

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک
پایان نامه کارشناسی ارشد مکانیک سنگ

مطالعه و ارزیابی ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سطحی بر روی توده‌های سنگی

نگارنده: مهدی شیرزاد گشت‌رودخانی

استاد راهنما:

دکتر مجید نیکخواه

بهمن ۱۳۹۵

شماره: ۹۳۱۰۷۳۴
تاریخ: ۱۳۹۵/۱۱/۲۵
ویرایش:

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره ۷: صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای مهدی شیرزاد گشت رودخانی به شماره دانشجویی ۹۳۱۰۷۳۴، رشته معدن گرایش مکانیک سنگ تحت عنوان مطالعه و ارزیابی ظرفیت باربری لرزه ای پی های سطحی بر روی توده های سنگی که در تاریخ ۱۳۹۵/۱۱/۱۸ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (به درجه : عالی) امتیاز: ۱۹.۲۵ ☒ دفاع مجدد ☐ مردود ☐

نوع تحقیق: نظری ☒ عملی ☐

۱- عالی (۲۰ - ۱۹)
۲- بسیار خوب (۱۸/۹۹ - ۱۸)
۳- خوب (۱۶/۹۹ - 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 مجید نیکخواه	استادیار	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور			
۴- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی نوروزی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر شکراله زارع	دانشیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر احمد رمضان زاده	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر علیرضا عرب امیری

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده: ۹۵/۱۱/۲۵



تقدیم به پدر و مادر مهربانم
و کسی که وجودش مایه صبر و آرامشم بود

با تقدیر و تشکر از استاد گرانقدر که بنده را در انجام این پژوهش
یاری نمودند:

جناب آقای دکتر مجید نیکخواه

که راهنمایی و هدایت پروژه را بر عهده داشتند و صبورانه و دلسوزانه پشتیبان و
راهنمای من بوده و از هیچ کمکی دریغ نفرمودند.

تعهد نامه

اینجانب مهدی شیرزاد گشت رودخانی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته معدن - گرایش مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه مطالعه و ارزیابی ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سطحی بر روی پی‌های سنگی تحت راهنمایی دکتر مجید نیکخواه متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده 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 صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) 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

تاریخ

امضای دانشجو: مهدی شیرزاد گشت رودخانی

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه شاهرود می باشد. 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 نمی باشد.

چکیده

شکست پی در هنگام زلزله، به دلیل قرار گرفتن پی ساختمان بر روی زمین زیر آن، باعث خسارت‌های مالی و جانی بسیاری می‌شود. عامل اکثر خرابی‌های سازه، عدم مقاومت کافی توده سنگ زیر پی بوده است. به این دلیل، اهمیت تحقیقات در زمینه ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سطحی را نمی‌توان در کشور لرزه‌خیزی مانند ایران را نادیده گرفت.

تحقیقات آزمایشگاهی و تجربی نشان داده است که ظرفیت باربری پی‌های سطحی در هنگام زلزله به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد. محققان از روش‌های مختلفی در مطالعات خود استفاده کرده‌اند که در این میان می‌توان به روش‌های تعادل حدی، تحلیل حدی، خطوط مشخصه، آزمایشگاهی و عددی مانند روش المان محدود و تفاضل محدود اشاره نمود. هر یک از این روش‌ها مزایا و معایب خاصی در تعیین ظرفیت باربری دارد. در تحقیق پیش‌رو، مطالعات محققین مختلف در برآورد ظرفیت باربری پی‌های سنگی در حالت استاتیکی و لرزه‌ای مورد بررسی و مطالعه عددی و تحلیلی قرار گرفته است. در این مطالعه سعی شده است با بررسی دقیق توده سنگ میزبان پی سطحی، با استفاده از روابط تحلیلی و مدل‌سازی عددی از طریق نرم افزار تجاری $FLAC^{2D}$ ، به صورت استاتیکی و هم دینامیکی ناشی از بارهای لرزه‌ای به بررسی این موضوع پرداخته شود.

تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی اغلب بدون در نظر گرفتن اثر بارهای لرزه‌ای صورت می‌گیرد، این در حالی است که ظرفیت باربری پی‌های سطحی در اثر بارهای لرزه‌ای کاهش، و نشست و چرخش در پی‌ها افزایش می‌یابد، که این میزان کاهش ظرفیت باربری پی‌ها، بستگی به طبیعت و نوع توده سنگ دارد. در این تحقیق با استفاده از روش تحلیل حدی مرز بالا و هم‌چنین مدل‌سازی عددی، ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌ها بر روی زمین صاف مورد محاسبه قرار گرفته است.

روش تحلیل حدی مرز بالا از قوی‌ترین روش‌های تحلیلی برای ارزیابی ظرفیت باربری است. در اینجا جواب‌های مرز بالا به‌طور مستقیم از طریق سازوکارهای خرابی به‌دست می‌آید. در این روش بر اساس میدان سرعت سازوکارهای خرابی تعمیم‌یافته نوع پرانتل و انتقالی چند گوه‌ای، نرخ کار خارجی

انجام شده به وسیله بارهای خارجی و نرخ انرژی مستهلک شده می‌تواند بر اساس اصل جمع آثار قوا محاسبه گردد. با مساوی قرار دادن نرخ کار بارهای خارجی و کل انرژی داخلی مستهلک شده، معادله کلی ظرفیت باربری نهایی را با استفاده از روش مرزبالا به دست خواهد آمد. بهترین مقدار ظرفیت باربری از طریق کمینه سازی معادله کلی نسبت به پارامترهای سازوکارهای خرابی به دست آید، که به صورت عددی انجام می‌شود. جواب بهینه مسئله، کمینه مقدار حاصل شده از دو سازوکار مفروض است. لازم به ذکر است برای بهینه سازی تابع هدف از نرم افزار Matlab و از روش الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شود.

به منظور بررسی ناپیوستگی‌ها و عوامل ساختاری توده سنگ از شاخص مقاومت زمین شناسی استفاده شده است. نتایج بررسی‌ها و مطالعات نشان می‌دهد که ناپیوستگی‌ها تأثیر زیادی در ظرفیت باربری استاتیکی و دینامیکی پی‌های سنگی دارد. به گونه‌ای که با افزایش شاخص مقاومت زمین شناسی و بهبود کیفیت توده سنگ، میزان ظرفیت باربری محیط زیر پی افزایش می‌یابد. همچنین افزایش میزان شتاب‌های لرزه‌ای، به شکل چشم‌گیری موجب کاهش میزان ظرفیت باربری توده سنگ میزان پی سطحی می‌شود.

کلمات کلیدی: ظرفیت باربری لرزه‌ای، توده سنگ، تئوری مرزبالا، معیار خرابی هوک

فهرست مطالب

۱- فصل اول: کلیات.....	۱
۱-۱- مقدمه.....	۲
۲-۱- بیان مسئله.....	۳
۳-۱- ضرورت انجام تحقیق.....	۳
۴-۱- روش انجام تحقیق.....	۴
۵-۱- اهداف پایان نامه.....	۶
۶-۱- معرفی فصول پایان نامه.....	۶
۲- فصل دوم: معرفی پی‌ها و تاریخچه مطالعات انجام شده.....	۹
۱-۲- مقدمه.....	۱۰
۲-۲- تعریف پی.....	۱۰
۳-۲- انواع پی‌ها.....	۱۱
۱-۳-۲- پی‌های سطحی.....	۱۲
۴-۲- پی‌های سنگی.....	۱۵
۵-۲- تاریخچه مطالعات انجام شده.....	۱۶
۶-۲- نتیجه‌گیری.....	۲۲
۳- فصل سوم: ظرفیت باربری پی‌های سنگی.....	۲۳
۱-۳- مقدمه.....	۲۴
۲-۳- تعیین ظرفیت باربری استاتیکی با استفاده از آیین‌نامه ساختمانی.....	۲۸
۳-۳- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از روابط تجربی.....	۲۹
۴-۳- تعیین ظرفیت باربری استاتیکی با استفاده از روش سرانو و اولالا.....	۳۰
۱-۴-۳- قابلیت کاربرد روش سرانو و اولالا.....	۳۰
۲-۴-۳- ظرفیت باربری نهایی استاتیکی بر اساس معیار اولیه هوک و براون (۱۹۹۴).....	۳۲
۳-۴-۳- ظرفیت باربری نهایی بر اساس معیار اصلاح شده هوک و براون (۲۰۰۰).....	۳۴
۵-۳- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از روش کولهاوی و کارتر.....	۳۷
۶-۳- تخمین ظرفیت باربری مبتنی بر روش‌های حدی.....	۳۸
۱-۶-۳- تعیین ظرفیت باربری مبتنی بر روش تعادل حدی.....	۴۰
۲-۶-۳- تعیین ظرفیت باربری مبتنی بر روش خطوط مشخصه.....	۴۵
۳-۶-۳- تعیین ظرفیت باربری مبتنی بر روش تحلیل حدی.....	۴۷

۵۱.....	۳-۳-۱- فرمول‌بندی و سازوکار مورد استفاده در روش شبه‌استاتیکی
۶۱.....	۳-۳-۲- فرمول‌بندی و سازوکار مورد استفاده در روش شبه‌دینامیکی
۷۲.....	۳-۷- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از روش‌های عددی
۷۲.....	۳-۸- نتیجه‌گیری
۷۵.....	۴- فصل چهارم: ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی سنگی با استفاده از روش تحلیلی
۷۶.....	۴-۱- مقدمه
۷۷.....	۴-۲- الگوریتم ژنتیک
۷۸.....	۴-۲-۱- تاریخچه الگوریتم ژنتیک
۷۹.....	۴-۲-۲- عملگرهای الگوریتم ژنتیک
۷۹.....	۴-۲-۲-۱- کدگذاری
۷۹.....	۴-۲-۲-۲- ارزیابی
۸۰.....	۴-۲-۲-۳- ترکیب
۸۰.....	۴-۲-۲-۴- جهش
۸۰.....	۴-۲-۲-۵- رمزگشایی
۸۱.....	۴-۲-۳- فلوچارت الگوریتم ژنتیک
۸۲.....	۴-۲-۴- تابع هدف
۸۳.....	۴-۳- نتایج حاصل از تعیین ظرفیت باربری نهایی با استفاده از روش‌های تحلیلی
۸۳.....	۴-۳-۱- نمونه بهینه‌سازی انجام شده براساس الگوریتم پیشنهادی
۹۰.....	۴-۳-۴- مطالعات پارامتری تحلیل ظرفیت باربری پی توده سنگ
۹۱.....	۴-۳-۴-۱- شاخص مقاومت زمینشناسی (GSI)
۹۲.....	۴-۳-۴-۲- ثابت تجربی (m_i)
۹۳.....	۴-۳-۴-۳- وزن مخصوص توده سنگ (γ)
۹۴.....	۴-۳-۴-۳- روباره (q_0)
۹۵.....	۴-۳-۴-۳- فاکتور اغتشاش (D)
۹۶.....	۴-۳-۴-۳- ضرایب شتاب لرزه‌ای
۱۰۶.....	۴-۴- نتیجه‌گیری
۱۰۹.....	۵- فصل پنجم: ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی سنگی با استفاده از مدل‌سازی عددی
۱۱۰.....	۵-۱- مقدمه
۱۱۰.....	۵-۲- تعیین ظرفیت باربری پی با استفاده از روش عددی

۱۱۱	۵-۲-۱- مراحل حل مسئله در $FLAC^{2D}$
۱۱۱	۵-۲-۱-۱- هندسه سازی
۱۱۲	۵-۲-۱-۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین خصوصیات ماده
۱۱۳	۵-۲-۱-۳- شرایط مرزی و اولیه
۱۱۴	۵-۲-۱-۴- بارگذاری پی در مدل
۱۱۶	۵-۲-۲- تحلیل استاتیکی ظرفیت باربری پی نواری در مدل سازی عددی
۱۲۰	۵-۲-۳- تحلیل شبه استاتیک در مدلسازی عددی
۱۲۳	۵-۳- نتیجه گیری
۱۲۵	۶- فصل ششم: نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۲۶	۶-۱- مقدمه
۱۲۶	۶-۲- نتایج تحقیق
۱۲۸	۶-۳- پیشنهادات
۱۲۹	پیوست ۱
۱۳۳	پیوست ۲
۱۴۱	فهرست منابع

فهرست اشکال

- شکل ۱-۲-الف- پی عمیق ب- پی سطحی ۱۲
- شکل ۲-۲- سازوکار گسیختگی $M1$ و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی ۱۸
- شکل ۳-۲- سازوکار گسیختگی $M2$ و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی ۱۸
- شکل ۱-۳- نیروهای وارده بر یک سازه و پی ۲۵
- شکل ۴-۳- تأثیر مقیاس بر انتخاب مدل رفتار توده سنگ در طراحی پی های سطحی ۳۱
- شکل ۵-۳- خطوط شبکه مشخصه زیر پی ۳۳
- شکل ۶-۳- مقدار ضریب بار (N_B) برحسب مقدار بار خارجی نرمال شده شده وارد بر مرز ۳۴
- شکل ۷-۳- راه حل حد پایین برای ظرفیت باربری پی های سنگی ۳۸
- شکل ۸-۳- ضریب ظرفیت باربری برای درزه های باز ۴۴
- شکل ۹-۳- فاکتور تصحیح برای فاصله داری ناپیوستگی ۴۴
- شکل ۱۰-۳- نمایش هندسی فرضیه پایداری ۴۸
- شکل ۱۱-۳- سازوکار گسیختگی پراتل و میدان جابجایی متناظر شبه استاتیک ۵۲
- شکل ۱۲-۳- سازوکار گسیختگی انتقالی چند گوه ای و میدان جابجایی متناظر شبه استاتیک ۵۷
- شکل ۱۳-۳- سازوکار گسیختگی پراتل و میدان جابجایی متناظر مدل شبه دینامیک ۶۲
- شکل ۱۵-۳- سازوکار گسیختگی انتقالی چند گوه ای و میدان جابجایی متناظر شبه دینامیک ۶۷
- شکل ۱-۴- فلوچارت الگوریتم ژنتیک ۸۲
- شکل ۲-۴- تأثیر میزان تولید نسل بر روند بهینه یابی ظرفیت باربری با استفاده از الگوریتم ژنتیک ۸۵
- شکل ۳-۴- تأثیر میزان تولید نسل و ضریب شتاب لرزه ای بر ظرفیت باربری در طی روند بهینه سازی ۸۶
- شکل ۴-۴- مقایسه ظرفیت باربری توده سنگ حاصل از دو سازوکار پراتل و انتقالی چند گوه ای ۸۷
- شکل ۵-۴- ظرفیت باربری نهایی پی سطحی حاصل از روش های مختلف ۸۸
- شکل ۶-۴- مقایسه ظرفیت باربری نهایی استاتیکی پی سطحی با نتایج سایر محققان ۸۹
- شکل ۷-۴- مقایسه ظرفیت باربری نهایی دینامیکی پی سطحی با نتایج سایر محققان ۹۰
- شکل ۸-۴- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه سازی براساس تغییرات m_i برای GSI مختلف ۹۲
- شکل ۹-۴- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه سازی نسبت به تغییرات وزن مخصوص ۹۳
- شکل ۱۰-۴- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه سازی نسبت به تغییرات وزن مخصوص ۹۴
- شکل ۱۱-۴- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه سازی نسبت به تغییرات روباره ۹۵
- شکل ۱۲-۴- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه سازی نسبت به تغییرات فاکتور اغتشاش ۹۵
- شکل ۱۳-۴- تأثیر ضرایب لرزه ای افقی در حالت شبه استاتیک بر میزان ظرفیت باربری پی ۹۷

