sup>۲</sup> Janbo

<sup>۳</sup> Sarma

<sup>۴</sup> Espencer

<sup>۵</sup> Price

د) توانایی اعمال انواع مختلف نگه‌دارنده‌ها.

ه) پیشرفت در پیش بینی نمودارهای قبل و بعد از گسیختگی

محققینی به نام‌های چنگ<sup>۱</sup> و وی<sup>۲</sup> به ترتیب در سال‌های ۲۰۰۶ و ۲۰۰۹ از روش تعادل حدی<sup>۳</sup> برای مقایسه با روش کاهش مقاومت برشی<sup>۴</sup> در مدل‌های دوبعدی و سه بعدی استفاده نمودند. روش کاهش مقاومت برشی به صورت نسبت مقاومت برشی واقعی به مینیمم مقاومت برشی مورد نیاز برای جلوگیری از گسیختگی تعریف می‌شود [۷].

### ۳-۶- روش مدل فیزیکی

در این روش سعی می‌شود تا وضعیتی را که سازه در طبیعت تحت تاثیر امواج لرزه‌ای با آن روبرو خواهد شد، در آزمایشگاه شبیه‌سازی شده و رفتار سازه مورد بررسی قرار گیرد. این روش به دلیل پرهزینه بودن و مشکلات زیاد چندان مورد استفاده قرار نمی‌گیرد.

### ۳-۷- تحلیل شبه استاتیکی

روش تعادل حدی برای تعیین ضریب ایمنی لغزش بلوک، می‌تواند با تاثیر پایداری حرکتی لرزه‌ای زمین ترکیب شود. روند تحلیل به عنوان روش شبه استاتیک نامگذاری شده است که شامل شبیه‌سازی حرکات زمین به عنوان فعالیت نیروی استاتیک افقی در جهت بیرون سطح می‌باشد. بزرگی این نیرو، حاصل ضرب ضریب لرزه  $k_H$  (بی بعد) و وزن بلوک لغزشی  $W$  می‌باشد. مقدار  $k_H$  را می‌توان برابر با حداکثر شتاب زمین<sup>۵</sup> در نظر گرفت که کسری از شتاب گرانش است (برای مثال  $k_H = 0.1$  اگر  $10\%$  گرانش باشد). ولی این فرض،

---

<sup>۱</sup> Cheng

<sup>۲</sup> Wei

<sup>۳</sup> Limit equilibrium method

<sup>۴</sup> Strength reduction method

<sup>۵</sup> Peak Ground Acceleration(PGA)

محافظه کارانه است زیرا حرکت زمین به این صورت تنها در چند ثانیه رخ می‌دهد و با نیروی ثابت اعمالی به شیب در تمام طول عمر طراحی شیب جایگزین می‌شود [۸].

در طراحی شیب‌های خاکی و سدها، در نظر گرفتن کسری از حداکثر شتاب زمین به جای  $k_H$  متداول است. با در نظر گرفتن این مسئله که هیچ گونه اتلافی برای مقاومت برشی در دوره بارگذاری وجود ندارد (سید ۱۹۷۹، پایک ۱۹۹۹)، مطالعه شیب‌ها با استفاده از تحلیل «نیومارک» با شتاب تسلیم  $k_y$  برابر ۵۰ درصد حداکثر شتاب زمین (برای مثال  $a_{max}/g = 0.5$ ) نشان می‌دهد که چابجایی ثابت لرزه‌ای کمتر از یک متر می‌باشد (هانیس و فرانکلین، ۱۹۸۴). برمبنای این مطالعات، دانشکده معدن و زمین شناسی کالیفرنیا (CDMG ۱۹۹۷) نشان داده است که استفاده از  $k_H$  معادل ۵۰ درصد حداکثر شتاب زمین با در نظر گرفتن ضریب ایمنی شبه استاتیک ۱-۲، منطقی می‌باشد. با مد نظر قرار دادن اینکه شیب‌های خاکی و سنگی که در آنها توده سنگی، سطح لغزش مشخصی ندارد و در نتیجه مقداری از چابجایی قابل تحمل است.

استفاده از روش CDMG برای تعیین مقدار  $k_H$  مناسب است. ولی برای شیب‌های سنگی دو حالت وجود دارد که در آنها  $k_H$  پیشنهاد شده بیشتر از نصف PGA می‌باشد. اول اینکه شیب شامل یک سطح لغزش مشخص که به طور قابل ملاحظه‌ای مقاومت برشی را در چابجایی‌های محدود کاهش می‌دهد. صفحه‌های لغزشی که در آنها مقاومت به حرکت حساس است که شامل درزه‌های صاف، صفحه‌ای و لایه‌های رسوبی بدون پرشوندگی می‌شود. دوم اینکه شیب از لحاظ توپوگرافی در جای مرتفعی قرار دارد که حرکت زمین در این مکان‌ها بزرگتر می‌شود. در مواقع بحرانی، پیشنهاد می‌شود به منظور بررسی حساسیت شیب به تغییر شکل‌ها لرزه‌ای از تحلیل نیومارک استفاده می‌شود. ضریب ایمنی سطح شکست، بوسیله روش شبه استاتیک توسط رابطه (شکل ۳-۲) اصلاح شده به دست می‌آید شیب، زهکشی شده فرض شده است،

(U=V=0) [۸].

$$FS = \frac{cA + (W(\cos \psi_p - k_H \sin \psi_p)) \tan \phi}{W(\sin \psi_p + k_H \cos \psi_p)} \quad (1-3)$$

رابطه نشان می دهد که تاثیر نیروی افقی، کاهش ضریب ایمنی می باشد. زیرا مقاومت برشی کاهش و نیروی جابجایی افزایش یافته است. تجربه نشان داده است زمانی که مؤلفه عمودی حرکت زمین با مؤلفه افقی هم فاز و دارای بسامد یکسان می شوند، بهتر است از هر دو ضریب لرزه‌ای افقی و عمودی در تحلیل پایداری استفاده شود. اگر ضریب عمودی  $k_v$  و نسبت مؤلفه های عمودی به افقی  $r_k$  (برای مثال)  $r_k = k_v / k_H$  ضریب لرزه‌ای نهایی  $k_T$  به صورت زیر می باشد:

که در زاویه  $\psi_k = \arctg(k_v / k_H)$  نسبت به افق عمل می کند و ضریب ایمنی به صورت زیر به دست:

$$k_T = k_H (1 + r_k^2)^{1/2} \quad (2-3)$$

$$FS = \frac{cA + (W(\cos \psi_p - k_T \sin(\psi_p + \psi_k))) \tan \phi}{W(\sin \psi_p + k_T (\cos \psi_p + \psi_k))} \quad (3-3)$$

مطالعه تاثیر مؤلفه عمودی بر روی ضریب ایمنی نشان داده است که تاثیر دادن مؤلفه عمودی ضریب ایمنی را بیشتر از ۱۰ درصد افزایش نمی دهد که در نتیجه  $k_v \leq k_H$  (NHI, ۱۹۹۸) علاوه بر این، رابطه (۳-۳) زمانی استفاده می شود که مؤلفه های عمودی و افقی دقیقاً هم فاز باشند. بر مبنای این نتایج، می توان از مؤلفه عمودی حرکت زمین صرف نظر کرد [۸].

### ۳-۸- روش تحلیلی نیومارک

زمانی که شیب سنگی در معرض حرکت لرزه ای قرار می گیرد، شکست زمانی که تنش جابجایی دینامیکی به مقاومت برشی سنگ می رسد، لزوماً رخ نمی دهد. علاوه بر این اگر ضریب ایمنی در یک سطح لغزش بالقوه کم تر از ۱ باشد (لین و تیمن ۱۹۸۶)، جابه جایی ثابت شیب های سنگی و خاکی در اثر



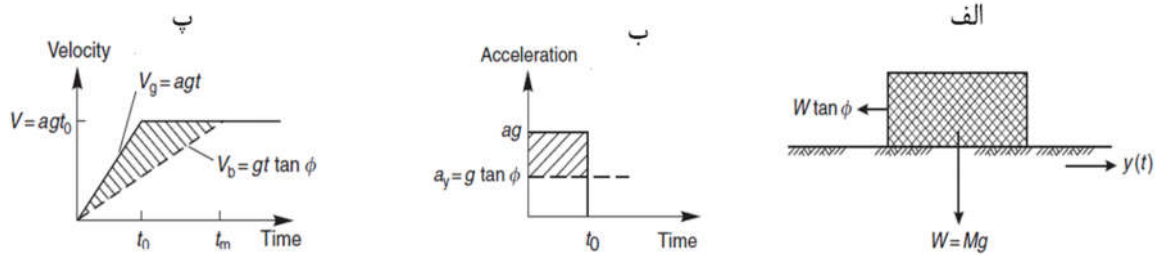
حرکت‌های زمین لرزه ها توسط روشی که توسط نیومارک (۱۹۵۶) ارائه شده، قابل محاسبه می باشد. در واقع نیومارک برای اولین بار این مفهوم مهم را پیشنهاد نمود که رفتار لرزه‌ای شیروانی‌ها به جای ضریب اطمینان، براساس تغییر شکل های بوجود آمده بررسی شود. این روش، روشی واقعی‌تر از روش شبه استاتیک به منظور تحلیل اثر لرزه بر شیب های سنگی می باشد. قوانین روش نیومارک در شکل ۱-۳ نشان داده شده است که در آن بلوک لغزشی بالقوه صلب و بر پایه‌ای تسلیم شده در نظر گرفته شده. جابجایی بلوک زمانی رخ می دهد که پایه در معرض شتاب ضربه‌ای افقی یکنواختی به بزرگی  $ag$  و زمان  $t$  قرار دارد. سرعت بلوک تابعی از زمان می باشد که با  $(v)$  نشان داده می شود و سرعت در زمان  $t$  برابر  $y$  است. با در نظر گرفتن تماسی اصطکاکی بین بلوک و پایه، سرعت بلوک  $x$  و سرعت نسبی بین بلوک و پایه  $u$  می شود:

$$u = x - y \quad (4-3)$$

مقاومت به حرکت به دلیل سکون بلوک می باشد. بیشترین نیرویی که برای شتاب بخشیدن به بلوک مقاومت برشی پایه بلوک است که زاویه اصطکاکی برابر با  $\varphi^\circ$  دارد. این نیروی محدودکننده به وزن بلوک  $(W)$  می‌باشد و بزرگی آن  $(W \tan \varphi)$  است. که مربوط به شتاب  $ay$  یعنی  $g \tan \varphi$  می باشد. همانطور که در نمودار شتاب توسط خط چین نشان داده شده است **شکل ۱-۳ (b)** مساحت هاشور خورده نشان می‌دهد که شتاب زمین از شتاب بلوک ناشی از لغزش بیشتر است.

**شکل ۱-۳ (c)** نشان‌دهنده سرعت به عنوان تابعی از زمین برای نیروی شتاب دهنده زمین بلوک می‌باشد. بیشترین سرعت برای نیروی شتاب دهنده زمین‌ها می باشد که پس از زمان  $t$  ثابت باقی می‌ماند

[۹].



شکل ۳-۱ بلوک بر روی پایه‌ای صلب (نیومارک ۱۹۶۵): الف) بلوک بر روی پایه‌ای متحرک، ب) نمودار شتاب، پ) نمودار سرعت [۹].

در روش نیومارک، ابتدا یک تاریخچه زمانی شتاب زلزله که بر شیروانی موثر است در نظر گرفته می‌شود. در مرحله بعد، شتاب تسلیم شیروانی (شتاب متناظر با ضریب اطمینان برابر یک) محاسبه می‌گردد و از آنجا، تغییر مکان ماندگار شیروانی با دو بار انتگرال گیری از قسمت‌هایی از شتاب نگاشت که از شتاب تسلیم شیروانی بیشتر هستند، به دست می‌آید [۹].

### ۳-۹- روش تئوری بلوکی (بلوک‌های کلیدی)

معروف‌ترین روش استاتیکی استفاده شده در سی سال گذشته در تحلیل توده سنگ‌های درزه‌دار روش تحلیل بلوک‌های کلیدی یا تئوری بلوکی می‌باشد [۱۰]. این روش براساس تحلیل تعادل حدی بلوک‌هایی بنا شده است که اگر نگهداری نشوند، می‌توانند ناپایدار شده و باعث ناپایداری دیگر بلوک‌ها به صورت پیش‌رونده شوند. این دسته از بلوک‌ها، بلوک‌های کلیدی نامیده می‌شوند که توسط چهار شرط زیر تعریف می‌گردند [۱۰]:

أ) فعال هستند (دارای تماس با سطح آزاد یا سطح استخراجی هستند).

ب) تعریف شده‌اند یا محدود هستند (توسط ناپیوستگی‌ها و سطح آزاد محدود شده و از توده جدا شده‌اند).

ج) از نظر هندسی قابل جابجایی‌اند.

د) کلید حرکت دیگرها بلوک هستند.

اغلب تحلیل‌ها به روش بلوک‌های کلیدی، بر اساس روش برداری واربرتون [۱۱] و یا روش گرافیکی گودمن-شی بنا شده است. [۱۰]

دو مشکل اساسی در استفاده از روش بلوک‌های کلیدی وجود دارد:

- نخست اینکه این روش تنها بلوک‌های کلیدی را در نظر می‌گیرد. اگر هیچ یک از بلوک‌ها ناپایدار نباشد این روش نتیجه می‌گیرد که مجموعه توده‌سنگ مورد مطالعه پایدار است.
- تئوری اولیه بلوک‌های کلیدی، بلوک‌ها را به صورت مجموعه‌های صلب تنها متأثر از وزن خالص آنها و یا دیگر نیروهای استاتیکی موثر بر آنها می‌داند و وجود تنش‌های برجا و نیروهای بین بلوکی را به حساب نمی‌آورد [۱۲].

روش‌های عددی استفاده شده برای تحلیل پایداری محیط‌های ناپیوسته تا حدی مشکلات فوق را مرتفع نموده است. این روش‌ها معمولاً برای استفاده در موارد پیچیده‌تر هستند و زمان زیادی را نسبت به روش‌های استاتیکی برای محاسبه به خود اختصاص می‌دهند.

اخیراً روشی جهت توسعه و تعمیم روش بلوک‌های کلیدی پیشنهاد شده است. این روش یک تکنیک گروه‌بندی بر مبنای تحلیل تمام بلوک‌های همسایه یک بلوک کلیدی است که به جستجوی یک گروه کلیدی ناپایدارتر از بلوک‌های کلیدی مجزا می‌پردازد. این روش بر اساس یک تحلیل پایداری پیش‌رونده اجرا می‌شود که به روش گروه‌های کلیدی موسوم است [۱۳].

یکی از مسائل مهم و اساسی در روش‌های تحلیل استاتیکی از جمله گروه‌های کلیدی، تعیین سطح بحرانی ریزش (گروه کلیدی بحرانی) است. این مسئله مستلزم تعیین تمامی گروه‌ها و بررسی قابلیت

جابجایی هندسی و مکانیکی آنها است. در عمل شناسایی و بررسی تمام گروه‌های حاصل از بلوک‌های موجود در شیب سنگ کاری مشکل و بعضاً غیرممکن است.

روش تحلیل گروه‌های کلیدی پیشنهادی جزء روش‌های قطعی (غیر احتمالاتی) محسوب می‌شود. در روش‌های قطعی ضریب ایمنی (SF) بصورت نسبت نیروهای مقاوم به نیروهای محرک روی سطوحی که دارای پتانسیل حرکت هستند، تعیین می‌شود. اگر این فاکتور برای سازه مورد تحلیل بزرگتر از ضریب ایمنی استاندارد (کمترین ضریب ایمنی تعریف شده برای پایداری) باشد، سازه ایمن در نظر گرفته می‌شود [۱۴].

### ۳-۱۰- روش‌های عددی

بر خلاف پیشرفت‌های بسیار در زمینه تشخیص و پیش بینی زمین لغزش و سنگریزش و انجام اندازه‌گیری‌های دقیق، این پدیده همچنان در مناطق کوهستانی هزینه‌های سنگین اقتصادی، زیست محیطی و اجتماعی را به خود اختصاص داده است. شاید علت این امر، پیچیدگی فرآیندهای محرک لغزش شیب و دانش ناکافی ما از ساز و کارهای اصلی شکست باشد. در هر صورت متخصصین همواره در جستجوی شیوه‌ای مناسب برای تحلیل و پیش‌بینی پایداری یک شیب معین، ارزیابی خطر و شناخت سازوکارهای بالقوه شکست هستند. برای تحلیل پایداری شیب‌ها، روش‌های بسیاری وجود دارد که در طول چند دهه اخیر، کاربرد روش‌های عددی بسیار مورد توجه قرار گرفته است. روش‌های عددی که برای تحلیل پایداری شیب‌های سنگی به کار می‌روند، به سه دسته تقسیم‌بندی می‌شوند:

مدل سازی پیوسته برای تحلیل شیب‌هایی که از سنگ‌های توده‌ای، سنگ‌های ضعیف و توده‌های سنگی به شدت درزه‌دار مناسب است. بسیاری از کدهای پیوسته، تحلیل محیط‌های دارای شکستگی‌های مجزا شامل گسل‌ها و صفحات لایه بندی را تسهیل می‌کنند ولی برای تحلیل محیط‌های بلوکی شده مناسب

نیست.

در روش‌های ناپیوسته، تحلیل‌ها شامل بررسی بررسی لغزش در طول ناپیوستگی‌هاست که اساساً با سختی نرمال و برشی درزه‌ها کنترل می‌شود.

روش‌های هیبریدی، امروزه به طور فزاینده‌ای برای تحلیل پایداری شیب به‌کار می‌روند و شامل آنالیزهای ترکیبی هستند که روش تعادل حدی و روش‌های عددی مختلف را بسته به هدف تحلیل، به‌کار می‌گیرد.

در مدل‌سازی عددی مسائل مهندسی برخی مسائل را می‌توان با شمار محدودی از مؤلفه‌های خوش‌تعریف بصورت یک مدل ارائه کرد [۹]. رفتار چنین مؤلفه‌هایی بخوبی شناخته‌شده است و یا اینکه می‌توان آنها را بصورت مستقل و از راه محاسباتی بدست آورد. رفتار یکپارچه و سراسری سیستم را می‌توان با تعریف روابط مشترک میان مؤلفه‌های ویژه (المان‌ها) بدست آورد. یک مثال بارز از چنین سیستم مجزایی تیر ساختمانی است. چنین مسائلی مجزا نام دارند و حل چنین مسائلی با روش‌های عددی به راحتی امکان پذیر است.

در دیگر مسائل، تعریف چنین مؤلفه‌های غیروابسته‌ای ممکن است که نیازمند تبدیل پهنه مسئله به زیربخش‌های نامحدودی باشد و مسئله می‌تواند تنها با بکارگیری فرضیات ریاضی المان‌های نامحدود مورد بحث قرار گیرد. این امر معمولاً نیازمند بکارگیری معادلات جزئی می‌باشد تا اینکه بتوان رفتار سیستم را در نقاط پهنه توصیف کرد. چنین سیستم‌هایی پیوسته نام دارند و درجه آزادی محدودی خواهند داشت. برای حل چنین مسائل پیوسته‌ای با روش‌های عددی و توسط کامپیوتر، پهنه مسئله عموماً به شمار معینی از زیر بخش‌ها (المان‌ها) تقسیم می‌شود که درجه آزادی محدودی داشته و رفتار آنها با توصیفات ریاضی ساده‌تری تقریب زده می‌شود. زیر بخش‌ها می‌بایست که هم معادلات دیفرانسیلی

حاکم را ارضا کنند و هم شرایط پیوستگی در وجهای مشترک با المان‌های همسایه را. این موضوع گسسته‌سازی یک محیط پیوسته نام دارد. این شیوه تقریبی از یک سیستم پیوسته با درجه نامحدودی از آزادی بوسیله یک سیستم گسسته با یک درجه آزادی محدود می‌باشد [۹].

پیوستگی مورد نظر یک مفهوم ماکروسکوپی می‌باشد و فرض پیوستگی این مفهوم را در بردارد که در تمامی نقاط درون پهنه، مواد نمی‌توانند پاره یا شکسته شده و به قطعات کوچکتری تقسیم شوند. تمامی نقاطی که در حالات پیشین در همسایگی یک نقطه معین در درون پهنه می‌باشند در مراحل بعدی تغییر شکل و یا انتقال نیز در همسایگی همان نقطه باقی خواهند ماند. هرچند که در مقیاس میکروسکوپی همگی مواد سیستم‌های گسسته بوده اما نمایش مؤلفه‌های میکروسکوپی گسسته از نظر محاسباتی سنگین بوده و در عمل نیازی به آن نیست [۹].

مؤلفه‌های منفرد (المان) یک سیستم گسسته معمولاً به عنوان پیوسته در نظر گرفته می‌شوند. رفتار آنها اگر که واقعاً پیوسته بوده و از نظر ماکروسکوپی همگن باشند، مانند ساختمان یک تیر الاستیک، می‌تواند از آزمون‌های آزمایشگاهی بدست آید و اگر که مؤلفه‌ها خودشان همگن نباشند و یا شکسته باشند، مانند توده سنگ شکسته شده، از طریق پروسه همگن‌سازی مؤلفه‌ها بدست می‌آیند؛ بنابراین مفهوم پیوستگی و ناپیوستگی دقیق نیست و نسبی می‌باشد و بسته به مقیاس مسئله تفاوت خواهد کرد. این امر بویژه در مسائل مکانیک سنگی بیشتر دیده می‌شود. برای نمونه یک بلوک سنگی ایزوله شده با نواحی شکسته شده بزرگ می‌تواند در مدل کامپیوتری به عنوان یک مؤلفه از چندین بلوک در نظر گرفت شود، اما بلوک خود نیز ممکن است که شمار زیادی از شکستگی‌های کوچکتر را دربرداشته باشد که در صورت سنگین بودن مسئله نمی‌توانند به سادگی نمایش داده شوند. برای دستیابی به ویژگی‌های پیوسته هم‌ارز چنین بلوکی می‌بایست همگن‌سازی صورت گیرد که این همگن‌سازی تابعی از هندسه سیستم‌های دربردارنده شکستگی‌ها و ویژگی‌های فیزیکی سنگ بکر و شکستگی‌ها می‌باشد.

توده سنگ‌های شکسته پوسته بالایی زمین یک سیستم گسسته می‌باشد. برای چنین هندسه‌هایی راه حل فرم بسته‌ای وجود ندارد و برای حل مسائل عملی می‌بایست که روش‌های عددی را بکار برد. براساس فرضیات اساسی علم مواد، روش‌های عددی متفاوتی برای سیستم‌های گسسته و پیوسته توسعه یافته است.

### ۳-۱۰-۱- تحلیل شبه‌دینامیکی

در تحلیل شبه‌دینامیکی بعد از مدل سازی نمونه با استفاده از یکی از روش‌های اجزاء محدود، تفاضل محدود و یا اجزاء مجزا و مشخص شدن تعداد المان‌ها و گره‌ها، تنش دینامیکی به صورت یک تنش استاتیکی معادل جایگزین شده و به کل مدل اعمال می‌گردد. از آنجایی که در این روش میرایی موج و کاهش انرژی موج در نظر گرفته نمی‌شود بنابراین این تحلیل نسبت به تحلیل دینامیکی جوابهای محافظه کارانه‌تری را به ما می‌دهد. این تحلیل زمانی استفاده می‌شود که زمان بارگذاری در تحلیل دینامیکی زیاد باشد و تحلیل دینامیکی به دلیل گام‌های زمانی بی‌شمار قابل اجرا نباشد [۱۵].

### ۳-۱۰-۲- روش‌های پیوسته

#### ۳-۱۰-۲-۱- روش المان‌های محدود

در این روش کل سازه به شبکه‌های کوچکتر تقسیم می‌شود به نحوی که هر المان از نظر مشخصات رفتاری در یک ناحیه خاص قرار می‌گیرد. این المان‌ها در نقاط گره‌ای به هم متصل هستند. هر المان توسط گره‌ها اطراف خود تعریف شده و ارتباط بین آنها از طریق گره‌های مشترک بوده و بایستی مشخصات هندسی سازه‌ای و رفتاری هر المان تعریف شود. چابجایی‌ها در گره‌ها محاسبه شده و چابجایی هر نقطه در داخل المان بستگی به چابجایی گره‌ها با یک سری فرضیات خاص دارد [۱۶].

روش المان محدود نیازمند تقسیم کردن پهنه مسئله به زیر بخش‌های (المان‌های) کوچکتر و با

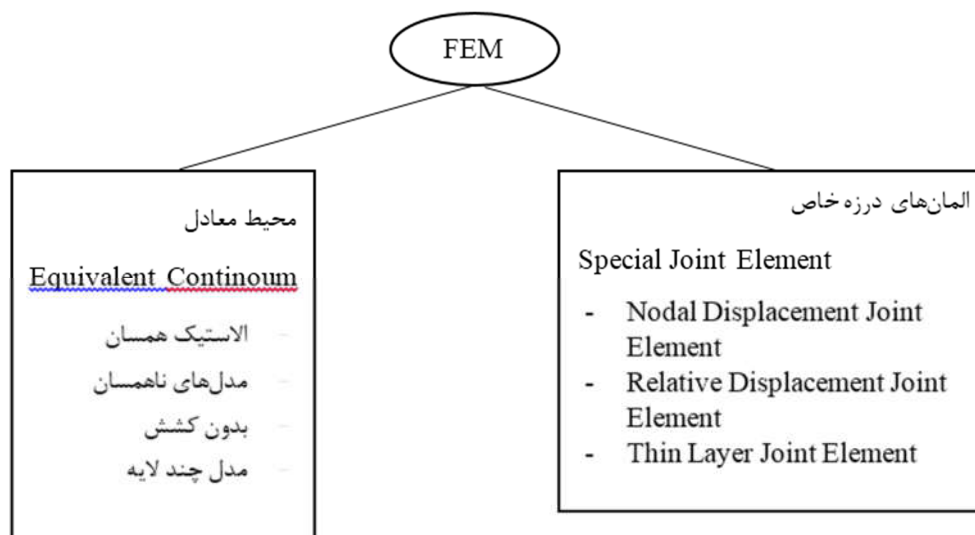
شکل استاندارد (مثلث، مربعی، چهارگوش و...) همراه با تعداد معینی گره در رئوس و یا در جوانب، می‌باشد. توابعی، عموماً چند جمله‌ای، بکار می‌روند تا رفتار معادلات مشتقات جزئی را در سطوح المانی تقریب زده تا اینکه معادلات جبری محلی نماینده المان‌ها را تولید کنند. سپس بر اساس روابط مکانی میان گره‌ها و المان‌ها، معادلات المانی محلی در یک دستگاه معادلات جبری کلی گردآوری می‌شوند که پس از وارد ساختن شرایط اولیه و مرزی، حل آن‌ها اطلاعات مورد نیاز برای حل مسئله را بدست خواهد داد. این رویکرد (FEM)، به دلیل انعطاف پذیری آن در رویارویی با ناهمگنی مواد، شرایط غیر خطی و مرزی، بیشترین روش بکار رفته در مهندسی امروزه می‌باشد که دارای برنامه‌های کامپیوتری اقتصادی و توسعه یافته زیادی همراه با قدرت محاسباتی فراوان، مواد تعریف شده پیچیده و کاربری آسان می‌باشد. [۹].

با اختراع رایانه، مهندسی متوجه شدند که حل تعداد زیادی از معادلات (خطی) همزمان دیگر مشکل نبوده و این امر باعث بازگشت آنها به روش‌ها اساسی تحلیلی نظیر شیب افت گردید. روش‌های مزبور شامل گام‌های تکراری است. لذا از نظر محاسبات رایانه ای بسیار مناسب بوده و طوری فرمول‌بندی شده‌اند که از امکانات یک رایانه حداکثر استفاده به عمل آید. این روش‌ها چندین سال است که تحت عنوان روش‌های ماتریسی برای تحلیل اسکلت‌های ساختمانی کاملاً شناخته شده‌اند. به منظور ممکن ساختن تحلیل با استفاده از روش‌های تحلیل ماتریسی سازه‌ها در مورد المان‌های ساده فرض بر این است که المان‌های مزبور فقط در تقاطع گره‌ای به هم متصل هستند. قبول این فرض بدان معنی است که شرایط پیوستگی فقط در نقاط گره‌ای ارضا خواهند شد.

از مزایای این روش می‌توان به لحاظ داشتن مصالح غیر همگن و رفتار غیر خطی برای خاک و سنگ اشاره کرد. یکی از نقاط ضعف این روش، تعداد درجات آزادی بسیاری است که در حل پدید می‌آید و منجر به صرف وقت بسیار در محاسبات کامپیوتری خواهد شد [۱۶].



در میان روش‌های پیوسته، روش عددی المان محدود کاربرد گسترده‌ای در تحلیل دینامیکی شیروانی‌های سنگی دارد. به عنوان مثال ژبو و همکاران [۱۷] یک مدل تکاملی آسیب دیده از توده سنگ را بر اساس داده‌های لرزه‌ای کوچک توسعه دادند و سپس یک مدل سه بعدی المان محدود برای ارزیابی کمی پایداری شیروانی سنگ انجام دادند. آنها همچنین تحلیلی بین داده‌های لرزه‌ای، کاهش مقاومتی توده سنگ و پایداری دینامیکی شیروانی انجام دادند. لی [۱۸] تحلیل المان محدود پایداری شیروانی با در نظر گرفتن اثرات زلزله با استفاده از معیار مقاومت برشی غیر خطی قانون قدرت را انجام داد. او نتیجه گرفت که مقایسه بین تحلیل حدی و فرمول‌های المان محدود، نشان از دقت بالا و کارآمدی برای محاسبه عددی پایداری مکانیسم گسیختگی که می‌تواند بدون تعریف مفروضات گذشته مورد قبول باشد. کارهای مشابهی توسط ژبو و همکاران [۱۹]، موسوی و همکاران [۲۰] که به تحلیل استاتیکی و دینامیکی بر روی شیروانی‌های واقع در منطقه امامزاده علی در شمال ایران و یا همچنین تحلیل پایداری شیب لغزشی رزون (Rosone) در غرب رشته کوه‌های آلپ که به وسیله روش عددی المان محدود (FEM) محاسبه شده است [۲۱].



شکل ۲-۳ رویه‌های مدل‌سازی توده سنگ درزه‌دار در روش المان‌های محدود [۲۲].

## مدلسازی توده‌سنگ درزه‌دار در روش المان محدود

مدلسازی عددی توده سنگ درزه دار در روش المان محدود در دو رویه متفاوت صورت می‌گیرد. در رویه نخست پس از مدل‌سازی سنگ بکر با المان‌های متعارف روش المان محدود اقدام به مدل‌سازی درزه‌ها بصورت المان‌های درزه خاص<sup>۱</sup> می‌گردد. در رویه دیگر با توده سنگ درزه‌دار بصورت یک محیط پیوسته معادل برخورد می‌گردد. خواص این محیط پیوسته معادل با لحاظ خواص سنگ بکر و درزه‌ها در یک واکنش کلی در نظر گرفته می‌شود. دو رویه مزبور و کلاس‌های مشهور تر آن در **شکل ۲-۳** نشان داده شده‌است [۲۲].

### ۳-۱۰-۲- روش المان‌های مرزی

روش المان مرزی به موازات روش‌های المان محدود و المان مجزا رشد کرده است. اگرچه روش المان مرزی در عمل ساده بوده و برای حل انواع مسئله‌ها دارای انعطاف پذیری بالایی است، ولی در حل مسائل مهندسی کمتر مورد توجه قرار گرفته است. از جمله دلایل مهم می‌توان به سه مورد اشاره کرد:

أ) وجود برنامه‌های کامپیوتری مختلف که بر اساس روش‌های المان محدود و المان مجزا بوده در حالی که برنامه‌های المان مرزی به صورت محدود در بعضی مسائل خاص توسط گروه ویژه‌ای از کاربران استفاده می‌شود.

ب) مقاله‌های کاربرد روش المان مرزی به توصیف و حل مسئله‌ای خاص در علوم و مهندسی منجر می‌شود و برای حل مسائل در زمینه‌های دیگر قابل کاربرد نمی‌باشد.

ج) مقاله‌های تئوری بر روی روش المان مرزی برای بسیاری از مهندسیین و متخصصین به علت ریاضیات دیفرانسیلی پیچیده می‌باشد.

---

<sup>۱</sup> Special Joint element

برخلاف روش‌های المان محدود، روش المان‌های مرزی نیاز به تقسیم ناحیه مورد نظر به ناحیه نیست؛ زیرا در این روش توابع مورد استفاده برای تخمین جواب در داخل ناحیه مورد نظر به نحوی انتخاب می‌شوند که دقیقاً در معادلات دیفرانسیل حاکم صدق نمایند. لذا صرفاً، صرفاً نیاز به برقراری شرایط مرزی خواهد بود؛ بنابراین تنها مرزهای محیط (سازه) به المان‌هایی تقسیم می‌شود. در این جا واکنش المان‌ها نسبت به شرایط بارگذاری شده خارجی محاسبه شده و رفتار المان‌های مرزی بر اساس معادلات دیفرانسیل جزئی شبیه‌سازی می‌شود و اگر مقادیر تغییر شکل و تنش‌ها در داخل محیط مورد نظر را خواسته باشیم از معادلات دیفرانسیل جزئی به دست می‌آید استفاده از این روش به تدریج رو به افزایش است. این روش کلی است و انعطاف پذیری روش المان محدود را ندارد و به آسانی قابل فهم نمی‌باشد. برای فهم آن باید پیچیدگی‌ها و مسائل ریاضی را در سطح بالا درک نمود. این روش در مورد مسائل الاستیک خطی همگن، به‌ویژه در حالت سه بعدی بسیار کارآمد و مفید می‌باشد. این روش معادلات پاره‌ای جزئی را به معادلا انتگرالی تبدیل می‌کند. فرمولاسیون در این محیط با سری‌های فوریه تعریف می‌شود. برای تخمین زدن پاسخ در قلمرو زمان باید محل به‌دست آمده از سری‌های فوریه را به‌وسیله تبدیل سری‌های فوریه معکوس کرد. پاسخ دینامیک یک جسم الاستیک خطی  $V$  که با سطح  $S$  محدود شده است [۹].

$$\partial_j \tau_{ij} + f_i + \rho \omega^2 u_i = 0 \quad (۵-۳) \text{ معادله تنش برای حرکت}$$

$$\tau_{ij} = c_{ijmn} \partial_m u_n \quad (۶-۳) \text{ معادلات ساختاری}$$

این معادلات بر روی جسم اعمال می‌شود و پارامترهای آن برابر است با

$f_i$ مولفه نیروی جسمی	$u_i$ مولفه جابجایی	$\tau_{ij}$ مولفه‌های تنش متقارن
$\omega$ فرکانس زاویه‌ای (پارامتری برای	$\rho$ چگالی جرمی	$c_{ijmn}$ ضریب الاستیک

تبدیل فوریه)

### ۳-۱۰-۲-۳- روش تفاضل محدود<sup>۲</sup>

به دلیل بستگی‌هایی که روش المان‌های تفاضلی (تفاضل محدود) با روش المان‌های محدود دارد، معرفی روش المان‌های تفاضلی را به صورت مقایسه این روش با روش المان محدود انجام می‌دهیم. دو روش بسیار معمولی که در مسائل تحلیل مهندسی به کار می‌روند روش‌های تفاضل محدود و اجزای محدود هستند. در هر دو روش مجموعه‌ای از معادلات جبری جایگزین معادلات دیفرانسیل اصلی می‌شود. روش تفاضل محدود قدیمی‌تر بوده و نیز بهتر درک می‌شود. معمولاً تحلیل را با تقریب ناحیه مورد نظر به صورت شبکه گره‌هایی که با فاصله یکنواخت از هم قرار گرفته‌اند شروع می‌کنند. در هر یک از این گره‌ها هر مشتق را توسط معادله دیفرانسیل حاکم توسط عبارت جبری که به نقاط گره‌ای مجاور مربوط می‌شود، تقریب می‌زنند. دستگاه معادلات جبری با محاسبه عبارت‌های بالا در هر یک از گره‌های شبکه به دست می‌آورند، آنگاه دستگاه معادلات را برای مقدار متغیر وابسته در هر گره حل می‌کنند.

مزیت این روش کاملاً بدیهی است، ابعاد مسئله به میزان یک مرتبه کاهش پیدا می‌یابد. لذا به جای المان بندی حجمی تنها نیاز به استفاده از المان بندی بر روی سطح می‌باشد. این به این معنی است که تعداد مجهولات خصوصاً در مورد مسائل سه بعدی به نحو قابل توجهی کاهش خواهد یافت. این امر خود ناشی از آن است که مجهولات مسئله صرفاً بر روی مرز آن واقع است. مزیت دیگر این روش، برقراری کامل تعادل در هر جایی از ناحیه مورد نظر می‌باشد که به معنای امکان بررسی آسان محیط‌های نامحدود است.

[۹].

---

<sup>۲</sup> Finite Difference Method

### ۳-۱۰-۳- روش‌های ناپیوسته

#### ۳-۱۰-۳-۱- آنالیز تغییر شکل ناپیوسته<sup>۲</sup>

اگرچه ناپیوستگی توده‌سنگ را می‌توان در یک روش گسسته با روش المان محدود و روش المان مرزی با استفاده از المان ویژه مشترک، مدل‌سازی نمود، اما توصیف ناپیوستگی معمولاً مشکل و اغلب بر روی درجه تغییر شکل مجاز محدودیت وجود دارد. علاوه بر این، تعداد ناپیوستگی‌هایی که می‌تواند به کار گرفته شود، محدود است. از سوی دیگر، استفاده از روش المان مجزا تاکید ویژه‌ای بر روی چگونگی تماس‌ها دارد و به طور کلی مناسب برای مسائلی است که در آن‌ها تعداد زیادی از ناپیوستگی‌ها وجود دارد. همچنین برای تغییر شکل‌های بزرگ در امتداد ناپیوستگی‌ها به کار می‌رود و حرکات بلوک (انتقال و چرخش) را به خوبی می‌تواند مدل کند.

آنالیز تغییر شکل ناپیوسته (DDA) یک روش عددی برای سیستم‌های بلوکی است [۲۳, ۲۴] که آن را می‌توان نه تنها برای انجام آنالیز تنش و کرنش مانند روش المان محدود بلکه برای مدل کردن جابجایی و تغییر شکل‌های بزرگ مانند روش المان مجزا می‌توان استفاده کرد. آنالیز تغییر شکل ناپیوسته برای تحلیل برهم کنش میان نیروها و جابجایی‌ها در سیستم‌های بلوکی مورداستفاده قرار می‌گیرد. برای هر بلوک، جابجایی، تغییر شکل و کرنش مجاز است و برای سیستم بلوکی کل، لغزش و باز و بسته شدن سطوح مشترک بلوک‌ها مجاز است. در این روش از جابجایی‌ها به عنوان مجهولات استفاده شده و همانند روش المان محدود، معادلات تعادل به طریق آنالیز ماتریسی ساختارها حل می‌گردد [۲۵].

آنالیز تغییر شکل ناپیوسته شامل دو بخش می‌شود:

آنالیز رفتی و آنالیز برگشتی که هر دوی آن‌ها برای جابجایی‌ها و تغییر شکل‌های بزرگ به کار می‌روند.

---

<sup>۲</sup> Discontinuous Deformation Analysis

تنها با دانستن جابجایی‌های اندازه‌گیری شده در نقاط و جهت‌های منفرد، این روش می‌تواند با استفاده از روش کوچکترین مجذورات تمام جابجایی‌ها، تغییر شکل‌ها و کرنش‌های هر بلوک و نیز باز و بسته‌شدن‌ها و لغزش‌های سطح مشترک را محاسبه کند. این روش خطاهایی که در آنالیز سینماتیک حاصل می‌شود را به حداقل می‌رساند و یک فرآیند تصحیحی را ارائه می‌نماید که از نفوذهای بین بلوکی ممانعت می‌کند. در این مدل هنگامی که جابجایی‌ها مشاهده شوند و نیز کرنش‌های بلوک و حرکت‌ها حاصل شوند نیازی به معادلات پایه‌ای نیست. از این‌رو امکان حل مسائل کلی مکانیک سیستم‌های بلوکی به هر دو روش مدل‌سازی رفتی و برگشتی امکان‌پذیر است.

با دانستن هندسه، بارگذاری و ثابت‌های مواد هر بلوک و همچنین زوایای اصطکاک و خصوصیات چسبندگی و میرایی محل‌های تماس بین بلوک‌ها، مدل رفتی می‌تواند تنش‌ها، کرنش‌ها، لغزش‌ها، نیروی محل‌ها تماس بلوک و جابجایی‌های بلوک را محاسبه کند [۲۵].

آنالیز تغییر شکل ناپیوسته اشاره‌ای به پیوستگی مرزهای بلوک نمی‌کند به عبارت دیگر اساساً ناپیوسته است. آنالیز تغییر شکل ناپیوسته نه تنها شامل آنالیز رفتی می‌شود بلکه آنالیز برگشتی را در بر می‌گیرد که آنالیز برگشتی می‌تواند به جابجایی‌ها و تغییر شکل‌های بزرگ و اندازه‌گیری‌های وابسته به زمان به عنوان داده ورودی تعمیم داده شود. داده ورودی آنالیز برگشتی تعمیم یافته می‌تواند اندازه‌گیری‌های مربوط به تنش یا کرنش نقاط یا جهت‌های منفرد باشد که جابجایی‌ها و تغییر شکل‌های پیوسته و ناپیوسته تابع زمان برای سیستم بلوکی محاسبه می‌شود. داده‌های خروجی کوچکترین مجذورات بهینه از جابجایی‌ها و کرنش‌ها و نیز لغزش نسبی و باز شدگی سطح مشترک بلوک‌ها را شامل می‌شوند. این نتایج می‌تواند وضعیت پایداری کلی را تعیین نماید و برای تشخیص اینکه گسیختگی در یک سیستم بلوکی رخ خواهد داد یا نه به کار می‌رود. با مشخص کردن سه نقطه اندازه‌گیری شده یا بیشتر در هر بلوک می‌توان با اطمینان سیستم‌های مورد نظر را مورد تحلیل قرار داد [۲۵].

### ۳-۱۰-۳-۲- روش المان مجزا<sup>۴</sup>

مکانیک سنگ یکی از رشته‌هایی است که از آن مفهوم المان گسسته (DEM) سرچشمه گرفته شده است و در واقع این روش از جمله حوزه‌هایی در مکانیک محاسباتی محسوب می‌شود که به سرعت در حال توسعه و گسترش است. تفاوت اساسی بین روش‌های المان گسسته (ناپیوسته) و روش‌های پیوسته در الگوهای تماس میان آن‌هاست. در روش‌های ناپیوسته الگوهای تماس بین اجزای سیستم به همراه فرآیند تغییر شکل‌های قبلی، به طور مداوم در حال تغییر و بروز رسانی است در حالی که این مورد برای محیط‌های پیوسته ثابت می‌باشد.

در این روش توده جسم به صورت یک محیط ناپیوسته فرض می‌شود؛ بنابراین، تاثیر عوارض ساختاری نظیر درزه‌ها، ترک‌ها، تغییر در جنس و نوع مصالح و انواع دیگر ناپیوستگی‌ها قابل بحث و بررسی است. در واقع یک محیط ناپیوسته را می‌توان ترکیبی از بلوک‌های مجزا در نظر گرفت که ناپیوستگی‌ها به عنوان شرایط مرزی بین این بلوک‌ها عمل می‌کنند که می‌بایست تماس میان آن‌ها شناسایی و در طول تغییر شکل، آن‌ها را مدنظر قرار داد [۲۶].

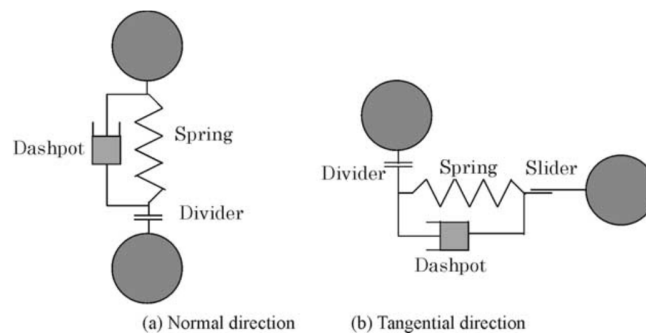
وقتی بارگذاری در سطح المان (در این روش المان‌ها به صورت بلوک هستند) صورت می‌گیرد، تغییرات نیرو در سطح همجوار در مقابل زمان شروع می‌شود و معادلات تعادل دینامیکی برای هر المان به صورت تکراری حل می‌گردند تا زمانی که قوانین موجود در سطح و شرایط مرزی مساله ارضا شوند.

در سطوح جدیدتر این روش، المان‌ها می‌توانند دارای هر شکل دلخواهی باشند؛ همچنین می‌توانند بلوک‌ها را به صورت صلب و یا تغییر شکل پذیر در نظر گرفت. بلوک‌های صلب می‌توانند برای شبیه‌سازی محیط‌هایی که در آن‌ها مصالح از مقاومت بالایی برخوردار بوده و بیش‌ترین تاثیر بر رفتار توده جسم و مدل

---

<sup>۴</sup> Discrete Element Method

از جانب ناپیوستگی‌های آن‌ها می‌باشد و یا در محیط‌هایی با تنش جزئی، مورد استفاده قرار گیرند. استفاده از بلوک‌های تغییر شکل پذیر نیز برای مصالح با مقاومت کمتر که نقش کنترل ساختاری کمتر است، مفید می‌باشد. بلوک‌های تغییر شکل پذیر خود به مش‌هایی از المان‌های تفاضل محدود تقسیم شده و هر المان بر اساس قانون تنش- کرنش، رفتار خطی یا غیرخطی دارد. جابجایی نسبی ناپیوستگی‌ها، به وسیله روابط خطی یا غیرخطی جابجایی-نیرو، کنترل می‌شود. به عنوان مثال هر بلوک صلب به صورت جداگانه و با توجه به جرم، ممان اینرسی و خصوصیات سطح تماس تعریف می‌شود. مجموعه فنر و میراگرهای عمودی و مماسی نیز در هر سطح تماس گنجانده می‌شوند. فنرها و میراگرها برای مدل‌سازی تماس‌ها بین بلوک‌ها وجود دارند که این تماس‌ها می‌تواند بین ذرات با یکدیگر باشند و یا تماس ذرات با دیواره باشند. نمونه‌ای از مدل تعریفی به همراه فنرها و میراگرها در شکل ۳-۳ نشان داده شده‌اند. اگر ذرات توده مورد تحلیل جدای از یکدیگر باشند، به یک جداکننده نیاز داریم تا مانع تماس دو دیسک با یکدیگر شوند. بدین طریق قادر خواهیم بود نیروی برشی بین دو ذره را بیابیم. در واقع این جداگرها اجازه اعمال نیروهای تماسی را بین دو جز زمانی که آن‌ها از یکدیگر جدا می‌باشند را نمی‌دهند [۲۷].

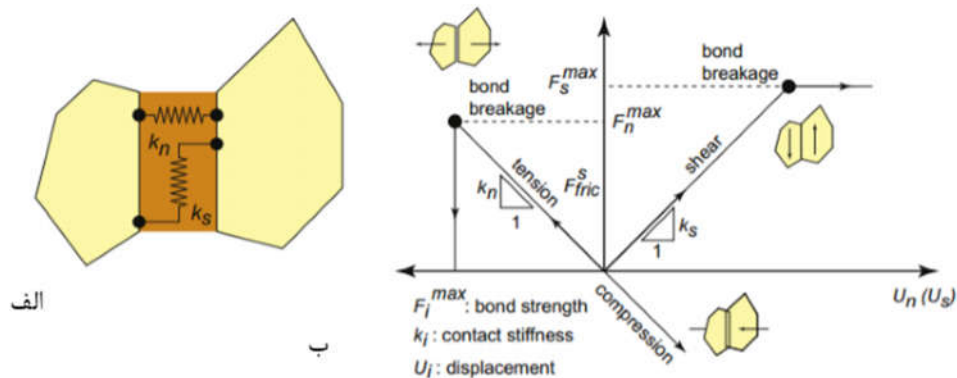


شکل ۳-۳ مدل‌های تماسی بین دو بلوک صلب در روش المان مجزا [۲۷].

برای سطوح ناپیوستگی موجو نیز می‌توان از قبل معیار شکست مشخصی را در نظر گرفت. این قابلیت توان و انعطاف پذیری زیادی را به این روش بخشیده است. پارامترهایی که برای توصیف مصالح و



ناپیوستگی‌های محیط به کار می‌روند، باید از دقت خوبی برخوردار باشند. علاوه بر این پارامترهای ویژه‌ای نظیر میرایی سیستم نیز باید تعیین شوند. دقت فراوان و در نظرگیری ناپیوستگی‌ها باعث شده است زمان انجام محاسبات افزایش یابد [۲۶].



شکل ۳-۴ گسترش ترک در یودک الف) سختی برشی و نرمال بین بلوک ب) رفتار ساختاری در برش و کشش [۲۸].

### ۳-۱۰-۳-۳- اساس روش المان مجزا

فرضیات این روش بر مبنای تئوری بلوکی است؛ یعنی توده جسم به عنوان مجموعه‌ای از بلوک‌های مجزا در نظر گرفته شده، تغییر شکل‌ها و رفتار مواد تشکیل دهنده داخل بلوک بسیار ناچیز فرض می‌شود. درزه‌ها و ترک‌های محیط نیز در نقش ناپیوستگی‌های بین بلوک‌ها بوده، یا به عنوان شرایط مرزی عمل می‌کنند یا به عنوان یک المان ویژه در مدل در نظر گرفته می‌شوند. در یک مجموعه تحت تنش، نیروها و جابجایی‌ها در مرز ناپیوستگی‌ها، به وسیله یک دسته عملیات محاسباتی براساس حرکات بلوک‌ها، محاسبه می‌شوند.

در این روش برای ترک‌ها خصوصیات مکانیکی مشخصی تعریف شده و گسیختگی به صورت جابجایی بلوک‌ها رو هم و نه گسیختگی خود بلوک‌ها در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه، این روش برای شرایط مناسب است که جابجایی درزه‌ها و ترک‌ها، تغییر شکل بلوک را تحت تاثیر قرار می‌دهند.

### ۳-۱۰-۳-۴- نقاط قوت و ضعف روش المان مجزا

دقت زیاد عاملی شده است تا این روش برای تحلیل کیفی تغییرشکل‌ها و شکست سازه‌ها بسیار مفید باشد و شناخت و درک ارزشمندی نسبت به مکانیزم گسیختگی فراهم آورد. برخی از مزایای این روش را می‌توان به شکل زیر برشمرد:

أ) ایجاد قابلیت بررسی سینماتیکی

ب) امکان مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها نظیر درزه‌ها، ترک‌ها و تغییر جنس مصالح

ج) توانایی فوق‌العاده این روش در مقایسه با سایر روش‌ها، برای بررسی تغییرشکل‌های بزرگ یا جابجایی در طول زمان [۲۶].

با وجود مزایای این روش، نقاط ضعفی نیز برای آن مترتب می‌باشد. این نقاط ضعف را به‌طور خلاصه

می‌توان به‌صورت زیر برشمرد:

أ) در انتخاب پارامترهای لازم برای توصیف رفتار مواد باید دقت زیادی اعمال گردد؛ نیز پارامترهای دیگری مثل میرایی سیستم باید در نظر گرفته شوند.

ب) زمان محاسباتی لازم برای تجزیه و تحلیل ممکن است طولانی شود.

ج) اطلاعات مورد نیاز برای مدل‌سازی در این روش بسیار گسترده است؛ بنابراین اطلاعات کاملی از ویژگی‌های ناپیوستگی‌های منطقه مورد نیاز است که این امر همیشه به سادگی مقدور نمی‌باشد [۲۶].

از آنجا که توده سنگ یک محیط پیوسته نیست بنابراین رفتار آن‌ها بسیار وابسته به ناپیوستگی‌هایی

همچون گسل‌ها، درزه‌ها و صفحات لایه بندی<sup>۵</sup> شده است. به‌طور کلی، وجود و یا عدم وجود ناپیوستگی‌ها

---

<sup>۵</sup> bedding plane

تاثیر بسیاری بر پایداری شیب سنگی گذاشته و رفتار آن‌ها بسیار بر پایداری شیب‌ها موثر می‌باشد. تعدادی از محققان از روش مدل‌سازی عددی ناپیوسته برای تحلیل مسائل مربوط به پایداری شیب‌ها پرداخته‌اند [۲۹]. در میان آنها، اسکس<sup>۶</sup> و همکاران، به بررسی شیب طبیعی ساخته شده به روش عدی المان مجزا که توسط حفاری‌های انجام شده در پنجه آن ناپایدار شده بودند، پرداخت [۳۰]. ژانگ و همکاران مطالعه‌ای بر روی رفتار دینامیکی شیب سنگی<sup>۷</sup> در چین با استفاده از روش عدی المان مجزا پرداختند. آن‌ها به نتایج قابل قبولی بین مدل عددی و اندازه‌گیری‌های میدانی و ابزار دقیق به دست آمده از جابجایی‌های باقی مانده از شیب سنگی در مرحله حفاری دست یافتند [۳۱]. هیوز<sup>۸</sup> و همکاران، رویکرد روش المان مجزا در تحلیل رفتار مکانیکی توده سنگ در طول انتشار موج به دلیل وجود زمین لرزه یا انفجار سنگ بسیار کارآمد نشان دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که هر چند کدها و روش‌های پیوسته در شبیه‌سازی برخی از اثرات نیرو و ضربه زمین کاملاً مفید بوده است، اما آنها به اندازه کافی برای نشان دادن رفتار دینامیکی سنگ‌ها کافی نیستند [۳۳].

### ۳-۱۰-۴- روش‌های هیبریدی

هیچ روشی دارای برتری مطلق نسبت به روش دیگر نمی‌باشد؛ اما برخی کاستی‌های ذاتی یک روش را می‌توان با ترکیب مدل‌های گسسته- پیوسته جبران کرد که این شیوه اصطلاحاً هیبرید نام دارد. جینگ و همکاران (۱۹۸۴) یک برنامه کامپیوتری را ارائه کردند که در آن سنگ دور از منطقه با استفاده از روش المان مرزی بصورت پیوسته همسانگرد متقاطع مدل شده و سنگ قرار گرفته در میدان نزدیک بصورت مجموعه‌ای از بلوک‌های المان مجزا همراه با شکستگی‌های سنگی مدل شده است. این نوع هیبرید BEM-DEM در نشان داده شده است. رفتار پیچیده توده سنگ ناشی از شکستگی‌ها و رفتار

---

<sup>۶</sup> Easki

<sup>۷</sup> Georges Shiplock

<sup>۸</sup> Heuze

غیرخطی ماتریکس پهنه در همسایگی حفره را می‌توان به شکل مؤثری توسط یک DEM یا FEM که در درون یک مدل BEM ( برای پهنه دور با مواد دارای رفتار خطی و بدون شکستگی) جای داده شده است، مدل کرد. پایه علمی برای چنین طرح‌هایی این حقیقت است که شیب تغییرات، متغیرهای فیزیکی مانند تنش، جابجایی یا جریان، با فاصله گرفتن از پهنه حفاری شده به سرعت کاهش می‌یابد؛ بنابراین اگر که وجه مشترک میان پهنه‌های نزدیک مدل شده با FEM/DEM و پهنه‌های دور مدل شده با BEM به اندازه کافی از حفاری دور باشد، BEM بکار گرفته شده برای مدل ساختن اثرات پهنه دور بر نزدیک به اندازه مورد نیاز دقیق خواهد بود [۳۴].



شکل ۳-۵ مدل هیبرید، روش ترکیبی از دو یا چند روش عددی [۳۳].

جدول ۱-۳ کارهای گذشتگان در شیروانی‌های سنگی

ردیف	پژوهشگر	روش تحلیل	سایر موارد
۱	Bray et al., ۱۹۸۱	روش استریوگرافی	
۲	Varburton., ۱۹۸۱	تئوری بلوکی	تحلیل به‌روش برداری
۳	Goodman and Shi., ۱۹۸۵	تئوری بلوکی	تحلیل به‌روش گرافیکی
۴	Priest., ۱۹۹۳	روش استریوگرافی	
۵	Zhang et al., ۱۹۹۷	DEM	ساخت مدل عددی و صحت‌سنجی با اندازه‌گیری‌های میدانی و ابزار دقیق
۶	Benko and Stead., ۱۹۹۸	روش تفاضل محدود و المان مجزا	آنالیز برگشتی بر روی شیب سنگی با روش عددی
۷	Eask et al., ۱۹۹۹	DEM	مدل‌سازی شیروانی که توسط حفاری‌های انجام شده در پنجه آن ناپایدار شده بودند.

مدل سازی بهمن سنگی با کد نرم‌افزاری PFC-2D	DEM	Calvetti et al., ۲۰۰۰	۸
توسعه و تعمیم روش بلوک‌های کلیدی	تئوری بلوکی	Yarahmadi & Varde., ۲۰۰۳	۹
تحلیل دینامیکی شیروانی به کمک روش سه بعدی الاستو-پلاستیک اجزا محدود	روش المان محدود	Havenith., ۲۰۰۳	۱۰
تحلیل استاتیکی با روش عددی المان مجزا	DEM	Bhasin and Kaynia., ۲۰۰۴	۱۱
مدل سازی انفجار در شیب سنگی با کمک نرم‌افزار UDEC	DEM	Liu et al., ۲۰۰۴	۱۲
تحلیل دینامیکی شیروانی سنگی درزه‌دار	آنالیز تغییرشکل ناپیوسته	Hatzor et al., ۲۰۰۴	۱۳
استفاده از روش تعادل حدی برای مقایسه با روش کاهش مقاومت برشی در مدل‌های دوبعدی و سه‌بعدی	روش تعادل حدی	Cheng and Wei., ۲۰۰۶	۱۴
تحلیل دینامیکی سازه‌های زیرزمینی	تحلیل شبه‌استاتیکی	Liu and Shi., ۲۰۰۶	۱۵
مدل سازی با روش المان مجزا و مقایسه با روش تئوری بلوکی	تئوری بلوکی و روش المان مجزا	میبدی و همکاران، ۱۳۸۶	۱۶

تحلیل دینامیکی پایداری شیروانی سنگی	روش المان محدود	Li., ۲۰۰۷	۱۷
تحلیل دینامیکی به زلزله‌هایی با دوره برگشت ۱۰۰ و ۱۰۰۰ ساله	DEM/ Newmark	Kveldsvik et al., ۲۰۰۸	۱۸
مدل‌سازی دینامیکی به کمک نرم‌افزار FLAC	روش تفاضل محدود	Latha & Garaga., ۲۰۱۰	۱۹
تحلیل پایداری شیب لغزشی	روش المان محدود	Guo et al., ۲۰۱۱	۲۰
تحلیل استاتیکی و دینامیکی شیروانی‌های سنگی	روش المان محدود	Mousavi., ۲۰۱۱	۲۱
محاسبه ضریب اطمینان و سطح لغزش بحرانی	روش تعادل حدی و شبه‌استاتیک	Yaqun et al., ۲۰۱۳	۲۲
تحلیل لرزه‌ای، کاهش مقاومت توده‌سنگ و پایداری دینامیکی شیروانی سنگی	روش المان محدود	Xu et al., ۲۰۱۴	۲۳
مدلسازی انفجار در توده‌سنگ درزه‌دار	DEM	Heuze et al., ۲۰۱۴	۲۴







---

**فصل چهارم: توصیف و شبیه‌سازی  
ناپیوستگی‌ها**

---



## ۴- توصیف و شبیه‌سازی ناپیوستگی‌ها

### ۴-۱- مقدمه

توده‌سنگ<sup>۴۲</sup>، حجم بزرگی از سنگ شامل انواع ناپیوستگی<sup>۴۳</sup>ها است. رفتار مکانیکی و هیدرولیکی توده‌سنگ بستگی به مجموع رفتار سازنده‌های آن، یعنی سنگ سالم و ناپیوستگی‌ها دارد. عنوان ناپیوستگی به طور کلی شامل شکستگی‌ها<sup>۴۴</sup>، ترک‌ها<sup>۴۵</sup>، درزه‌ها<sup>۴۶</sup>، گسل‌ها، صفحات لایه‌بندی و دیگر سطوح ضعف<sup>۴۷</sup> می‌شود. در این میان، درزه‌ها متداول‌ترین نوع ناپیوستگی‌ها هستند. لذا در این تحقیق، از میان انواع ناپیوستگی‌های توده‌سنگ، تمرکز عمده بر روی درزه‌ها است و واژه‌های «درزه» و «ناپیوستگی» در این نوشتار بجز در مواردی که مشخصاً ذکر خواهد شد، معادل هم در نظر گرفته شده‌اند [۳۵].

مقاومت توده‌سنگ به عوامل مختلفی وابسته است که از آن جمله می‌توان به (۱) جنس توده‌سنگ، (۲) شبکه هندسی ناپیوستگی‌ها، (۳) ویژگی‌های مقاومتی ناپیوستگی‌ها، (۴) ویژگی‌های مکانیکی سنگ سالم، (۵) میدان تنش برجا و (۶) شرایط آب‌های زیرزمینی اشاره نمود. در بسیاری از کاربردهای مهندسی سنگ، ناپیوستگی‌ها عامل بحرانی در تعیین رفتار توده‌سنگ هستند. شبکه درزه‌های توده‌سنگ و ویژگی‌های هندسی آن از مهمترین عوامل تاثیرگذار بر رفتار مقاومتی توده‌سنگ به حساب می‌آیند [۳۵].