- شکل ۴-۱۴- تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌های قائم بر میزان تغییرات ظرفیت باربری توده سنگ پی ۹۸
- شکل ۴-۱۵- ظرفیت باربری لرزه‌های حاصل از بهینه‌سازی رابطه تحلیلی براساس تغییرات m_i ۹۹
- شکل ۴-۱۶- بررسی روند تغییرات ضریب ظرفیت باربری N_σ در مقابل شاخص GSI ۱۰۰
- شکل ۴-۱۷- مقایسه ضرایب ظرفیت باربری نهایی پی سطحی با نتایج سدا ۱۰۰
- شکل ۴-۱۸- تأثیر شتاب لرزه‌ای در حالت شبه‌دینامیکی بر ظرفیت باربری پی برحسب GSI ۱۰۳
- شکل ۴-۱۹- تأثیر شتاب لرزه‌ای در حالت شبه‌دینامیک بر ظرفیت باربری پی برحسب GSI ۱۰۳
- شکل ۴-۲۰- تأثیر شتاب لرزه‌ای در حالت شبه دینامیک بر ظرفیت باربری پی برحسب GSI ۱۰۴
- شکل ۴-۲۱- تأثیر شتاب لرزه‌ای در حالت شبه دینامیک بر ظرفیت باربری پی برحسب GSI ۱۰۴
- شکل ۵-۱- مدل هندسی و مش‌بندی ایجاد شده در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ ۱۱۲
- شکل ۵-۲- شرایط مرزی مدل ساخته شده در $FLAC^{2D}$ ۱۱۴
- شکل ۵-۳- سازوکار شکست مورد استفاده در آنالیز ظرفیت باربری $FLAC^{2D}$ ۱۱۵
- شکل ۵-۴- بردارهای جابه‌جایی ایجاد شده پس از بارگذاری ۱۱۶
- شکل ۵-۵- نمودار تعیین ظرفیت باربری نهایی پی نواری در مدل موهر- کولمب ۱۱۷
- شکل ۵-۶- نمودار تعیین ظرفیت باربری نهایی پی نواری در مدل هوک - براون ۱۱۷
- شکل ۵-۷- تغییرات نیروی نامتعادل پس از بارگذاری در مدل موهر - کولمب ۱۱۸
- شکل ۵-۸- ظرفیت باربری نهایی حاصل از مدل‌سازی عددی بر حسب تغییرات GSI ۱۱۹
- شکل ۵-۹- ظرفیت باربری حاصل از روش مدل‌سازی عددی و تحلیلی مرز بالا بر حسب m_i ۱۱۹
- شکل ۵-۱۰- مقایسه نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و روش تحلیلی آنالیز حدی مرز بالا ۱۲۰
- شکل ۵-۱۱- ظرفیت باربری نهایی پی نواری در مدل هوک - براون به ازای شتاب افقی $0.2g$ ۱۲۱
- شکل ۵-۱۲- ظرفیت باربری نهایی پی نواری در مدل هوک - براون به ازای شتاب افقی $0.4g$ ۱۲۲
- شکل ۵-۱۳- ظرفیت باربری پی از روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی به ازای شتاب افقی $0.2g$ ۱۲۳
- شکل ۵-۱۴- ظرفیت باربری پی از روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی به ازای شتاب افقی $0.4g$ ۱۲۳

فهرست جداول

جدول ۳-۱- تعیین ظرفیت باربری سنگ بر اساس کدهای ساختمانی.....	۲۹
جدول ۳-۲- روابط تجربی تخمین ظرفیت باربری.....	۲۹
جدول ۳-۳- ضریب N_{β} برای مقادیر مختلف توان n در زمین افقی با بارهای خارجی قائم.....	۳۷
جدول ۴-۱- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی (حالت بدون وزن).....	۸۵
جدول ۴-۲- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی (حالت بدون وزن).....	۸۷
جدول ۴-۳- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی (حالت بدون وزن).....	۸۹
جدول ۴-۴- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی.....	۱۰۱
جدول ۴-۵- ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $\tilde{N}_{\sigma}$ برای سنگ‌های با $m_i = 7$ و GSI مختلف.....	۱۰۱
جدول ۴-۶- ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $\tilde{N}_{\sigma}$ برای سنگ‌های با $m_i = 7$ و GSI مختلف.....	۱۰۲
جدول ۴-۷- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی.....	۱۰۲
جدول ۴-۸- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی.....	۱۰۵
جدول ۴-۹- ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $\tilde{N}_{\sigma}$ برای سنگ‌های با $m_i = 7$ و GSI مختلف.....	۱۰۵
جدول ۴-۱۰- ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $\tilde{N}_{\sigma}$ برای سنگ‌های با $m_i = 7$ و GSI مختلف.....	۱۰۶
جدول ۵-۱- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در مدل موهر- کوامب.....	۱۱۶
جدول ۵-۲- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در مدل هوک- براون.....	۱۱۶

مقالات مستخرج از تحقیق

۱. نیکخواه، م.، شیرزاد، م. (۱۳۹۵)، "ارزیابی ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سنگی با استفاده از روش مرز بالای آنالیز حدی و بهینه‌سازی خطی الگوریتم ژنتیک"، پنجمین کنفرانس بین المللی مکانیک خاک، تهران.

۲. نیکخواه، م.، شیرزاد، م. (۱۳۹۵)، "تحلیل استاتیکی و شبه استاتیکی ظرفیت باربری لرزه-ای پی‌های سنگی با استفاده از روش مرز بالای آنالیز حدی"، چهارمین کنگره بین المللی عمران، معماری و توسعه شهری، تهران.

۱- فصل اول

کلیات

۱-۱- مقدمه

به هر حال سازه‌ها یا بر روی سنگ و یا بر روی خاک اجرا خواهند شد. بنابراین ظرفیت باربری پی‌های سنگی یکی از مهم‌ترین موضوعات حوزه‌ی مکانیک سنگ و مهندسی پی است. طراحی صحیح پی، می‌بایست به گونه‌ای باشد که بار ناشی از سازه را به سطح زیرین منتقل کند و اضافه تنش وجود نداشته باشد. اضافه تنش در محیط زیرین پی می‌تواند باعث نشست و یا گسیختگی ناشی از افزایش سطح تنش بیش‌تر از ظرفیت باربری توده سنگ شود، که هر دوی آن‌ها به سازه آسیب می‌رسانند.

روش‌های تعیین ظرفیت باربری پی‌های واقع بر سنگ در حالت کلی می‌توان به چهار دسته، آیین‌نامه، روش‌های تحلیلی، روش‌های تجربی و آزمون‌های بزرگ مقیاس تقسیم کرد. بنابراین با وجود قابل اطمینان بودن این روش‌ها معمولاً سه روش اول برای تعیین ظرفیت باربری مورد استفاده قرار می‌گیرد. تاکنون روش‌های تحلیلی و تجربی متعددی توسط محققین مختلف برای تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی در حالت استاتیکی ارائه شده است.

ظرفیت باربری پی‌های سنگی عمدتاً بالا بوده و تعیین آن برای تعداد زیادی از پی‌های سنگی به علت مقاومت بالای سنگ نسبت به بتن پی اهمیت چندانی ندارد. با این وجود ظرفیت باربری توده‌سنگ علاوه بر خواص فیزیکی و مکانیکی ماده‌سنگ، به طور قابل ملاحظه‌ای متأثر از ناپیوستگی‌های توده سنگ است.

شالوده‌ها می‌توانند تحت تأثیر بارهای استاتیک، دینامیک و یا ترکیبی از آن‌ها قرار گیرند. بارهای دینامیکی به علل مختلف به وجود می‌آیند. بی‌قاعده‌ترین بارهای دینامیک، بار ناشی از زلزله است. زلزله باعث تکان‌های اتفاقی زمین می‌شود و در صورتی که سیستم سنگ - شالوده تحت تأثیر این تکان‌ها قرار گیرد، یک ارتعاش افقی و قائم و بی‌قاعده در آن به وجود می‌آید.

تاکنون تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی معمولاً بدون در نظر گرفتن اثر بارهای

لرزه‌ای صورت گرفته که علت آن پیچیدگی ماهیت نیروهای لرزه‌ای و رفتار سنگ تحت تأثیر این نیروها است. از سوی دیگر ظرفیت باربری پی‌های سطحی ممکن است در اثر بارهای لرزه‌ای کاهش یابد و نشست و دوران در پی‌ها افزایش یابد. که این میزان کاهش ظرفیت باربری پی‌ها، بستگی به طبیعت و نوع توده‌سنگ دارد.

۱-۲- بیان مسئله

در طراحی پی‌های سطحی واقع بر روی توده‌های سنگی، برای سازه‌های مهندسی نظیر ساختمان‌ها، پل‌ها، سدها و جاده‌ها، تحلیل ظرفیت باربری توده‌سنگ بسیار با اهمیت است. پیش‌بینی ظرفیت باربری بر اساس رفتار مکانیکی توده‌سنگ، شامل مقاومت و تغییرشکل پذیری (نشست) است. هر چند که معیار نشست طراحی را کنترل می‌کند، ولی ظرفیت باربری توده‌سنگ نیز بایستی برای ارزیابی پایداری محاسبه شود. درک بهتر این فرایند و پیش‌بینی بهتر مقاومت توده سنگ و قابلیت ظرفیت باربری چه در حالت استاتیکی و چه در حالت دینامیکی این امکان را فراهم می‌سازد تا مشکلات مربوط به پایداری به وسیله بهبود طراحی پی‌های بر روی توده‌سنگ کاهش یابد. در این تحقیق، مطالعات محققین مختلف در برآورد ظرفیت باربری پی‌های سنگی در حالت استاتیکی و لرزه‌ای مورد بررسی و مطالعه عددی و تحلیلی قرار گرفته است. در این مطالعه با بررسی توده‌سنگ میزبان یک پی نواری و با استفاده از روابط تحلیلی و مدل‌سازی عددی از طریق نرم افزار $FLAC^{2D}$ ، به صورت استاتیکی و هم به صورت دینامیکی ناشی از بارهای لرزه‌ای به بررسی این موضوع پرداخته شده است. هم‌چنین به منظور اعتبارسنجی، نتایج تحقیق حاضر با نتایج محققین دیگر مقایسه شده است.

۱-۳- ضرورت انجام تحقیق

اکثر سنگ‌ها در مقابل بارهای وارده از ظرفیت باربری اطمینان بخشی برخوردار هستند.

اما تفاوت بین واحدهای سنگی بکر و توده‌های سنگی وجود دارد که رفتار آن‌ها را کاملاً از یکدیگر متمایز می‌سازد. این تفاوت‌ها سبب می‌شود که توده‌های سنگی برخلاف سنگ‌های بکر، حتی در مواردی تحت بارهای کوچک نیز تغییر شکل‌ها و نشست‌های بزرگی را متحمل می‌شوند. با توجه به اهمیت این موضوع، با شناخت رفتار پی و زمین می‌توان ارزیابی بهتری نسبت به میزان ظرفیت باربری پی‌های سنگی داشت. تاکنون در مورد تأثیرگذاری بارهای دینامیکی نظیر لرزه، بر روی میزان ظرفیت باربری پی‌های سنگی تحقیقات اندکی صورت گرفته است. از سوی دیگر کشور ما ایران بر روی خط لرزه‌ای که از اروپا تا شرق آسیا ادامه دارد قرار گرفته است. بنابراین تأثیر بارهای دینامیکی بر هر عارضه طبیعی و یا ساخت دست بشر در طول زمان دور از انتظار نخواهد بود و لحاظ نکردن نیروی ناشی از یک بار دینامیکی در کنترل پایداری‌ها و طراحی‌ها، چشم‌پوشی بر واقعیت خواهد بود. علاوه بر آن مناطق زیادی از کشور ما را مناطق کوهستانی تشکیل می‌دهد که مواجه با توده‌های سنگی را در ساخت و سازها و پروژه‌های عمرانی اجتناب‌ناپذیر می‌کند. لذا انجام تحقیقاتی به منظور مطالعه اثر این نوع بارها بر پایداری و تحلیل ظرفیت باربری لرزه‌ای توده‌های سنگی ضروری به نظر می‌رسد. با این حال تاکنون تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه انجام نگرفته است.

۱-۴- روش انجام تحقیق

در این تحقیق، به‌منظور مطالعه و ارزیابی ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های سنگی از روابط تحلیلی و مدل‌سازی عددی بهره برده شده است. روش کار بدین‌گونه است که در ابتدا برای تعیین پارامترهای مقاومتی و در نظر گرفتن خواص‌های مختلف توده‌سنگ از شاخص مقاومت زمین‌شناسی^۱ (GSI) استفاده شده است. بدین ترتیب که شاخص GSI از ۱۰ تا ۸۰ برای تعریف شرایط مختلف توده‌سنگ در نظر گرفته شده است.

¹ Geological Strength Index

از جمله روش‌های تعیین ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سنگی روش‌ها و روابط تحلیلی هستند. تاکنون روش‌های تحلیلی متفاوتی برای تحلیل ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سنگی کم عمق ارائه شده است، که هر کدام از این روش‌ها دارای جوانب متفاوتی است. بدین منظور، در این تحقیق، براساس روش "معیار شکست اصلاح‌شده هوک – براون و در یک چارچوب سینماتیکی و روش آنالیز حدی" برای توده‌سنگ‌های مختلف، و همچنین با بهره‌گیری از دو روش تحلیلی شبه دینامیکی و شبه استاتیکی، اثرات بارهای لرزه‌ای و تأثیر ضرایب افقی و عمودی شتاب لرزه‌ای را بر روی میزان ظرفیت باربری پی‌های سنگی مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. لازم به ذکر است به منظور بهینه نمودن توابع ظرفیت باربری در روش آنالیز حدی از روش بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک بهره گرفته شده است.

همچنین به منظور بررسی و تحلیل عددی میزان ظرفیت باربری یک پی نواری و شالوده سنگی، از نرم افزار تجاری $FLAC^{2D}$ استفاده شده است. لازم به ذکر است که تحلیل مورد نظر به صورت استاتیکی و هم تحت تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای مختلف و به صورت روش تحلیلی شبه‌استاتیکی مورد بررسی قرار گرفته است.

واضح است که نتایج حاصل از هر دو روش عددی و روابط تحلیلی به شدت وابسته به پارامترهای مقاومتی توده سنگ و یا خواص معادل توده‌سنگ انتخاب شده است. در نهایت با توجه به خواص مقاومتی توده‌سنگ و پارامترهای مرتبط با آن و همچنین ضرایب شتاب لرزه‌ای مختلف، آنالیز حساسیت صورت گرفته است تا میزان تأثیرپذیری و تأثیرگذاری هر یک از این پارامترها را بر روی ظرفیت باربری لرزه‌ای توده‌سنگ، مورد بررسی قرار گیرد. لازم به ذکر است که روند مذکور برای توده‌سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین شناسی مختلف نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

¹Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensional ($FLAC^{2D}$)

۱-۵- اهداف پایان نامه

اهداف عمده در این پایان نامه به شرح زیر است.

الف) تعیین ظرفیت باربری استاتیکی و دینامیکی پی نواری با استفاده از روش‌های

تحلیلی و مدل‌سازی عددی

ب) بررسی تأثیر پارامترهای بار لرزه‌ای (ضرایب شتاب لرزه‌ای، زمان) بر روی ظرفیت

باربری لرزه‌ای شالوده

ج) بررسی تأثیر نوع ماده سنگ بر روی ظرفیت باربری لرزه‌ای محیط

د) مقایسه بین نتایج حاصل از روابط تحلیلی و مدل‌سازی عددی

۱-۶- معرفی فصول پایان نامه

تحقیق حاضر با موضوع بررسی مطالعه و ارزیابی ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سطحی

بر روی توده‌های سنگی در شش فصل و به شرح زیر تدوین شده است.

فصل اول: کلیات

فصل اول به کلیات موضوع تحقیق اختصاص دارد. در این فصل مقدمه، اهداف و روش

تحقیق، ضرورت انجام تحقیق و ساختار پایان نامه معرفی شده است.

فصل دوم: معرفی پی‌ها و تاریخچه مطالعات انجام شده

در منابع مختلف تعاریف گوناگونی از پی وجود دارد، در این فصل در ابتدا تعریف جامعی

از پی ارائه شده است. در ادامه به بررسی مطالعات انجام شده در زمینه‌ی ظرفیت باربری

استاتیکی و دینامیکی با استفاده از روش‌های تحلیلی و مدل‌سازی عددی پرداخته شده

است.

فصل سوم: ظرفیت باربری پی‌های سنگی

در این فصل روش‌های مختلف تعیین ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های سنگی

شامل: آیین‌نامه‌ها، روش‌های تجربی و روش‌های تحلیلی به همراه ویژگی‌ها و جزئیات هرکدام در این فصل به‌طور کامل توصیف شده‌اند.