در مکانیک جامدات، محیط ایده‌آل محیطی پیوسته، هموژن و ایزوتروپ است. شواهد نشان می‌دهد که در محیط‌های سنگی این شرایط وجود نداشته و ناپیوستگی‌ها مهمترین عامل در بی‌نظمی و عدم امکان دسترسی به شرایط ایده‌آل می‌باشند. رفتار مکانیکی و هیدرولیکی توده‌سنگ بستگی به مجموع

---

<sup>۴۲</sup> Rock mass

<sup>۴۳</sup> Discontinuity

<sup>۴۴</sup> Fractures

<sup>۴۵</sup> Fissures

<sup>۴۶</sup> Joints

<sup>۴۷</sup> Weak planes

رفتار سازنده‌های آن، یعنی سنگ سالم و ناپیوستگی‌ها دارد. عنوان ناپیوستگی به طور کلی شامل شکستگی‌ها، ترک‌ها، درزه‌ها، گسل‌ها، صفحات لایه‌بندی و دیگر سطوح ضعیف می‌شود. در این میان، درزه‌ها متداول‌ترین نوع ناپیوستگی‌ها هستند و بحرانی‌ترین عامل در تعیین رفتار توده‌سنگ محسوب می‌شوند [۳۶، ۳۷].

پیش از این، برای برآورد ویژگی‌های توده‌سنگ، معمولاً از روش‌های تجربی با استفاده از اطلاعات محدود میدانی استفاده می‌شد. در این روش‌ها به دلیل دشواری بررسی عدم قطعیت‌های ذاتی ویژگی‌های هندسی درزه و در نظر گرفتن توزیع‌های آماری آنها، فقط مقادیر متوسط ویژگی‌ها در نظر گرفته می‌شد. برای غلبه بر این محدودیت، پارامترهای ناپیوستگی، شامل جهت، طول، فاصله‌داری و پایایی در محل اجرای سازه‌های سنگی اندازه‌گیری و ویژگی‌های تصادفی و آماری آن‌ها با استفاده از روش‌های مبتنی بر بهترین برازش تعیین گردید.

در این فصل پیشینه مطالعات ویژگی‌های هندسی ناپیوستگی‌ها از لحاظ تحلیل آماری و برازش توزیع‌های مناسب بر آنها، مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرند. از آنجا که در این تحقیق تحلیل دینامیکی شیروانی سنگی درزه دار است، این ویژگی هندسی درزه که تاکنون به دلیل دشواری اندازه‌گیری و مدل‌سازی آن‌ها کمتر مورد توجه واقع شده، با تفصیل بیشتری بررسی می‌شود. سپس مدل‌سازی تصادفی شبکه درزه‌ها که شیوه مدل‌سازی هندسی موردنظر در این تحقیق است به تفصیل از لحاظ پیشینه موضوع مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. در این مدل‌ها، توده‌سنگ به صورت اجتماعی از ناپیوستگی‌ها با توزیع‌های آماری‌ای که نشان‌دهنده طبیعت تصادفی شبکه ناپیوستگی‌های واقعی هستند، تعریف می‌شود.

## ۴-۲- توزیع‌های آماری ویژگی‌های هندسی درزه

طبیعت ناهمگن و تصادفی بودن خواص شکستگی‌های موجود در توده‌سنگ، لزوم استفاده از تحلیل‌های آماری را نشان می‌دهد. از طرفی ماهیت تصادفی هر ویژگی هندسی درزه اثر مهمی بر

مقاومت توده‌سنگ دارد.

اولین مرحله در فرآیند مدل‌سازی، جمع‌آوری اطلاعات ناپیوستگی برای تحلیل‌های آماری است. اطلاعات ناپیوستگی‌ها از اندازه‌گیری‌های میدانی بدست می‌آیند. برای این منظور، می‌توان از روش‌های پیمایش متداول شامل روش برداشت خطی و روش برداشت پنجره‌های رخنمون‌های سنگی یا سطوح استخراج شده، استفاده نمود [۳۸]. پیشرفت‌های چشمگیر در جمع‌آوری و روش‌های پردازش اطلاعات در سال‌های اخیر این امکان را فراهم نموده که بتوان حجم زیادی از اطلاعات با کیفیت بالا را از سطوح سنگی نمایان بدست آورد. لذا این امکان فراهم می‌شود که بر اساس اطلاعات آماری جمع‌آوری شده، مقادیر مشخصه‌های آماری و توابع چگالی احتمال ویژگی‌های هندسی درزه‌ها با کیفیت بهتری تعیین شوند. از ویژگی‌های هندسی ناپیوستگی‌ها که بر خواص مهندسی توده‌سنگ اثرگذار هستند می‌توان به جهت‌داری، فاصله‌داری، شدت و طول اثر<sup>۴۸</sup> و پایایی اشاره نمود. در این بخش، روابط آماری حاکم بر مشخصات هندسی مذکور بحث و بررسی می‌شود.

#### ۴-۲-۱- جهت‌داری (امتداد و شیب)

جهت عبارت است از وضع درزه‌ها در فضا و با جهت شیب (آزیموت) و شیب خط بزرگترین شیب در صفحه درزه تعریف می‌شود. شیب نسبت به افق و جهت شیب در جهت عقربه‌های ساعت، نسبت به شمال واقعی اندازه‌گیری شود. جهت یافتگی درزه‌ها دارای دو مولفه جهت شیب و زاویه شیب است. این دو مولفه به صورت مستقل و با توجه به تابع توزیع آماری خود تولید می‌شوند. تحقیقات نشان داده است که جهت شیب از توزیع یکنواخت و زاویه شیب از توزیع فیشر به دلیل دارا بودن ویژگی ساده و انعطاف پذیر، پیروی می‌کند [۳۹].

جهت‌داری ناپیوستگی‌ها از توزیع فیشر تبعیت می‌کند که این توزیع دارای پارامتری به نام ضریب فیشر می‌باشد. در واقع ضریب فیشر میزان پراکندگی داده‌های مربوط به جهت‌داری را نسبت به میانگین

---

<sup>۴۸</sup> Trace Lenght

آنها تعیین می‌کند. از این رو، هرچه قدر مقدار این ضریب بیشتر باشد جهت‌داری ناپیوستگی‌های بیشتری به میانگین داده‌های جهت‌داری نزدیک می‌شود و بالعکس با کم شدن این ضریب، سبب ایجاد پراکندگی بیشتری در جهت‌داری ناپیوستگی‌ها می‌شود. با کاهش ضریب فیشر پراکندگی جهت‌دار افزایش می‌یابد و ناپیوستگی‌های یک دسته از حالت موازی بودن فاصله می‌گیرند در نتیجه احتمال اینکه وضعیت‌هایی در ناپیوستگی‌ها ایجاد شود که به موجب آن برخوردی بین آنها رخ دهد، افزایش می‌یابد. در حالی که با افزایش ضریب فیشر ناپیوستگی‌ها به سمت موازی شدن با یکدیگر پیش می‌روند و این امر سبب کاهش اتصال بین آنها می‌شود [۳۹].

فیشر فرض نمود احتمال،  $P(\theta)$ ، اینکه مقدار جهت تصادفی انتخاب شده از جمعیت مقادیر جهت، زاویه ای بین  $\theta$  و  $\theta + d\theta$  با جهت درست داشته باشد، به صورت زیر است:

$$P(\theta) = \eta e^{K \cos \theta} d\theta \quad (1-4)$$

که در آن  $K$  ثابتی است که کنترل کننده شکل توزیع است و  $\eta$  متغیری است که به صورت زیر محاسبه می‌شود.

با فرض اینکه مجموع تمام مقادیر ممکن  $P(\theta)$  برابر یک شود، توزیع چگالی احتمال به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\eta = \frac{K \sin \theta}{e^K - e^{-K}} \quad (2-4)$$

$$f(\theta) = \frac{K \sin \theta e^{K \cos \theta}}{e^K - e^{-K}} \quad (3-4)$$

در این تابع پارامتر  $K$  ضریب تمرکز اطراف مقدار میانگین زاویه داری هر دسته درزه را نشان می‌دهد. به طوریکه هر چه مقدار این ضریب بیشتر باشد، درزه‌ها از تمرکز بیشتری برخوردارند. فیشر نشان داد که از یک نمونه به تعداد زیاد  $M$  از بردارهای واحد که اندازه بردار منتهی آن  $|r_n|$  است، مقدار  $K$  به صورت زیر به دست می‌آید [۳۹].

توزیع فیشر مدلی با ارزش برای اطلاعات شیب ناپیوستگی است. توزیع فیشر، توزیعی متقارن است و لذا برای اطلاعات نامتقارن فقط مقداری تقریبی را بدست می‌دهد. برخی محققین مدل‌هایی مانند توزیع بینگهام را به عنوان جایگزین برای توزیع فیشر معرفی نمودند. این توزیع برازش‌های بهتری برای اطلاعات نامتقارن ارائه می‌کند. چنین مدل‌هایی نسبت به مدل فیشر پیچیده‌تر هستند [۴۰].

$$K = \frac{M-l}{M-|r_n|} \quad (۴-۴)$$

#### ۴-۲-۲- پایایی

پایایی به صورت گسترش یا اندازه واقعی ناپیوستگی در طول صفحه‌ی آن تعریف می‌شود. از روی پایایی می‌توان معیاری از گسترش فضایی ناپیوستگی در سنگ بدست آورد. پایایی ناپیوستگی در سنگ متراکم و سخت یا منتهی شدن به ناپیوستگی‌های دیگر، مقدار پایایی را کاهش می‌دهد.

پایایی ناپیوستگی در میان سایر پارامترهای هندسی آن دارای بیشترین تاثیر بر مقاومت توده‌سنگ است [۴۰]. حضور درزه‌های ناپیوسته اثر مهمی بر روی ویژگی‌ها و رفتار توده‌سنگ دارد و باید به دقت برای تعیین ویژگی‌های مهندسی توده سنگ در نظر گرفته شوند. پل‌های سنگی واقع در بین صفحه‌های درزه، اساساً باعث افزایش مقاومت توده‌سنگ می‌شوند. مقاومت برشی موجود بر روی پل سنگی بین ناپیوستگی‌ها حداقل دو برابر بزرگتر از مقاومت برشی موجود بر روی ناپیوستگی‌ها است [۴۰]. اهمیت پل‌های سنگی و درزه‌های ناپایا بر روی پایداری شیب‌های سنگی توسط انشتین و همکاران در سال ۱۹۸۳ [۴۰] جویرگ<sup>۴۹</sup> در سال ۱۹۹۶ [۴۱] و نیکل و همکاران در سال ۲۰۰۲ [۴۲] مطالعه شده و همچنین اثر پل‌های سنگی بر ویژگی‌های مقاومتی توده‌سنگ‌ها نیز توسط چند محقق دیگر بحث شده است [۴۳]. پایایی درزه، به عنوان کنترل‌کننده‌ای بحرانی، تعیین می‌کند که آیا در توده‌سنگ بلوک‌های سه‌بعدی کامل تشکیل می‌شود و یا اینکه تعدادی از بلوک‌های ناقص متشکل از پل‌های سنگی که از

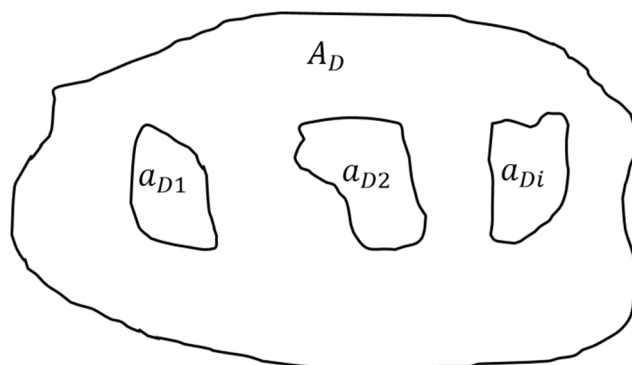
<sup>۴۹</sup> Sjöberg

شکل‌گیری بلوک‌های کامل جلوگیری می‌کنند، ایجاد می‌شود. به عبارت دیگر، اندازه بلوک‌هایی که در داخل توده‌سنگ تشکیل می‌شود توسط پایایی درزه کنترل می‌شود. همچنین در طراحی‌های مهندسی، اندازه نسبی درزه‌ها در ارتباط با اندازه حفاری، عاملی بحرانی است [۴۴].

مقدار پایایی (K) می‌تواند به شکل حدی به صورت زیر بیان شود:

$$K = \lim_{A \rightarrow \infty} \frac{\sum aD_i}{A_D} \quad (۵-۴)$$

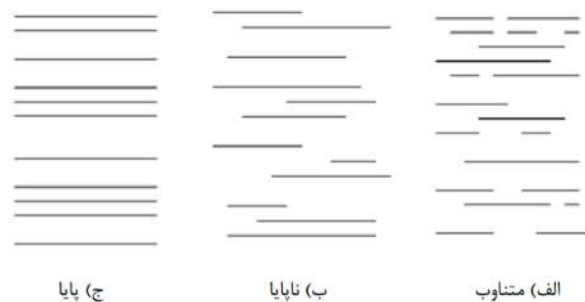
که در آن  $D$  ناحیه ای از صفحه درزه با مساحت  $A_D$  و  $aD_i$  مساحت  $i$  امین ناپیوستگی (معمولا از نوع درزه) در  $D$  است (شکل ۴-۱)



شکل ۴-۱ تعریف پایایی درزه به صورت نسبت سطح [۴۵].

هادسون و پریست در سال ۱۹۸۳ بیان نمودند که سه نوع پایایی می‌تواند تعریف شود: درزه‌های متناوب شکل ۴-۲(الف)، درزه‌های ناپایا شکل ۴-۲(ب) و درزه‌های پایا که در شکل ۴-۲(پ) نشان داده شده است. از نقطه نظر عملی به نظر می‌رسد که درزه‌های متناوب از لحاظ زمین‌شناسی غیر محتمل هستند. همچنین درزه‌های پایا، ویژگی‌ای است که با شرایط واقعی و طبیعی توده سنگ تطابق ندارد. بهترین حالت در نظر گرفتن ویژگی پایایی درزه‌های توده‌سنگ، به صورت درزه‌های ناپایا نشان داده شده در شکل ۴-۲(ب) است [۴۵].

مساله اصلی در ارتباط با پایایی، مشکل اندازه‌گیری میزان گسترش آن است؛ زیرا برداشت مستقیم ناپیوستگی‌ها در داخل سنگ امکان‌پذیر نیست. در نتیجه، اغلب روش محافظه‌کارانه‌ی فرض پایایی کامل در نظر گرفته می‌شود. این درحالی است که احتمال پایایی کامل (گسترش بینهایت) ناپیوستگی، در شرایط میدانی بسیار پایین است. انشتین و همکاران در سال ۱۹۸۳ بیان نمودند که پایایی فقط می‌تواند به طور تقریبی از طریق اندازه‌گیری طول اثر ناپیوستگی بر روی سطوح آشکار سنگ برآورد شود. از طرفی پارک<sup>۵۰</sup> و همکاران بیان نمودند که دلیل اینکه هر درزه در هر دسته درزه دارای مقادیر پایایی متفاوت و نامشخص است، ویژگی پایایی باید بصورت متغیر تصادفی در نظر گرفته شود [۴۵].



شکل ۴-۲ انواع پایایی [۳۹].

#### ۴-۲-۳ - فاصله داری

فاصله داری عبارت است از فاصله عمودی مابین دو ناپیوستگی مجاور متعلق به یک سری. فاصله داری ناپیوستگی‌ها از عوامل مهم تعیین کننده اندازه تک بلوک سنگ سالم است. نسبت فاصله داری ناپیوستگی‌ها به ابعاد فضای حفر شده بر مکانیزم تغییر شکل و گسیختگی سنگ تاثیر می‌گذارد. همچنین قابلیت حفاری، خواص خردشوندگی و نفوذ پذیری توده سنگ به فاصله داری ناپیوستگی‌ها وابسته است.

بر اساس اندازه گیری‌های میدانی، پرست و هادسون بیان نمودند که توزیع فاصله داری ناپیوستگی برای انواع گوناگون سنگ‌های رسوبی می‌تواند با توزیع چگالی احتمال نمایی منفی مدل شود. این

<sup>۵۰</sup> Park



توزیع فاصله داری به صورت زیر است [۴۶].

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (۶-۴)$$

که در آن  $f(x)$  تکرار فاصله داری ناپیوستگی،  $x$  و  $\lambda$  تعداد متوسط ناپیوستگی ها در هر متر است.

#### ۴-۲-۴- شدت

شدت ناپیوستگی های سنگ در اصل اندازه ای از تعداد ناپیوستگی ها بر واحد توده سنگ است که در آن واحد توده سنگ، می تواند حجم، مساحت و یا طول باشد. شدت درزه در دو بعد،  $P_{۲۱}$ ، به عنوان طول کلی درزه در داخل مساحت داده شده تعریف می شود  $P_{۲۱}$  مستقل از مقیاس است اما با جهت صفحه ای که اندازه گیری بر روی آن انجام می شود، تغییر می کند  $P_{۲۱}$ ، تعداد دسته درزه ها، پایایی درزه و تعداد درزه های موجود را در نظر می گیرد. پارامتر سه بعدی شدت درزه  $P_{۳۲}$ ، به صورت مساحت کلی سطح درزه بر واحد حجم تعریف می شود. این پارامتر مانند  $P_{۲۱}$  مستقل از مقیاس است و به عنوان پارامتری حجمی، همچنین مستقل از جهت نیز است.

ژانگ و انیشتین در سال ۲۰۰۰ رابطه زیر را برای محاسبه به صورت زیر پیشنهاد نمودند [۴۷]:

$$p_{32} = \frac{N_T E(A)}{V} \quad (۷-۴)$$

که در آن  $N_T$  تعداد کلی درزه های برداشت شده،  $E(A)$  مساحت متوسط درزه محاسبه شده و  $V$  حجم واحد (می تواند ۱ متر مکعب در نظر گرفته شود)، است.





---

**فصل پنجم: مدل سازی و تولید  
احتمالاتی درزه‌ها**

---



## ۵- مدل سازی و تولید احتمالاتی درزه‌ها

### ۵-۱- مقدمه

تعریف دقیق ساختار توده‌سنگ نقطه شروع بهتری را برای مدل سازی و تعیین مقاومت توده‌سنگ فراهم می‌کند. برای مدل سازی دقیق توده‌سنگ، باید جانمایی درزه‌ها در داخل مدل به گونه‌ای باشد که توزیع درزه‌ها تا حد امکان مشابه توزیع ناپیوستگی‌های موجود در توده‌سنگ واقعی باشد [۳۵] از آنجا که توده‌سنگ از مواد طبیعی ناهمگن<sup>۵۱</sup> و ناهمسانگرد<sup>۵۲</sup> تشکیل شده است، ممکن است ویژگی‌های هندسی درزه‌ها از جمله جهت<sup>۵۳</sup>، پایایی<sup>۵۴</sup> و فاصله‌داری<sup>۵۵</sup> دارای مقادیری پراکنده در توده‌سنگ باشند. بنابراین لازم است ماهیتی تصادفی برای ویژگی‌های مورد نظر در نظر گرفته شود و در مدل سازی توده‌سنگ بکار رود. یکی از توانمندترین روش‌های شبیه‌سازی ماهیت تصادفی ویژگی‌های هندسی درزه‌ها، مدل سازی تصادفی سه بعدی<sup>۵۶</sup> شبکه درزه‌های مجزا (DFN<sup>۵۷</sup>) است. مدل های تصادفی شبکه درزه، طبیعت ناهمگن توده‌سنگ‌های درزه‌دار را با استفاده از نمایش سه‌بعدی شبکه درزه به صورت عناصری گسسته، با خصوصیات هندسی و ویژگی‌هایی که به طور آماری تعریف شده‌اند، ارائه می‌دهد.

فرآیند مدل سازی تصادفی شامل سه مرحله اصلی آنالیز اطلاعات، ساخت مدل و اعتبارسنجی است. مدل های تصادفی به عنوان ابزاری قدرتمند برای ارزیابی سیستم‌های درزه بر اساس اطلاعات ساختاری هستند. در این بخش، مدل سه بعدی هندسی-تصادفی توده‌سنگ اطراف تونل انحراف در سایت سد و نیروگاه رودبار لرستان با استفاده از DFN-FRAC<sup>۳D</sup>، تهیه می‌گردد. لازم به ذکر است، توصیف ویژگی‌های آماری توده‌سنگ‌های درزه‌دار توسط عملیات میدانی، به طور ضعیفی مستندسازی

<sup>۵۱</sup> Non-homogeneous

<sup>۵۲</sup> Anisotropic

<sup>۵۳</sup> Orientation

<sup>۵۴</sup> Persistence

<sup>۵۵</sup> Spacing

<sup>۵۶</sup> ۳D stochastic modeling

<sup>۵۷</sup> Discrete fracture network

شده است. لذا مطالعه حاضر، از این لحاظ نیز اطلاعات ارزشمندی را در اختیار می‌گذارد.

## ۵-۲- موقعیت و زمین شناسی منطقه سد رودبار لرستان

محل پروژه سد و نیروگاه رودبار لرستان در استان لرستان و در فاصله حدود ۱۰۰ کیلومتری جنوب شهرستان الیگودرز و در مسیر رودخانه رودبار قرار دارد (شکل ۵-۱) گستره مورد بررسی در پهنه زاگرس شمالی یا زاگرس بلند واقع شده که از جنوب غرب به نوار چین خرده زاگرس و از شمال شرق به گسله اصلی واژگون زاگرس و پهنه سنندج - سیرجان محدود گردیده است. به لحاظ توپوگرافی، متوسط ارتفاع منطقه در حدود ۱۷۵۰ متر و دارای آب و هوای سرد و کوهستانی است.

در منطقه مورد مطالعه مهمترین واحدهای دارای رخنمون شامل سازندهای آهکی- دولومیتی دالان و سروک متعلق به دوره پرمین، سازندهای هرمز و میلا دارای لیتولوژی شیل و مارن متعلق به دوره کامبرین، سازند گرو با لیتولوژی آهک مارنی و مارن متعلق به دوره کرتاسه و سازند بختیاری عمدتاً متشکل از کنگلومرا متعلق به دوره پلیوسن هستند. روند کلی ساختار زمین‌شناسی منطقه N۱۳۰E تا N۱۴۰E است که با روند زاگرس هم‌خوانی دارد. توده‌سنگ‌های دربرگیرنده سد به طور عمده از جنس کربناته، با تخلخل پایین، وزن مخصوص نسبی حدود ۷/۲ و دارای لایه‌بندی هستند. ضخامت لایه‌ها بسیار متفاوت بوده و از نازک لایه تا توده‌ای را شامل می‌شوند.

از نقطه نظر شاخص کیفی سنگ (RQD) بر مبنای حفاری‌های اکتشافی صورت پذیرفته، توده‌سنگ شرایط مطلوبی نداشته و میانگین ارائه شده کیفیت متوسط تا بد را نشان می‌دهد. همچنین بر اساس رده‌بندی RMR کیفیت توده‌سنگ متوسط ارزیابی شده است [۴۸].



شکل ۵-۱ موقعیت سد رودبار لرستان [۴۸].

### ۵-۳- مطالعات میدانی و جمع‌آوری اطلاعات لازم

اولین مرحله در فرآیند مدل‌سازی هندسی جمع‌آوری اطلاعات ناپیوستگی‌ها برای تحلیل‌های آماری است. به طور معمول، ویژگی‌های هندسی درزه‌ها با استفاده از پیمایش درزه‌ها در طول سطوح نمایان سنگی از طریق روش‌های پیمایش خطی یا پنجره‌ای تعیین می‌شوند. در این تحقیق از روش برداشت خطی استفاده شده است. در این روش ویژگی‌های تمامی درزه‌هایی که خط برداشت را قطع می‌کنند، اندازه‌گیری می‌شوند. در روش برداشت خطی سطوح مسطح تمیز سنگی به گونه‌ای انتخاب می‌شود که در برابر اندازه و داری ناپیوستگی‌ها بزرگ باشد. در این روش باید رخنمون شامل ۱۵۰ تا ۳۰۰ ناپیوستگی بوده و حداقل باید یک انتها از ۵۰ درصد آنها قابل مشاهده باشد.

برای دستیابی به دیدی درست از درزه‌های برداشت شده لازم است درزه‌ها به سه گروه تقسیم شوند.

(ا) درزه‌هایی که هر دو انتهای آنها دیده می‌شود (n).

(ب) درزه‌هایی که فقط یک انتهای آنها دیده می‌شود (m).

ج) درزه‌هایی که هیچ یک از دو انتهای آنها دیده نمی‌شود (p).

سپس ضرایب  $R_0$ ،  $R_1$ ،  $R_2$  برای نشان دادن وضعیت پایان‌یابی درزه‌های گروه‌های ۱، ۲ و ۳ مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود

$$R_0 = P / (p + m + n)$$

$$R_1 = m / (p + m + n) \quad (1-5)$$

$$R_2 = n / (p + m + n)$$

در این پایان‌نامه همانطور که در شکل ۵-۲ مشاهده می‌نمایید، شیروانی سنگی مشرف به سد و نیروگاه رودبار لرستان برای برداشت درزه‌ها انتخاب شده است. در کل تعداد ۱۶۷ درزه برداشت شده است. مشخصات درزه‌ها بر روی سطح نمایان سنگی در طول خط برداشت، با استفاده از نوار اندازه‌گیری ۵۰ متری اندازه‌گیری شده است. در جدول ۵-۱ خلاصه‌ای از درزه‌های برداشتی از رخنمون ارایه شده است.

عدم توانایی ثبت درزه‌هایی که طول آن‌ها از حد اندازه‌گیری کوچکتر است به عنوان خطای فرو اندازه<sup>۵۸</sup> معرفی شده است. همچنین درزه‌هایی که طول آنها به دلیل محدود بودن رخنمون سنگی دیده نمی‌شود، به عنوان خطای فرا اندازه<sup>۵۹</sup> شناخته شده است. تاثیر خطای فرواندازه را با کاهش سطح اندازه در موقع برداشت درزه، می‌توان کاهش داد. در این تحقیق طول ۰٫۱ متر برای حد پایین اندازه انتخاب شده است. رخنمون‌های سنگی انتخاب شده نیز دارای اندازه نسبتاً بزرگ در برابر اندازه درزه‌های موجود هستند، پس خطای فرو اندازه مد نظر قرار نمی‌گیرد. همچنین از آنجا که درصد درزه‌هایی که هر دو انتهای آنها قابل مشاهده است، یعنی پایان‌یابی  $R_2$ ، بسیار بیشتر از دو حالت دیگر ( $R_1$  و  $R_0$ ) است،

---

<sup>۵۸</sup> Truncation  
<sup>۵۹</sup> Censoring

می‌توان در این مورد مطالعاتی از خطای فراندازه نیز چشم‌پوشی کرد [۴۹].



شکل ۳-۵ سطح نمایان سنگی و خط برداشت [۴۹].

شکل ۲-۵ شیروانی سنگی مشرف به سد [۴۹].

جدول ۱-۵ خلاصه درزه‌های برداشت شده [۴۹]

نوع سنگ	تعداد درزه‌ها	نوع قطع شدگی (%)			طول اثر متوسط (m)
		$R_2$	$R_1$	$R.$	
آهکی-دولومیتی	۱۶۷	۷۴	۲۲	۴	۱,۲

#### ۴-۵ - تحلیل آماری و ویژگی‌های هندسی شبکه درزه‌های برداشت شده

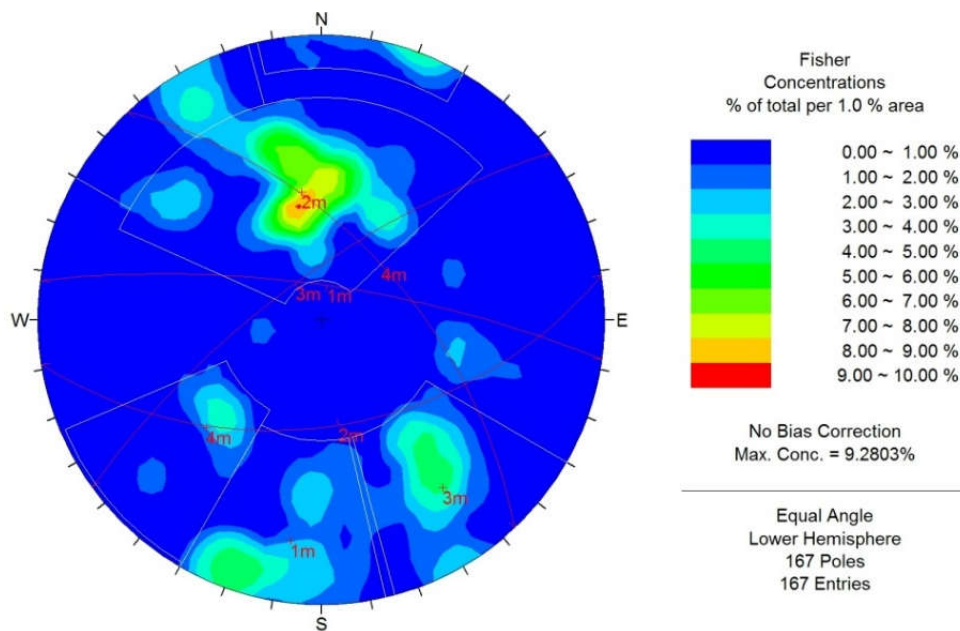
با تفکیک هر دسته درزه و جداسازی ویژگی‌های درزه‌های مربوط به آن از جمله شیب، جهت شیب، فاصله‌داری و طول، اطلاعات لازم برای مطالعات آماری فراهم می‌گردد.

#### الف- توزیع جهات درزه

در ناحیه مورد مطالعه، شیب و جهت شیب درزه‌ها در توده‌سنگ آهک دولومیتی برداشت شده است. جهات درزه‌ها با استفاده از نرم‌افزار تجاری Dips بر اساس تصویر استریوگرافی ناحیه‌های معادل



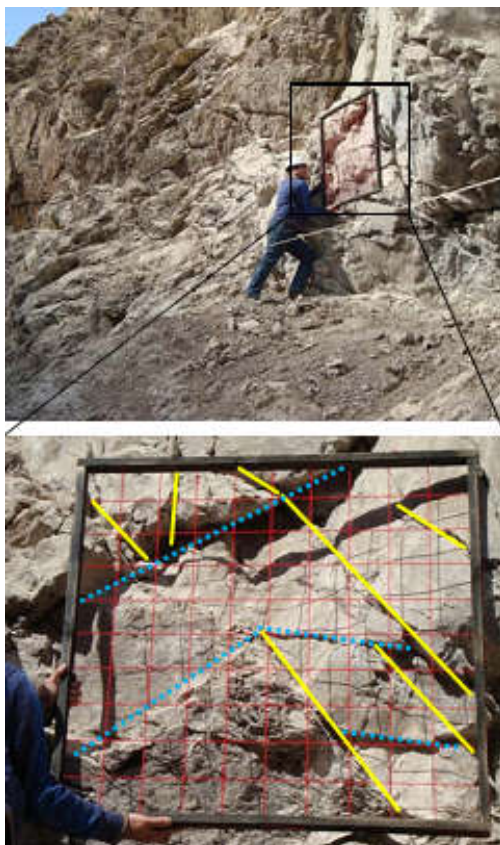
پردازش شده و دسته درزه‌های اصلی برای آهک دولومیتی مشخص شده‌اند (شکل ۴-۵). تحقیقات قبلی نشان داده است که جهت شیب از توزیع یکنواخت و زاویه شیب از توزیع فیشر پیروی می‌کند. در این رساله نیز، این توزیع‌ها برای جهت درزه بکار برده شده است. ثابت فیشر برای هر دسته درزه با استفاده از نرم‌افزار Dips محاسبه شده و در جدول ۲-۵ نشان داده شده است.



شکل ۴-۵ جدایش دسته درزه‌ها در شبکه اشمیت

## ب- شدت درزه

مقدار چگالی حجمی درزه از مقادیر چگالی سطحی برداشت شده بدست آمده است. در این تحقیق، درزه‌ها با استفاده از یک چارچوب ۱ متر مربعی دارای شبکه مش‌بندی ۱۰ سانتیمتر مربعی شمارش شده‌اند و تعداد کلی درزه‌های شمارش شده به عنوان چگالی درزه تعریف شده است (شکل ۵-۵). با استفاده از اندازه‌گیری‌های میدانی انجام شده و کاربرد رابطه‌های مقادیر مساحت متوسط درزه، قطر متوسط درزه و برای هر دسته درزه بطور جداگانه محاسبه شده است (شکل ۵-۵).



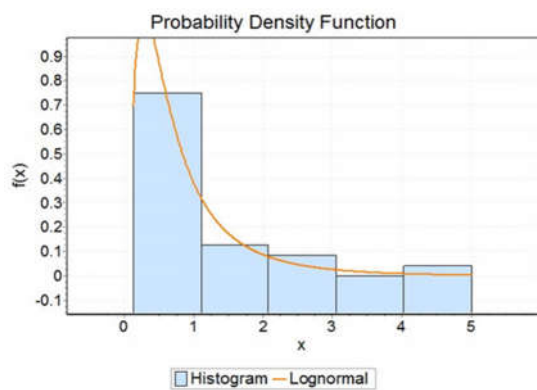
شکل ۵-۵ اندازه گیری شدت درزه [۴۹].

### ج- توزیع فاصله‌داری

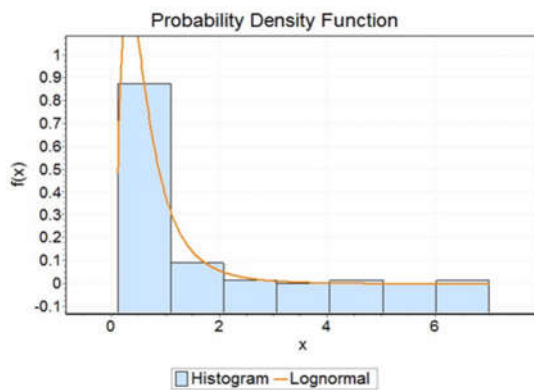
بر اساس پیشینه مطالعات انجام شده، تابع توزیع چگالی احتمال نمایی منفی می‌تواند برای توزیع فاصله‌داری ناپیوستگی‌ها بکار برده‌شود. بر این اساس، در این تحقیق نیز، توزیع نمایی منفی برای فاصله‌داری بکار برده شده‌است.

### د- توزیع پایایی

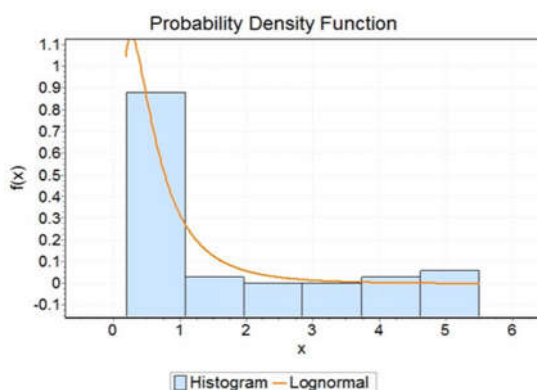
به طور معمول برای توزیع پایایی درزه، سه تابع نمایی منفی، لاگ‌نرمال و گاما بکار برده می‌شوند. توابع توزیع برازش شده بر طول درزه‌ها در هر دسته درزه، در شکل ۵-۶ نشان داده شده و مشخصات این توابع در جدول ۲-۵ بیان شده‌است.



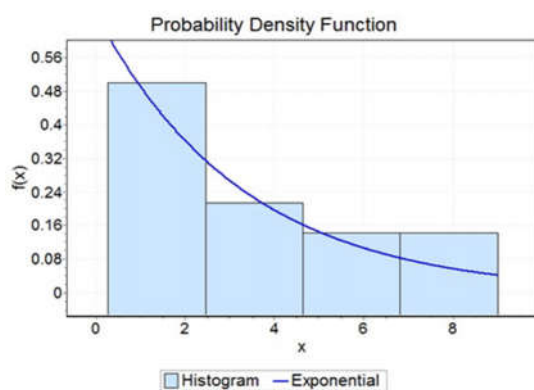
(



(



(



(

شکل ۵-۶ توابع توزیع برازش شده بر طول درزه‌ها [۴۹].

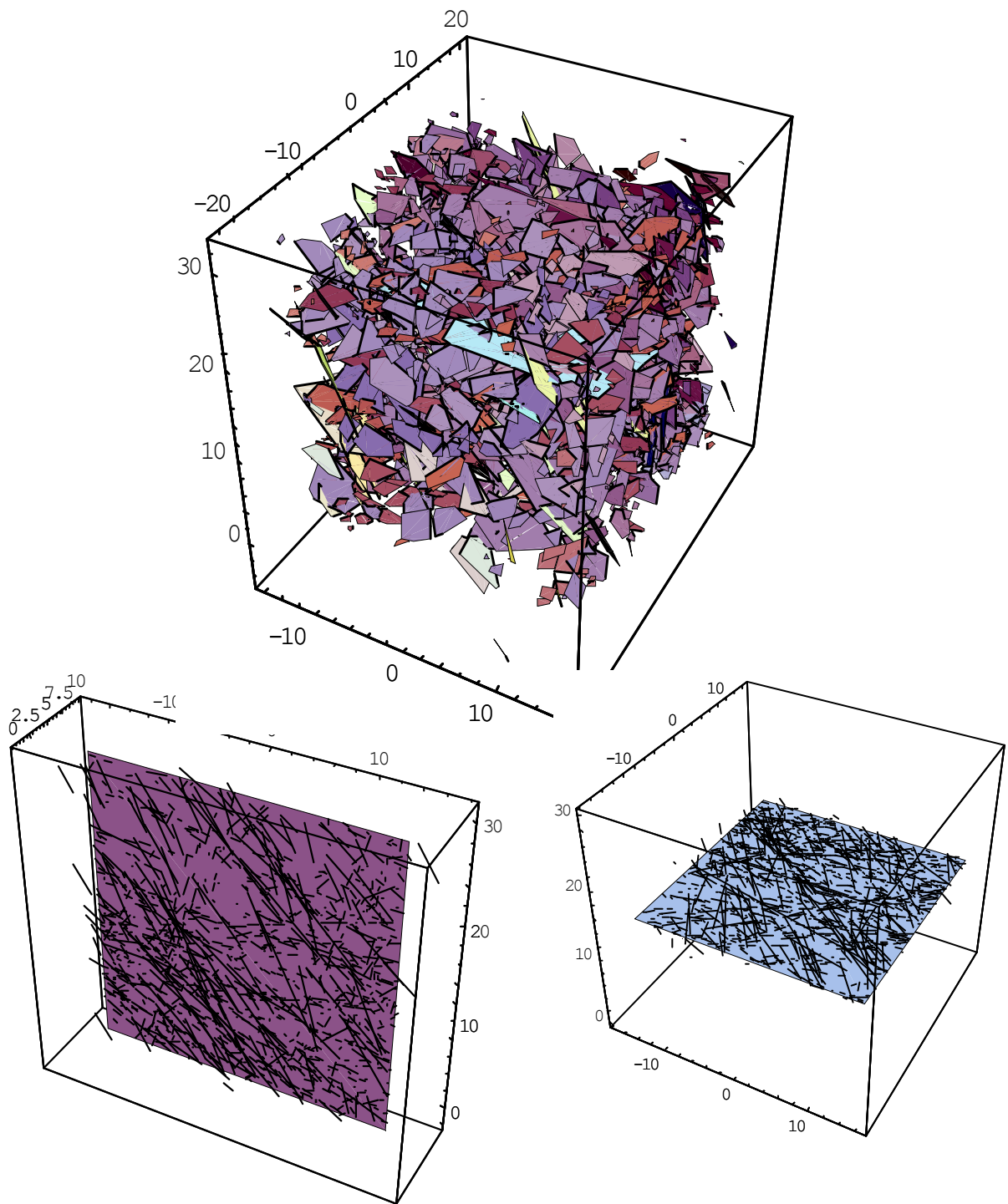
جدول ۵-۲ پارامترهای هندسی دسته درزه‌های برداشت شده [۴۹]

پارامترهای توزیع طول					چگالی $P_{۲۲}$ ( $m^{-1}$ )	ثابت توزیع فیشر (K)	جهت دسته درزه (Dip/DDir)
انحراف استاندارد	میانگین	پارامتر موقعیت ( $\mu$ )	پارامتر مقیاس ( $\sigma$ )	تابع توزیع			
۱,۰۹	۰,۹۲	-۰,۴۹۴	۰,۸۶۲	لاگ‌نرمال	۰,۰۵	۲۳,۹۹	۱- (۷۶/۰۰۸)
۰,۹۲	۰,۷۶	-۰,۵۸۳	۰,۷۲۷	لاگ‌نرمال	۰,۳	۱۵,۲۵	۲- (۴۹/۱۷۱)
۱,۳۲	۰,۸۷	-۰,۶۳۸	۰,۸۲۳	لاگ‌نرمال	۰,۱۵	۱۹,۶۷	۳- (۷۲/۳۲۴)
۲,۷۰	۳,۲۸	$\gamma=۰,۸۲۳$		نمایی	۰,۵۲	۳۶,۳۵	۴- (۵۸/۰۴۷)

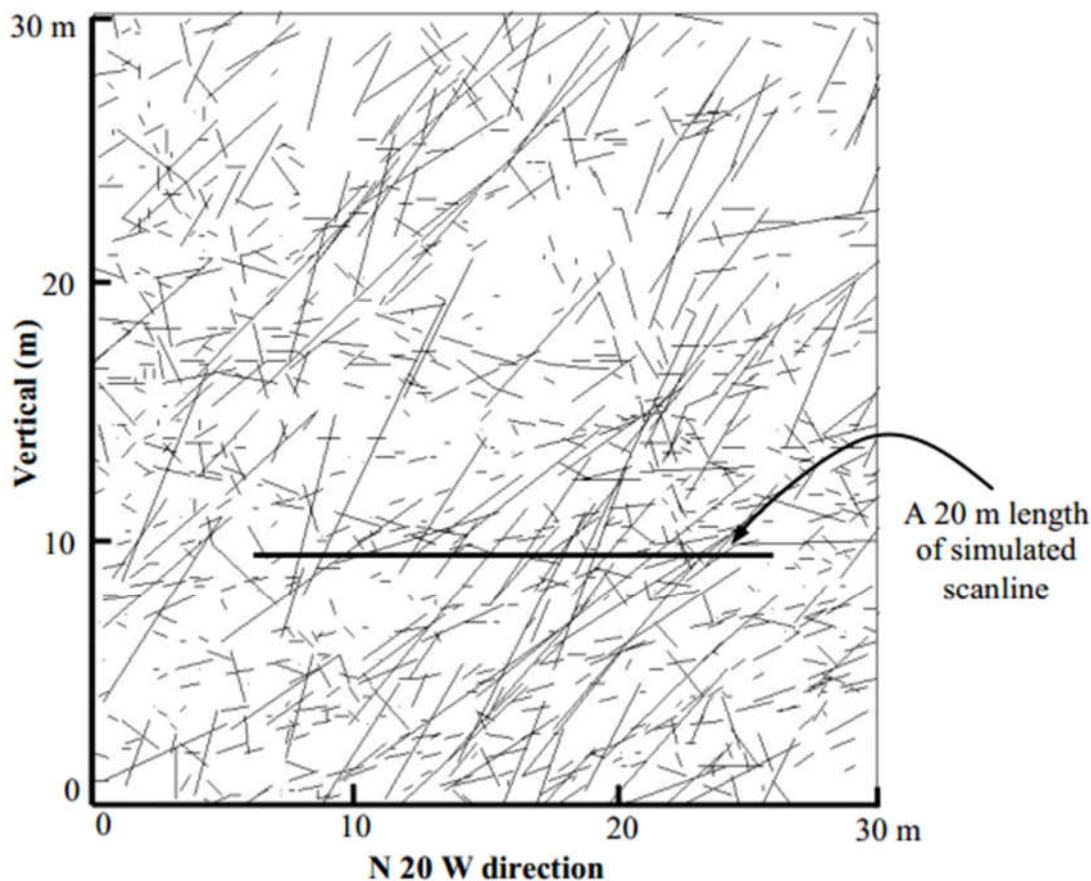
## ۵-۵- تولید شبکه درزه و اعتبارسنجی

برنامه کامپیوتری<sup>۳D</sup> DFN-FRAC برای مدل‌سازی هندسی- تصادفی توده‌سنگ شیروانی سمت راست و مشرف به سد و نیروگاه رودبار لرستان بکار برده شده است. در شکل ۵-۷ شبکه درزه‌ی شبیه‌سازی شده، بر اساس برنامه تصادفی سه‌بعدی توسعه داده شده و با استفاده از پارامترهای آماری بیان شده در جدول ۵-۲ متشکل از ۴۵۲۹۷ درزه در محدوده‌ای به ابعاد  $30 \times 30 \times 30$  مترمکعب نشان داده شده است.

مساله مهم این است که آیا سیستم درزه‌های تولید شده نماینده شرایط میدانی مشاهده شده است یا خیر. فراوانی درزه که از پیمایش خط برداشت اندازه‌گیری می‌شود را می‌توان برای اعتبارسنجی مدل DFN با استفاده از فرآیند سعی و خطا بکار برد. در این روش با پیمایش خط برداشت گذرنده از خطوط اثر شبیه‌سازی شده در مدل DFN ( به همان شیوهی پیمایش برجا)، فراوانی درزه اندازه‌گیری می‌شود. تولید مدل‌های DFN تا زمانی که فراوانی درزه مشاهده شده در طول یک و یا تعداد بیشتری خط برداشت به مقدار مورد نظر و یا به مقدار مشاهده شده در توده‌سنگ واقعی نزدیک شود، ادامه می‌یابد. در این شرایط، توده‌سنگ اعتبارسنجی شده به عنوان نماینده محتمل سیستم درزه برجا پذیرفته می‌شود. از آنجا که مدل‌های سیستم درزه بر اساس تولید تصادفی است، سیستم درزه پذیرفته شده، تنها یکی از سیستم‌های محتمل بسیار است. برای اعتبارسنجی مدل شبکه درزه ارایه شده در شکل ۵-۷، مقطعی عمودی از این مدل برای آزمایش تطابق بین فراوانی‌های درزه شبیه‌سازی شده و برداشت شده تهیه شده که در شکل ۵-۸ نشان داده شده است



شکل ۷-۵ شبکه درزه تصادفی شبیه‌سازی شده شیروانی مشرف به سد



شکل ۵-۸ اثرات درزه به دست آمده از تولید درزه بر روی پنجره مربعی عمودی ۳۰ متری دارای امتداد رخنمون و واقع در میانه مدل [۴۹].

طول ۲۰ متر از خط برداشت واقعی در شکل ۵-۸ شبیه سازی شده است. فراوانی درزه یک بعدی در این خط برداشت شبیه سازی شده حدود ۱,۹ درزه بر متر است. این مقدار بخوبی با فراوانی درزه یک بعدی

واقعی مشاهده شده برابر ۲,۲ در هر متر قابل مقایسه است. یافته های بالا نشان می دهد که ویژگی های هندسی شبکه درزه تولید شده بخوبی با اطلاعات درزه واقعی برداشت شده تطابق دارد. درصد خطای رخ داده در این مورد در حدود ۱۳ درصد است. این مقدار خطا قابل قبول است. به عنوان یک مورد اعتبارسنجی با روشی مشابه می توان به فعالیت کولاتیلاک و همکاران در سال ۲۰۰۴ [۵۰] اشاره نمود که در آن میزان خطای رخ داده در حدود ۱۵ درصد است [۴۹].



---

**فصل ششم: تحلیل عددی  
شیروانی**

---



## ۶- تحلیل پایداری شیروانی با استفاده از روش عددی

### ۶-۱- مقدمه

در این فصل برای تحلیل شیروانی سنگی درزه‌دار مشرف به سد و نیروگاه رودبار لرستان از نرم‌افزار عددی المان مجزای UDEC استفاده شده است. در این فصل ابتدا به تحلیل استاتیکی مدل پرداخته و همچنین تعدادی تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای مربوط به درزه‌ها همچون بازشدگی، زاویه اصطکاک و چسبندگی صورت گرفته و نتایج تغییر مکان‌ها و نحوه تغییرات آن‌ها برای تعدادی نقاط کنترلی که در مدل در نظر گرفته شده‌اند، به صورت نموداری نشان داده شده‌اند. پس از انجام تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی با اعمال زمین‌لرزه و همچنین استفاده از سیستم نگهدارنده صورت گرفته است که در نهایت تعدادی تحلیل حساسیت در حالت دینامیکی برای پارامترهای درزه‌ها که در تحلیل استاتیکی در نظر گرفته شده بودند، انجام گرفته است.

### ۶-۲- مدل سازی استاتیکی

به منظور تحلیل دینامیکی، ابتدا می‌بایست مدل از نظر استاتیکی حل شود و به تعادل برسد و در نتیجه، پاسخ مدل به بار دینامیکی و تحلیل‌های حساسیت بر روی درزه‌ها و دیگر عوامل صورت پذیرد.

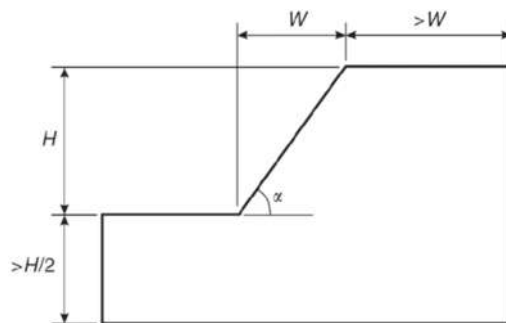
### ۶-۲-۱- هندسه مدل

در ساخت هندسه مدل و شبکه المان‌ها، چه روش اجزا محدود و چه تفاضل محدود، دو اصل اساسی باید مدنظر قرار گیرند. اول اینکه ابعاد مدل باید به اندازه کافی بزرگ باشد تا تأثیر مرزها بر روی رفتار مدل، به حداقل برسد. مرزهای مدل بایستی از محدوده‌ی تحت تنش یا تغییر مکان به مقدار کافی دور انتخاب گردند، به طوری که وضعیت تنش‌ها و تغییر شکل‌ها در این نقاط مرزی قبل و بعد از اعمال تغییرات در مدل تفاوت چندانی نداشته باشد. محدوده‌ی تقریبی تأثیر را می‌توان در موارد مختلف از برخی روابط ریاضی موجود تعیین نمود و دوم اینکه در مناطق حساس (مثلاً نقاط گوشه‌دار سازه و



سنگ، نقاط بارگذاری و غیره) تعداد المان‌های کافی جهت رسیدن به جواب با دقت لازم فراهم شود. لازم به ذکر است نباید تغییر المان‌ها به صورت ناگهانی در مدل اتفاق بیفتد. همچنین تأثیر دادن کلیه پدیده‌ها و جزئیات در مکانیسم رفتار سازه امکان‌پذیر نیست.

همان‌گونه که قبلاً بیان شد مرزهای خارجی مدل و انتخاب محل آن‌ها تأثیر زیادی بر جواب مسئله دارد. شکل ۱-۶ یک الگوی پیشنهادی برای تعیین محل مرزهای خارجی شیب را در تحلیل عددی مسائل پایدار شیب نشان می‌دهد.

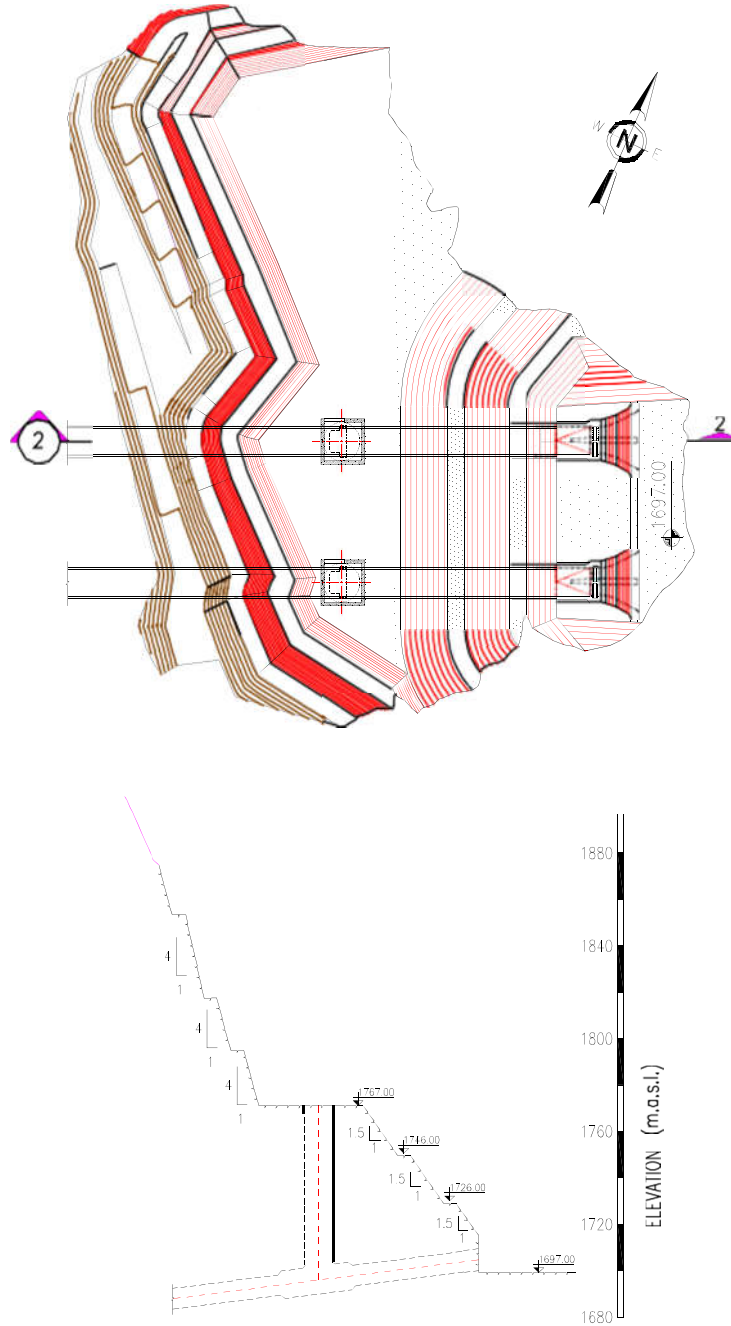


شکل ۱-۶ الگوی پیشنهادی برای تعیین محل مرزهای شیب در تحلیل عددی مسائل پایداری شیب [۳].

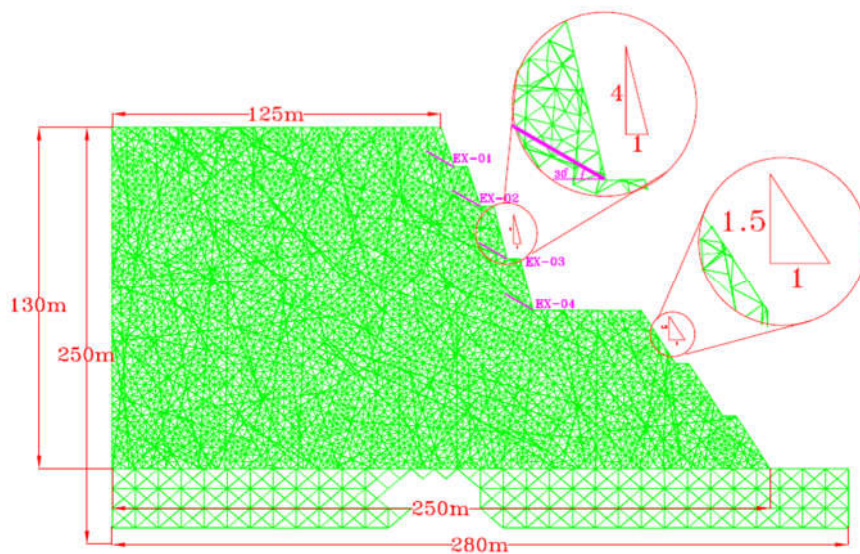
با توجه به مطالب مذکور به نظر می‌رسد که آغاز حل مسئله با یک مدل ساده و اعمال جزئیات در گام‌های بعدی راه‌حل مناسبی باشد، به گونه‌ای که جواب این تحلیل‌ها کاربر را در تصمیم‌گیری در مورد انتخاب مدل پیچیده‌تر و یا ساده‌تر برای بیان رفتار درزه یا بلوک، یاری می‌رساند و برای نمونه اگر تنش‌ها و تغییر شکل‌ها در بلوک، نسبت به جابجایی درزه‌ها کوچک باشد، مدل ساده‌تر همانند بلوک‌های صلب مناسب‌تر تلقی می‌گردد.

هندس استفاده‌شده در مدل‌سازی عددی مطابق شکل ۲-۶ و مقطع شیروانی می‌باشد که دقیقاً همان هندسه در نرم‌افزار استفاده شده‌است (شکل ۳-۶). در مورد نحوه‌ی ایجاد مدل هندسی برای تحلیل عددی توسط رویکرد شبکه شکستگی‌ها (DFN) در فصل پنجم توضیحات لازم ارائه گردید. نکته مهم در این مدل، استفاده از پی‌سنگی با ارتفاعی تقریبی در حدود ارتفاع خود مدل است که این امر با

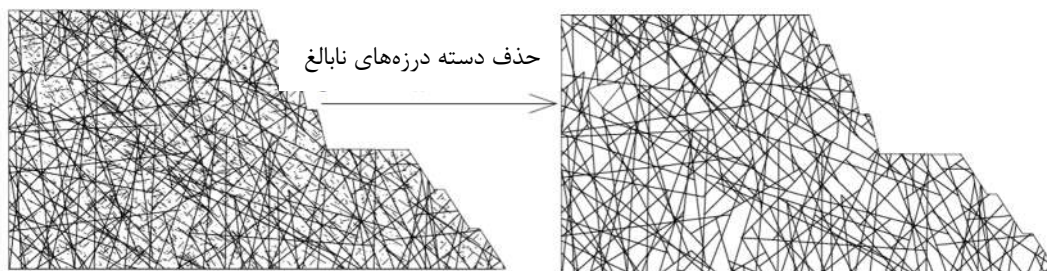
توجه به تحلیل‌های حساسیت صورت گرفته بر روی ارتفاع پی‌سنگی، به‌دست‌آمده است تا تأثیرات این پارامتر بر رفتار مدل و شیب، به حداقل برسد.



شکل ۶۶-۲- پلان و هندسه کلی شیروانی سد رودبارلرستان [۴۶].



شکل ۳-۶ هندسه مدل مورد استفاده در تحلیل عددی



شکل ۴-۶ حذف دسته درزه‌های نابالغ در مدل سازی

نکته قابل توجه دیگر در مدل سازی عددی، حذف دسته درزه‌های نابالغ در هندسه مدل به منظور افزایش سرعت در محاسبات است، چراکه این دسته درزه‌ها تاثیر بسیار کمی بر رفتار شیروانی داشته و با حذف آن‌ها تاثیری بر نتایج مدل بوجود نیامده و قابل چشم پوشی هستند (شکل ۴-۶).

### ۲-۲-۶- انتخاب مدل رفتاری

در انتخاب مدل رفتاری، جنس سنگ و وضعیت تنش‌ها از اهمیت بسزایی برخوردارند و نقش تعیین کننده دارند. در محیط‌های ناپیوسته، ناپیوستگی‌ها به عنوان شرایط مرزی بین بلوک‌ها عمل کرده و جابجایی‌های بزرگ و چرخش بلوک‌ها در طول این ناپیوستگی‌ها رخ می‌دهد. بلوک‌ها را می‌توان به دودسته صلب و تغییر شکل پذیر تقسیم نمود. زمانی که تغییر شکل در بلوک‌ها ناچیز باشد می‌توان از

آن صرف نظر کرد و بلوک‌ها را صلب فرض نمود. همچنین نرم افزارهای مزبور دارای چندین مدل رفتاری، برای بلوک‌های بکر(ماده سنگ) و ناپیوستگی‌ها است که می‌تواند مدل رفتاری ناپیوستگی‌های ساختاری را به رفتار واقعی نزدیک‌تر بکند. در این تحقیق برای تحلیل استاتیکی بلوک‌ها به صورت صلب در نظر گرفته شده‌اند. مدل رفتاری برای ناپیوستگی‌ها نیز مدل تماس صفحه‌ای لغزش کولمب در نظر گرفته شده که پارامترهای مورد نیاز آن عبارت‌اند از:

- سختی نرمال
- سختی برشی
- زاویه اصطکاک
- چسبندگی
- نفوذپذیری

در جدول ۶-۱ خصوصیات سنگ بکر و ناپیوستگی‌های منطقه آمده است.

جدول ۶-۱ خصوصیات سنگ بکر و درزه‌های موجود در منطقه [۴۶].