فصل چهارم: تعیین ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های سنگی با استفاده از روش‌های تحلیلی

در این فصل ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های سنگی با استفاده از روش‌های تحلیلی بررسی شده است. به‌منظور بررسی ناپیوستگی‌ها در توده‌سنگ از شاخص مقاومت زمین‌شناسی استفاده می‌شود و تحلیل‌های مختلفی با آن انجام می‌گیرد. در این فصل، ظرفیت باربری از نظر پارامترهای شاخص مقاومت زمین‌شناسی، وزن مخصوص، ضریب اغتشاش، روباره، ضرایب لرزه‌ای ارزیابی می‌شود.

فصل پنجم: تعیین ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های سنگی با استفاده از روش‌های عددی

در این فصل همانند فصل پنجم، ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های سنگی با استفاده از نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ بررسی شده است. هم‌چنین به مقایسه نتایج حاصل از دو روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی در این فصل بیان شده است.

فصل ششم: نتیجه‌گیری و پیشنهادات

در نهایت در این فصل نتیجه‌گیری‌های کلی به همراه پیشنهادات برای کارهای تحقیقاتی آینده ارائه شده است.

۲- فصل دوم

معرفی پی‌ها و تاریخچه مطالعات انجام شده

۲-۱- مقدمه

کلیه سازه‌هایی که بر روی زمین بنا می‌شوند از جمله ساختمان‌ها، پل‌ها، خاکریزها و غیره از دو بخش تشکیل می‌شوند. یک بخش سازه فوقانی^۱ که قسمت نمایان سازه است و بخش دوم سازه زیرین^۲ که قسمت مدفون آن است. بخش سازه زیرین به عنوان حایل بین سازه‌ی فوقانی و زمین تکیه‌گاه عمل می‌کند، یعنی بار سازه فوقانی را به زمین منتقل می‌کند. پایین‌ترین قسمت سازه (شامل المان‌های سازه‌ای و زمین زیر آن) که نیروها و لنگرهای ناشی از بخش فوقانی سازه و سرباره‌ها را طوری به محیط زیر پی منتقل می‌کند که تنش‌های بیش از حد و نشست‌های اضافی در زمین ایجاد نشود، پی نام دارد [۱].

لازم به ذکر است، محاسبه ظرفیت باربری پی‌ها از مباحث اصلی و قدیمی مهندسی ژئوتکنیک است که روش‌های مختلفی برای یافتن مقدار آن وجود دارد. اما در اکثر این روش‌ها مصالح پیش فرض خاک است. از آن‌جا که توده‌سنگ‌ها ناهمگن و ناپیوسته هستند تلاش‌های کمی برای مطالعه‌ی ظرفیت باربری پی‌های سنگی خصوصاً در سنگ‌های درزه‌دار صورت گرفته است. در پی‌های سنگی با در نظر گرفتن فرضیه‌های ساده نوعی محاسبه در این زمینه ارائه شده است. در دو دهه اخیر با پیشرفت تدریجی علم مکانیک سنگ، تلاش‌هایی برای یافتن مقدار دقیق ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها انجام شده است [۲].

۲-۲- تعریف پی

واژه پی^۳ به معنی اساس و شالوده نیز در متون به کار برده می‌شود. با توجه به فعالیت گسترده مهندسیین فرانسوی در قرن بیستم در ساخت و سازهای زیربنایی کشور ایران، بسیاری از کلمات رایج بین مهندسیین از واژه‌های فرانسوی اقتباس شده است. حتی امروزه هم با گذشت زمان زیاد، هنوز هم استفاده از این واژه‌ها بین مهندسیین رایج است. معادل

¹ Superstructure

² Substructure

³ Foundation

پارسی کلمه فونداسیون "پی" است.

به طور کلی پی به بخش زیرین سازه (شامل جزء سازه‌ای و محیط زیر آن) که نیروها و لنگرهای ناشی از روسازه را طوری به خاک یا سنگ زیرین منتقل می‌نماید که تنش‌ها در محیط زیر پی در محدوده‌ای قرار می‌گیرند که نه تسلیم رخ دهد و نه نشست سازه بیش از میزان مجاز گردد. پی هم‌چنین پایداری سازه را در برابر لغزش و واژگونی تأمین می‌نماید. درواقع پی یک عامل انتقالی بین روسازه و زمین است. به عبارتی دیگر وظیفه پی انتقال بارهای بخش فوقانی به محیط زیر آن است، به نحوی که تنش‌های بیش از حد و نیز نشست‌های اضافی ایجاد نگردد. در این ارتباط زمین نقش تکیه‌گاه را برای ما دارد و محیط زیر پی بخشی از سازه ما تلقی شده، زیرا به لحاظ مهندسی این محیط مطالعه، بارگذاری، تحلیل و طراحی می‌شود [۳].

۲-۳- انواع پی‌ها

پی به پایین‌ترین قسمت سازه که بر زمین اتکا داشته و نیروهای ناشی از بار سازه و سرباره‌ها را به آن منتقل می‌نماید، اطلاق می‌شود. پی‌های مورد استفاده جهت ساختمان‌ها و بناهای دیگر فنی را می‌توان از نقطه‌نظرهای مختلف طبقه‌بندی نمود. به عنوان مثال از نظر مصالح تشکیل‌دهنده، انواع زیر قابل ذکر است [۴]:

- پی از مصالح بنایی (شفته‌آهک و ...)

- پی از بتن غیر مسلح

- پی از بتن مسلح یا بتن پیش‌تنیده

- پی فلزی

- پی چوبی

هم‌چنین پی‌ها را می‌توان متناسب با عمق قرارگیری بر روی یا در درون سنگ به ترتیب

زیر طبقه‌بندی نمود [۵].

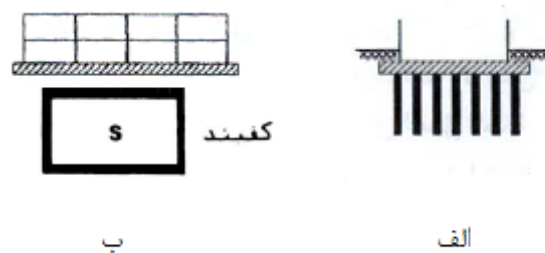
الف- پی سطحی (کم عمق)^۱

ب- پی عمیق^۲

اگر طول و عرض پی به ترتیب با L ، B و عمق پی (کمترین فاصله کف پی از سطح

زمین) با D نشان داده شود، برای پی‌های سطحی نسبت $\frac{D}{B}$ کمتر از ۴ بوده و برای پی-

های عمیق بیش از این مقدار است (شکل ۱-۲).



شکل ۱-۲- الف- پی عمیق ب- پی سطحی [۴]

۲-۳-۱- پی‌های سطحی

پی‌های سطحی (منظور شالوده و محیط زیر آن است) از متداول‌ترین پی‌ها، به‌خصوص برای پروژه‌های ساختمانی و دیوارها بوده و اغلب عمق استقرار آنها بیش‌تر از عرضشان است. اغلب به پی‌های سطحی شالوده اطلاق می‌شود و با توجه به نسبت ابعاد و تعداد ستون‌های واقع بر آنها، به شرح زیر طبقه‌بندی می‌شوند [۶]:

- شالوده منفرد^۳: این شالوده‌ها بار یک ستون را تحمل نموده و از ساده‌ترین، معمول‌ترین و عمدتاً کم هزینه‌ترین نوع پی‌ها است. در پلان به شکل مربع، مستطیل و یا دایره بوده که انتخاب شکل تا حدودی به مقطع ستون و همچنین نوع بارهای وارده اعم از محوری، لنگر در یک و یا دو جهت بستگی دارد. از نقطه نظر ضخامت، پروفیل پی‌های منفرد و یا تک ممکن است به صورت ثابت، پله ای و یا شیب‌دار

¹ Shallow Foundation

² Deep Foundation

³ Isolated Footing

باشند. این پی‌ها از مصالح بنایی، بتنی وزنی و یا بتن مسلح ساخته می‌شوند. در صورت مسلح نمودن پی‌های منفرد غالباً در آن‌ها از یک سفره آرماتور مستقر در قسمت زیرین پی استفاده می‌شود [۶].

- شالوده مرکب^۱: شالوده‌های مرکب بتن مسلح که اغلب شکل مستطیلی یا دوزنقه‌ای در پلان دارند و بار بیش از چندین ستون را تحمل می‌نمایند. اگر دو ستون به یکدیگر نزدیک باشند (به نحوی که فاصله شالوده‌های منفرد آن‌ها کمتر از نصف فاصله دو ستون گردد)، اقتصادی و مناسب است که از شالوده دو ستونی استفاده شود. کاربرد اصلی این نوع شالوده در مواردی است که نمی‌توان یک ستون را به‌طور مرکزی بر روی شالوده منفرد قرار داد. مانند ستون‌های کناری (در نوار مرزی ساختمان‌های محدود). این شالوده‌ها به نحوی طراحی می‌شوند که مرکز هندسی آن‌ها بر نقطه اثر برآیند بارهای وارده منطبق گردد [۶].

- شالوده نواری^۲: از این نوع شالوده اغلب برای تحمل بار دیوارهای باربر استفاده می‌شود که نسبت طول به عرض آن بسیار زیاد است. این پی‌ها ممکن است با مصالح بنایی، بتن وزنی و یا بتن مسلح اجرا شوند. در صورت مسلح نبودن این پی‌ها، آرماتورهای اصلی در راستای طول قرار گرفته و آرماتورهای عرضی معمولاً نقش فرعی و مقابله با تغییر شکل‌های مربوط به نشست و یا حرارتی را دارند. برای افزایش سختی آن‌ها در مقابله با نشست غیریکنواخت می‌توان آن‌ها را در مقطع عرضی به صورت T شکل و یا T معکوس اجرا کرد [۶].

- شالوده شبکه‌ای^۳: چندین ردیف معمولاً متعامد از شالوده‌های نواری که در زیر کل ساختمان بار چندین ستون و یا دیوار را تحمل می‌نماید. به لحاظ اقتصاد (کاهش

¹ Combined Footing

² Strip or Continuous Footing

³ Grid Footing

هزینه قالب‌بندی) گاهی مقرون به‌صرفه است که شالوده‌های یک ردیف در هم ادغام و شالوده به‌صورت نواری اجرا گردد. چنان‌چه این نوارها در هر دو امتداد عمود بر هم قرار گیرند شالوده شبکه‌ای بوجود می‌آید. عملکرد این شالوده‌ها مرکب بوده و متفاوت از عملکرد شالوده‌های منفردی است که توسط کلاف به یکدیگر متصل می‌شوند. کلاف‌ها کلاً نقشی در جلوگیری از نشست شالوده‌های منفرد ندارند (قادر به حمل برش و خمش نمی‌باشند) و تنها صلبیت جانبی سازه را افزایش می‌دهند [۶].

- شالوده گسترده: نوعی شالوده است که بار چندین ستون با فواصل نامنظم یا چندین ردیف ستون موازی را حمل می‌نماید و در زیر بخشی از ساختمان و یا کل آن قرار می‌گیرد. در صورت اجرای پروژه‌های بزرگ‌تر و سنگین‌تر بر روی زمین‌های با مقاومت کمتر و یا در صورت تفاوت قابل ملاحظه بار دیوارها و ستون‌های مجاور، جهت ایجاد عکس‌العمل یکنواخت و به حداقل رساندن نشست‌های غیریکنواخت، مقابله با عوارض موضعی و نقاط ضعف موضعی و نقاط ضعف موردی در محیط بستر، در صورتی که استفاده از پی‌های منفرد و یا نواری میسر نیست و یا بخش عمده زمین زیر بنا توسط پی‌های منفرد، نواری و یا شبکه‌ای اشغال شود، تمام محدوده زیربنا به ساخت پی اختصاص داده می‌شود و تمامی بارهای دیوارها و ستون‌ها توسط یک سیستم یکپارچه تحمل می‌شود. به این سیستم، پی گسترده گفته می‌شود. پی‌های گسترده دال‌های بتنی یکپارچه‌ای هستند که در پاره‌ای موارد با تلفیق تیرهای سخت‌کننده، دال‌های کف و سقف و دیوارهای پیرامونی یا میانی زیرزمینی، بار ستون‌ها و یا دیوارهای مختلف را حمل می‌کنند [۶].

چنان‌چه L طول پی و B عرض پی در نظر گرفته شود، برای پی‌های منفرد نسبت $\frac{L}{B}$

¹ Mat Footing

کمتر از ۵، پی‌های مربعی شکل $B=L$ ، برای پی‌های دایره‌ای شکل $B=2R$ و در مورد پی-

های مستطیل شکل $B < L \leq 5B$ است. برای پی‌های نواری عمدتاً نسبت $\frac{L}{B}$ از ۵ و در

حالت گسترده نسبت $\frac{D}{B}$ معمولاً کمتر از ۱ خواهد بود.

مقصود از پی سطحی پی ایست که به آن دسترسی وجود دارد: مانند کف‌های بتنی یا بنایی در زیر ساختمان، این در حالی است که پی عمیق پی‌ای است که مستقیماً به آن دسترسی نیست [۱].

۲-۴- پی‌های سنگی

انتخاب نوع پی به منظور احداث بر روی توده‌های سنگی، بستگی به نوع و مقدار بارهای وارده و شرایط باربری زمین دارد. در مورد ساختمان‌های متعارف در صورت وجود لایه‌های مقاوم سطحی، از پی‌های سطحی استفاده خواهد شد. برعکس در مورد بارهای سنگین (پل-ها، ساختمان‌های مرتفع)، در صورت وجود لایه‌های مقاوم در اعماق زمین، استفاده از پی-های عمیق ترجیح داده می‌شود. در هر حال با توجه به اهمیت هزینه اجرایی (مخصوصاً در مورد پی‌های عمیق)، انجام یک بررسی فنی - اقتصادی برای انتخاب سیستم پی ضروری به نظر می‌رسد [۴].

در خصوص پی‌سازی روی سنگ، از آنجایی که مقاومت سنگ‌ها در مقابل بارگذاری بیش از خاک است، در پی‌سازی ترجیح داده می‌شود که فشار وارده از سازه‌های سنگین به سنگ بستر یا پی سنگی منتقل می‌شود. در مواردی که عمق خاک روی سنگ کم باشد، از پی‌های کم عمق استفاده می‌شود. این گونه پی‌ها مستقیماً روی سطح زمین و روی سنگ قرار می‌گیرند [۴].

همان‌طور که گفته شد دو جنبه‌ی تشخیص برای پی‌های سنگی وجود دارد، اولاً، قابلیت تاب‌آوری و تحمل‌پذیری سنگ خیلی بیش‌تر از خاک‌ها بوده، ثانیاً وجود ضعف و نقص در

سنگ باعث کاهش قابل ملاحظه مقاومت توده سنگ نسبت به سنگ بکر می‌شود. مقاومت فشاری سنگ در محدوده‌ای از ۵ تا ۲۰۰ مگاپاسکال قرار می‌گیرد. از آنجایی که قابلیت سنگ‌ها در تحمل بارهای کششی و برشی خیلی بیش‌تر از خاک‌ها است، تعداد سازه‌های بیشتری می‌توان بر روی آن‌ها بنا کرد [۲].

در صورتی که پی سنگی مستحکم و قوی باشد بارهای سازه اغلب می‌توانند بدون ایجاد مشکل و مسأله خاصی تحمل شوند، اما وجود یک شکستگی با مقاومت اندک با جهت یافتگی خاص، ممکن است باعث لغزش کامل شکستگی پی شود. در عین حال برخلاف شرایط ظاهراً پایدار سازه‌های واقع بر روی سنگ‌های مستحکم، متأسفانه نمونه‌هایی از شکست در آن‌ها دیده می‌شود. شکست ممکن است ناشی از نشست بیش از حد به واسطه حضور لایه‌های ضعیف، آسیب دیدن سنگ در طول زمان و ریزش ناشی از حرکت بلوک سنگ در پی باشد. عوامل مؤثر بر پایداری پی‌های سنگی شامل زمین‌شناسی ساختمانی پی سنگی، فشارهای آب زیرزمینی، روش اجرای حفاری و تقویت و نگهداری سنگ است. یکی از خطرناک‌ترین شکستگی پی‌های سنگی، در خصوص پی سدها است زیرا پیامد شکست آن‌ها غالباً فاجعه آمیز بوده و شرایط بارگذاری در آن‌ها معمولاً شدیدتر از سازه‌های دیگر است [۲].