نوع سنگ محدوده‌ی مورد بررسی	سنگ آهک دولومیتی
چگالی	۲۶۷۰ kg/m <sup>۳</sup>
مدول الاستیسیته	۲۰ GPa
نسبت پواسون	۰٫۳
مدول بالک	۱۶٫۶۷ GPa
مدول برشی	۷٫۶۹۲ GPa
چسبندگی درزه	۰
زاویه اصطکاک درزه	۳۳°
سختی محوری درزه	۱٫۳۳e۱۲ Pa
سختی برشی درزه	۱٫۳۳e۱۰ Pa
مقاومت کششی درزه	۰

## ۶-۲-۳- اعمال شرایط مرزی و تنش‌های اولیه

در پروژه‌های مهندسی ژئوتکنیک، قبل از شروع مرحله حفاری یا ساخت در زمین، تنش‌های اولیه یا درجا حاکم می‌باشد که بایستی در محاسبات مدل‌سازی مدنظر قرار گیرد. حالت مطلوب در کسب اطلاعات از وضعیت اولیه، اندازه‌گیری محلی است، ولی در مواقعی که به این اطلاعات دسترسی نداریم، می‌توانیم از یکسری روابط تجربی و یا محاسباتی که توسط نرم‌افزار صورت می‌گیرد، استفاده نماییم. باید به خاطر داشت که در شرایط طبیعی و به‌صورت عملی، تحلیل شیب مورد مطالعه بر روی یک فضای نامحدود است؛ اما با توجه به محدودیت‌های موجود در مدل‌سازی عددی، نمی‌توان کل این فضا را تحلیل نمود. لذا محدوده‌ای از سنگ که تحت تأثیر عوامل بارگذاری خارجی و موردنظر در مطالعات ژئوتکنیکی است، در مدل‌سازی منظور شده و فضای واقع در خارج از این منطقه با یکسری تکیه‌گاه، شبیه‌سازی می‌شوند. این تکیه‌گاه شامل تعدادی فنر و یا میراگر هستند که خصوصیات و طرز قرارگیری آن‌ها، حداکثر سازگاری را با شرایط طبیعی ایجاد می‌نماید. بدین‌صورت در آنالیزهای استاتیکی، مطابق شکل ۶-۳ در طرفین مدل از تکیه‌گاه‌های غلطکی با حرکت قائم آزاد و در ضلع پایینی، از تکیه‌گاه‌های غلطکی با حرکت افقی آزاد استفاده می‌شود. به‌طور کلی شرایط مرزی می‌تواند شامل ثابت فرض نمودن تغییر مکان در جهت افقی یا قائم و یا هردو، تعیین شرایط مرزی هیدرولیکی، اعمال نیروهای گرهی، اعمال بردارهای سرعت، اعمال دمای اولیه و غیره باشد.

## ۶-۲-۴- تحلیل مدل

هنگام استفاده از نرم‌افزار، بسیار مهم است که کاربر بتواند زمانی را که مدل به تعادل می‌رسد، مشخص نماید. نرم‌افزار UDEC یک برنامه حل مسائل استاتیکی است که به روش دینامیکی با میرا ساختن نوسانات عمل می‌کند. چنانچه یک سیستم دینامیکی متشکل از جرم، فنر و میراگر در نظر گرفته شود، معادلات حرکت و نوسان جرم تحت وزن خود به‌وسیله یک معادل دیفرانسیل خطی به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$MY'' + CY' + KY = 0 \quad (1-6)$$

که در آن  $K$  سختی فنر،  $C$  ثابت میرایی،  $M$  جرم وزنه،  $Y$  شتاب جرم،  $Y'$  سرعت جرم و  $Y$  تغییر مکان می‌باشد. اگر وزنه جابجا و سپس رها شود، چندین حالت از حرکت امکان‌پذیر خواهد بود. اگر سیستم پایا باشد، وزنه با یک نوسان منظم به حرکت خود ادامه خواهد داد. اگر حرکت وزنه میرا باشد سه وضعیت را می‌توان در نظر گرفت. این سه وضعیت عبارت‌اند از: کندمیرا، تندمیرا و میرای بحرانی. در حالت کند میرا ( $C$  خیلی کوچک) نوسانات رخ خواهد داد اما حرکت وزنه پس از مدت  $t$  به حالت ساکن درمی‌آید. زمانی که مقدار  $C$  زیاد باشد، حالت تند میرا به وجود خواهد آمد، به طوری که وزنه بدون نوسان زیاد به وضعیت استاتیکی می‌رسد. سرعت رسیدن به حالت استاتیکی به بزرگی مقدار ثابت میرایی بستگی دارد. نرم‌افزار UDEC به‌طور خودکار مقدار میرایی را در مدل تعیین می‌کند و برای اطمینان از رسیدگی به همگرایی پایدار هنگام حل مسئله آن را تند میرا در نظر می‌گیرد. نکته مهم این است که مدل چه موقع به حل تعادل استاتیکی نزدیک شده است. موارد زیر را می‌توان برای حصول چنین حالتی نام برد [۵۰]:

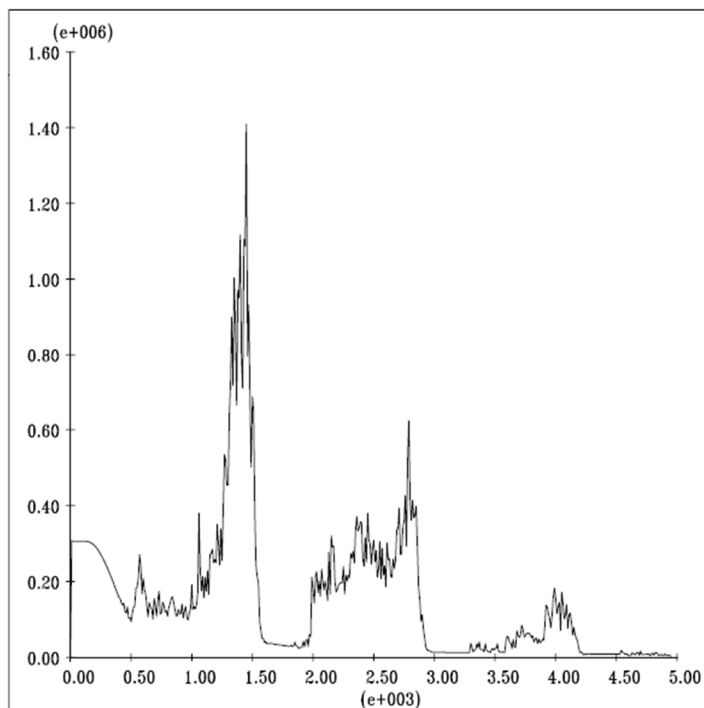
أ) نیروهای نامتعادل تقریباً صفر شده باشند.

ب) جابجایی‌ها به مقدار ثابتی نزدیک شده باشند.

ج) سرعت‌ها صفر شده باشند.

د) تنش‌ها در هر ناحیه به مقدار ثابتی رسیده باشند.

در این مطالعه از مورد اول برای تعیین زمان تعادل استاتیکی مدل استفاده شده است. بدین ترتیب که با به‌دست‌آمده آوردن نمودار نیروهای نامتعادل در انتهای تحلیل و میل کردن آن‌ها به صفر، می‌توان به زمان تعادل استاتیکی مدل پی برد.



شکل ۵-۶ منحنی نیروی نامتعادل در حالت تعادل استاتیکی.

## ۵-۲-۶- نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی

تحلیل استاتیکی بر روی مدل‌ها نشان می‌دهد که در اکثر آن‌ها، بلوک‌های واقع در سطح شیروانی که حفاری شده‌اند، دارای بیشترین جابجایی و تغییر مکان‌ها هستند. نمونه‌ای از این تحلیل در

نمایش داده شده است. به منظور درک بهتر رفتار شیروانی در حالت استاتیکی و دینامیکی تعدادی

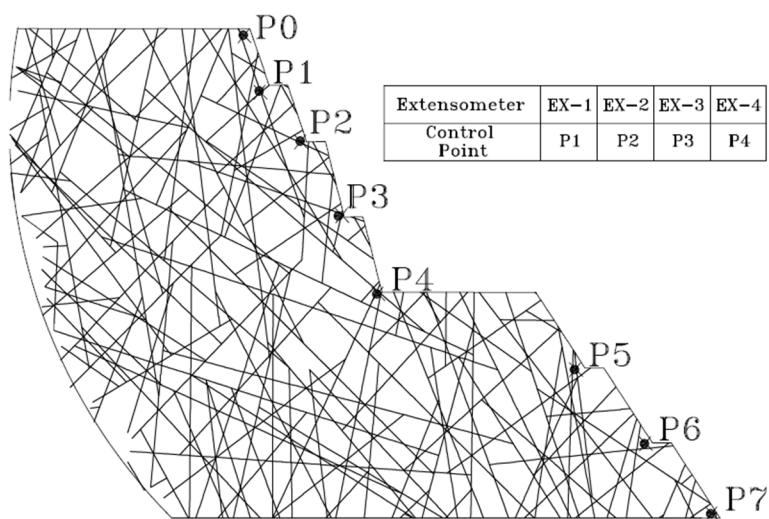
نقاط کنترلی بر روی شیروانی مطابق شکل ۶-۶ در نظر گرفته شده‌اند. همان‌طور که در این شکل

می‌بینید، دونقطه در پنجه و پاشنه‌ی شیروانی و چهار نقطه بر روی سطح شیروانی که در واقع نقاط

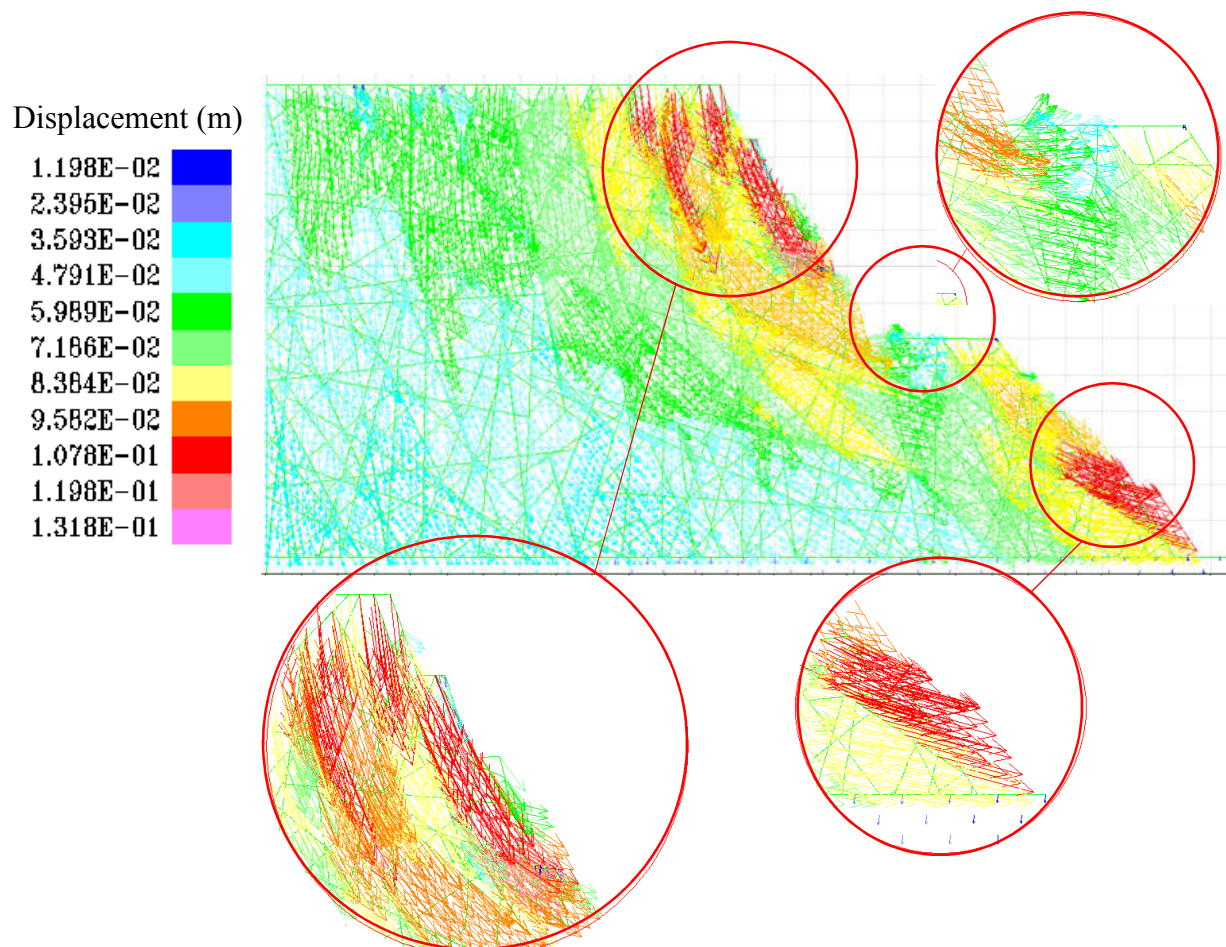
بحرانی در سازه محسوب می‌شوند، در نظر گرفته شده‌اند. همچنین نقاط کنترلی با شماره‌های ۲، ۳، ۴ و

۵ محل نصب اکستنسومتر<sup>۶۰</sup> هایی برای ثبت جابجایی‌ها در واقعیت می‌باشند.

<sup>۶۰</sup> Extensometer



شکل ۶-۶ محل نقاط بر روی شیب برای ثبت تاریخچه جابجایی.

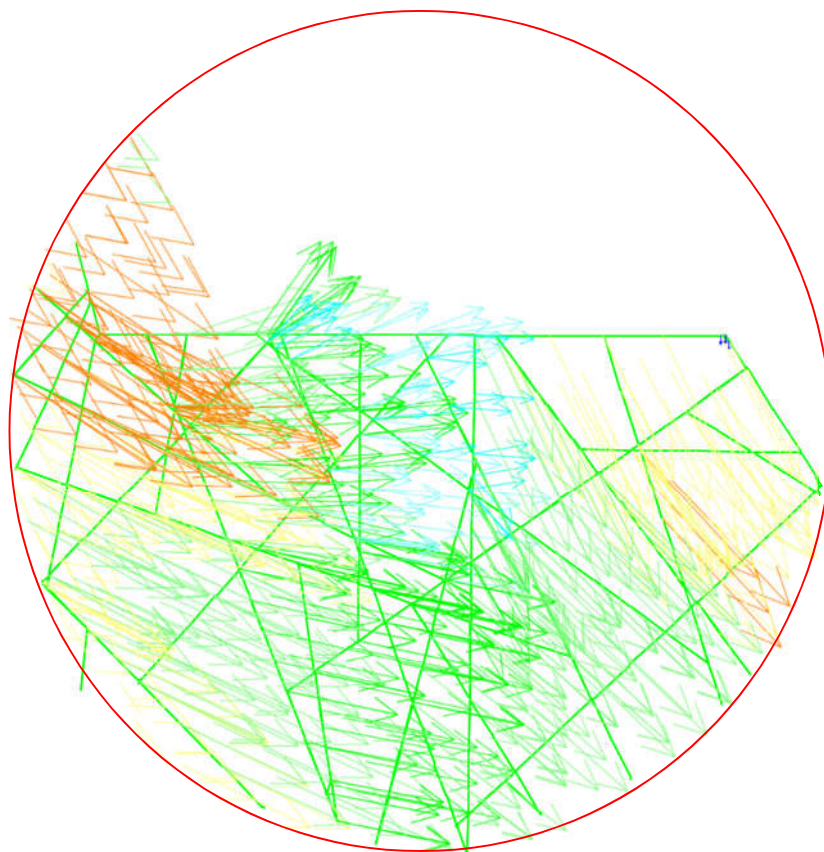


شکل ۶-۷ نمایش جابجایی در تحلیل استاتیکی که در آن بیشترین جابجایی بر روی سطح شیروانی می‌باشد. (بیشترین جابجایی ۱۱ سانتی‌متر).



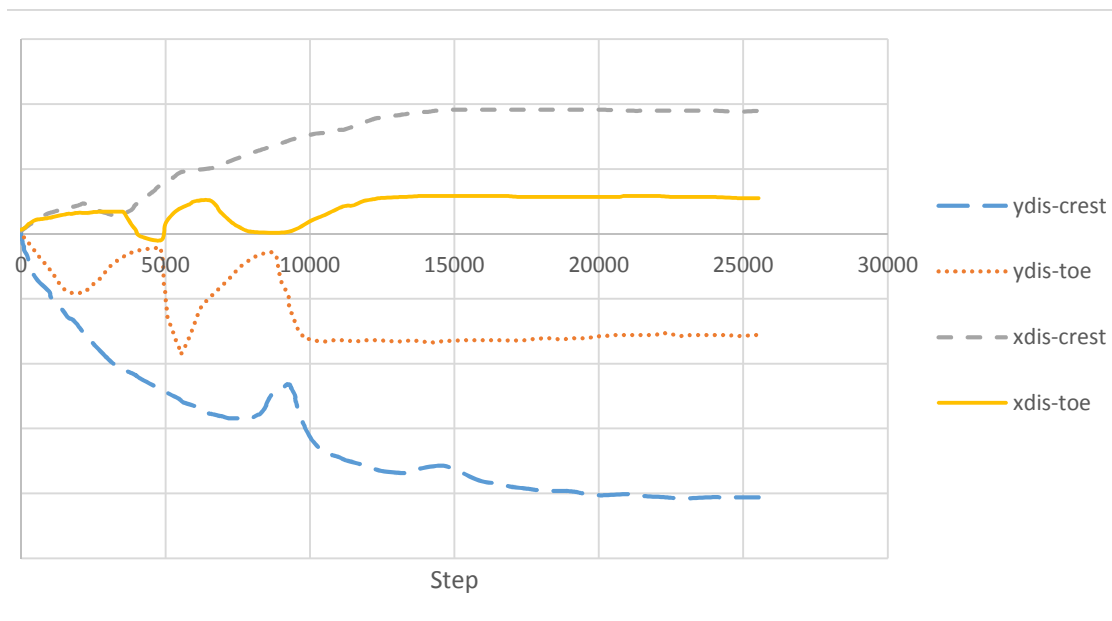
در حالت استاتیکی نشان می‌دهد که بردارهای جابجایی در حالت مدل‌سازی عددی تطابق مناسبی با جهت تغییر مکان‌های موجود در اکستنسومترها دارد که نشان از دقت مناسب در مدل‌سازی است. البته برای کنترل مقدار جابجایی‌ها با واقعیت، می‌بایست نتایج اکستنسومترها را با نتایج خروجی در حالت سیستم نگهدارنده به کاربرد، چراکه مقدار جابجایی‌های ثبت‌شده برای اکستنسومترها در واقعیت در حالت استفاده از سیستم نگهدارنده است.

نکته قابل‌توجه این است که جابجایی نقاط واقع در منطقه بحرانی از روند خاصی پیروی می‌کنند. به این صورت که هرچه به سمت ترازهای بالاتر و به سمت پله‌ها نزدیک می‌شویم، جابجایی‌ها بیشتر می‌شود. این امر می‌تواند برای راستای  $Y$ ، به دلیل بزرگ‌تر شدن سطح ناپایدار در ترازهای بالاتر باشد و در راستای  $X$ ، به دلیل نزدیک‌تر شدن به سطح پله‌ها و دور شدن از منطقه پایدار باشد؛ اما نکته قابل‌توجه برای پاشنه شیروانی است که میزان جابجایی‌ها به دلیل قرارگیری بلوک‌ها بر روی درزه‌ی اصلی که در واقع باعث جدایی این قسمت، از منطقه پایدار شده است، قابل‌توجه است.



شکل ۸-۶ حرکت رو به بالای بلوک‌ها در سطح شیروانی.

از مشاهده می‌شود که قسمت‌هایی از سطح شیروانی همچون شکل ۸-۶، دارای بردارهای جابجایی به سمت رو به بالایی هستند که این امر به دلیل تأثیر گوه‌ای بلوک‌های قسمت‌های بالایی می‌باشد که با فشار آوردن به این بلوک‌ها، باعث بالا رفتن آن‌ها می‌شوند.

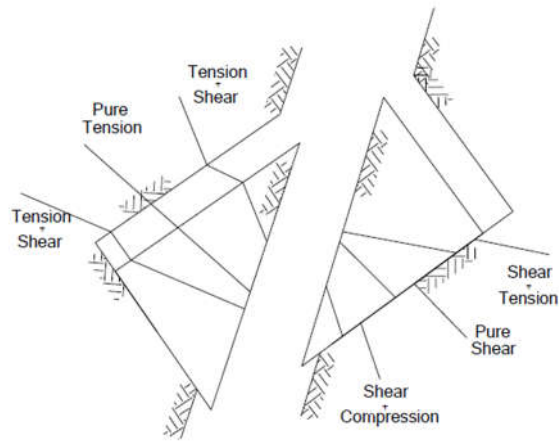


شکل ۶-۹ نمودار تغییر مکان‌های به وجود آمده برای نقاط واقع در پاشنه و تاج شیروانی در حالت تعادل استاتیکی.

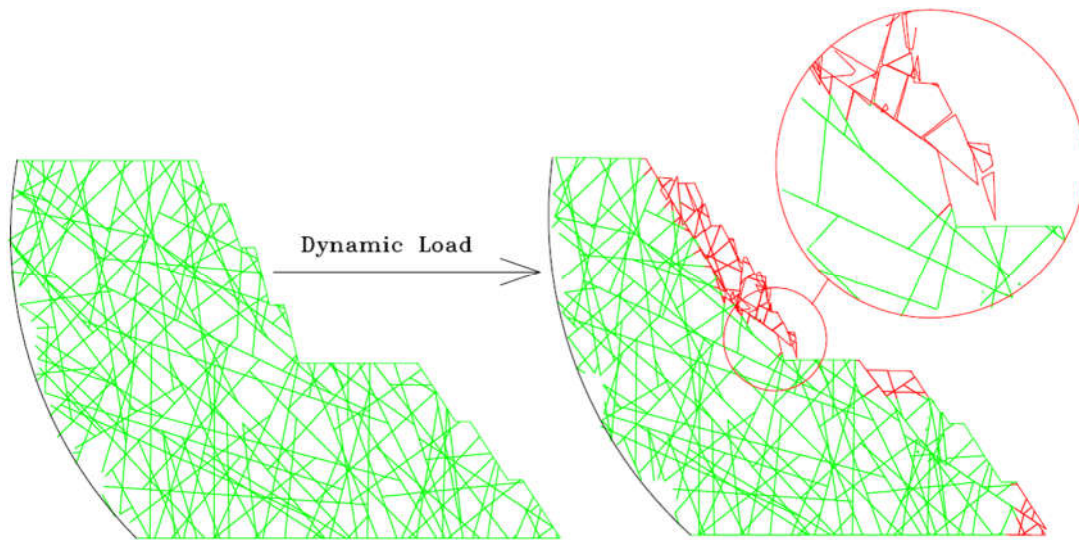
### ۶-۳- تعیین الگوی سیستم نگهداری

جهت نگهداری بلوک‌های ناپایدار و نگهداری آن‌ها در نرم‌افزار UDEC، معمولاً از شاتکریت و نصب بولت استفاده می‌شود. همچنین در این نرم‌افزار، کاربر می‌تواند یک سیستم نگهداری با ویژگی‌های دلخواه طراحی نماید. مدل‌های شکست مختلفی همچون برش خالص، برش به همراه کشش، برش به همراه فشار و غیره وجود دارد. در شکل ۶-۱۰ تعدادی از مدل‌های شکست بولت که در نرم‌افزار مذکور ممکن است اتفاق بیافتد، نمایش داده شده است.

در این مطالعه همان‌طور که در شکل ۶-۱۱ نشان داده شده است، با توجه به گسیختگی رخ داده در شیروانی و جدا شدن تکه‌هایی از مدل در هنگام اعمال بار زلزله، سیستم نگهداری با توجه به الگوی پیشنهادی در مطالعات، به کار گرفته شده است (گزارش پایداری سد و نیروگاه رودبار لرستان) که به صورت استفاده از دولایه شاتکریت به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر و الگوی بولت به صورت تمام تزریقی و با طول ۱۲ متر، انتخاب شده است. مشخصات بولت و شاتکریت در جداول ۶-۲ و ۶-۳ به ترتیب بیان شده است.



شکل ۱۰-۶ مدل‌های شکست بولت [۵۱].



شکل ۱۱-۶ شکل گسیختگی شیروانی تحت بار دینامیکی بدون اعمال سیستم نگهداری.

همان‌طور که در شکل ۱۱-۶ مشاهده می‌نمایید، گسیختگی به وجود آمده شیروانی تحت بار دینامیکی در نقاط نزدیک به سطح و در ترازهای بالایی از شیروانی به وجود آمده است و شدت آن بیش‌تر است. همچنین گسیختگی به وجود آمده در ترازهای بالایی بر روی درزه اصلی افتاده است که تمامی بلوک‌های واقع در تراز بالایی و نزدیک سطح شیروانی موجود بر روی درزه اصلی، گسیخته شده و از شیروانی جدا می‌شوند در واقع گسیختگی به وجود آمده در پاشنه شیروانی به دلیل قرارگیری بلوک‌های آن بر روی درزه‌ی اصلی است که به دلیل قطع‌شدگی این درزه با سطح شیروانی، این گسیختگی به وجود آمده است.

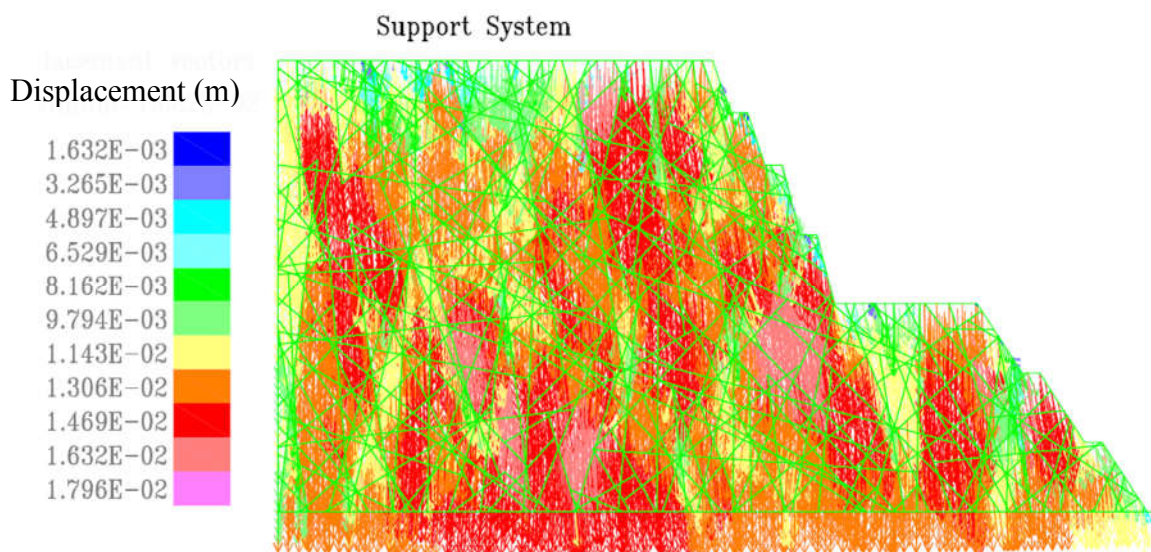
همچنین نتایج تحلیل لرزه‌ای شیب نشان می‌دهد که بلوک‌های بزرگ‌تر (جرم بالاتر) بر روی درزه اصلی در مقابل زلزله تحریک‌پذیرتر بوده و از ایمنی کمتری برخوردارند.

جدول ۲-۶ مشخصات بولت‌های به‌کاررفته برای سیستم نگهدارنده [۴۸].

نوع بولت	طول بولت	نحوه آرایش بولت	قطر	مقاومت تسلیم	مقاومت نهایی
تمام تزریق	۱۲ متر	به فاصله ۲ متری	۲۸ میلی‌متر	$4000 \text{ kg/cm}^2$	$5000 \text{ kg/cm}^2$

جدول ۳-۶ خصوصیات شاتکریت مورد استفاده [۴۸].

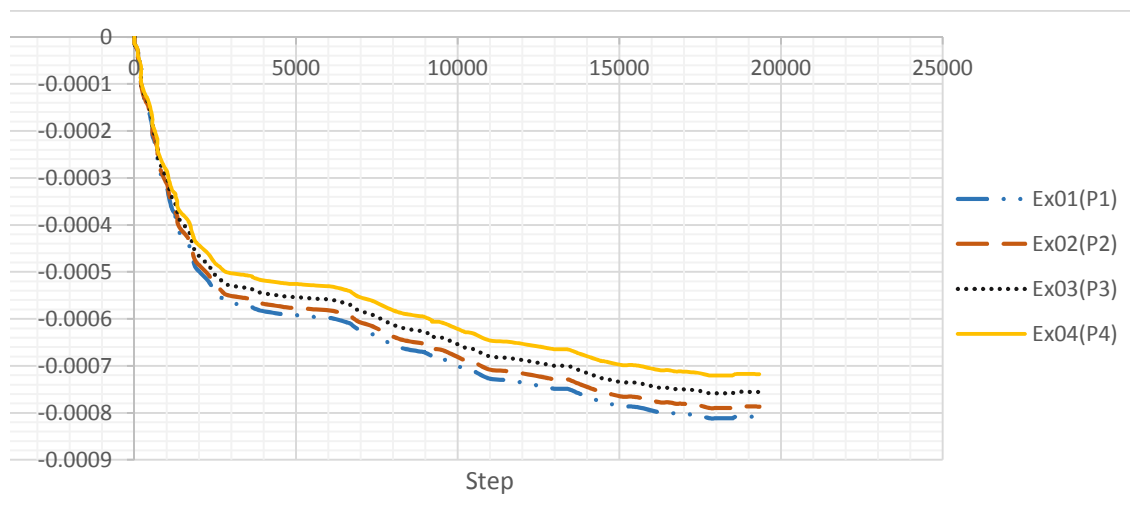
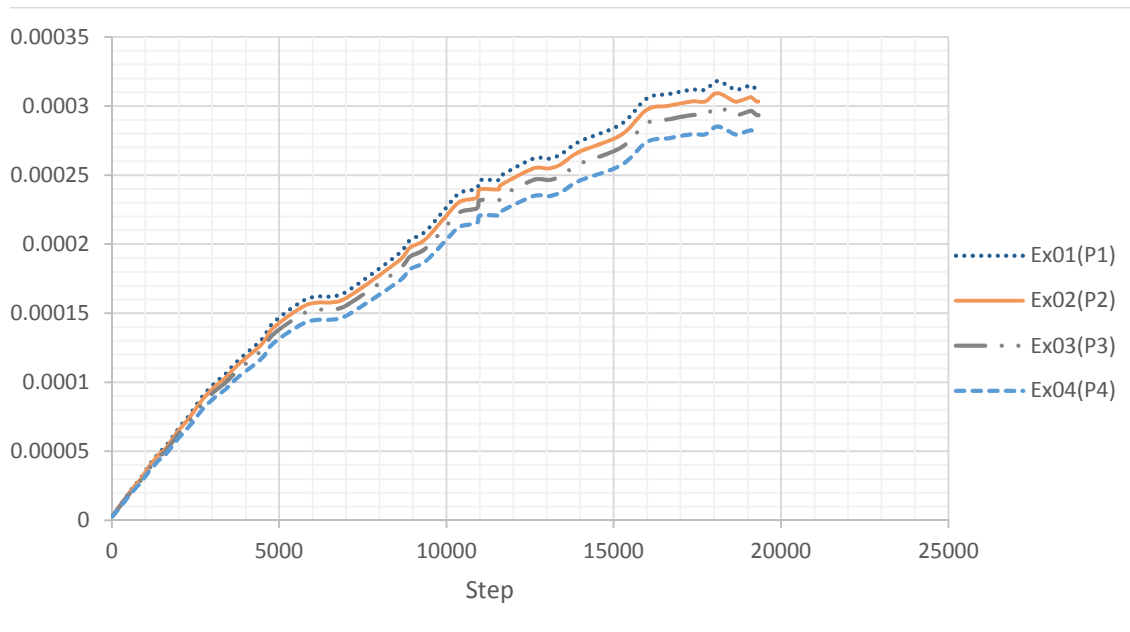
$2500 \text{ kg/cm}^3$	چگالی
۲۰ GPa	مدول الاستیک
۰,۱۵	ضریب پواسون
۴۵۰ MPa	مقاومت کششی تسلیم
۴۵۰ MPa	مقاومت کششی تسلیم باقیمانده
۲۰ MPa	مقاومت فشاری تسلیم



شکل ۶-۱۲ بردارهای تغییر مکان در حالت استفاده از سیستم نگهدارنده

شکل ۶-۱۲ که مربوط به بردارهای تغییر مکان در حالت استفاده از سیستم نگهدارنده برای شرایط تعادل استاتیکی است، نشان می‌دهد که مقادیر جابجایی تقریباً در اکثر نواحی مربوط به شیروانی در حالت حداکثر از مقدار خود قرار داشته است (بردارهایی با رنگ قرمز) که البته مقادیر آن بسیار ناچیز است، به طوری که حداکثر جابجایی به میزان ۱۴ میلی‌متر می‌باشد. البته توزیع یکنواخت جابجایی‌ها در شیروانی را می‌توان به عملکرد یکسان شیروانی در کلیه نقاط اشاره کرد؛ چراکه این توزیع یکنواخت از جابجایی را می‌توان به عملکرد سیستم نگهدارنده اشاره کرد. در واقع سیستم نگهدارنده، سازه را به صورت یک سیستم یکپارچه تبدیل کرده که در واقع کل سیستم به صورت یک مجموعه یکپارچه عمل می‌کند.