۲-۵- تاریخچه مطالعات انجام شده

علی‌رغم اینکه در دهه‌های گذشته تحقیقات زیادی با تمرکز بر روی مقاومت توده‌سنگ و پی‌های سطحی انجام گرفته، ولی هم‌چنان فرمول‌بندی و توصیف دقیق سازوکارهای گسیختگی پی دشوار است. لغزش و تغییر شکل در طول ناپیوستگی‌ها که با تغییر شکل و گسیختگی در قسمت‌های سالم توده‌سنگ (بلوکه) ترکیب شده، رفتار توده‌سنگ را بسیار پیچیده می‌کند. بنابراین توصیف ریاضی فرایند گسیختگی توده‌سنگ و تحلیل ظرفیت باربری آن امری بسیار پیچیده است. در پی‌های سنگی با در نظر گرفتن فرضیه‌های ساده

نوعی محاسبه در این زمینه ارائه شده است. در دو دهه‌ی اخیر با پیشرفت تدریجی علم مکانیک سنگ تلاش‌هایی برای یافتن مقدار دقیق ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها انجام شده است [۷].

در مواردی که سازه بر روی بستر سنگی قرار دارد. در مقایسه با بستر خاکی شرایط دستخوش تغییراتی می‌شود. دو تفاوت اصلی در میان ساختارهای سنگی و خاکی وجود دارد، اول توانایی سنگ به پایداری در برابر بارهای زیادتر از خاک و دوم حضور ناپیوستگی- های موجود در سنگ که سبب شده مقاومت آن با سنگ بکر متفاوت باشد. به دلیل مقاومت فشاری و کششی مناسب سنگ سازه‌های سنگین و نیمه سنگین شرایط متفاوت است، در این صورت ممکن است که ناپیوستگی در سنگ سبب لغزش و شکست پی شود یا نشست در جهت عمود بر درزه‌ها سبب نشست کلی سازه شود [۷].

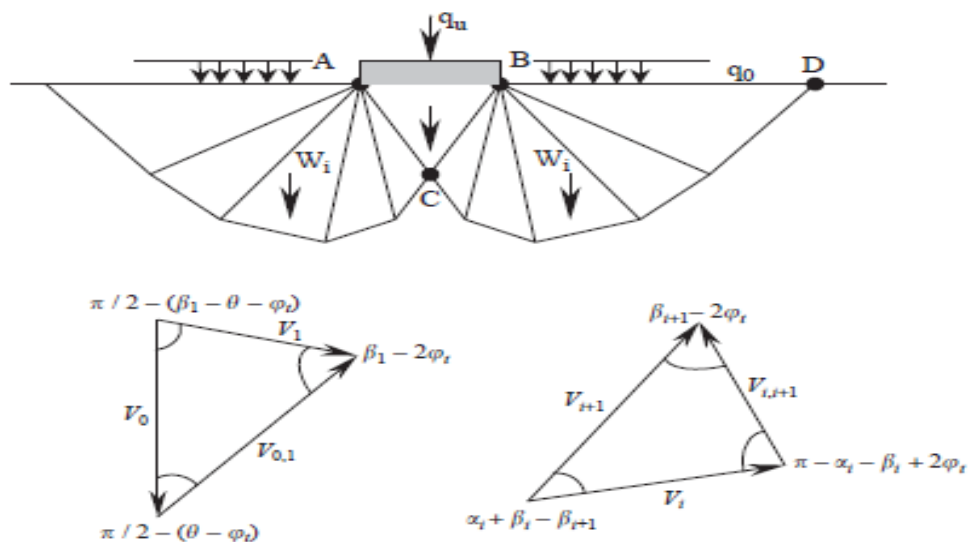
سرانو و اولالا^۱ (۱۹۹۴) روشی را برای تعیین ظرفیت باربری نهایی سنگ درزه‌دار ارائه کردند که در آن از معیار هوک و براون و در انواع توده سنگ‌های هموزن، درزه‌دار و بکر استفاده شده است. این روش پی‌های مدفون، بارگذاری‌های مورب و قرارگیری پی بر روی سطح شیب‌دار را در بر می‌گیرد. سرانو و اولالا در سال ۲۰۰۰ روش خود را بر اساس نسخه جدید معیار هوک و براون اصلاح کردند. در این پژوهش محاسبه ظرفیت باربری حداکثر، برای یک پی نواری در سطح زمین افقی و به عرض یک متر صورت گرفته است [۸].

سوبرا^۲ (۱۹۹۹)، با استفاده از روش تحلیل حد بالا، به بررسی ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌ها پرداخته است. در این روش دو سازوکار گسیختگی تحت نام‌های $M1$ و $M2$ ، که در شکل‌های (۲-۲) و (۳-۲) ارائه شده، در تحلیل حدی و برای تعیین ضرایب ظرفیت باربری استفاده شده است. نتایج این تحلیل در تعیین ضرایب ظرفیت باربری در

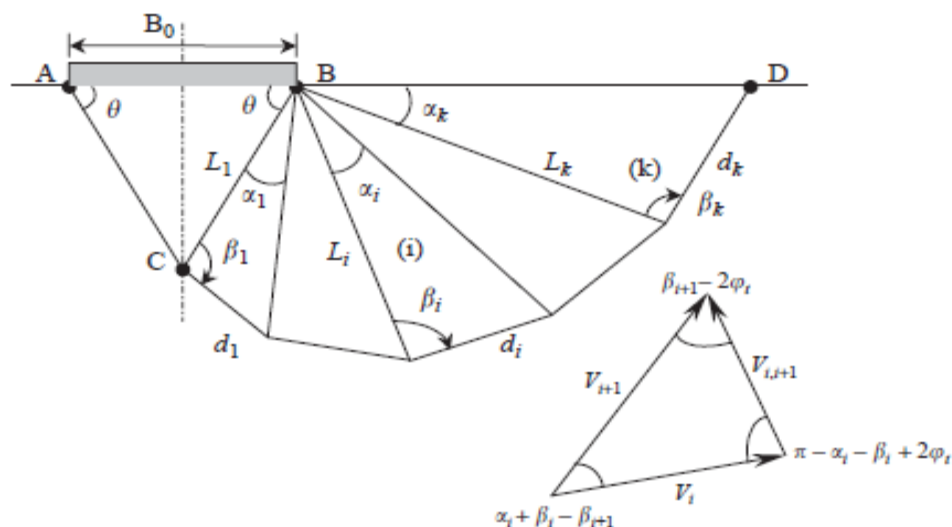
¹ Serrano and Ollala

² Soubra

حالت استاتیکی حاکی از دقت و انطباق آن در تعیین ضرایب N_{qs} و N_{cs} بوده است. اما مدل نامتقارن $M2$ ، مقادیر N_{qs} بیش‌تری نسبت به سازوکار $M1$ ، به‌دست داده است. از سازوکار نامتقارن $M2$ ، برای تحلیل ظرفیت باربری لرزه‌ای استفاده شده است. در مطالعات سوبرا با فرض آن‌که زلزله، تنها باعث افزایش نیروی رانشی روی پی می‌شود، از اثر زلزله در کاهش مقاومت برشی محیط صرفه‌نظر شده است. ایشان با تحلیل مدل اشاره شده، و به-دست آوردن سرعت گویه‌های مختلف، نتایج تحقیق را در قالب نمودارهای ضرایب ظرفیت باربری در برابر زاویه اصطکاک داخلی ارائه نموده است [۹].



شکل ۲-۲- سازوکار گسیختگی $M1$ و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی [۹]



شکل ۲-۳- سازوکار گسیختگی $M2$ و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی [۹]

گودمن^۱ (۱۹۹۸) در رابطه ارائه شده خود ظرفیت باربری پی سنگی را بر اساس پارامترهایی از قبیل زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ، پهنا یا عرض پی، فاصله ناپیوستگی-ها، ضریب ظرفیت باربری پی را که فقط تابعی از زاویه اصطکاک داخلی است بیان کرده است [۱۰].

پراسکو و کولهاوی^۲ (۲۰۰۴) راه‌حلی برای مجاسبه ظرفیت باربری پی نواری واقع بر توده سنگ شامل یک تا دو دسته درزه ارائه نمودند. در این روش مقاومت سنگ و نیز درزه-ها از طریق معیار موهر – کولمب به‌دست آمده است. مقاومت جنس مصالح سنگ و درزه‌ها، تعداد درزه‌ها و شیب آن‌ها از عوامل در نظر گرفته شده در این مطالعه است [۱۱].

یانگ و یین^۳ (۲۰۰۵) با بهره‌گیری از راه‌حل حد مرز بالای آنالیز حدی به بررسی تخمین ظرفیت باربری استاتیکی پی‌های نواری واقع بر توده‌های سنگی پرداختند. ایده مورد استفاده در این روش، بهره‌گیری از یک دامنه بهینه معیار موهر – کولمب به‌جای معیار هوک و براون بوده است. سپس با بدست آوردن میزان کار خارجی انجام شده توسط نیروهای خارجی اعمال شده و هم‌چنین نرخ انرژی مستهلک شده و با استفاده از سازوکار شکست انتقالی چند گوه‌ای میزان ظرفیت باربری نهایی یک پی نواری به عرض یک متر را به صورت ضرایبی جهت تخمین ظرفیت باربری محیط‌های مختلف ارائه نمودند [۱۲].

سدا و همکاران^۴ (۲۰۰۷) از طریق آنالیز حدی مرز بالا و در یک چارچوب سینماتیکی به محاسبه ظرفیت باربری پرداختند. ایشان در این روش با بهره‌گیری از دو سازوکار شکست پرانتل و سازوکار شکست انتقالی چند گوه‌ای به بررسی تخمین ظرفیت باربری پی‌های نواری با عرض یک متر واقع بر روی سطح زمین افقی نمودند. نتایج حاصل از دو سازوکار

¹ Goodman

² Prakoso and Kulhawy

³ Yang and Yin

⁴ Upper bound limit

⁵ Saada and etal

⁶ Prandtl

معرفی شده نشان از دقت بالاتر سازوکار شکست انتقالی چند گویه‌ای در تخمین ظرفیت باربری نسبت به سازوکار پرانتل می‌دهد. آن‌ها در این روش بر خلاف یانگ و ین، برآورد حد بالای ظرفیت باربری را با حفظ معیار هوک و براون انجام دادند. سپس نتایج خود را با نتایج مریفیلد و همکاران (۲۰۰۶) مقایسه کردند [۱۳].

مرفید و همکاران^۱ (۲۰۰۹) با استفاده از روش آنالیز حدی و در نظر گرفتن یک سازوکار خرابی شبیه حالت استاتیکی پی‌های سطحی، نمودارهایی جهت محاسبه ظرفیت باربری پی‌های سطحی نواری در نزدیکی یک شیب سنگی و با وجود دو مولفه افقی و قائم نیروی لرزه‌ای ارائه کردند. لازم به ذکر است رابطه ارائه شده در این مطالعه اثر وزن محیط، سربار، چسبندگی و با بهره‌گیری از معیار هوک- براون است. مرفید روش ارائه شده قبلی خود را برای محاسبه ظرفیت باربری لرزه‌ای پی نواری بر روی دامنه شیب با در نظر گرفتن دو مولفه افقی و قائم نیروی لرزه‌ای و با استفاده از تکنیک تعادل حدی گسترش داده است [۱۴].

سدا و همکاران (۲۰۱۱)، در پژوهش خود با بهره‌گیری از روش آنالیز حدی مرز بالا، به بررسی و تجزیه و تحلیل میزان ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های نواری بر روی توده‌های سنگی پرداخته‌اند. در مطالعات آن‌ها بر اساس ضرایب شتاب افقی لرزه‌ای مختلف، تأثیر یک بار دینامیکی را به شکل شبه استاتیک مورد بررسی قرار گرفت و میزان تأثیرگذاری فواصل شیب‌های سنگی مختلف را بر روی ظرفیت باربری دینامیکی پی‌های سنگی مورد تجزیه و تحلیل واقع شده است. نتایج حاصل از کار سدا و همکاران نشان از آن دارد که برای فواصل شیب‌های سنگی بیش‌تر از ۲ متر و هم‌چنین شیب‌های کمتر از ۳۰ درجه، تأثیر بسزایی بر میزان ظرفیت باربری پی نداشته است [۱۵].

ایمانی و همکاران (۲۰۱۲) راه حلی به منظور محاسبه ظرفیت باربری پی نواری واقع بر توده سنگ حاوی یک تا سه دسته درزه ارائه نمودند. در این پژوهش با استفاده از دو روش

¹ Merifield et al

آنالیز حدی مرز بالا و همچنین مدل سازی عددی روش المان مجزای نرم افزار (UDEEC) و با در نظر گرفتن ضریب فاصله داری های (SR) درزه های مختلف، به بررسی تأثیر فاصله داری و همچنین شیب دسته درزه ها بر میزان ظرفیت باربری یک پی نواری در شرایط مختلف پرداختند. نتایج حاصل از تحقیقات ایشان، نشان از آن می دهد که برای ضرایب فاصله داری بیش از ۳۰، فاصله داری درزه ها تأثیر بسزایی بر کاهش میزان ظرفیت باربری محیط نداشته است. لازم به ذکر است که ضریب فاصله داری عبارت است از نسبت عرض پی به فاصله داری درزه ها، که از طریق رابطه زیر بدست می آید.

$$SR = B \sum_{i=1}^n \frac{1}{S_i} \quad (1-2)$$

که در آن B عرض پی، S_i فاصله داری دسته درزه ها و n تعداد دسته درزه های موجود است [۱۶].

اولالا (۲۰۱۴)، به بررسی کاربرد تئوری پلاستیسیته در رفتار انواع مختلف پی های سنگی پرداخته است. برای توصیف رفتار توده سنگ از معیار شکست اصلاح شده هوک و براون استفاده شده است. مطالعات اولالا در خصوص ظرفیت باربری نهایی پی های سطحی و عمیق بوده و اثر وزن سنگ در ظرفیت باربری مورد توجه قرار گرفته است [۱۷].

کشاورز و همکاران (۲۰۱۵)، با بهره گیری از روش مشخصه های تنش، میزان ظرفیت باربری پی های نواری را محاسبه نمودند. این محققین با حل معادلات تعادل تنش و خطوط مشخصه، از طریق روش تفاضل محدود، میزان توزیع بار زیر پی را محاسبه نمودند و با میانگین گیری از این توزیع تنش، ظرفیت باربری نهایی پی را مورد بررسی قرار دادند. سپس جهت حل مسئله در حالت کلی برنامه ای را ارائه نمودند و اثرات زلزله جهت تحلیل ظرفیت باربری لرزه ای پی، به صورت ضرایب شبه استاتیکی افقی و عمودی در نظر گرفته اند، سپس با بهره گیری از جمع آثار قوا، ضرایب ظرفیت باربری به منظور استفاده ای کاربردی به صورت

نمودارهایی ارائه نمودند [۱۸].

یانگ و همکاران^۱ (۲۰۱۵)، در مطالعات خود بر اساس روش تئوری آنالیز حدی به بررسی تحلیل ظرفیت باربری لرزه‌ای بر روی شیب‌های سنگی پرداخته‌اند. در این روش بر خلاف روش به کار برده شده توسط سدا و همکاران (۲۰۱۴)، تأثیر ضرایب لرزه‌ای به شکل شبه دینامیک مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین تأثیر ضرایب لرزه‌ای به صورت تابعی از ضرایب لرزه‌ای افقی و قائم، سرعت موج برشی، سرعت موج اولیه، عمق و زمان و به شکل یک ارتعاش سینوسی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از این پژوهش، نشان از تأثیر پذیری کمتر پایداری محیط نسبت ضرایب قائم لرزه‌ای در مقایسه با ضرایب شتاب افقی لرزه‌ای بوده است [۱۹].

۲-۶- نتیجه‌گیری

طبق تعریف پایین‌ترین قسمت سازه (شامل المان‌های سازه‌ای و زمین زیر آن) که نیروها و لنگرهای ناشی از بخش فوقانی سازه و سرباره‌ها را طوری به محیط بستر زیرین منتقل می‌کند که تنش‌های بیش از حد در زمین ایجاد نشود، پی نام دارد. در واقع پی یک عامل انتقالی بین روسازه و زمین است و زمین نقش تکیه‌گاه را دارد. در حالت کلی پی‌ها را می‌توان به دو دسته پی‌های سطحی و پی‌های عمیق تقسیم‌بندی کرد.