همچنین نکته قابل توجه دیگر در استفاده از سیستم نگهدارنده و نحوه عملکرد آن، جهت بردارهای تغییر مکان است که تمایل آن‌ها بیشتر به سمت قائم و رو به پایین بوده و مقادیر آن‌ها در جهت افقی کمتر می‌باشد. البته کمتر بودن جابجایی‌ها در جهت افق نسبت به قائم را می‌توان به دلیل جلوگیری از حرکت افقی سازه توسط سیستم نگهدارنده اشاره کرد. البته مقادیر و جهت بردارهای تغییر مکان مربوط به مدل‌سازی عددی و اندازه‌گیری‌های میدانی به ترتیب در شکل ۶-۱۳ و جدول ۶-۴ آورده شده است.



شکل ۶-۱۳ جابجایی نقاط واقع در سطح شیروانی (محل نقاط اکستنسومتر) در حالت استفاده از سیستم نگهداری (حالت استاتیکی).

جدول ۴-۶ نتایج ابزار دقیق (اکستنسومترها)

ابزار	مقدار جابجایی	توضیحات
EX-۰۱	-۰,۹۷ mm	این ابزار در تراز ۱۸۴۹ و کیلومترژ ۱۶۵ با زاویه ۱۵ درجه نسبت به افق نصب شده و میزان جابجایی در حالت استفاده از سیستم نگهدارنده بوده و نتایج در مدت ۳۰۳ روز ثبت گردیده است.
EX-۰۲	-۱,۰۴ mm	در تراز ۱۸۰۶ و کیلومترژ ۲۴۰ با زاویه ۱۵ درجه
EX-۰۳	-۰,۳۱ mm	در تراز ۱۸۱۳ و کیلومترژ ۱۵۰ با زاویه ۱۵ درجه
EX-۰۴	-۰,۰۲ mm	در تراز ۱۷۶۹,۳۵ و کیلومترژ ۱۵۰ با زاویه ۱۵ درجه

مقادیر منفی در این جدول به معنای حرکت شیروانی در همان نقاط و در خلاف جهت اکستنسومترها می باشد. به این معنا که جابجایی های نقاط کنترلی در واقع به سمت بیرون و در جهت پایین بوده که همین جهات در مدل عددی مطابق شکل ۶-۱۲ می باشد.

به منظور صحت سنجی مدل واقعی و مدل عددی شیروانی در تحلیل های صورت گرفته، دو نقطه از سطح شیروانی که محل نصب اکستنسومترها در واقعیت می باشند، با مدل عددی مقایسه شده اند که در جدول زیر نتایج آن را می توانید مشاهده نمایید.



جدول ۵-۶ مقایسه نتایج ابزار دقیق (اکستنسومترها) و نتایج مدل عددی

ابزار	مقدار جابجایی (mm)	نقطه کنترلی (mm)			مقدار جابجایی (mm)	درصد خطا
		X	Y	P		
EX-۰۱	-۰,۹۷	۰,۳۱	X	P <sub>۱</sub>	۱۱٪	
		۰,۸-	Y			
EX-۰۲	-۱,۰۴	۰,۳	X	P <sub>۲</sub>	۱۹٪	
		۰,۷۸-	Y			

با مقایسه نتایج ابزار دقیق و مدل عددی می‌توان به این نتیجه دست یافت که مدل عددی ساخته

شده با توجه به نکات زیر از صحت کافی برخوردار می‌باشد:

- مقادیر عددی نشان می‌دهند که میزان خطاها بسیار ناچیز و قابل چشم‌پوشی است
- جهت جابجایی‌ها با توجه به شکل اکستنسومتر موجود در جدول ۵-۶ دقیقا در جهت نتایج مدل عددی است (مقادیر منفی در این جدول به معنای حرکت شیروانی در همان نقاط و در خلاف جهت اکستنسومترها می‌باشد. به این معنا که جابجایی‌های نقاط کنترلی در واقع به سمت بیرون و در جهت پایین می‌باشد.)

نکته دیگر روند کاهشی و افزایشی در مقادیر اندازه‌های نتایج ابزار دقیق است که از اکستنسومتر شماره ۱ تا ۴، مقادیر جابجایی در حال کاهش است که این امر دقیقا مطابق با نتایج و نمودارهای حاصله از مدل عددی است.

## ۶-۴- مدل سازی دینامیکی

هنگامی که یک تحلیل دینامیکی انجام می‌شود سه نکته را باید مورد بررسی قرارداد. این نکات عبارت‌اند از:

أ) بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی

ب) میرایی مکانیکی

ج) انتقال موج و ابعاد شبکه‌بندی

در بخش‌های بعدی به توضیح هر یک از روش‌های فوق پرداخته می‌شود.

### ۶-۴-۱- بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی

نرم‌افزار UDEC ناحیه‌ای از مواد درزه‌دار را که در معرض بارهای دینامیکی خارجی یا داخلی هستند را به وسیله بکار بردن شرایط مرزی ورودی دینامیکی خواه در مرز، خواه در داخل بلوک‌ها، مدل می‌نماید. انعکاس امواج در مرزهای مدل باید به وسیله تعیین شرایط مرزی جاذب (ویسکوز) یا مرز میدان آزاد کمینه گردد. انواع بارهای دینامیکی و شرایط مرزی به صورت شماتیک در شکل ۶-۱۴ نشان داده شده است. در بخش‌های بعدی هر یک از این شرایط بحث شده است.

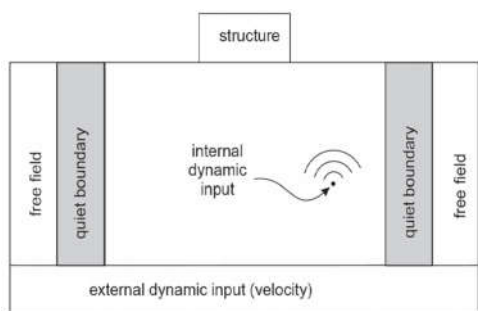
در UDEC ورودی دینامیکی می‌تواند به یکی از راه‌های زیر اعمال شود:

أ) یک تاریخچه سرعت

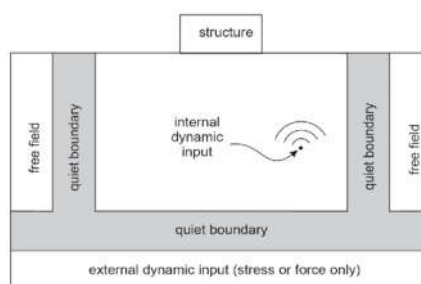
ب) یک تاریخچه تنش (فشار)

ج) یک تاریخچه نیرو

د) یک تاریخچه فشار سیال در میان درزه‌ها



ب) کف صلب



الف) کف انعطاف پذیر

شکل ۶-۱۴ انواع بارهای دینامیکی و شرایط مرزی در UDEC [۵۲].

یک محدودیت هنگام اعمال ورودی سرعت به مدل این است که این شرایط مرزی نمی‌تواند در طول مرزهای مشابه نظیر مرز جاذب (ویسکوز) بکار روند. برای غلبه بر این مشکل یک شرایط مرزی تنش می‌تواند به جای ورودی سرعت استفاده شود. (به عبارتی یک رکورد سرعت به یک رکورد تنش تبدیل می‌شود و به مرز جاذب وارد می‌شود). یک موج سرعت می‌توان با استفاده از روابط زیر به موج تنش تبدیل گردد.

$$\sigma_n = 2(\rho c_p) v_n \quad (۲-۶)$$

یا

$$\sigma_s = 2(\rho c_s) v_s \quad (۳-۶)$$

که در آن:

$v_n$ : سرعت ذره‌ای نرمال

$\rho$ : دانسیته جرم

$\sigma_n$ : تنش نرمال اعمالی

ورودی

$v_s$ : سرعت ذره‌ای برشی

$c_p$  و  $c_s$  به ترتیب سرعت موج P و S که در میان ماده انتشار می‌یابد.

ورودی

$c_p$  و  $c_s$  برای یک سیستم پیوسته الاستیک با استفاده از روابط زیر به دست می‌آیند.

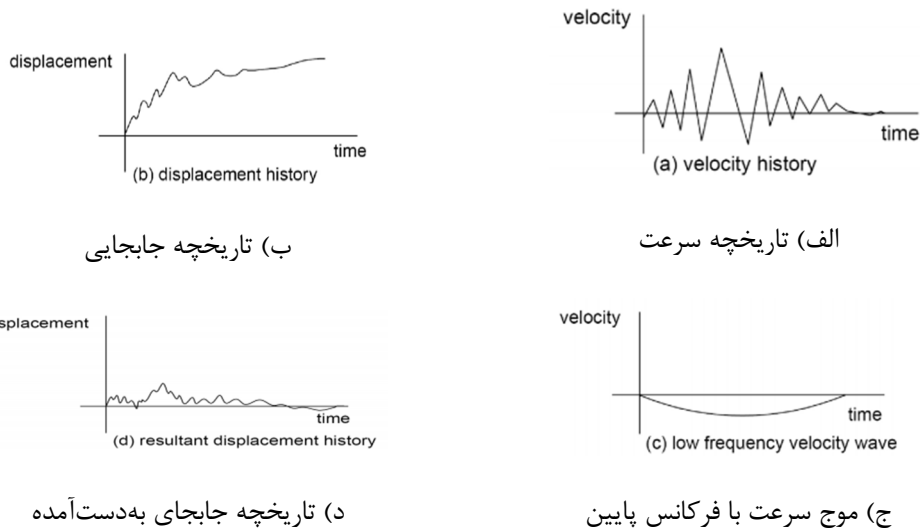
$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (۴-۶)$$

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (۵-۶)$$

در روابط فوق شرایط موج صفحه‌ای در نظر گرفته می‌شود. ضریب ۲ در روابط (۲-۶) و (۳-۶) بدین منظور می‌باشد که تنش اعمالی باید برای غلبه بر تأثیر مرز ویسکوز، دو برابر گردد. باید توجه داشت که در این مورد، یک تاریخچه سرعت به دست آمده در مرز ممکن است با سرعت اصلی ثبت شده به واسطه تقریب‌های یک‌بعدی معادله (۴-۶) و (۵-۶) متفاوت باشد.

اگر یک رکورد سرعت و یا شتاب خام از سایت به عنوان تاریخچه زمانی اعمالی مورد استفاده قرار گیرد، رفتار مدل مورد نظر ممکن است پس از اتمام حرکت به صورت سرعت مداوم و یا تغییر مکان پسماند باشد. این مطلب برخاسته از این واقعیت است که انتگرال تاریخچه زمانی کامل، ممکن است صفر نباشد. برای مثال اگر از تاریخچه سرعت دلخواه شکل ۶-۱۵ (الف) انتگرال بگیریم تاریخچه تغییر مکان شکل ۶-۱۵ (ب) را خواهیم داشت. علیرغم اینکه فیزیک مسئله مدل شده، در صورت عدم انجام تصحیحات پایه تغییری نمی‌کند لازم است که این تصحیح انجام شود. ممکن است یک موج با فرکانس پایین (شکل ۶-۱۵ (ج)) تعیین شود، به گونه‌ای که هنگام اضافه شدن آن به تاریخچه اصلی، جابجایی نهایی برابر صفر شود (شکل ۶-۱۵ (د)). امواج با فرکانس پایین در شکل ۶-۱۵ (ج) می‌توانند توابع چند جمله‌ای و یا متناوب باشند.

تصحیح پایه معمولاً برای امواج با اشکال پیچیده، مثلاً امواجی که از اندازه‌گیری‌های صحرائی به دست می‌آیند، کاربرد دارد. هنگام استفاده از امواج یا اشکال ترکیبی ساده، مرتب نمودن فرآیند موج ترکیبی برای اطمینان از حصول جابجایی نهایی صفر، ساده است. معمولاً در تحلیل زلزله، موج ورودی یک رکود شتاب است. روش تصحیح پایه برای صفر نمودن سرعت و جابجایی نهایی می‌تواند استفاده شود [۵۲].



شکل ۶-۱۵ چرخه تصحیحات پایه [۵۲].

پس از آنکه خطر لرزه‌خیزی در منطقه شناسایی شد، لازم است اندازه‌ی زلزله‌ی طرح تعریف شود. برای تحلیل و طراحی سازه‌های حساس معمولاً دو زلزله ملاک محاسبات قرار می‌گیرد، این دو زلزله تحت عنوان بزرگ‌ترین زلزله‌ی قابل‌انتظار<sup>۶۱</sup> و زلزله‌ی مبنای طرح<sup>۶۲</sup> نام‌گذاری شده‌اند. بزرگ‌ترین زلزله‌ی قابل‌انتظار (MCE)، بزرگ‌ترین زمین‌لرزه‌ای است که احتمال رویداد آن در ساختگاه و سازه قابل‌انتظار است. در روش تحلیل احتمالاتی، MCE به صورت زلزله‌ای با احتمال وقوع اندک در طول عمر سازه تعریف می‌شود. در این سطح امکان آسیب سازه وجود دارد، لیکن نباید سبب فروریختن آن شود. چنانچه سازه‌ای از اهمیت کمتری برخوردار باشد، مسائل اقتصادی سبب می‌شود که زلزله‌ای با سطح کمتر از MCE استفاده شود. DBE، زمین‌لرزه‌ای است که حداقل یک‌بار در مدت عمر مفید سازه روی می‌دهد و نباید هیچ‌گونه خسارتی به سازه وارد کند. خطر وقوع چنین زلزله‌ای در تحلیل احتمالاتی بین ۳۷ تا ۶۴ درصد در نظر گرفته می‌شود [۵۳].

از آنجاکه هر زلزله حرکات منحصربه‌فردی را به وجود می‌آورد و مشخصات آن، به عوامل متعددی از جمله سازوکار گسیختگی در منبع زلزله، محیط انتشار امواج و ویژگی‌های زمین‌شناسی ساختگاه

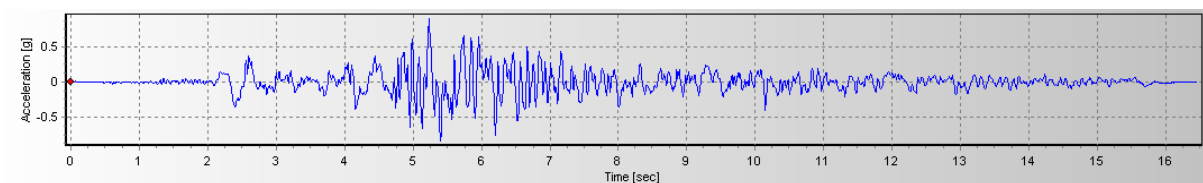
<sup>۶۱</sup> MCE: Maximum Credible Earthquake

<sup>۶۲</sup> DBE: Design Base Earthquake

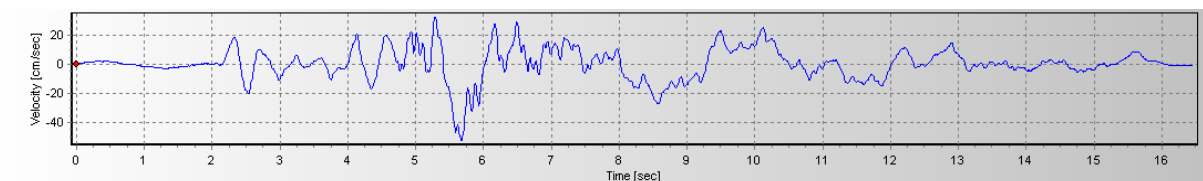
بستگی دارد، پیش‌بینی حرکات ناشی از زلزله بسیار دشوار است و تا زمانی که زلزله‌ای به وقوع نپیوندد، نمی‌توان به‌درستی در مورد مشخصات و حرکات آن اظهار نظر نمود. سازوکار گسیختگی گسل به حدی پیچیده است که طبیعت انتقال انرژی بین منبع تا ساختگاه نامعین است و بررسی آن برای کاربردهای معمول مهندسی عملی نیست. در تحلیل خطر زلزله نیز، تنها دامنه‌ی حرکات زمین مورد توجه قرار می‌گیرد و از سایر پارامترهای حرکات، اطلاعات چندانی به دست نمی‌آید.

در این مطالعه برای شبیه‌سازی بار زلزله‌ی منطقه، ورودی دینامیکی در تحلیل‌ها، به‌صورت ورودی مؤلفه‌ی سرعت می‌باشد که در شکل ۶-۱۷ مؤلفه‌ی افقی سرعت زلزله طبس (به‌عنوان یکی از قوی‌ترین زلزله‌ها با شتاب و مدت‌زمان حرکات نیرومند بالا) با بیش‌ترین شتاب  $0.35g$ ، بر اساس مبانی احتمالات DBE انتخاب شده است.

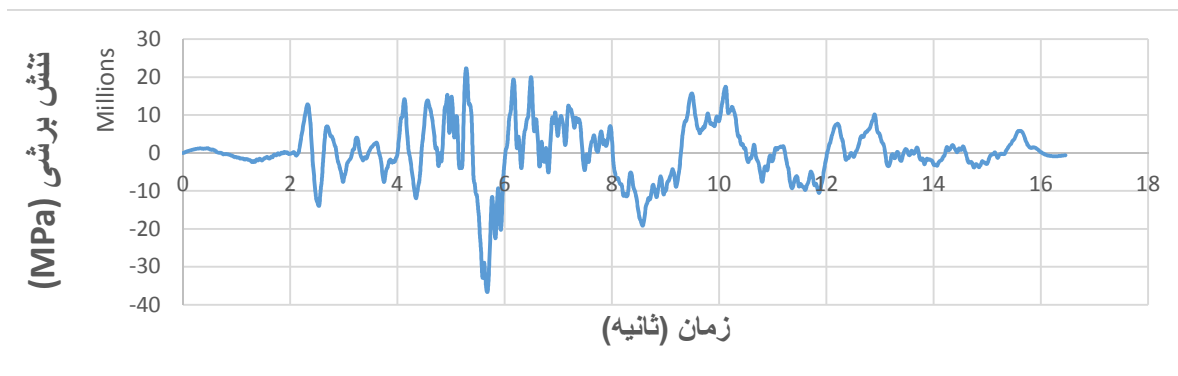
در شکل ۶-۱۶ تا شکل ۶-۱۸ شتاب‌نگاشت افقی تصحیح (فیلتر فرکانس و تصحیح خط مبنای انجام می‌شود به‌طوری‌که رکورد سرعت و یا جابجایی به‌دست‌آمده چنان باشد که در انتهای زمان-مقدار سرعت یا جابجایی صفر گردد و بدین منظور از رکورد تصحیح‌شده استفاده‌شده است در نرم‌افزار (sismosignal) شده، تاریخچه سرعت و تنش برشی محاسبه‌شده زلزله طبس را مشاهده می‌کنید.



شکل ۶-۱۶ شتاب‌نگاشت افقی تصحیح‌شده



شکل ۶-۱۷ تاریخچه سرعت تصحیح‌شده



شکل ۶-۱۸ تاریخچه تنش برشی

### ۶-۴-۲- مرزهای جاذب

مدل سازی مسائل ژئومکانیکی محیط را شامل می شود که در مقیاس تحلیل بهتر است بدون مرز نمایش داده شود. به طور معمول در حفاری های زیرزمینی عمیق فرض می شود که مسئله به وسیله محیطی نامحدود احاطه شده است، در حالی که در سازه های سطحی یا نزدیک به سطح فرض می شود که مسئله در یک نیم فضا قرار دارد. روش های عددی مبتنی بر انتخاب یک ناحیه محدود از فضا، نیازمند اعمال شرایط مناسب در مرزهای عددی مصنوعی می باشد. در تحلیل های استاتیکی مرزهای ثابت شده می تواند به صورت ایده آل در فاصله ای نزدیک از منطقه ی مورد نظر قرار گیرد. با این وجود در مسائل دینامیکی چنین شرایط مرزی باعث انعکاس امواج به داخل مدل و مانع تشعشع انرژی می شود. استفاده از یک مدل بزرگ تر می تواند مشکلات ناشی از مسئله مذکور را کاهش دهد زیرا بخش عمده ای از انرژی موج انعکاسی از مرزها توسط میرایی مصالح جذب می شوند. هر چند این کار، افزایش عملیات محاسباتی را در پی دارد. روش دیگر استفاده از مرزهای جاذب است. فرمول بندی های گوناگون برای این امر پیشنهاد شده است. مرز ویسکوز به وسیله لایمر و کولیمر پیشنهاد شده و در نرم افزار UDEC مورد استفاده قرار می گیرد [۵۴]. این روش مبتنی بر استفاده از میراگرهایی مستقل در جهات نرمال و برشی مرزهای مدل می باشد. روش مذکور تقریباً در جذب امواج رسیده به مرز مدل در زاویه بیشتر از ۳۰ درجه مؤثر است. جذب انرژی برای زوایای کوچک تر از زاویه ی مذکور و یا برای امواج سطحی وجود دارد اما هنوز کامل نمی باشد. در هر حال روش اشاره شده دارای مزایایی می باشد [۵۵].

طرح مرزهای جاذب ارائه شده به وسیله لایزمر و کولیمر شامل میراگرهایی است که در جهت‌های نرمال و برشی به طور مستقل به مرز متصل می‌باشند. میراگرهای مذکور کشش‌های نرمال و برشی ویسکوزی مطابق رابطه‌ای زیر فراهم می‌نماید [۵۴].

$$t_s = -\rho C_n v_n \quad (۶-۶)$$

$$t_s = -\rho C_s v_s \quad (۷-۶)$$

به طوری که  $v_n$  و  $v_s$  به ترتیب مؤلفه‌های نرمال و برشی سرعت در مرز،  $\rho$  دانسیته جرم و  $C_n$  و  $C_s$  به ترتیب سرعت امواج P و S هستند.

به عبارات دیگر مرز ویسکوز می‌توان مستقیماً به معادلات حرکت گره‌هایی که در مرز قرار دارند وارد شود. راه حل دیگری که در UDEC بکار می‌رود بدین صورت می‌باشد که کشش‌های  $t_n$  و  $t_s$  در هر گام زمانی محاسبه شده و همانند شیوه بارگذاری مرزی در هر گام زمانی اعمال می‌شود. روش مذکور از رویکردهای قبلی مناسب‌تر بوده و آزمایش‌های نشان می‌دهند که به کارگیری این روش مناسب‌تر می‌باشد.

اگر یک مرز سرعت برای فراهم نمودن حالت تنش استاتیکی استفاده شود، این شرایط مرزی می‌تواند با مرزهای جاذب جایگزین شود. نیروهای عکس‌العمل مرز به طور خودکار محاسبه شده و این روند در جریان فاز بارگذاری دینامیکی ادامه می‌یابد. به هر حال باید توجه داشت که از تغییرات بارگذاری استاتیکی در جریان فاز دینامیکی باید اجتناب نمود. برای نمونه بعد از اینکه مرزهای جاذب روی کف مدل مشخص شده‌اند اگر یک تونل حفاری گردد کل مدل شروع به حرکت به سمت بالا می‌نماید، به علت اینکه پس از تغییر مرزها به مرز جاذب نیروهای عکس‌العمل محاسبه شده، برای نیروی وزن کلی تحت بالانس قرار نمی‌گیرد [۵۲].

نمونه‌هایی از کاربرد این مرز در مدل‌سازی عددی توسط ویدار کولدسویک و همکاران (۲۰۰۹)

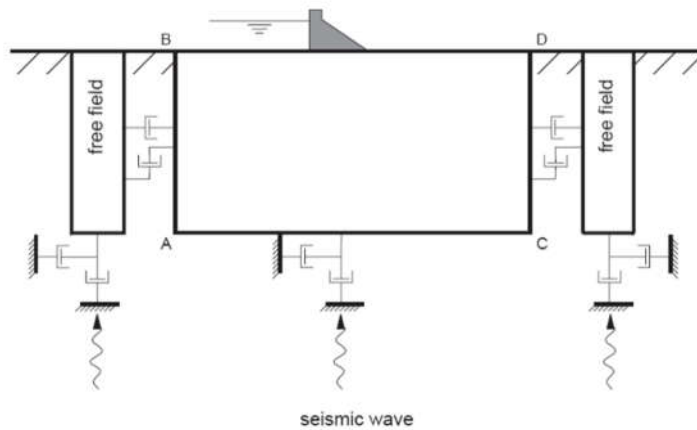


برای تحلیل عددی یک شیب سنگی در برابر زلزله [۵۶]، لیو و همکاران برای تأثیر انفجار بر روی شیب سنگی [۵۷] صورت گرفته است.

### ۳-۴-۶- مرزهای میدان آزاد

تحلیل‌های لرزه‌ای به وسیله تکنیک‌های عددی از سازه‌های سطحی نظیر سدها نیازمند مجزا نمودن ناحیه‌ای از مصالح مجاور فونداسیون است. امواج ورودی زلزله به‌طور معمول به وسیله امواج صفحه‌ای که در مصالح زیرین به سمت بالا منتشر می‌شود، ارائه می‌گردد. شرایط مرزی در جوانب مدل برای حرکت میدان آزاد، در شرایط عدم حضور سازه، باید حساب آورده شود. در برخی موارد مرزهای جانبی اولیه ممکن است کافی باشد. برای نمونه اگر تنها یک موج‌برشی بر روی قسمت AC در شکل ۶-۱۹ اعمال شود، می‌توان مرزهای AB و CD را تنها در جهت عمودی ثابت نموده. این مرزها باید در فواصل مناسب برای کمینه نمودن انعکاس امواج و رسیدن به شرایط میدان آزاد، جانمایی شوند. برای خاک‌ها با میرایی کم، فاصله موردنیاز ممکن است منجر به ایجاد یک مدل غیرعملی نماید. روش دیگر، تحمل حرکت میدان آزاد در مسیری که مرزها خواص غیرانعکاسی خود را حفظ می‌نمایند می‌باشند. به عبارتی امواجی که به سمت بالا از سازه سرچشمه می‌گیرند کاملاً جذب شوند. روش مذکور در کد تفاضل محدود پیوسته NESSI استفاده شد [۵۸].

به دلیل اینکه شبکه میدان آزاد شرایطی همانند شرایط موجود در مدل نامحدود ایجاد می‌نماید، انتشار امواج صفحه‌ای به سمت بالا هیچ‌گونه اعوجاجی را در مرز اجازه نمی‌دهد. اگر مدل بلوک‌های تغییر شکل‌پذیر یکنواخت باشد و هیچ‌گونه سازه سطحی وجود نداشته باشد، به دلیل اینکه شبکه میدان آزاد حرکت یکسانی همانند مدل اصلی انجام می‌دهد میراگرهای جانبی بکار نمی‌رود. به‌هرحال اگر حرکت مدل اصلی متفاوت با حرکت میدان آزاد باشد (بر اثر تشعشع امواج ثانویه به وسیله سازه سطحی)، در این حالت میراگرها برای جذب انرژی در رفتاری مشابه مرزهای جاذب، عمل می‌نمایند [۵۲].



شکل ۶-۱۹ مدل تحلیل ارزه‌های سازه‌های سطحی به همراه میدان آزاد [۵۲].

راجیندر یاسین و همکاران برای تحلیل عددی یک شیب سنگی در برابر زلزله از این مرزها برای خنثی نمودن اثر انعکاس امواج استفاده نموده‌اند [۳۳].

همان‌طور که در توضیحات مربوط به شرایط مرزی تحلیل دینامیکی بیان شد، امواج ورودی به مدل می‌بایست میرا گشته و از بین بروند تا بتوان شرایط واقعی را مدل‌سازی نمود. بدین منظور در این مطالعه مرزهای مدل به جز مرز پایینی در هر دو جهت  $X$  و  $Y$  ویسکوز می‌گردد تا امواج ورودی به مدل میرا گشته و از بین بروند.

#### ۶-۴-۶ - مفهوم میرایی

پدیده‌ای که باعث می‌شود ارتعاش آزاد یک سیستم به تدریج مستهلک گردد، میرایی نامیده می‌شود. در اثر میرایی، انرژی جنبشی ارتعاشی سیستم بنا به مکانیسم‌های مختلفی مستهلک می‌شود و معمولاً پیش از یک مکانیسم در پدیده میرایی شرکت دارند. میرایی در تمام سیستم‌های واقعی وجود دارند که بارزترین نشانه آن، اتلاف انرژی در سیستم است. با وجود تحقیقات زیادی که در زمینه مدل‌سازی پدیده میرایی به عمل آمده است ماهیت آن هنوز روشن نیست، مسلماً در اثر نوسان‌های متوالی، مقداری از انرژی وارده به سیستم به صورت انرژی تابشی یا گرمایی از سیستم خارج می‌شود.

## ۶-۴-۱- میرایی مکانیکی و رایلی

سیستم‌های طبیعی دینامیکی شامل تعدادی درجه میرایی انرژی ارتعاشی در بین سیستم می‌باشند. در غیر این صورت اگر سیستم در معرض نیرو قرار گیرد به صورت نامحدود شروع به نوسان می‌نماید. میرایی تا اندازه‌ای حاصل از کاهش انرژی در نتیجه نیروی اصطکاکی در بین ماده سنگ و نیز اصطکاک موجود در بین فصل مشترک‌های موجود در سیستم می‌باشد.