تاکنون افراد مختلفی به بررسی ظرفیت باربری پی‌های سنگی از طریق روش‌های مختلف پرداخته‌اند، اما آنچه که به وضوح دیده می‌شود آن است که، تخمین ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سنگی به مراتب کمتر مورد بررسی قرار گرفته است.

¹ Yang et al

۳- فصل سوم

ظرفیت باربری پی‌های سنگی

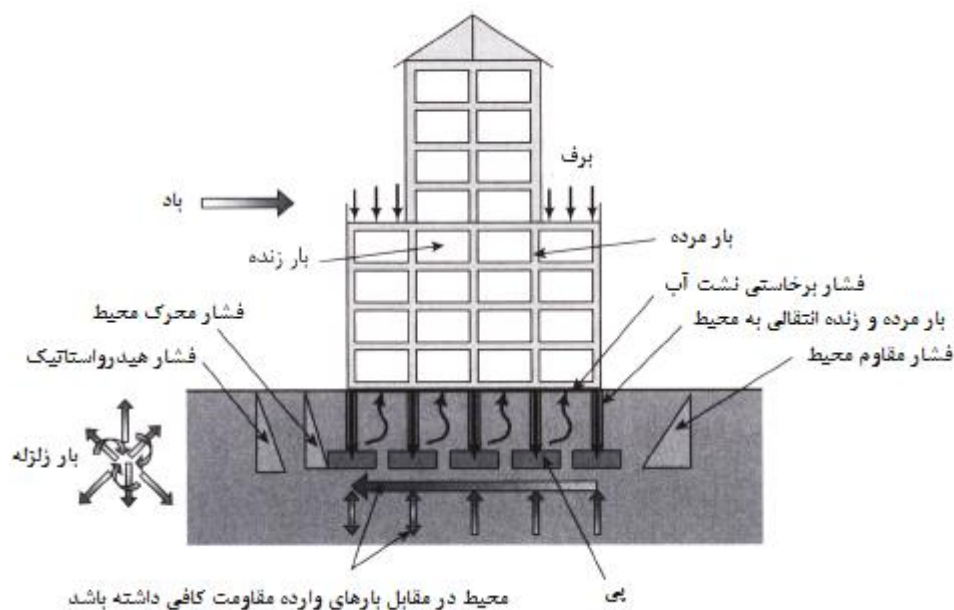
ظرفیت باربری^۱ یکی از مباحث حائز اهمیت در مهندسی پی است. برای تعداد زیادی از پی‌های سنگی نیز به علت قوی‌تر بودن سنگ از بتنی که پی‌ها از آن ساخته می‌شوند، تعیین ظرفیت باربری چندان اهمیتی ندارد. با این وجود مسائل ظرفیت باربری توده‌سنگ به وضعیت ساختمانی و زمین‌شناسی ارتباط زیادی دارد و ناپیوستگی‌ها به‌طور قابل ملاحظه‌ای ظرفیت باربری را کاهش می‌دهند.

تاکنون تعیین ظرفیت باربری سنگ زیر پی به‌طور دقیق میسر نشده است ولی با در نظر گرفتن ساده‌کننده‌هایی نوعی محاسبه مشابه ظرفیت باربری خاک البته برای شرایط خاصی در مورد پی‌های سنگی ارائه شده‌اند و باید در نظر داشت که به علت این که ظرفیت باربری سنگ‌ها برای ساختمان‌ها و بارهای معمولی اصولاً کافی است و در طراحی معمولی جای نگرانی وجود ندارد. با این حال تحت بارهای سنگین و پروژه‌های ویژه، تعیین ظرفیت باربری توده سنگ الزامی است. آنچه در بررسی ظرفیت باربری سنگ‌ها دارای اهمیت ویژه است، طرز لایه‌بندی، وجود درزه‌ها و گسل‌ها، عدم یکنواختی و غیرایزوتروپی است [۲۰].

در طراحی پی‌های سطحی بر روی توده‌های سنگی، برای سازه‌های مهندسی نظیر ساختمان‌ها، پل‌ها، سدها و جاده‌ها، تحلیل ظرفیت باربری توده‌سنگ بسیار با اهمیت است. پیش‌بینی ظرفیت باربری بر اساس رفتار مکانیکی توده‌سنگ، شامل مقاومت و تغییر شکل‌پذیری (نشست) است. هرچند که معیار نشست طراحی را کنترل می‌کند، ولی ظرفیت باربری توده سنگ نیز بایستی برای ارزیابی پایداری محاسبه شود. درک بهتر این فرایند و پیش‌بینی بهتر مقاومت توده‌سنگ و قابلیت ظرفیت باربری چه در حالت استاتیکی و چه در حالت دینامیکی این امکان را فراهم می‌سازد تا مشکلات مربوط به پایداری به‌وسیله بهبود طراحی پی‌های بر روی توده‌سنگ کاهش یابد [۲۰].

¹ Bearing Capacity

پی یک سازه می‌بایست به‌گونه‌ای انتخاب شود که دو وظیفه، انتقال بار رو سازه به داخل توده خاک یا سنگ زیر سازه و کنترل مقدار نشست سازه در اثر بار رو سازه را به‌خوبی انجام دهد. در علم مهندسی ژئوتکنیک دو وظیفه یادشده را به ترتیب کنترل حدی شکست و کنترل حدی نشست می‌گویند. بارهای وارده به سازه به دو گروه بارهای استاتیکی و دینامیکی تقسیم‌بندی می‌شوند. بارهای استاتیکی شامل بارهای مرده، زنده یا برف، فشار جانبی سنگ است و بارهای دینامیکی شامل بار زلزله، باد، بار ماشین‌آلات و بارهای ضربه‌ای است. در شکل (۱-۳) نیروهای وارده بر یک سازه و پی به‌صورت نمادین نشان داده شده است [۲۱].



شکل ۱-۳. نیروهای وارده بر یک سازه و پی [۲۱]

تاکنون در مورد تأثیرگذاری بارهای دینامیکی نظیر لرزه، بر روی میزان ظرفیت باربری پی‌های سنگی تحقیقات اندکی صورت گرفته است. از سوی دیگر کشور ما ایران بر روی خط زلزله‌ای که از اروپا تا شرق آسیا ادامه دارد قرار گرفته است. بنابراین تأثیر بارهای دینامیکی بر هر عارضه طبیعی و یا ساخت دست بشر در طول زمان دور از انتظار نخواهد بود و لحاظ نکردن نیروی ناشی از یک بار لرزه‌ای در کنترل پایداری‌ها و طراحی‌ها،

چشم‌پوشی بر واقعیت خواهد بود. علاوه بر آن مناطق زیادی از کشور ما را مناطق کوهستانی تشکیل می‌دهد که مواجه با توده‌های سنگی را در ساخت‌وسازها و پروژه‌های عمرانی اجتناب‌ناپذیر می‌کند. لذا انجام تحقیقاتی به منظور مطالعه اثر این نوع بارها بر پایداری و تحلیل ظرفیت باربری لرزه‌ای توده‌های سنگی ضروری به نظر می‌رسد. با این حال تاکنون تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه انجام نگرفته است. با توجه به نوع روسازه، پی-های سطحی ممکن است در مواجهه بارهای دینامیکی متفاوتی قرار می‌گیرند. بارهای دینامیکی ممکن است یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) بارهای ساده با سرعت متغیر

ب) بارهای لرزه‌ای

ج) بارگذاری متناوب

د) بار ضربه

ظرفیت باربری پی‌های سطحی در اثر بارهای لرزه‌ای کاهش و همچنین امکان نشست و دوران در پی افزایش می‌یابد. کاهش ظرفیت باربری پی‌ها، بستگی به طبیعت و نوع سنگ و پارامترهای شتاب در محیط دارد [۲۲].

یک بار لرزه‌ای دارای دو اثر بر سیستم‌های مکانیکی است:

الف) افزایش نیروهای محرک

ب) کاهش مقاومت برشی توده سنگ

فرضیات بنیادی که در بیش‌تر تجزیه و تحلیل‌های مرتبط با اثر بارهای لرزه‌ای بر روی توده‌های سنگی در نظر گرفته می‌شود عموماً بر اساس نادیده گرفتن اثر بارهای لرزه‌ای بر روی مقاومت خواص مواد تشکیل‌دهنده توده سنگ است [۱۵].

یکی از کاربردهای مهندسی مکانیک سنگ، تحلیل تنش، تغییر شکل و ظرفیت باربری پی سنگی سازه است. بارهای ایجاد شده توسط سازه‌های معمولی و سبک به اندازه‌ای است

که حتی سنگ‌های نسبتاً سالم و یک دست تحت تأثیر تنش‌های ناشی از سازه‌های بزرگ قرار گیرند ممکن است به ظرفیت باربری خود نزدیک شوند. چنانچه این گونه سنگ‌ها حاوی نقاط ضعف باشند، تحت اثر بار ناشی از چنین سازه‌هایی دچار مشکلات مختلف از جمله تغییر شکل‌های قابل توجه خواهند شد. از آنجایی که اکثر پروژه‌های بزرگ و حساس روی بستر سنگی قرار می‌گیرند، هرگونه ضعف در پی می‌تواند خسارت جبران ناپذیری را ایجاد کند. بنابراین تخمین دقیق و مطمئن ظرفیت باربری توده‌سنگ‌ها از اهمیت فوق‌العاده‌ای برخوردار است.

روش‌های تعیین ظرفیت باربری پی‌های واقع بر سنگ را می‌توان به چهار دسته تقسیم کرد:

(۱) آیین‌نامه ساختمانی: در مواردی برای مقاصد طراحی اولیه پی سودمند هستند.

ظرفیت باربری بر اساس مقادیر مفروض در آیین‌نامه ملی ساختمان تعیین می‌شود. این مقادیر معمولاً محافظه‌کارانه هستند، با این حال مهندس می‌بایستی اطمینان پیدا کند که مقادیر برای شرایط خاص مربوط به سایت موردنظر، کاربردی هستند.

(۲) روش‌های تحلیلی: بر اساس تئوری‌ها و مفاهیم مهندسی ژئوتکنیک ظرفیت باربری محاسبه شده و ظرفیت باربری نهایی توده‌سنگ را با توجه هندسه پی و حالت گسیختگی بالقوه در سنگ که به‌نوبه خود وابسته به ویژگی‌های زمین‌شناسی است، تعیین می‌کنند.

(۳) روش‌های تجربی: اغلب از ارتباط بین ظرفیت باربری و خصوصیات توده‌سنگ بر اساس مشاهدات و نتایج به دست می‌آیند

(۴) آزمون بزرگ‌مقیاس درجا: روش‌های مستقیم تعیین ظرفیت باربری به شمار می‌آیند و بسیار پرهزینه و پرزحمت هستند؛ بنابراین باوجود قابل اطمینان بودن این روش‌ها معمولاً سه روش اول برای تعیین ظرفیت باربری توده‌سنگ مورد استفاده

قرار می‌گیرد. تاکنون روش‌های تحلیلی و تجربی متعددی توسط محققین مختلف برای تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی در حالت استاتیکی ارائه شده است [۲۰] و [۲۳].

۳-۲- تعیین ظرفیت باربری استاتیکی با استفاده از آیین‌نامه ساختمانی

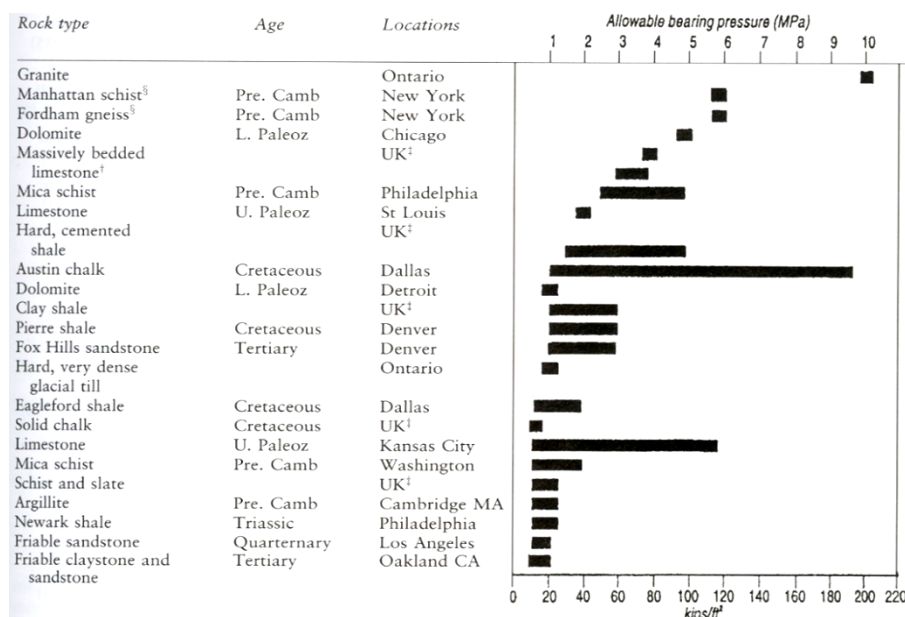
روش متداول جهت تعیین فشار باربری مجاز، استفاده از جداول آیین‌نامه‌های منتشر شده است. اما در وضعیت‌هایی که شرح آن‌ها در آیین‌نامه ساختمانی وجود ندارد اغلب از روش‌های حدی و عددی با ترکیبی مناسب از آن‌ها استفاده می‌شود. روش مورد استفاده به عواملی رواداری^۱ اجابجایی و پیچیدگی شرایط زمین‌شناسی محل بستگی دارد.

برای بسیاری از سازه‌ها، ابعاد مورد نیاز ناحیه باربری پی از جداول منتشرشده یا آیین‌نامه ساختمانی که در آن‌ها فشار باربری مجاز انواع سنگ‌ها درج‌شده، به دست می‌آید. در این جداول فشار باربری مجاز را برای انواع شرایط زمین‌شناسی سنگ‌ها، بسته به نوع و سن آن‌ها ارائه می‌نماید. فشارهای باربری ارائه‌شده در برخی از این جداول بر اساس مشاهده سازه‌های پایدار و اعمال فاکتور ایمنی کافی به منظور تأمین حداقل نشست تهیه شده‌اند. مقادیر داده شده به مقدار زیادی به مقاومت سنگ مرتبط‌اند و باید در خصوص سنگ‌های هوازده، شکسته، غیر همگن و سنگ‌هایی که شامل لایه‌های ضعیف و متلاشی‌شده هستند، کاهش داده شوند. به این منظور اگر سنگی شکستگی داشته باشد، فشار باربری مجاز ارائه‌شده در جدول (۳-۱) را باید بر اساس RQD اصلاح نمود. بدین منظور برای RQD برزگتر از ۹۰ درصد کاهش لازم نیست. برای RQD ۵۰ تا ۹۰ درصد، فشار باربری با اعمال ضریبی در حدود ۰/۲۵ تا ۰/۷ کاهش می‌یابد و در $RQD < ۵۰\%$ فشار باربری با اعمال ضریبی در حدود ۰/۲۵ تا ۰/۱ کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که تعیین ظرفیت باربری از طریق آیین‌نامه ساختمانی تنها برای مواردی که ظرفیت باربری در حالت استاتیکی مدنظر

¹ Tolerances

می‌باشد، امکان پذیر است [۲].

جدول ۳-۱- تعیین ظرفیت باربری سنگ بر اساس کدهای ساختمانی [۲]



۳-۳- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از روابط تجربی

اغلب روابط تجربی بر اساس ارتباط ظرفیت باربری نهایی و مقاومت فشاری نامحصور

سنگ پیشنهاد شده‌اند که در زیر به نمونه‌هایی از این موارد اشاره شده است [۲۴].