نرم‌افزار UDEC از یک الگوریتم برای حل دو کلاس معمول مسائل مکانیکی استفاده می‌کند (شبه استاتیک و دینامیک). میرایی در حل هر دو کلاس مسائل بکار می‌رود، اما مسائل شبه استاتیک به میرایی بیشتری نیاز دارد و برای تحلیل‌های دینامیکی، میرایی در شبیه‌سازی عددی باید برای ایجاد کاهش انرژی در سیستم طبیعی هنگامی که در معرض یک نیروی دینامیکی قرار دارد، تلاش نماید. در خاک و سنگ میرایی به‌طور عمده هیستریزیس است (مستقل از فرکانس است). ایجاد این نوع میرایی به صورت عددی به دلیل وجود حداقل دو مسئله، مشکل است.

۱- بسیاری از توابع هیستریزیس (حلقوی) ساده در زمانی که چندین موج به سیستم اضافه شوند، تمام مؤلفه‌ها را به‌طور مساوی میرا نمی‌کنند.

۲- مشکل شدن تفسیر نتایج به دلیل وابسته شدن توابع هیستریزیس به مسیر.

باید توجه داشت که اگر یک مدل ساختاری که شامل نمایش دقیق هیستریزیس مطابق با آنچه در واقعیت رخ می‌دهد یافت شود، آنگاه میرایی اضافه‌ای نیاز نخواهد بود.

در برنامه‌های حوزه زمان، میرایی رایلی به‌طور معمول برای ایجاد میرایی که تقریباً مستقل از فرکانس باشد در دامنه محدود فرکانس‌ها به کار می‌رود. اثرات وابستگی فرکانس طوری مرتب می‌شوند که فرکانس‌های محدوده موردنظر را از بین ببرند. متناوباً میرایی محلی که در حل استاتیکی UDEC وجود دارد می‌تواند برای مسائل دینامیکی نیز بکار رود با این شرط که ضرایب میرایی مناسب برای

انتشار امواج در نظر گرفته شود. استفاده از میرایی محلی در مسائل دینامیکی جدید می‌باشد. رویکرد مذکور به دلیل طبیعت مستقل از فرکانس میرایی بخش به نظر می‌رسد [۵۲].

#### ۶-۴-۵- انتقال موج و ابعاد شبکه‌بندی

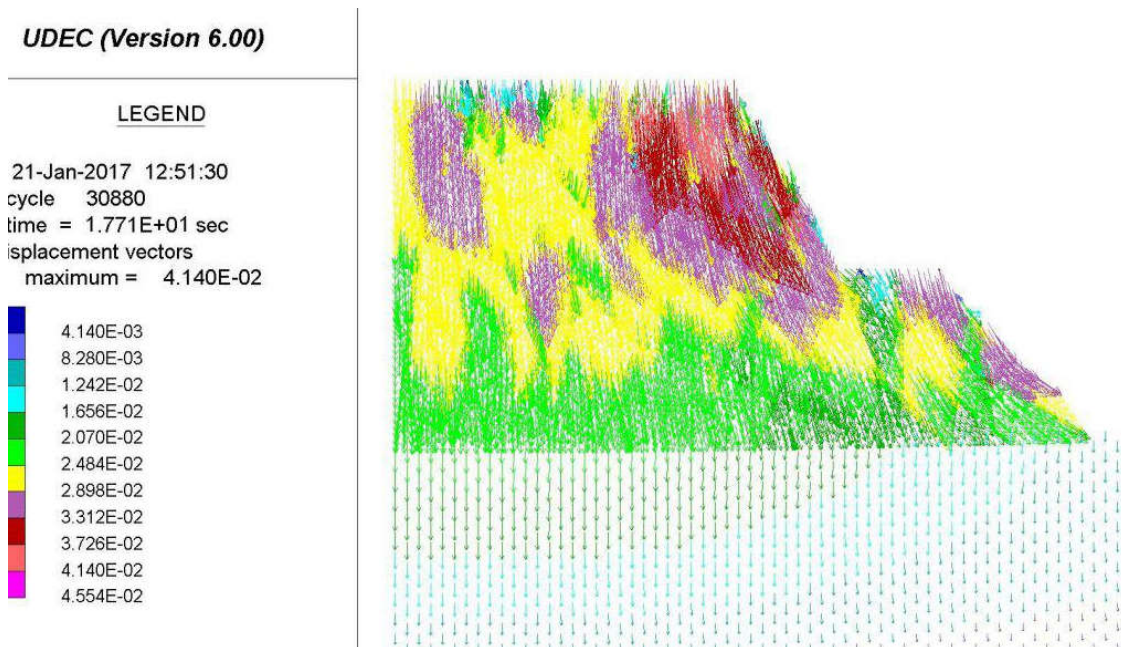
سختی فیزیکی درزه‌های برجا می‌تواند تأثیر قابل توجهی روی انتشار امواج لرزه‌ای داشته باشد. اگر انتقال موج به دقت مدل شده باشد، اهمیت ارائه این تأثیر در مدل گسسته می‌تواند مهم باشد. به هر حال باید در عدم مطرح سازی اغتشاش عددی امواج که می‌تواند باعث چشم‌پوشی تأثیر واقعی درزه‌ها روی انتشار امواج باشد، دقت شود. اغتشاش عددی انتشار امواج می‌تواند در یک تحلیل دینامیکی رخ دهد، خواه تحلیل موردنظر بر پایه برنامه‌های پیوسته باشد و خواه گسسته، به طوری که می‌تواند به عنوان یک تابعی از شرایط مدل‌سازی باشد. فرکانس موج اعمالی به سیستم و خصوصیات سرعت موج دو پارامتری هستند که دقت محاسبات عددی مربوط به انتشار امواج را تحت تأثیر قرار می‌دهند.

ابعاد شبکه‌بندی نقش مهمی را در تحلیل‌های دینامیکی ایفا می‌کند، چراکه بزرگ شدن ابعاد مش‌ها، باعث کاهش تعداد گره‌ها گردیده و دقت پایین می‌آید. همچنین اگر ابعاد خیلی کوچک باشند، زمان محاسبات بالا رفته و ممکن است مشکلات سخت‌افزاری به وجود آید. لذا از آنجایی که بزرگ و کوچک بودن ابعاد مش در تحلیل دینامیکی، منجر به خطای محاسباتی می‌گردد. کولمیر و لایزمر نشان دادند که برای حصول اطمینان از انتقال صحیح امواج در بین مدل، اندازه‌ی بزرگ‌ترین ابعاد المان  $\Delta l$  باید تقریباً کوچک‌تر از یک‌دهم یا یک‌هشتم طول موج وابسته به بالاترین فرکانس موج ورودی باشد. به عبارتی:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (۶-۱۷)$$

به طوری که  $\Delta l$  ابعاد مش‌ها و  $\lambda$  طول موج وابسته به مؤلفه‌ی بزرگ‌ترین فرکانس که شامل انرژی محسوسی است، می‌باشد [۵۲].

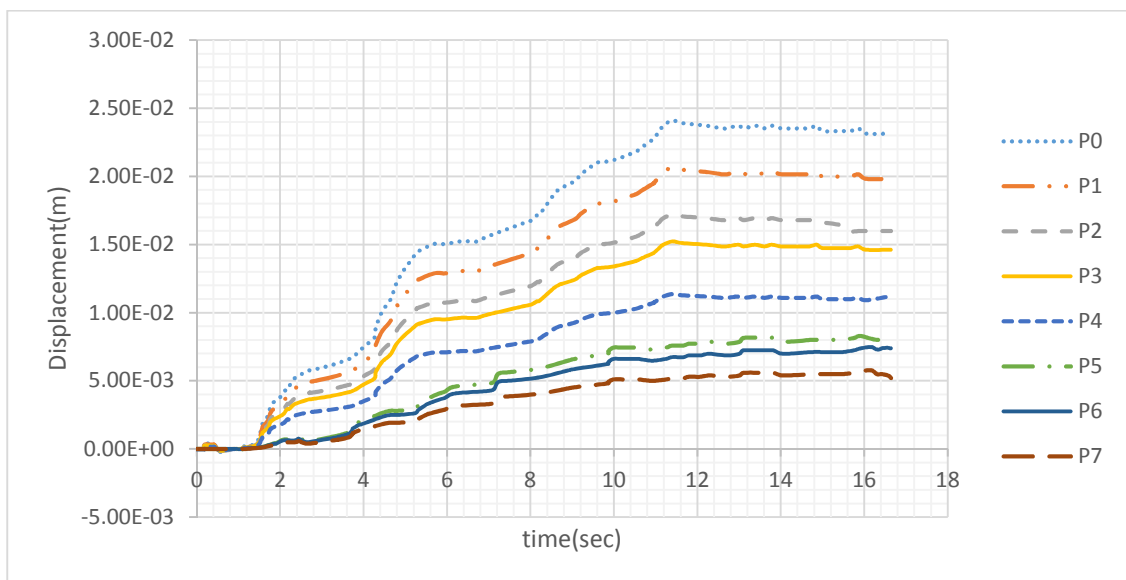
در صورتی که یکی یا کلیه مؤلفه‌های غالب فرکانسی بار خارجی اعمالی به سیستم مدل شده، از معیار فوق تجاوز نمایند، نتایج خروجی حاوی ارتعاشات اضافی کاذب خواهد بود که به لحاظ فیزیکی وجود خارجی نداشته و قابل توجه نیست. این مسئله در مورد کلیه تحلیل‌های عددی که در آن‌ها از روش‌های شبکه‌بندی یک محیط فیزیکی استفاده می‌شود، صادق است. برای هر محیط المان بندی شده، یک حد بالای فرکانس وجود دارد که سیستم (با توجه به اندازه مخصوص المان‌های مدل)، قادر به انتقال آن می‌باشد و این حد برای منطقی بودن پاسخ‌های مدل، باید در بارگذاری خارجی، مورد توجه قرار گیرد.



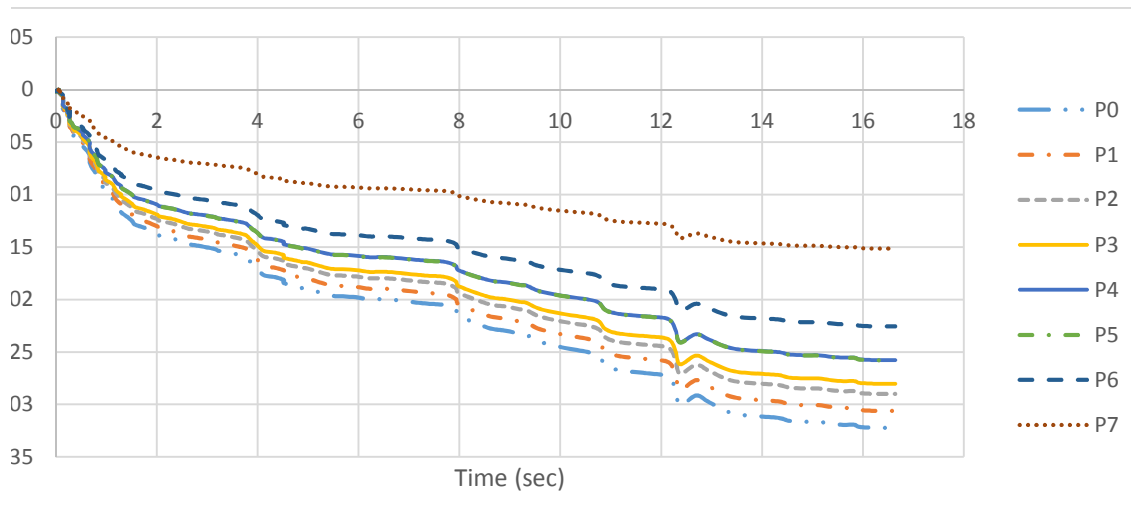
شکل ۶-۲۰ بردارهای جابجایی در حالت دینامیکی.

بردارهای جابجایی مربوط به شیروانی در شکل ۶-۲۰ که مربوط به تحلیل دینامیکی می‌باشد، نشان می‌دهد که بیشترین تغییرمکان‌ها مربوط به سطوح فوقانی شیروانی و همچنین نقاط نزدیک به سطح آن می‌باشد که این عملکرد تا حدودی شبیه به حالت تعادل استاتیکی می‌باشد. همچنین این نتایج را می‌توان در نمودارهای مربوط به تغییرمکان نقاط کنترلی نسبت به زمان که در شکل ۶-۲۱ آورده شده است، مشاهده نمود. نمودارهای این شکل نشان می‌دهند که بیشترین جابجایی‌ها مربوط به

نقطه‌ای واقع در تاج شیروانی است و کمترین آن مربوط به پاشنه است و هرچه از تاج شیروانی به سمت پاشنه آن حرکت می‌کنیم، میزان تغییر مکان‌ها در هر دو جهت افقی و عمودی کاهش می‌یابد. علاوه بر این نتایج نشان می‌دهند که شیروانی مذکور در حالت کلی پایدار بوده و در صورت استفاده از سیستم نگهداری، گسیختگی بوجود نیامده و تغییر مکان‌ها در محدوده‌ی مجاز و قابل قبول می‌باشند. رفتار نقاط در دو جهت افقی و عمودی بسیار به یکدیگر شبیه می‌باشد که این امر نشان می‌دهد نیروی زلزله کل سازه را تحت تاثیر قرار داده و بدون در نظر گرفتن مکان نقاط، همگی تقریباً جابجایی و رفتار یکسانی دارند.



الف) جابجایی در جهت X



شکل ۶-۲۱ نمودارهای جابجایی نقاط کنترلی در تحلیل دینامیکی.

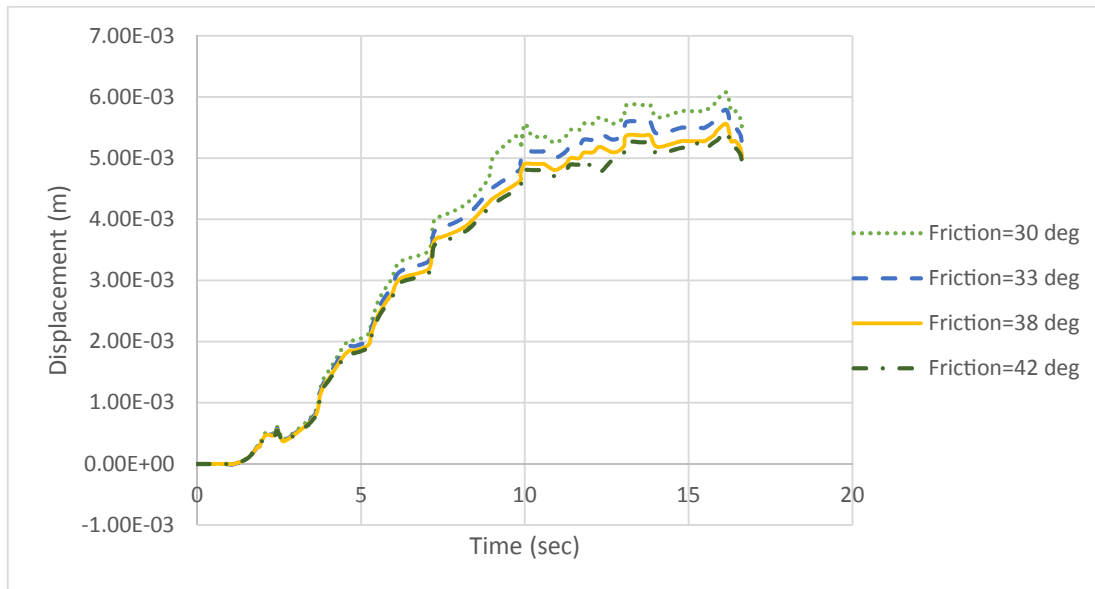
## ۵-۶- مطالعه رفتاری و تحلیل پارامتری

رفتار مکانیکی توده سنگ بستگی به مجموع رفتار سازندهای آن، یعنی سنگ سالم و ناپیوستگی‌ها دارد. عنوان ناپیوستگی به طور کلی شامل شکستگی‌ها، ترک‌ها، درزه‌ها، گسل‌ها، صفحات لایه‌بندی و دیگر سطوح ضعف می‌شود. در این میان، درزه‌ها متداول‌ترین نوع ناپیوستگی‌ها هستند. لذا در این تحقیق، از میان انواع ناپیوستگی‌های توده سنگ، تمرکز عمده بر روی درزه‌ها است و در این فصل سعی شده است که با مطالعه پارامتری، به بررسی عوامل موثر بر رفتار شیروانی سنگی پرداخته شود. در این بخش، نمونه صحت سنجی شده ابتدای فصل، مورد مطالعه قرار می‌گیرد. متغیرهای مورد بررسی در این فصل شامل زاویه اصطکاک، بازشدگی و چسبندگی در درزه‌ها می‌باشد.

### ۵-۶-۱- تحلیل حساسیت و تاثیر زاویه اصطکاک درزه

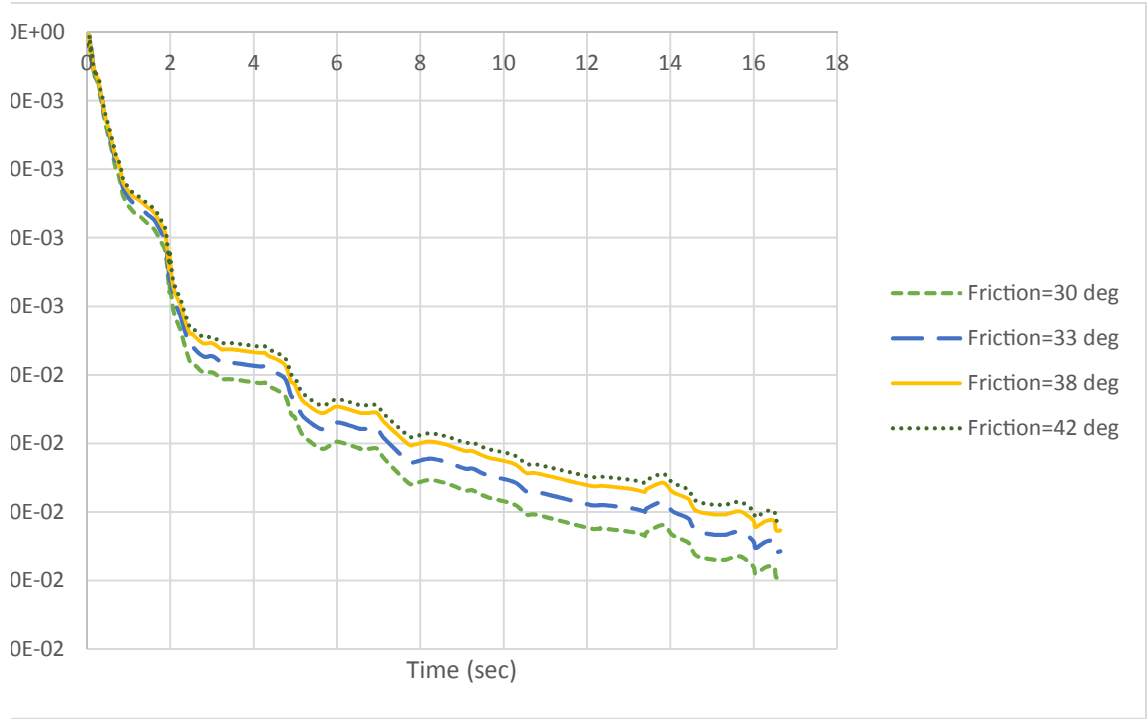
در این قسمت، تاثیر زاویه اصطکاک درزه بر جابجایی‌های موجود آمده در شیروانی سنگی بررسی می‌شود. به منظور بررسی این پارامتر، سعی شده است از مقادیر زوایای اصطکاک ۳۰، ۳۳، ۳۸ و در نهایت ۴۲ درجه به منظور بررسی تغییر مکان‌ها استفاده شود که زاویه اصطکاک ۳۳ درجه به عنوان پارامتر اصلی مورد استفاده در مدل‌سازی می‌باشد. البته در این قسمت سعی شده است که تنها به نتایج تحلیل دینامیکی به دلیل بحرانی‌تر بودن آن، پرداخته می‌شود. نتایج و تغییر مکان‌های به وجود آمده برای

دونقطه از شیروانی واقع در پاشنه و تاج که دارای بیشترین و کمترین مقادیر جابجایی در سطح شیروانی هستند، در شکل ۶-۲۲ و شکل ۶-۲۳ نشان داده شده است.



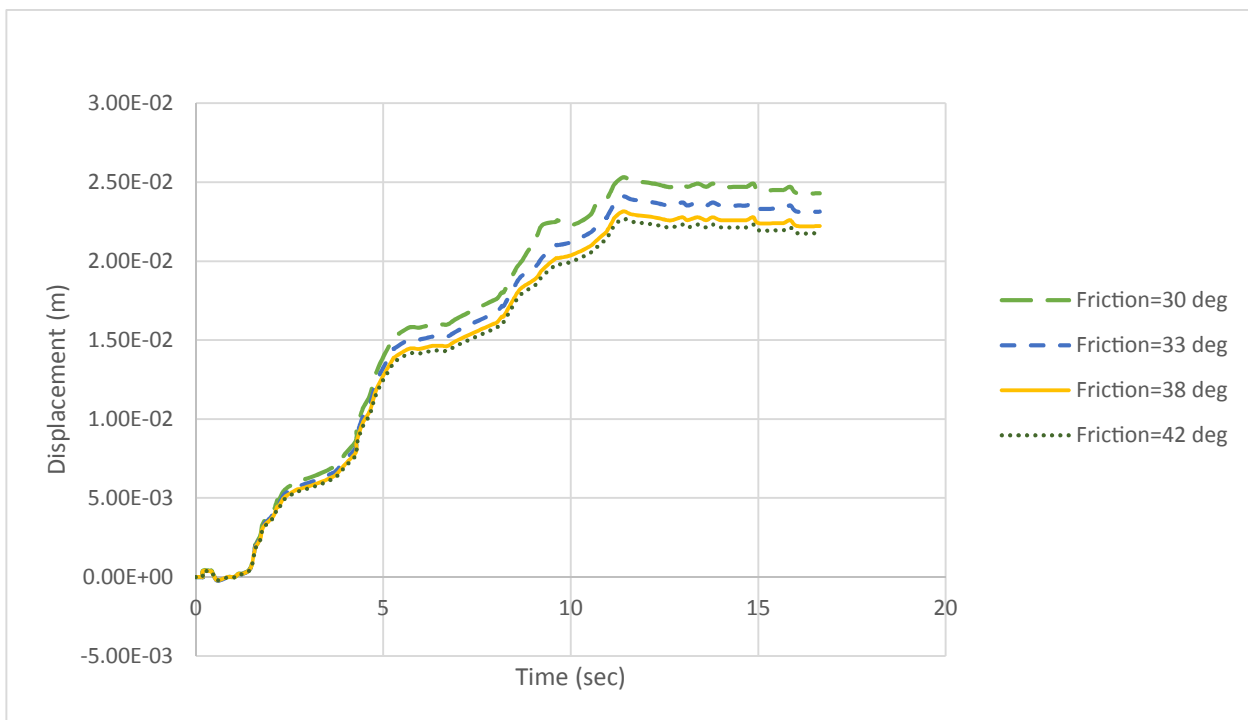
الف) جابجایی در راستای X



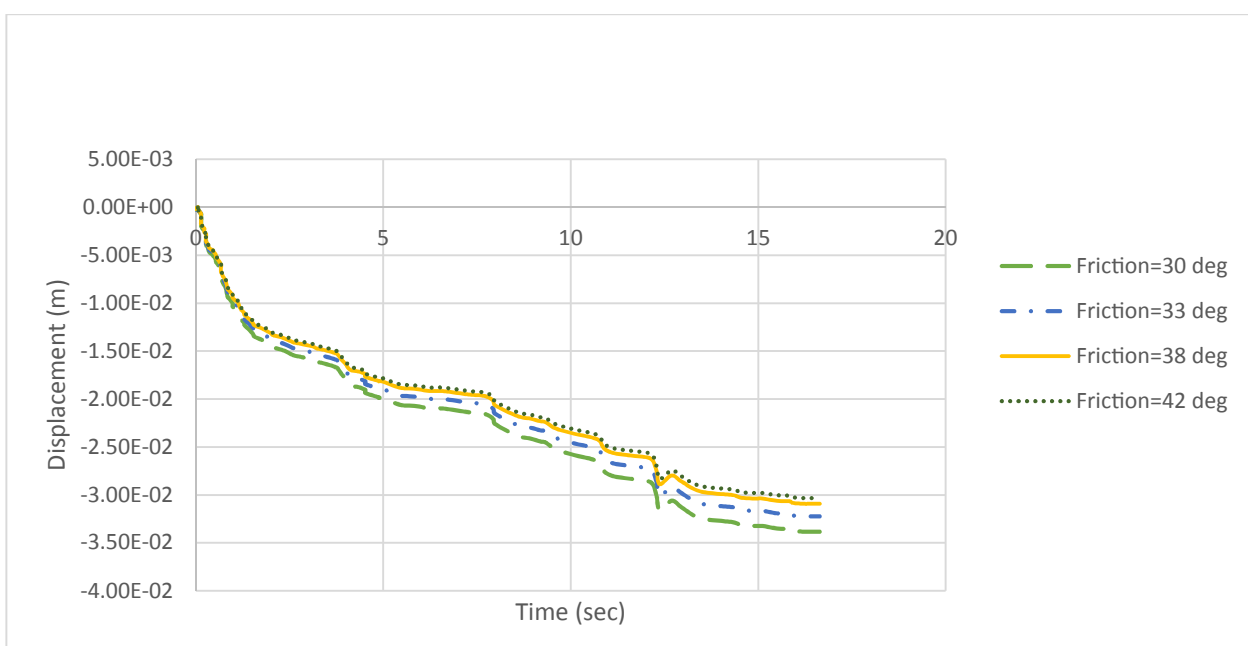


ب) جابجایی در راستای Y

شکل ۶-۲۲ جابجایی در پاشنه شیروانی برا مقادیر مختلف زوایای اصطکاک درزه



الف) جابجایی در راستای X



ب) جابجایی در راستای Y

شکل ۶-۲۳ جابجایی در تاج شیروانی برای مقادیر مختلف زوایای اصطکاک درزه

با مشاهده در رفتار و نحوه تغییر شکل‌های بوجود آمده در نقاط، همچنین نحوه شروع و میزان

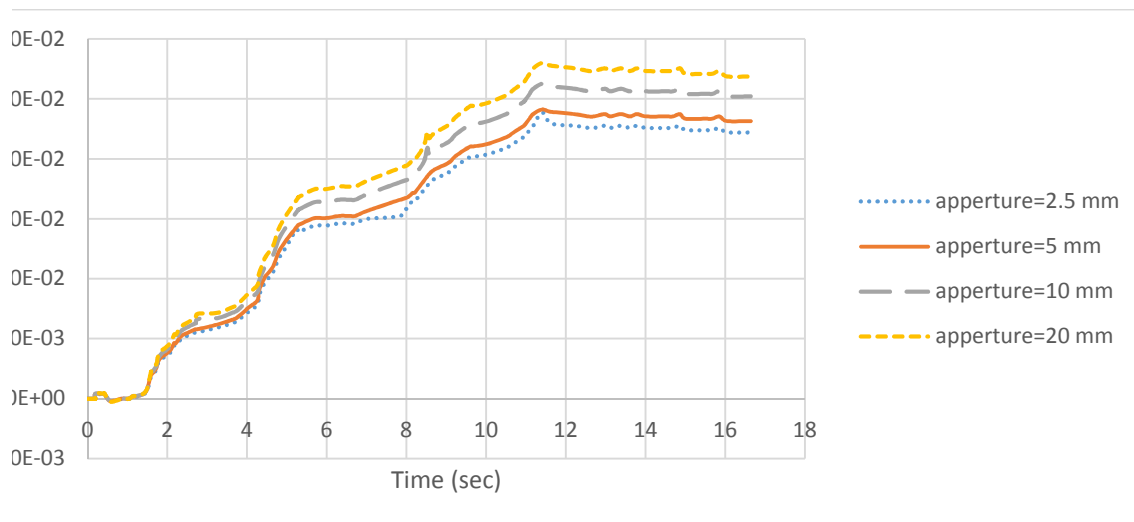
رسیدن به جابجایی نهایی در تاریخچه‌ی زمان مشاهده شده در نمودارهای مربوط به تحلیل دینامیکی شیروانی سنگی (شکل ۶-۲۲ و شکل ۶-۲۳)، تقریباً رفتار تغییر مکان‌ها برای تمامی زوایای اصطکاک مشابه بوده و در تمامی نمودارها پس از گذشت ۱۲ ثانیه از تحلیل، جابجایی‌ها همگرا شده و به تغییر مکان نهایی می‌رسند. در حقیقت با تغییر در زوایای اصطکاک، رفتار کلی شیروانی یکسان بوده و تغییری نکرده و تنها در مقادیر جابجایی‌ها، تغییری ایجاد شده است که بیش‌ترین جابجایی مربوط به زاویه اصطکاک ۳۰ درجه و کم‌ترین آن مربوط به زاویه اصطکاک ۴۲ درجه است.

با مشاهده در مقادیر جابجایی در شکل ۶-۲۲ و شکل ۶-۲۲ می‌توان دریافت که با افزایش در مقادیر زوایای اصطکاک درزه‌ها، میزان جابجایی‌ها کمتر شده که این امری طبیعی است؛ اما می‌بایست به میزان تغییر این مقادیر توجه کرد. به عنوان مثال، با تغییر زاویه اصطکاک از ۳۳ درجه به ۳۰ درجه، با آن که تنها ۳ درجه زاویه اصطکاک کاهش یافته است، میزان تغییر در مقادیر جابجایی، با تغییر زاویه اصطکاک از ۳۳ درجه به ۴۲ درجه (تغییر و افزایش ۹ درجه‌ای زاویه اصطکاک)، یکسان است؛ یعنی با تغییر زاویه اصطکاک از ۳۳ به ۳۰ درجه، مقدار جابجایی ۴,۸٪ کاهش یافته است، در حالی که با تغییر زاویه اصطکاک از ۳۳ به ۴۲ درجه، مقدار جابجایی نیز ۴,۸٪ تغییر پیدا کرده است؛ که این نتایج نشان‌دهند آن است که بالا رفتن زاویه اصطکاک از بازه‌ی خاصی، دیگر تغییر قابل توجه‌ای در تغییر مکان‌ها بوجود نیامده و می‌توان این تغییر را در نظر نگرفت.

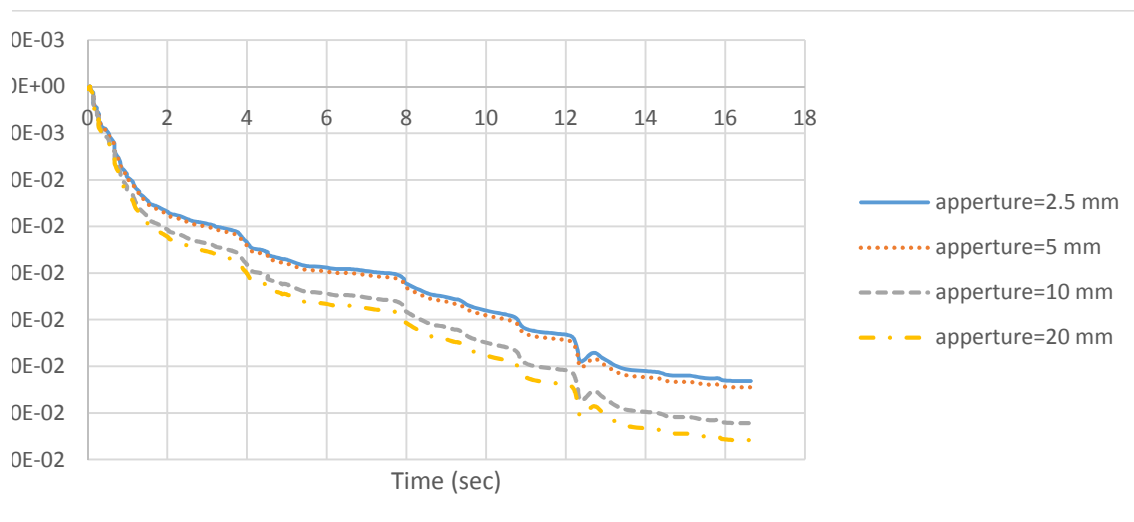
#### ۶-۵-۲- تحلیل حساسیت و تاثیر بازشدگی درزه

در این قسمت، تاثیر مقادیر مختلف بازشدگی درزه بر جابجایی‌های بوجود آمده در شیروانی سنگی بررسی می‌شود. به منظور بررسی این پارامتر، سعی شده است از مقادیر ۲,۵، ۵، ۱۰ و در نهایت ۲۰ میلی‌متر به عنوان پارامتر بازشدگی در درزه‌ها استفاده شود که بازشدگی ۵ میلی‌متر به عنوان پارامتر اصلی برای توده‌سنگ دره‌نگام مدل‌سازی می‌باشد. نتایج و تغییر مکان‌های به‌وجود آمده برای یک نقطه از شیروانی واقع در تاج شیروانی (به دلیل دارا بودن بیشترین تغییر مکان‌ها در این نقطه)، در شکل ۶-۲۴

نشان داده شده است.



الف) جابجایی در راستای X



ب) جابجایی در راستای Y

شکل ۶-۲۴ جابجایی در تاج شیروانی برای مقادیر مختلف بازشدگی درزه‌ها

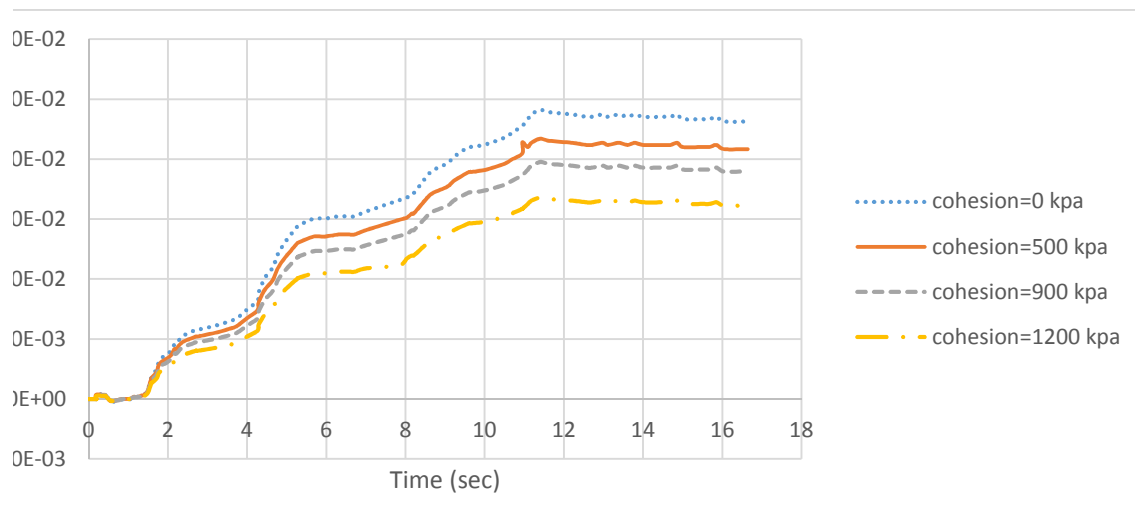
با مشاهده در رفتار و نحوه تغییر شکل‌های بوجود آمده در نقاط و همچنین نحوه شروع و میزان رسیدن به جابجایی نهایی در تاریخچه‌ی زمان مشاهده شده در نمودارهای مربوطه (شکل ۶-۲۴)، رفتار تغییر مکان‌ها برای تمامی زوایای اصطکاک مشابه بوده و در تمامی نمودارها پس از گذشت ۱۲ ثانیه از

تحلیل، جابجایی‌ها همگرا شده و به تغییر مکان نهایی می‌رسند. در حقیقت با تغییر در زوایای اصطکاک، رفتار کلی شیروانی یکسان بوده و تغییری نکرده و تنها در مقادیر جابجایی‌ها، تغییراتی ایجاد می‌شود که بیش‌ترین جابجایی مربوط به بازشدگی ۲۰ میلی‌متری و کم‌ترین آن مربوط به بازشدگی ۲,۵ میلی‌متری است.

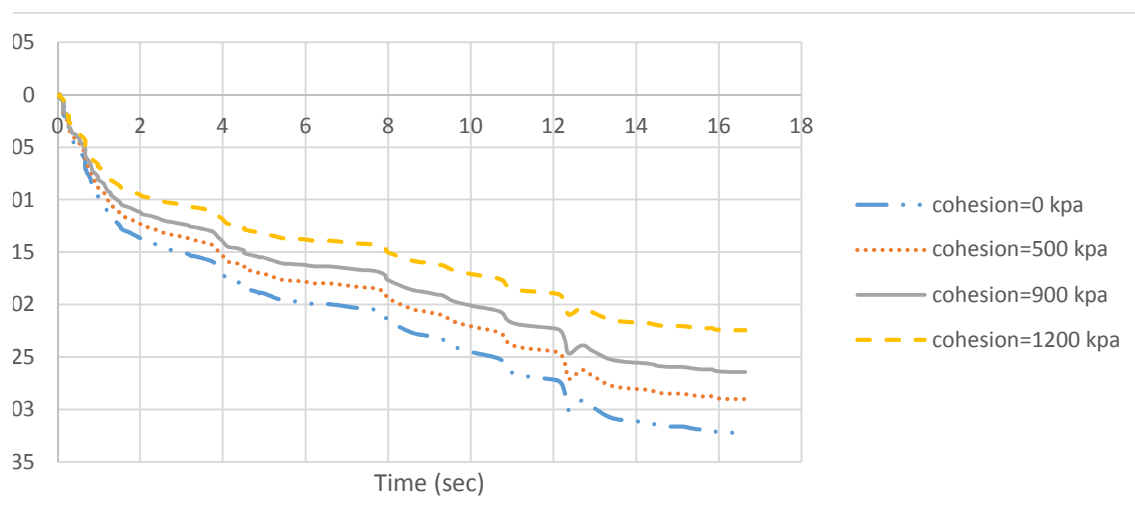
با مشاهده در مقادیر جابجایی در شکل ۶-۲۴ می‌توان دریافت که با افزایش در مقادیر بازشدگی درزه‌ها، میزان جابجایی‌ها کمتر شده که این امری طبیعی است؛ اما می‌بایست به میزان تغییر این مقادیر توجه کرد. به عنوان مثال، با تغییر بازشدگی از ۵ میلی‌متر به ۲,۵ میلی‌متر، با آن‌که تنها بازشدگی درزه ۲,۵ میلی‌متر کاهش یافته است، میزان تغییر در مقادیر جابجایی، با تغییر از ۵ میلی‌متر به ۲۰ میلی‌متر، بسیار کمتر بوده و می‌توان این نتیجه را گرفت که در بازشدگی‌های کمتر از ۵ میلی‌متر، تغییر قابل توجهی در تغییر مکان‌ها بوجود نیامده، در حالی‌که میزان تغییر مکان‌ها در بازشدگی ۲۰ میلی‌متری، تغییر قابل توجهی بوجود آمده است.

### ۶-۵-۳- تحلیل حساسیت و تاثیر چسبندگی درزه

در این قسمت، تاثیر مقادیر مختلف چسبندگی درزه بر جابجایی‌های بوجود آمده مورد بررسی قرار می‌گیرد. به منظور بررسی این پارامتر، سعی شده است از مقادیر چسبندگی ۰, ۵۰۰، ۹۰۰ و در نهایت ۱۲۰۰ کیلوپاسکال برای بازشدگی در درزه‌ها استفاده شود که چسبندگی ۰ کیلوپاسکال به عنوان پارامتر اصلی برای توده‌سنگ در هنگام مدل‌سازی استفاده شده است. نتایج و تغییر مکان‌های به‌وجود آمده برای یک نقطه از شیروانی واقع در تاج شیروانی، در شکل ۶-۲۵ نشان داده شده است.



الف) جابجایی در راستای X



ب) جابجایی در راستای Y

شکل ۶-۲۵ جابجایی در تاج شیروانی برای مقادیر مختلف چسبندگی درزه‌ها

با مشاهده شکل ۶-۲۵ مربوط به تغییر مکان‌های بوجود آمده در دوجبهت X و Y برای نقطه‌ی مذکور تحت چسبندگی‌های مختلف، می‌توان به این نتیجه رسید که تاثیر این پارامتر مشابه دو حالت قبل بوده به این معنا که تمامی جابجایی‌ها همانند پارامترهای قبلی، با افزایش پارامتر چسبندگی میزان تغییر مکان‌ها کاهش یافته است. با این تفاوت که در این حالت میزان تغییرات جابجایی‌ها دارای یکنواختی بیشتری بوده. بدین معنا که با تغییر چسبندگی از ۰ به ۵۰۰ کیلوپاسکال، مقدار جابجایی‌ها

تاحدودی برابر با تغییر از ۰ به ۹۰۰ و ۹۰۰ به ۱۲۰۰ کیلوپاسکال است که این حالت در پارامترهای

قبلی مشاهده نشده است.







---

**فصل هفتم: نتیجه‌گیری و  
پیشنهادات**

---



## ۷- نتیجه‌گیری و پیشنهادات

### ۷-۱- نتایج

با توجه به نواقصی که در نحوه بکارگیری و فرض‌های ساده‌سازی هندسه درزه‌ها مبتنی بر بکارگیری دسته درزه‌های موازی و استفاده از طول نامحدود آنها در تحلیل پایداری شیب‌های سنگی وجود دارد، لازم است روش‌هایی برای تحلیل دقیق‌تر پایداری در مورد چنین سازه‌هایی به جهت جلوگیری وقوع لغزش بلوک‌ها معرفی می‌گردد. در این مطالعه برای کاهش عدم قطعیت‌ها فوق به ارائه و معرفی روش DFN-DEM برای تحلیل پایداری بلوک‌ها بر روی شیب سنگی پرداخته شده است. بدین منظور پس از انجام کارهای آماری بر روی اطلاعات درزه برداشت شده از شیروانی سنگی درزه‌دار سد و نیروگاه رودبار به جهت استفاده در تولید شبکه شکستگی و محاسبه تابع چگالی احتمال هر کدام از پارامترهای هندسی، شبکه شکستگی مجزا تولید شده و با اندازه‌گیری‌هایی میدانی به منظور صحت‌سنجی، مقایسه شده و در نهایت به ساخت هندسه کلی مدل به کمک نرم‌افزار UDEC پرداخته شده است. به منظور ارزیابی دقیق رفتار شیروانی در برابر نیروهای استاتیکی و دینامیکی، مدل‌سازی و تحلیل به روش مذکور در سه مرحله انجام گرفته است.

(۱) مدل‌سازی شیروانی در حالت استاتیکی

(۲) استفاده از سیستم نگهدارنده به منظور کنترل جابجایی‌ها

(۳) اعمال نیروی دینامیکی در مدل برای شبیه‌سازی شرایط زلزله و ارزیابی رفتار لرزه‌ای

شیروانی

نتایج حاصل از تحلیل‌ها در این مطالعه به صورت فهرست‌وار در بندهای زیر خلاصه شده است.

(۱) تحلیل احتمالی می‌تواند به عنوان یک ابزار موثر برای کاهش عدم قطعیت‌های متداول

موجود در تحلیل پایداری شیب سنگی استفاده گردد.

(۲) اندازه‌گیری‌های انجام شده جهت تولید شبکه شکستگی‌های مجزا نشان می‌دهد که مقادیر طول درزه‌ها در سه دسته درزه از تابع توزیع نرمال و در یک دسته درزه از تابع توزیع نمایی پیروی می‌نمایند.

(۳) نتایج تحلیل‌های DFN-DEM در حالت استاتیکی نشان می‌دهد که نقاط نزدیک به سطح شیروانی و پله‌ها دارای تغییرمکان‌های بیشتری نسبت به نقاط درونی هستند.

(۴) با بالا رفتن تراز ارتفاعی در شیروانی سنگی، به دلیل بزرگتر شدن سطح ناپایدار میزان جابجایی‌ها افزایش می‌یابد.

(۵) نتایج تحلیل در حالت تعادل استاتیکی به همراه سیستم نگهداری نشان داده است که میزان جابجایی‌ها در تمامی مدل یکنواخت بوده و مقادیر آن‌ها برای کل سیستم تا حدودی یکنواخت می‌باشد که نشان دهنده یکنواختی شیروانی توسط سیستم نگهداری است.

(۶) به دلیل ناپایداری بوجود آمده از تحلیل دینامیکی، از سیستم نگهدارنده در مدل استفاده شده است.

(۷) تفاوت ناپایداری در حالت استاتیکی و دینامیکی را می‌توان به نحوه جابجایی و گسیختگی‌های بوجود آمده اشاره کرد به طوریکه در حالت استاتیکی، قطعات سنگ جابجا شده و در حالیکه در تحلیل دینامیکی، معمولاً بلوک‌ها پرتاب شده و از سیستم جدا می‌شوند.

(۸) نتایج تحلیل لرزه‌ای شیب نشان می‌دهد که بلوک‌های بزرگ‌تر (جرم بالاتر) بر روی درزه اصلی در مقابل زلزله تحریک پذیرتر بوده و ایمنی کمتری دارند.

(۹) تحلیل حساسیت بر روی سه پارامتر چسبندگی، زاویه اصطکاک و یازشدگی درزه‌ها نشان دادند که با تغییر در این پارامترها، زمان و نحوه رسیدن به جابجایی نهایی در تمامی حالات یکسان است اما میزان تغییر جابجایی‌ها در هر کدام متفاوت است به طوریکه با افزایش در مقادیر این سه پارامتر، میزان جابجایی‌ها کمتر شده و رفتار شیروانی سنگی به

این مقادیر وابسته می‌باشد.

## ۲-۷- پیشنهادات

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی، جهت تکمیل بررسی‌های انجام شده و اهداف این پایان‌نامه، نکات زیر به عنوان پیشنهادات ارائه می‌گردد.

(۱) می‌توان از سایر مدل‌های رفتاری ناپیوستگی استفاده نمود و پاسخ آن‌ها را با نتایج حاصل از مدل رفتاری موهر کولمب مقایسه کرد.

(۲) تحلیل استاتیکی و لرزه‌ای شیب می‌تواند در حضور آب در مدل با در نظر گرفتن اضافه فشار آب به وجود آمده در ناپیوستگی‌ها، صورت گیرد و شرایط گسیختگی آن بررسی شود (۳) استفاده از رویکرد احتمالی به منظور دستیابی به بهترین حالت استفاده از سیستم نگهدارنده توصیه می‌شود.

(۴) به دلیل اثرگذاری مولفه‌های مختلف زلزله بر رفتار سازه‌ها، می‌توان به بررسی پارامترهای مختلف زلزله همچون مولفه قائم، به بررسی اثر پارامتر بر رفتار شیروانی سنگی پرداخت (۵) در حوزه‌ی پدافند غیرعامل نیز می‌توان به بررسی شیروانی مورد نظر در حالت استفاده از بار انفجار و بررسی رفتار شیروانی و جابجایی‌ها پرداخت.

## ۸- مراجع

۱. قزوینیان، ع، "تعدادل حدی روش مناسب جهت تحلیل پایداری سطوح شیب دار"، دوره آموزشی مرکز تحقیقات، راه و مسکن شهرسازی، ۱۳۸۲.
۲. Cruden, D.M. and D.J. Varnes, *Landslides: investigation and mitigation. Chapter ۳-Landslide types and processes*. Transportation research board special report, ۱۹۹۶(۲۴۷).
۳. Wyllie, D.C. and C. Mah, "*Rock slope engineering*", ۲۰۰۴: CRC Press.
۴. قاسم‌پور ن، پناه‌بر ب، آصفی م، (۱۳۹۳) "تحلیل پایداری شیروانی های سنگی با استفاده از نرم‌افزار SLIDE" چاپ اول، انتشارات قرارگاه سازندگی خاتم الانبیا (ص)، قرب قائم.
۵. قزوینیان، ع، "تعدادل حدی روش مناسب جهت تحلیل پایداری سطوح شیب دار"، دوره آموزشی مرکز تحقیقات، راه و مسکن شهرسازی، ۱۳۸۲.
۶. Eberhardt, E., *Rock slope stability analysis—utilization of advanced numerical techniques*. Earth and Ocean sciences at UBC, ۲۰۰۳.
۷. فاطمی اس، (۱۳۸۰)، پایان‌نامه ارشد: "طراحی ترانسه ساختگاه کارون ۴ با توجه به آب زیرزمینی و نفوذپذیری"، دانشگاه تربیت مدرس.
۸. Liu, R. and H. Shi, (۲۰۰۶) "*An improved pseudo-static method for seismic resistant design of underground structures*", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, ۵(۲): p. ۱۸۹-۱۹۳.
۹. Jing, L., (۲۰۰۳) "*A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering*", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, ۴۰(۳): p. ۲۸۳-۳۵۳.
۱۰. Goodman, R.E. and G.-h. Shi, (۱۹۸۵) "*Block theory and its application to rock engineering*", Prentice-Hall Englewood Cliffs, NJ.
۱۱. Warburton, P. (۱۹۸۱) "*Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces*". in *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Elsevier.
۱۲. Mauldon, M., K. Chou, and Y. Wu, (۱۹۹۷) "*Limit analysis of ۲-d tunnel keyblocks*", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, ۳۴(۳): p. ۱۹۳. e۱۹۳-۱. e۱۵.
۱۳. Yarahmadi Bafghi, A.-R. and T. Verdel, (۲۰۰۳) "*The key-group method*", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, ۲۷(۶): p. ۴۹۵-۵۱۱.
۱۴. امامی میبیدی ع، بافقی ع، سالاری راد ح، (۱۳۸۶)، "روش گروه های کلیدی جهت دار در تحلیل پایداری شیب سنگ های درزه دار"، نشریه علمی پژوهشی مهندسی معدن.

۱۵. Brown, M.E., (۱۹۸۷), “*Analytical and Computational Methods In Engineering Rock. Tunnelling and Underground Space Technology*”.
۱۶. plaxis, (۲۰۰۲), “*Finit Element Package for Analysis of Geotechnical Structures*”, Delf, Netherland.
۱۷. Xu, N., et al., (۲۰۱۴), “*The dynamic evaluation of rock slope stability considering the effects of microseismic damage*”, *Rock Mechanics and Rock Engineering*,. ۴۷(۲): p. ۶۴۲-۶۲۱
۱۸. Li, X., (۲۰۰۷) “*Finite element analysis of slope stability using a nonlinear failure criterion*”, *Computers and Geotechnics*,. ۳۴(۳): p. ۱۳۶-۱۲۷
۱۹. Guo, M., X. Ge, and S. Wang, (۲۰۱۱) “*Slope stability analysis under seismic load by vector sum analysis method*”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*,. ۳(۳): p. ۲۸۸-۲۸۲
۲۰. Mousavi, S.M., et al., (۲۰۱۱) “*Quantitative risk analysis for earthquake-induced landslides—Emamzadeh Ali, Iran*”, *Engineering Geology*,. ۱۲۲(۳): p. ۲۰۳-۱۹۱
۲۱. Forlati, F., G. Gioda, and C. Scavia, (۲۰۰۱) “*Finite element analysis of a deep-seated slope deformation*”, *Rock Mechanics and Rock Engineering*,. ۳۴(۲): p. ۱۵۹-۱۳۵
۲۲. موسوی م، احمدی م.ت، (۱۳۸۲) "مقایسه روش های مدل سازی عددی توده سنگ درزه دار در تحلیل تونل ها و سازه"، ششمین کنفرانس تونل، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.
۲۳. Shi, G., (۱۹۸۸), *Ph.D thesis*, “*Discontinuous deformation analysis-A new numerical model for the static and dynamics of block systems*”,. California., Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
۲۴. Goodman, R.E. (۱۹۸۸) “*Discontinuous deformation analysis-a new method for computing stress, strain and sliding of block systems*”, in *The ۲۹th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*.. American Rock Mechanics Association.
۲۵. hua Shi, G., (۱۹۹۳) “*Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis*”, Computational Mechanics publications, Southhampton United Kingdom and Boston USA.
۲۶. Jing, L. and J. Hudson, (۲۰۰۲) “*Numerical methods in rock mechanics*”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*,. ۳۹(۴): p. ۴۰۹-۴۲۷
۲۷. Jiang, M., J. Konrad, and S. Leroueil, (۲۰۰۳) “*An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies*”, *Computers and*

- geotechnics, ۳۰(۷): p. ۵۹۷-۵۷۹
۲۸. Lisjak, A. and G. Grasselli, (۲۰۱۴) "A review of discrete modeling techniques for fracturing processes in discontinuous rock masses", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, ۶(۴): p. ۳۱۴-۳۰۱
۲۹. Cundall, P., (۱۹۸۷) "Distinct element models of rock and soil structure", *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*, ۴: p. -۱۲۹ .۱۶۳
۳۰. Esaki, T., et al. (۱۹۹۹) "Modeling jointed rock masses and prediction of slope stabilities by DEM". in *Vail Rocks, The ۳۷th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. ۱۹۹۹. American Rock Mechanics Association.
۳۱. Chuhan, Z., et al., (۱۹۹۷) "Application of distinct element method in dynamic analysis of high rock slopes and blocky structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ۱۶(۶): p. ۳۹۴-۳۸۵
۳۲. HEUZÉ, F.E., O.R. WALTON, and D.M. MADDIX, (۲۰۱۴) "Analysis of Explosions in Hard Rocks: The Power of Discrete Element", *Analysis and Design Methods: Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects*,: p. ۳۸۷
۳۳. Bhasin, R. and A.M. Kaynia, (۲۰۰۴) "Static and dynamic simulation of a ۷۰۰-m high rock slope in western Norway", *Engineering Geology*, ۷۱(۳): p.۲۲۶-۲۱۳ .
۳۴. Lorig, L., (۱۹۸۴) "A hybrid computational scheme for excavation and support design in jointed rock media" ..
۳۵. نوروزی م، (۱۳۹۳)، رساله دکتری: "برآورد مقاومت توده سنگ دارای ناپیوستگی های ناپایا با استفاده از مدل تصادفی شبکه درزه های مجزا"، دانشکده معدن نفت و ژئوفیزیک، دانشگاه صنعتی شاهرود.
۳۶. Bieniawski, Z.T., (۱۹۸۹) "Engineering rock mass classifications", *a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*:: John Wiley & Sons.
۳۷. Wang, C., D. Tannant, and P. Lilly, (۲۰۰۳) "Numerical analysis of the stability of heavily jointed rock slopes using PFC۲D", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, ۴۰(۳): p. ۴۲۴-۴۱۵
۳۸. Kulatilake, P.H., et al., (۲۰۰۳) "Stochastic fracture geometry modeling in ۳-D including validations for a part of Arrowhead East Tunnel, California, USA", *Engineering Geology*, ۷۰(۱): p. ۱۵۵-۱۳۱
۳۹. Priest, S.D., (۲۰۱۲) "Discontinuity analysis for rock engineering", Springer Science & Business Media.

۴۰. Einstein, H.H. and G.B. Baecher, (۱۹۸۳) “*Probabilistic and statistical methods in engineering geology*”, Rock mechanics and rock engineering, ۱۶(۱): p. -۳۹  
.۷۲
۴۱. Sjöberg, J., (۱۹۹۶) “*Large scale slope stability in open pit mining: a review*”.
۴۲. Nichol, S.L., O. Hungr, and S. Evans, (۲۰۰۲) “*Large-scale brittle and ductile toppling of rock slopes*”, Canadian Geotechnical Journal, ۳۹(۴): p. ۷۸۸-۷۷۳
۴۳. Shen, B., et al., (۱۹۹۵) “*Coalescence of fractures under shear stresses in experiments*”, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH-ALL SERIES-, ۱۰۰: p. ۵۹۷۵-۵۹۷۵
۴۴. Esmaili, K., J. Hadjigeorgiou, and M. Grenon, (۲۰۱۰) “*Estimating geometrical and mechanical REV based on synthetic rock mass models at Brunswick Mine*”. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, ۴۷(۶): p. -۹۱۵  
.۹۲۶
۴۵. Park, H.-J., T.R. West, and I. Woo, (۲۰۰۵) “*Probabilistic analysis of rock slope stability and random properties of discontinuity parameters, Interstate Highway ۴۰, Western North Carolina, USA*”. Engineering Geology, ۷۹(۳): p. ۲۵۰-۲۳۰
۴۶. Priest, S. and J. Hudson. (۱۹۷۶) “*Discontinuity spacings in rock*”. in *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Elsevier.
۴۷. Zhang, L. and H. Einstein, *Estimating the intensity of rock discontinuities*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, ۲۰۰۰. ۳۷(۵): p. ۸۳۷-۸۱۹
۴۸. شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، (۱۳۹۲)، “*طرح نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان (گزارش تحلیل پایداری دهانه آبگیر پایین)*”.
۴۹. Noroozi, M., R. Kakaie, and S. Jalali, (۲۰۱۵) “*3D Geometrical-Stochastic Modeling of Rock mass joint networks: Case study of the Right Bank of Rudbar Lorestan Dam plant*”. Journal of Geology and Mining Research, ۷(۱): p. ۱۰-۱
۵۰. Kulatilake, P., J. Park, and J.-g. Um, (۲۰۰۴) “*Estimation of rock mass strength and deformability in 3-D for a ۳ m cube at a depth of ۴۸۵m at Äspö hard rock laboratory*”. Geotechnical & Geological Engineering, ۲۲(۳): p. ۳۳۰-۳۱۳
۵۱. Windsor, C.R. and A.G. Thompson. (۱۹۹۲) “*Reinforcement design for jointed rock masses*. in *The ۳۳th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*”. American Rock Mechanics Association.
۵۲. *Itasca Consulting Group Inc, UDEC User's guide, ver ۶.۰, Minneapolis,*



Minnesota, 2016

- 53. Krinitzky, E.L., (2002) “How to obtain earthquake ground motions for engineering design”. Engineering Geology, 65(1): p. 16-1
- 54. Lysmer, J. (1969) “Finite dynamic model for infinite media”. in Proc. of ASCE.
- 55. Kunar, R., P. Beresford, and P. Cundall. (1977) “A tested soil-structure model for surface structures”. in Proceedings of the symposium on soil-structure interaction..
- 56. Kveldsvik, V., et al., (2009) “Dynamic distinct-element analysis of the 100 m high Åknes rock slope”. International journal of rock mechanics and mining sciences, 46(4): p. 698-686
- 57. Liu, Y., et al., (2004) “UDEC simulation for dynamic response of a rock slope subject to explosions”. International journal of rock mechanics and mining sciences, 41: p. 604-599
- 58. Cundall, P., et al., (1980) “NESSI—soil structure interaction program for dynamic and static problems”. Norwegian Geotechnical Institute, Report, p. 9-51508

## **Abstract:**

Exact investigation of stability of the rock slopes against earthquake is one of the most complex issues in the field of stability of the rock structures. Now the reason of the complexity is great diversity in data collection and the relations between them in analysis of this issue, so the existing methods for investigating of seismic stability of rock slopes, like quasi-static and practical methods are consist of very simplifying assumptions.

Recent developments in both hardware and software fields has solved many existing problems in dynamic analysis of rock slopes, such as three-dimensional behavior and materials nonlinear behavior. Also because of uncertainty existence in geometric parameters of discontinuities, there is not any unique and efficient solution for evaluation of stability of the jointed rock slopes. For this reason using possible methods can be useful. One of the possible methods is using discrete fractures network-discrete element method (DFN-DEM). Discrete fractures network's model (DFN) show more realistic presentation of geometry of the discontinuities. This model is based on stochastically peresentation of discontinuities system according to probability density function of the discontinuity parameters. Acting forces between blocks can be estimated by numerical methods like discrete element method (DEM).

The aim of this study is using a discrete discontinuity network for actual production of joints and also dynamic-seismic analysis for jointed rock slopes in different conditions. In this study it has been tried for validating of the results, either in production of joints and model geometry or in the results of analysis and displacements, the case study of the slope near the Dam and powerhouse of Roodbar of Lorestan to be used. In the beginning and before conducting any analysis on the slope, joints and model geometry must be produced.

DFN-FRAC<sup>3D</sup> software is used to produce joints. For validating, produced joints with the help of software have been compared with field measurements and results showed that geometric properties of the generated joint network have conformed well with real collected data of the actual joint. After producing joints and overall geometry of model, model static analysis with gaurding system must be analyzed. In static analysis for investigating the model validation, it has been tried to use some points as control points on slope's surface for controlling displacements with numerical model which in reality these points are consist of some extensometers that have been installed for controlling and recording of slope's displacements. Recording displacements with extensometers after conducting the guarding system has been done for controlling displacements and preventing from failure in the time of

static and dynamic analysis.

In order to implementing the gaurding system, according to record of span analysis, a 20 cm-thick layer of shotcrete as well as rockbolts with the length of 12 meters, has been used. Displacement vectors derived from numerical analysis show that results of numerical modeling in comparing with reality has acceptable accuracy. After the model validation, with considering to dynamic considerations, has been paid to model dynamic analysis under earthquake load with the help of Tabas earthquake's horizontal mapping speed. The results of dynamic and static analysis as well as guarding system for different conditions of joints including the change of opening and friction angles have been calculated.

**Keywords : jointed rock slope, stochastic analysis, discrete fracture network, seismic analysis.**



**Shahrood University of Technology**

**Faculty of Civil Engineering**

**M.Sc. Thesis in Geotechnical Engineering**

**Jointed rock slopes under seismic loads dynamic analysis  
(Case Study: Roof overlooking the Rudbar Lorestan Dam and  
Power Plant)**

**By:**

**Mohammad Delghandi**

**Supervisor:**

**Dr.Reza Nader**

**Advisor:**

**Dr.Mahdi Norozi**

**January 2017**