جدول ۳-۲- روابط تجربی تخمین ظرفیت باربری [۲۴]

رابطه تجربی	ارائه دهنده و سال
$q_{ult} = (5-8)\sigma_c$	روش تنگ ^۱ (۱۹۶۲)
$q_{ult} = 3\sigma_c$	روش کوتز ^۲ (۱۹۶۷)
$q_{ult} = 2.7\sigma_c$	روش رو و آرمیتاج ^۳ (۱۹۸۷)
$q_{ult} = 4.5\sigma_c$	روش آرگما ^۴ (۱۹۹۲)

¹ Teng

² Coates

³ Rowe and Armitage

⁴ Argmma

روابط مذکور همگی خطی بوده و اثر ناپیوستگی‌ها و مقاومت توده‌سنگ در آن لحاظ نشده است. بنابراین یکسری روابط ارائه شده‌اند تا تأثیر ناپیوستگی‌ها را در توده‌سنگ در نظر بگیرند. در این راستا آیین نامه آشتو^۱ (۱۹۸۹) برای پل‌های بزرگ راه‌ها نیز روابط دیگری به منظور تخمین ظرفیت باربری توصیه نمودند.

انجمن ژئوتکنیک کانادا (۱۹۸۵) جهت ظرفیت باربری نهایی روابط زیر را پیشنهاد نموده است.

$$q_{ult} = 3\sigma_c K_{sp} . D \quad (۲-۳)$$

$$K_{sp} = \left[3 + \frac{s}{B} \right] / \left[10 \left(1 + \frac{300g}{S} \right)^{0.5} \right] \quad (۳-۳)$$

در روابط فوق K_{sp} فاکتور تجربی و S فاصله داری ناپیوستگی‌ها، B عرض یا قطر پی،

g بازشدگی ناپیوستگی‌ها، D فاکتور عمق $D = 1 + 0.42 \left(\frac{L}{B} \right) \leq 3.4$ و L طول پی فرو

شونده در سنگ است. عموماً این روش برای نسبت‌های $\frac{S}{B}$ بین ۰/۵ تا ۲ و $\frac{g}{S}$ بین ۰ تا

۰/۲ به کار برده می‌شود. کاربرد اینگونه روابط همانند روش‌های تخمین ظرفیت باربری از

طریق کدهای ساختمانی، محدود به تخمین ظرفیت باربری استاتیکی است [۲۴].

۳-۴- تعیین ظرفیت باربری استاتیکی با استفاده از روش سرانو و اولالا

سرانو و اولالا^۲ ظرفیت باربری نهایی پی‌های نواری و بارهای مجاز سنگ ایزوتروپ را برای شرایط همگن و بر اساس معیار غیر خطی هوک و براون برای شکست توده‌سنگ محاسبه نموده‌اند. روابط مختلفی برای تعیین ظرفیت باربری پی‌ها سنگی توسط سرانو و اولالا ارائه شده است که در ادامه تشریح می‌شود [۲۵].

۳-۴-۱- قابلیت کاربرد روش سرانو و اولالا

شکل (۴-۳) چگونگی استفاده از این معیار را برای طراحی پی‌های سطحی به صورت

^۱ AShto

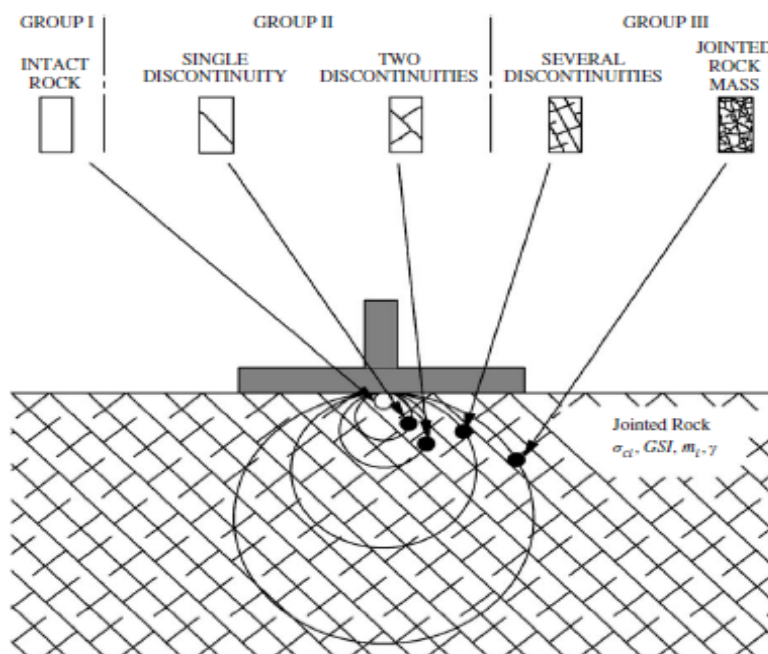
^۲ - Serrano and Ollala

نمادین نشان می‌دهد. در این رابطه سنگ‌ها براساس تعداد دسته درزه‌ها به ۵ گروه تقسیم می‌شوند که بسته به شرایط پی و ابعاد آن می‌توان، معیار سرانو و اولالا را در مورد آن‌ها به شرح زیر به کار برد [۲۵]:

گروه I (سنگ بکر): در مورد این گروه سنگ‌ها معیار هوک - براون معتبر بوده و می‌توان تحت شرایطی تئوری سرانو و اولالا را در مورد آن‌ها به کار برد.

گروه‌های II و III (سنگ‌های حاوی یک یا دو دسته ناپیوستگی): سنگ‌هایی که حاوی دسته ناپیوستگی‌های کمی هستند، به صورت ناهمسانگرد عمل کرده و معیار هوک - براون را نمی‌توان به کار برد. بنابراین تئوری سرانو و اولالا نیز در این گروه قابل استفاده نیست.

گروه‌های IV و V (سنگ‌های حاوی چندین دسته ناپیوستگی): این سنگ‌ها تقریباً همسانگرد عمل کرده و معیار هوک - براون در موردشان معتبر است. تئوری سرانو و اولالا در مورد این سنگ‌ها بدون هیچ محدودیتی کاربرد دارد.



شکل ۳-۴- تأثیر مقیاس بر انتخاب مدل رفتار توده سنگ در طراحی پی‌های سطحی واقع بر محیط سنگی [۲۵]

در این روش سرانو و اولالا تخمین ظرفیت باربری توده سنگ‌ها را، برای مواردی که زمین دارای شرایط ایزوتروپ عرضی است مورد بررسی قرار داده‌اند. در این روش توجه به سطوح شکست ترکیبی،

نواحی که سطح شکست در امتداد ناپیوستگی‌ها و شکست در درون توده سنگ اتفاق می‌افتد ضروری است [۲۵].

۳-۴-۲- ظرفیت باربری نهایی استاتیکی بر اساس معیار اولیه هوک و براون (۱۹۹۴)

در سال ۱۹۹۴ سرانو و اولالا روش جامعی را برای تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی بر اساس معیار هوک - براون ارائه کردند. معیار شکست اولیه هوک - براون به صورت زیر است [۸]:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}} = \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^{0.5} \quad (۴-۳)$$

در این رابطه σ_1 و σ_3 تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل و σ_{ci} مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر است. m و S ثابت‌های هوک - براون بوده که به نوع سنگ و میزان شکستگی وابسته است. سرانو و اولالا رابطه‌ی زیر را برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی پی‌های سنگی ارائه کردند.

$$q_u = \beta(N_\beta - \xi) \quad (۵-۳)$$

β و ξ پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ بوده که با استفاده از ثابت‌های هوک - براون به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$\beta = \frac{m\sigma_{ci}}{8} \quad \text{و} \quad \xi = \frac{8s}{m^2} \quad (۶-۳)$$

ضریب N_β را می‌توان براساس جداول، نمودار و یا روابط زیر محاسبه کرد.

$$N_\beta = \cos i_2 \left[\cos i_2 \frac{\cot^2 \rho}{2} + \frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \times \sqrt{1 - \left(\frac{\sin i}{2 \tan \rho \times \tan \mu} \right)^2} \right] \quad (۷-۳)$$

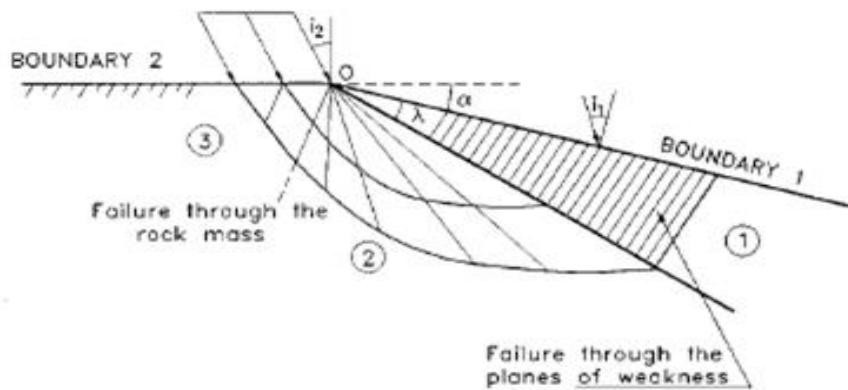
که i_2 زاویه مؤثر ظرفیت باربری نهایی و ρ زاویه اصطکاک آنی در زیر این بار است.

متغیر μ به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \quad (۸-۳)$$

خطوط شبکه مشخصه در زیر پی به همراه سایر پارامترهای مربوطه در شکل

(۵-۳) دیده می شود.



شکل ۵-۳- خطوط شبکه مشخصه زیر پی [۸]

در حالت ساده شده در صورتی که بار اعمالی بر سطح خارجی مرز ۱ به صورت عمود

باشد، بار خارجی نرمال شده بر مرز ۱ را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\sigma_{01}^* = \left(\frac{\sigma}{\beta} + \xi \right) = \frac{\cot^2 \rho_1}{2} - \frac{1 - \sin \rho_1}{\sin \rho_1} \quad (۹-۳)$$

با استفاده از این معادله می توان زاویه اسکاکی آنی در مرز ۱ را به صورت زیر محاسبه

کرد:

$$\rho_1 = \sin^{-1} \left(\frac{1}{1 + \sqrt{2\sigma_{01}^*}} \right) \quad (۱۰-۳)$$

بنابراین ثابت ریمن^۱ به صورت زیر به دست می آید:

$$I(\rho_1) = \frac{1}{2} \left[\cot \rho_1 + \ln \cot \frac{\rho_1}{2} \right] \quad (۱۱-۳)$$

در صورتی که بارهای وارد شده، عمود بر سطح باشد، در این صورت به مرز ۲ نیز

^۱ Riemann's invariant

نزدیک می‌گردد. در این حالت خواهیم داشت:

$$I(\rho_1) = \frac{1}{2} [\cot \rho_1 + L \cot \frac{\rho_1}{2}] \quad (12-3)$$

$$I(\rho_2) = I(\rho_1) + \frac{\pi}{2} - \alpha \quad (13-3)$$

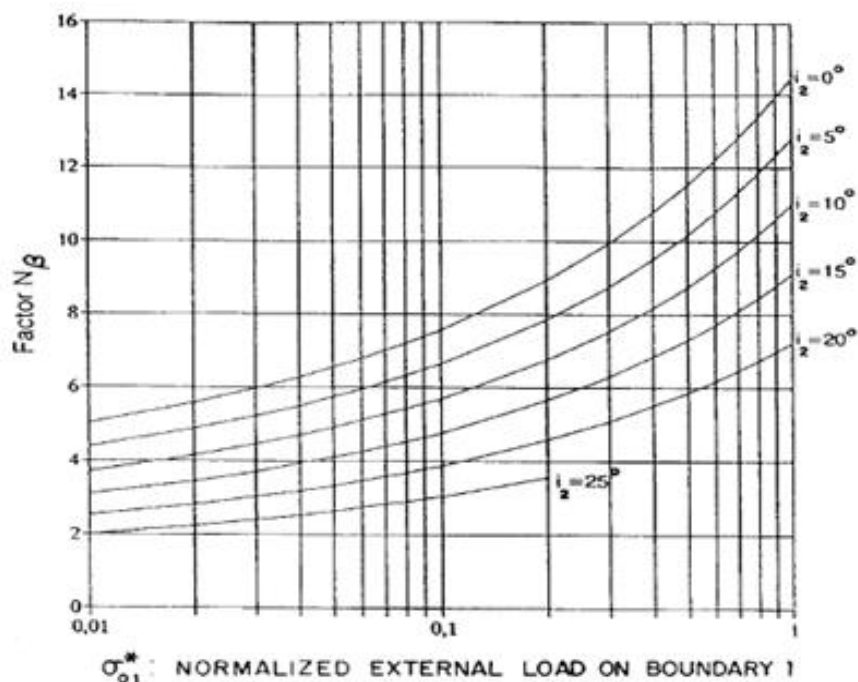
$$N_\beta = \frac{\cot^2 \rho_2}{2} + \frac{1 - \sin \rho_2}{\sin \rho_2} \quad (14-3)$$

هم‌چنین برای سهولت کار در تعیین ضریب N_β جدول و نمودارهایی ارائه شده

است که می‌توان از آن‌ها استفاده کرد. نمونه‌ای از این نمودارها برای زمین افقی در شکل

(۶-۳) دیده می‌شود. هم‌چنین نمودارهایی از این نوع برای شرایطی که زمین شیب‌دار

بوده و برای زاویه شیب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ درجه وجود دارد.



شکل ۶-۳- مقدار ضریب بار (N_β) برحسب مقدار بار خارجی نرمال شده وارد بر مرز ۱ و بار مورب اعمال شده

روی مرز ۲ (برای زمین افقی $\alpha = 0$) [۸]

۳-۴-۳- ظرفیت باربری نهایی بر اساس معیار اصلاح شده هوک و براون (۲۰۰۰)

در روش قبل که برای تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی ارائه شد از معیار اولیه

هوک - براون مربوط به سال ۱۹۹۴ برای تعیین ظرفیت پی‌های سنگی استفاده شده است. هوک و همکاران معیار اولیه را برای کاربرد در محیط‌های به‌شدت درزه‌دار اصلاح کرده و از توان جدیدی (n) با دامنه تغییرات بین ۰/۵ تا ۰/۶۵ استفاده کردند. مقدار توان $n=۰/۵$ بیان‌گر معیار شکست اولیه خواهد بود. معیار شکست جدید و پارامترهای آن به‌صورت زیر است [۲۶].

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}} = (m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + S)^n \quad (۱۵-۳)$$

$$m = m_0 \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad (۱۶-۳)$$

$$S = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (۱۷-۳)$$

$$n = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (۱۸-۳)$$

در این روابط، GSI شاخص مقاومت زمین‌شناسی بوده که توسط هوک و همکاران ارائه شد و m_0 پارامتر مربوط به سنگ بکر است. سرانو و اولالا براساس معیار اصلاح شده نسخه-ی جدیدی (سال ۲۰۰۰) را از رابطه خود برای تعیین ظرفیت پی‌های سنگی ارائه کردند که به‌صورت زیر است [۲۶]:

$$q_u = \beta_n (N_\beta - \xi_n) \quad (۱۹-۳)$$

$$K = \left(\frac{1-n}{n}\right) \quad (۲۰-۳)$$

$$A_n^k = \frac{m(1-n)}{2^{\frac{1}{n}}} \quad (۲۱-۳)$$

$$A_n = (A_n^k)^{\frac{1}{k}} \quad (۲۲-۳)$$

$$\beta_n = A_n \sigma_c \quad (۲۳-۳)$$

$$\xi_n = \frac{s}{mA_n} \quad (۲۴-۳)$$

ضریب N_{β} مطابق آنچه برای روش قبل گفته شد با استفاده از جداول، نمودگرام و روابط قابل محاسبه است. با جایگزین کردن پارامترهای مورد نیاز و حل معادله (۳-۳۴) ضریب N_{β} به دست می آید.

$$N_{\beta} = \cos i_{02} \left(\frac{1 - \sin \rho_2}{\sin \rho_2} \right)^{1/k} \left(n \times \left(\frac{1 + \sin \rho_2}{\sin \rho_2} \right) + \right. \quad (۳-۲۵)$$

$$\left. \sqrt{1 - \left(n \times \left(\frac{1 + k \sin \rho_2}{\sin \rho_2} \right) \sin i_{02} \right)^2} \right)$$

در حالت ساده شده در صورتی که بار خارجی اعمال شده بر روی مرز ۱ به صورت عمود بر سطح اعمال شود، بار خارجی نرمال شده وارد بر این مرز به صورت زیر بیان می شود:

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta_n} + \xi_n = \left(\frac{1 - \sin \rho_1}{k \sin \rho_1} \right)^{1/k} \left[n \times \left(\frac{1 + \sin \rho_1}{\sin \rho_1} \right) - 1 \right] \quad (۳-۲۶)$$

σ_1 بار خارجی وارد بر مرز ۱ یعنی محدوده اطراف سازه است.

همچنین در صورتی که بار اعمال شده بر پی نیز عمود بر مرز باشد. روابط زیر را برای محاسبه ثابت ریمن زاویه اصطکاک آنی در مرز ۱ و ۲ داریم:

$$I_n(\rho) = \frac{1}{2k} [\cot \rho + \ln(\cot(\frac{\rho}{2}))] \quad (۳-۲۷)$$

$$I_n(\rho_2) = I_n(\rho_1) + \frac{\pi}{2} - \alpha \quad (۳-۲۸)$$

مقادیر ضریب N_{β} برای مقادیر مختلف توان n در یک زمین افقی با بارهای خارجی قائم در جدول (۳-۳) نشان داده شده است.

جدول ۳-۳- مقادیر ضریب N_B برای مقادیر مختلف توان n در یک زمین افقی با بارهای خارجی قائم [۲۶]

σ_{01}^* ^a	0.50	0.55	0.60	0.65
0	2.66	2.21	1.66	1.06
10^{-6}	2.89	2.25	1.75	1.24
10^{-5}	3.01	2.34	1.87	1.40
10^{-4}	3.30	2.54	2.13	1.74
5×10^{-4}	3.65	2.88	2.51	2.20
10^{-3}	3.86	3.10	2.77	2.53
5×10^{-3}	4.56	3.96	3.73	3.66
10^{-2}	5.00	4.53	4.39	4.45
2×10^{-2}	5.54	5.27	5.27	5.53
4×10^{-2}	6.26	6.23	6.45	7.01
0.1	7.54	7.96	8.67	9.88
0.2	8.90	9.78	11.07	13.08
0.4	10.77	12.26	14.39	17.62
0.7	12.81	14.97	18.04	22.69
1	14.45	17.14	20.98	26.84

۳-۵- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از روش کولهاوی و کارتر^۱

کولهاوی و کارتر یک راه حل حد پایین ساده برای تعیین ظرفیت باربری توده سنگ‌ها براساس معیار شکست غیرخطی هوک - براون ارائه کردند. جزئیات میدان تنش حد پایین در شکل (۳-۷) نشان داده شده است. یک میدان تنش از بار گسیختگی (q_u) با یافتن میدان تنشی که حد تعادل و معیار شکست را ارضا کند محاسبه می‌شود. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود توده سنگ زیر پی نواری به دو ناحیه تقسیم شده است. تنش قائم σ_3 در ناحیه یک فرض می‌شود صفر باشد (دارای وزن مخصوص بسیار کم)، در حالتی که تنش افقی (σ_1) (برابر با مقاومت فشاری غیر محصور توده سنگ خواهد بود. برای حل تعادل، پیوستگی تنش نرمال در طول ناپیوستگی بین نواحی باید برقرار باشد. ظرفیت باربری پی نواری از معیار

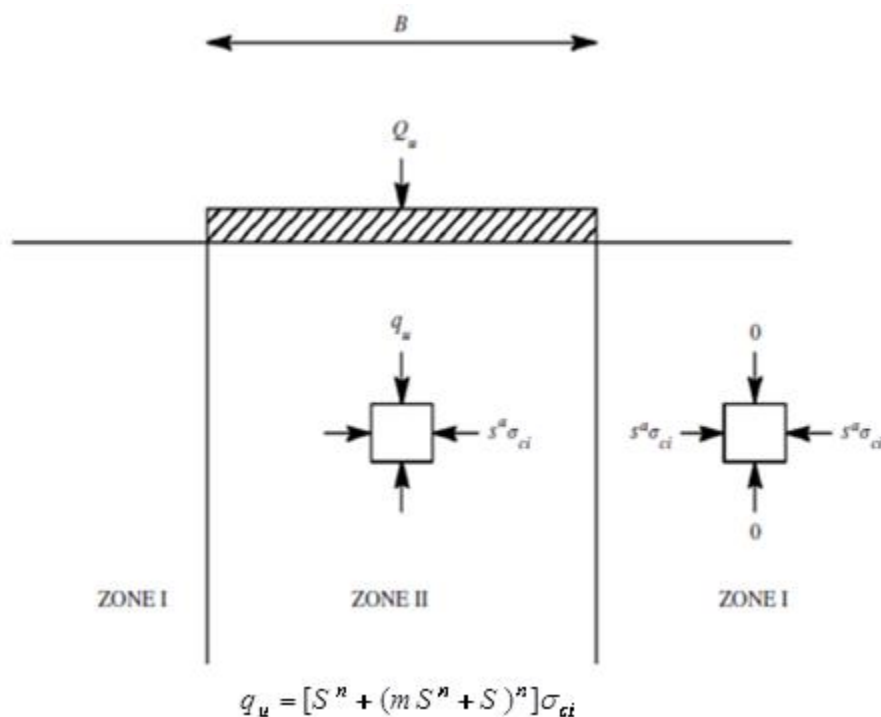
¹ Kulhawy and Carter

شکست غیرخطی هوک - براون و با $(\sigma_3 = S^n \sigma_{ci})$ به صورت زیر قابل محاسب است [۷].

$$q_u = [S^n + (mS^n + S)^n] \sigma_{ci} \quad (۲۹-۳)$$

در این رابطه m , s و n پارامترهای معیار هوک - براون و σ_{ci} مقاومت فشاری سنگ

بکر است.



شکل ۳-۷- راه حل حد پایین برای ظرفیت باربری پی های سنگی [۷]

۳-۶- تخمین ظرفیت باربری مبتنی بر روش های حدی

در مسائل پایداری، وضعیت سنگ در لحظه گسیختگی بررسی می شود. تعیین نیروی محرک وارد بر دیوارهای حائل، ظرفیت باربری پی ها و بررسی پایداری شیروانی ها در زمره این گونه مسائل هستند. در این گروه از مسائل رفتار محیط عمدتاً به صورت پلاستیک کامل^۱ در نظر گرفته شده و ارزیابی تغییر شکل ها مدنظر نیست. از سوی دیگر در مسائل گروه دوم وضعیت تنش ها و تغییر شکل های محیط در شرایط بهره برداری تعیین می گردد. تعیین نشست پی ها نیز یکی از مهم ترین مسائل مهم این گروه است [۲۷].

¹ Perfect Plastic

اولین مفهوم پلاستیسیته در محیط با ارائه نظریه کولمب^۱ در سال ۱۷۷۳ مطرح گردید. کولمب ضمن استفاده از مفهوم تعادل خمیری در حالت حدی، فشار جانبی محیط را برای دیوارهای حائل به دست آورد. پس از وی رانکین^۲ در سال ۱۸۵۷ تعادل خمیری توده‌ای نامحدود از محیط را در حالت حدی تحلیل نمود [۲۸] و [۲۹].

علم پلاستیسیته از حدود سال ۱۹۵۰ با ارائه مفاهیم قضایای حدی، اصل دراگر (تعریف پایداری مصالح)، قانون وابسته (شرط نرمالیت) به نحوی اساسی متحول گردید و روش تحلیل حدی بر مبنای مفاهیم مزبور در سال‌های ۱۹۶۵-۱۹۵۰ شکل گرفته است. در این روش با استفاده از قضایای حدی، مرز بالا و پایین بارهای حدی تعیین می‌شود. با ارائه مفاهیم پایداری مصالح و شرط نرمالیت در روش تحلیل حدی، ارتباط میان تنش‌ها و تغییر شکل‌های نسبی که تا آن زمان نادیده گرفته می‌شد، فراهم گردید و بدین ترتیب، زمینه پیشرفت‌های درخور توجه بعدی در علم پلاستیسیته پایه‌ریزی شد [۳۰].

سابقه کاربرد تحلیل در حل مسائل پایداری نسبت به سایر روش‌های حدی کمتر است. البته بسیاری از مفاهیم اساسی روش تحلیل حدی در روش‌های خطوط مشخصه و تعادل حدی نیز مورد استفاده بوده‌اند. این روش‌ها کاربرد گسترده‌ای در مسائل ژئوتکنیکی دارند. لیکن چنانچه قبلاً نیز گفته شد ارتباط تنش‌ها و تغییر شکل‌ها نقش مهمی در مکانیک محیط‌های پیوسته دارد. این ارتباط در روش تحلیل حدی در نظر گرفته شده و لذا برخلاف دیگر روش‌های حدی، در این روش دقت و جایگاه پاسخ‌ها به خوبی مشخص می‌گردد. بدین سبب روش تحلیل حدی در حال حاضر به صورت ابزاری قدرتمند و به شکلی گسترده در بررسی پایداری شیروانی‌ها، دیوارهای حائل و مسائل ظرفیت باربری مورد استفاده قرار گرفته و بسیاری از مسائل بنیادی به سهولت با این روش حل و بررسی می‌شوند [۳۰].

¹ Coulomb

² Rankine

یکی از زمینه‌های کاربرد روش‌های حدی، حل مسائل پایداری در حالاتی است که محیط ناهمگن یا ناهمسان باشد. زمینه دیگر این روش، بررسی شبه استاتیکی و شبه دینامیکی مسائل پایداری در حالت دینامیکی است. دو زمینه فوق‌الذکر از مواردی است که سابقه کارهای انجام‌شده بر روی آن‌ها به سالیان اخیر برمی‌گردد [۳۱].

قبل از اینکه به توضیح روش تحلیل حدی بپردازیم لازم به ذکر است که این روش تنها روش ارزیابی بار خرابی برای مسائل ژئومکانیک نمی‌باشد. روش‌های استاندارد و معروف دیگر در حل این مسائل، روش خطوط مشخصه و روش تعادل حدی می‌باشند. روش‌های حدی (شامل روش خطوط مشخصه، روش تعادل حدی و روش تحلیل حدی) بر مدلی نسبتاً ساده از رفتار محیط استوار و مزیت عمده آن‌ها یافتن حلی بسته و عام در مسائل کاربری است. در این روش‌ها تأثیر پارامترهای مختلف مقاومت سنگ و هندسه زمین به خوبی نمایان می‌گردد. در مقابل، در روش‌های عددی مانند روش اجزای محدود، استفاده از روابط رفتاری دقیق‌تر برای محیط میسر است و تغییر شکل‌های قبل از گسیختگی را می‌توان محاسبه کرد، اما حجم محاسبات بیشتر و بررسی تأثیر پارامترها در محاسبات بسیار مشکل‌تر است. در روش خطوط مشخصه معادلات دیفرانسیل پایه استخراج شده و سپس با تعیین شبکه‌ها خط - لغزش حل مسائل مختلف انجام می‌شود. از آنجا که کلیه روش‌های ذکر شده از مفهوم پلاستیک کامل استفاده می‌کنند، رابطه میان این سه روش، با توجه به سه رویکرد متفاوتشان، شامل مفاهیم ویژه‌ای است که در زمینه ژئومکانیک خیلی معمول نیستند. سه روش نامبرده به اختصار در ادامه شرح داده می‌شوند.

۳-۶-۱- تعیین ظرفیت باربری مبتنی بر روش تعادل حدی

تاکنون هیچ‌یک از روش‌های حدی به گستردگی روش تعادل حدی به کار گرفته نشده‌اند. این روش را نخستین بار کولمب در اواخر قرن ۱۸ در مسائل مکانیک خاک به کار برد. مثال‌های بارز کاربرد این روش، راه‌حل‌های ارائه شده توسط ترزاقی است. در این روش پس

از در نظر گرفتن یک سازوکار گسیختگی فرضی، بار حدى به کمک حل معادلات توده در حال گسیختگی تعیین می‌شود، مقدار بهینه این بار با تغییر سازوکار گسیختگی به دست می‌آید. باید اذعان نمود که با وجود کاربرد وسیع روش تعادل حدى در حل مسائل پایداری، به دلیل عدم رعایت قوانین مکانیک محیط‌های پیوسته، جایگاه پاسخ مسائل نسبت به جواب واقعی در این روش مشخص نیست [۲].

الف) تعیین ظرفیت باربرى توده‌سنگ یکپارچه بکر ۱
توده‌سنگ یکپارچه بکر توده‌سنگی است که فاصله‌داری ناپیوستگی در آن بیش‌تر از ۴ تا ۵ برابر عرض پی باشد و به‌طورکلی درزه‌ها با فاصله زیادى از یکدیگر قرار داشته و جهت یافتگی و شرایط درزه از اهمیت کمى برخوردار باشد [۲].

دو نوع حالت شکست در این توده سنگ‌ها می‌تواند اتفاق بیافتد که عبارت‌اند از:

- شکست برشى محلى و موضعى در سنگ‌های شکننده

- شکست برشى کلی و گوه‌ای در سنگ‌های شکل‌پذیر

ظرفیت باربرى را در حالت شکست کلی می‌توان از روابط ترزاغی - بویسمن^۲ (۱۹۴۳) و بل^۳ (۱۹۱۵) برای پی‌های نواری با نسبت طول به عرض بیش از ۱۰ طبق معادله زیر تخمین زد:

$$q_{ult} = CN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma DN_q \quad (3-30)$$

به‌طوری‌که B عرض پی، γ وزن مخصوص سنگ، D عمق فرورفتگی پی در سنگ، C چسبندگی توده سنگ است. N_c ، N_γ و N_q ضرایب ظرفیت باربرى هستند و توسط روابط زیر به دست می‌آیند.

$$N_c = 2N_\phi \frac{1}{2} (N_\phi + 1) \quad (3-31)$$

¹ Intact rock mass

² Terzaghi - Buisman

³ Bell

$$N_{\gamma} = N_{\varphi}^{\frac{1}{2}}(N_{\varphi}^2 - 1) \quad (32-3)$$

$$N_q = N_{\varphi}^2 \quad (33-3)$$

$$N_{\varphi} = \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) \quad (34-3)$$

برای پی‌های مربعی و دایره‌ای شکل با قطر یا عرض B و عمق D، معادله فوق باید اصلاح گردد، لذا با در نظر گرفتن شکل پی خواهیم داشت:

$$q_{ult} = \xi_{cs} C N_c + \xi_{\gamma s} B \gamma \frac{N_{\gamma}}{2} + \xi_{qs} \gamma D N_q \quad (35-3)$$

$$\xi_{qs} = 1 + \tan \varphi, \quad \xi_{\gamma s} = 0.6, \quad \xi_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad \text{که}$$

برای پی واقع بر روی سطح زمین D=0 بوده و همچنین جمله دوم معادلات فوق در مقایسه با جملات دیگر کوچک بوده و اغلب از آن صرفه نظر می‌شود.

(ب) تعیین ظرفیت باربری توده‌سنگ درزه‌دار^۱

شکست ظرفیت باربری در توده سنگ‌های درزه‌دار بستگی به فاصله‌داری، جهت یافتگی و شرایط ناپیوستگی داشته و لذا ظرفیت در سه حالت ذیل مورد بررسی قرار می‌گیرد:

(۱) درزه‌های با فاصله‌داری کم و شیب زیاد

شیب درزه‌ها در این توده‌سنگ‌ها بیشتر از ۷۰ درجه و فاصله آن‌ها کمتر از عرض پی است و بسته به شرایط ناپیوستگی ظرفیت باربری در دو حالت محاسبه می‌گردد [۲].

- حالتی که درزه و ناپیوستگی باز بوده، شکست به دلیل مقاومتی جانبی اندک درزه‌ها توسط فشار تک‌محوری ستون‌های سنگی اتفاق می‌افتد. در این حالت میزان ظرفیت باربری توده‌سنگ با استفاده از معیار موهر - کولمب به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$q_{ult} = 2C \tan(45 + \frac{\varphi}{2}) \quad (36-3)$$

¹ Jointed rock mass

مقادیر q_u (مقاومت فشاری تک‌محوری) و C و ϕ خواص توده سنگ است.

- حالتی که ناپیوستگی‌ها و درزه‌ها بسته^۱ باشند حالت شکست به‌صورت برشی کلی

بوده و از معادله (۳-۳۰) می‌توان ظرفیت باربری را تخمین زد.

(۲) درزه‌های با فاصله‌داری زیاد و شیب زیاد

برای حالتی که فاصله درزه‌ها بیش‌تر از عرض پی و شیب آن‌ها نیز بیش از ۷۰ درجه است شکست در زیر پی به‌وسیله شکافت اتفاق می‌افتد که نهایتاً به شکست برشی کلی می‌انجامد. این مسئله توسط بیشنوی (۱۹۶۸) بررسی شده است و با فرض اینکه هیچ تنش در عرض ناپیوستگی قائم منتقل نمی‌شود، تحت این شرایط معادلات زیر برای تعیین ظرفیت باربری نهائی به‌کار برده می‌شود [۳۲]:

$$q_{ult} = JCN_{cr} \quad \text{پی‌های دایره‌ای شکل} \quad (۳۷-۳)$$

$$q_{ult} = 0.85JCN_{cr} \quad \text{پی‌های مربعی شکل} \quad (۳۸-۳)$$

$$q_{ult} = JCN_{cr} / (2.2 + 0.18 \frac{L}{B}) \quad \text{پی‌های نواری با } \frac{L}{B} \leq 32 \quad (۳۹-۳)$$

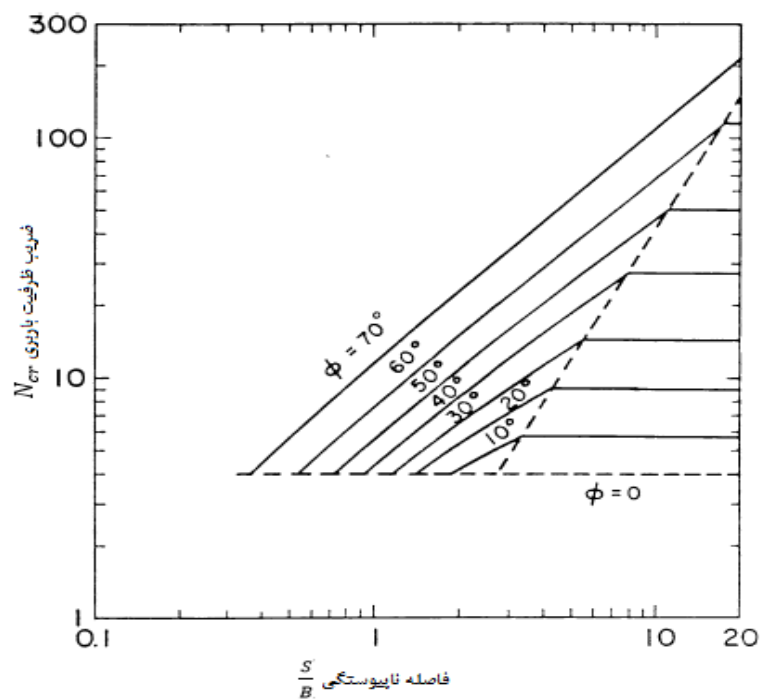
$$N_{cr} = \frac{2N_{\phi}^2}{N_{\phi} + 1} (\cot \phi) \left(\frac{S}{B} \right) \left(1 - \frac{1}{N_{\phi}} \right) - N_{\phi} (\cot \phi) + 2N_{\phi}^{\frac{1}{2}} \quad (۴۰-۳)$$

به منظور تعیین فاکتور تصحیح (J) و ضریب ظرفیت باربری N_{cr} به ترتیب می‌توان از

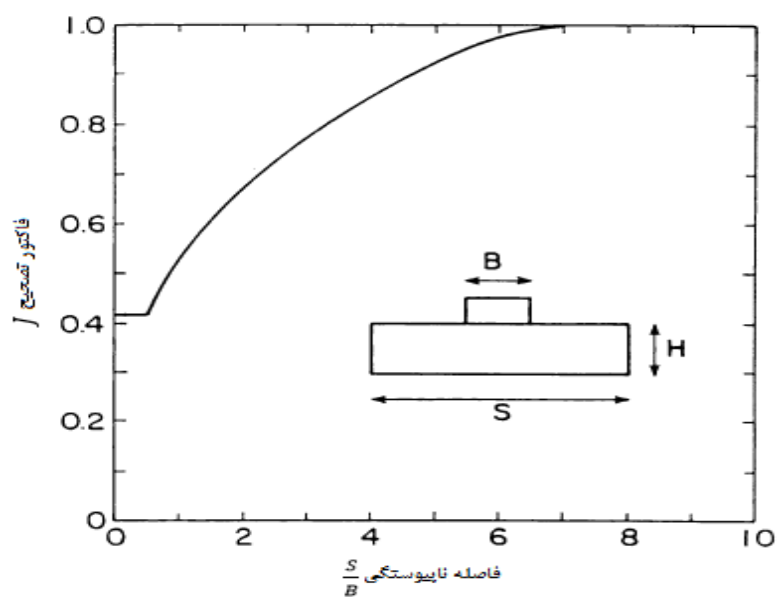
شکل‌های (۳-۸) و (۳-۹) استفاده کرد.

¹ Tight

² Bishnoi



شکل ۳-۸- ضریب ظرفیت باربری برای درزه‌های باز [۳۲]



شکل ۳-۹- فاکتور تصحیح برای فاصله‌داری ناپیوستگی [۳۲]

۳) درزه‌های شیب‌دار^۱

حالت شکست برای توده‌سنگ حاوی درزه‌های با شیب ۲۰ تا ۷۰ درجه نسبت به سطح پی، برش کلی بوده و چسبندگی مقاومتی را در برابر شکست نشان نمی‌دهد بنابراین با

^۱ Dipping joint

استفاده از معادله زیر ظرفیت باربری محاسبه می‌شود. همچنین یک ناپیوستگی با جهت یافتگی مساعد در نهایت سطح گوه شکست را تشکیل می‌دهد [۳۲].

$$q_{ult} = 0.5\gamma BN_{\gamma} + \gamma DN_q \quad (۴۱-۳)$$

از آنجایی که توده‌های سنگی معمولاً حاشیه ایمنی متفاوتی را در برابر شکست ظرفیت باربری نشان می‌دهند، لذا توصیه شده است که از انتخاب مقادیر c و ϕ ارزیابی ظرفیت باربری در معادلات مذکور، بر اساس پیوند سست‌تر محیط صورت گیرد. تخمین مقدار چسبندگی بر این اساس برخلاف زاویه اصطکاک روش ارزان و کم‌هزینه‌ای نیست، از این رو مقدار چسبندگی را می‌توان با استفاده از پارامتر (S) هوک و براون که با مقدار RMR (امتیازبندی توده سنگ) ارتباط دارد، به صورت ذیل به دست آورد:

$$C = \frac{q_u(S)}{2 \tan(45 + \frac{\phi}{2})} \quad (۴۲-۳)$$

به طوری که q_u مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ بکر و $S = \exp \frac{RMR-100}{9}$ است [۳۲].

۳-۶-۲- تعیین ظرفیت باربری مبتنی بر روش خطوط مشخصه

اگر شالوده‌ای را که هر لحظه بر بار ستون واقع بر آن افزوده می‌گردد در نظر بگیریم، به تدریج وضعیت تنش‌ها در ناحیه‌ای از زیر پی به حد تسلیم می‌رسد و در نهایت جریان خمیری در محیط زیر شالوده به وجود می‌آید. در غالب مسائل کلاسیک ژئوتکنیک، رفتار خمیری محیط با معیار تسلیم موهر - کولمب بیان می‌شود. ترکیب معیار مذکور با معادلات تعادل، دستگاهی از معادلات دیفرانسیل هندسی را که به معادلات تعادل خمیری موسوم‌اند به دست می‌دهد. حل این معادلات با در نظر گرفتن شرایط مرزی، وضعیت تنش‌ها را در محیط مشخص می‌کند. این دستگاه معادلات به کمک روش خطوط مشخصه حل می‌شود [۳۳].

معادلات خطوط مشخصه را اول کوتتر^۱ در سال ۱۹۰۳ در حالت چرخش صفحه‌ای به دست آورد. در سال ۱۹۲۰، پرانت^۲ حل تحلیلی برای یک شالوده واقع بر خاکی بی وزن ارائه کرد. پس از وی، ریسنر^۳ در سال ۱۹۲۴ و نووترسف^۴ در سال ۱۹۳۸ روش پرانت را جهت تعیین ظرفیت باربری خاک در حالاتی مختلف مورد استفاده قرار دادند [۳۳].

تعمیم روش خطوط مشخصه به حالت محیط وزن دار مسئله را پیچیده می‌کند. از مهم‌ترین راه‌حل‌های ارائه شده در این زمینه می‌توان به کارهای سوکولوفسکی^۵ اشاره کرد. وی در سال ۱۹۶۵ با حل ریاضی معادلات خطوط مشخصه و در نظر گرفتن وزن محیط، مسائل پایداری شیروانی‌ها و ظرفیت باربری پی‌ها و فشار جانبی دیوارهای حائل را به کمک روش عددی تفاضل‌های محدود حل کرد [۳۴] و [۳۵].

به علت رفتار غیرخطی و وجود ناپیوستگی‌ها و درز و ترک‌ها در توده‌های سنگی، کاربرد تئوری روش مشخصه در مکانیک خاک در حالت کلی، برای توده‌های سنگی غیرقابل استفاده است. با این حال شرایطی وجود دارند که می‌توان در برخی حالات توده‌های سنگی را به عنوان یک جسم یکپارچه ایزوتروپیک در نظر گرفت و روش‌های موجود خاک را به کار برد. مورد اول حالتی است که مقاومت توده سنگی به قدری ضعیف است که مقاومت، ناپیوستگی توده را تحت الشعاع قرار می‌دهد و اجازه نمی‌دهد که اثر درز و ترک‌ها نمایان شود. مورد دوم حالتی است که توده‌سنگ به شدت ترک خورده و ناپیوسته است. اگر ترک خوردگی در تمام جهات و به وفور وجود داشته باشد باز هم می‌توان توده‌سنگ را به صورت هموژن و ایزوتروپیک و مشابه خاک در نظر گرفت. بنابراین فرضیات موجود عبارتند از: رفتار دو بعدی به علت وجود پی نواری، توده سنگ هموژن و ایزوتروپیک و اعمال بار دینامیکی به

¹ Kotter

² Prant

³ Reissner

⁴ Novotarsev

⁵ Sokolovski

صورت نیروی ضریبدار ثابت است [۳۶] و [۳۷].

۳-۶-۳- تعیین ظرفیت باربری مبتنی بر روش تحلیل حدی

همان طور که پیش تر نیز ذکر گردید، روش تحلیل حدی یکی از روش های بسیار مناسب جهت تعیین حدود بار گسیختگی است. این روش که در قضایای حدی مطرح شده است تعمیم اصل کار خمیری حداکثر^۱ است. اصل مزبور را هیل^۲ در سال ۱۹۴۸ مطرح نمود و پس از وی دراکر^۳، گرین برگ^۴ و پراگر در سال ۱۹۵۲ با تعمیم اصل هیل، قضایای حدی را ارائه کردند پیش از بیان کلیات روش تحلیل حدی، یادآور می شود که حل مسائل در مکانیک جامدات تغییر شکل پذیر، نیازمند ارضای معادلات اساسی ذیل است [۳۸]:

- معادلات تعادل

- معادلات رفتار

- معادلات سازگاری

معمولاً در صورت ارضای همزمان تمامی معادلات فوق می توان از یکتایی جواب اطمینان حاصل کرد. در روش تحلیل حدی، معادلات رفتار به شکل ایده آل در نظر گرفته می شود. اساس قضایای حدی را نیز همین ایده آل سازی تشکیل داده است. این قضایا امکان تعیین حدود (بالا و پایین) بار گسیختگی را فراهم می آورد [۳۸].

در اثبات قضایا که با کمک اصل کار مجازی انجام می شود، از اصل حداقل کار خمیری هیل استفاده می شود. در توضیحات مندرج در آن، خواص مکانیکی مصالح (مدل رفتاری مصالح) به صورت صلب - خمیری کامل فرض شده است. در نتیجه استفاده از این قضایا در حل یک مسئله به منزله این است که معادله تنش - کرنش هم برای محیط استفاده کرده

¹ Principle of Maximum Plastic Work

² Hill

³ Drucker

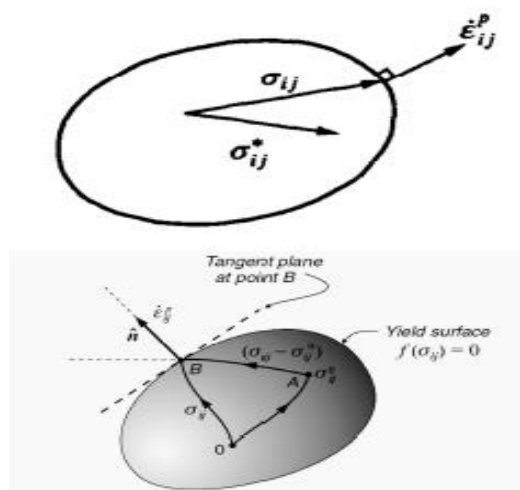
⁴ Greenberg

ایم. براساس اصل هیل در فضای تنش دو بعدی σ_{ij} و σ_{ij}^* را فرض کنید. اولی معیار تسلیم را حتما ارضا می کند و دومی ممکن است نکند. یعنی $f(\sigma_{ij}) = 0$ و

$$f(\sigma_{ij}^*) < 0$$

در همین فضا بردارهای نرخ کرنش متناظر با تنش ها را رسم می کنیم. (با استفاده از اصل هم محوری). چون مصالح را صلب خمیری کامل (یا حتی خمیری کامل) می دانیم، معیار تسلیم در فضای پوسته ای بی تحرک است. کرنش های متناظر تنش ها هم فقط از نوع پلاستیک هستند. امتداد این بردارهای نرخ کرنش ϵ_{ij}^{op} معلوم می دانیم. اصل هیل می -

$$\text{گوید [۳۹]: } (\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) \epsilon_{ij}^{op} > 0$$



شکل ۳-۱۰- نمایش هندسی فرضیه پایداری [۳۹]

این اصل که نشأت گرفته از یک واقعیت فیزیکی است را می پذیریم. فرضیات مورد استفاده در روش تحلیل حدی عبارتند از [۳۹]:

الف) رفتار مصالح در حالت حدی به صورت خمیری کامل است.

ب) حالت حدی با تابعی محدب به معادله $F(\sigma) = 0$ که تابع تسلیم^۱ نامیده می شود،

بیان می گردد. نمایش این تابع در فضای تنش های اصلی به سطح تسلیم موسوم است.

ج) رفتار خمیری مصالح تابع قانون جریان وابسته است. به عبارت دیگر

¹ Yield Function

² Associated Flow Rule

$$\varepsilon^{op} = d\lambda \frac{\partial F(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (53-3)$$

که ε^{op} معرف مولفه‌های افزایش کرنش‌های پلاستیک و λ ضریب پلاستیک و مثبت است.

(د) تغییر شکل‌ها کوچک است، لذا معادلات کار مجازی می‌توان به کار برد.

علت اینکه در معادلات نرخ کرنش پلاستیک ظاهر شده و خود کرنش پلاستیک، این است که در محاسبات مصالح پلاستیک مقدار خود کرنش پلاستیک ناپیدا است و فقط نرخ کرنش پلاستیک است که بر پایه‌ی نظریه‌هایی قابل کشف است. یعنی فقط امتداد بردار کرنش معلوم است. در مصالح صلب خمیری کامل این نرخ صرفاً دارای بخش پلاستیک است.

$$\varepsilon^{ep} = \varepsilon^{oe} + \varepsilon^{op} \quad \text{و} \quad \varepsilon^{oe} = 0 \quad (54-3)$$

در قضیه مرز پایین، مسئله با تعریف میدان‌های تنش فرضی حل می‌شود. میدان تنش فرضی مورد استفاده باید شرایط ذیل را ارضا نماید:

الف) معادلات تعادل

ب) شرایط مرزی تنش

ج) عدم خروج بردار تنش از فضای تنش‌های محدود به سطح تسلیم

هر میدان تنشی که در آن شرایط الف تا ج ارضا گردد، یک میدان تنش قابل قبول نامیده می‌شود. بر اساس قضیه مرز پایین، تحت هر میدان تنش قابل قبول، جریان خمیری آزاد به وقوع نخواهد پیوست. به عبارت دیگر، بار خارجی نظیر میدان تنش مزبور از بار گسیختگی واقعی بیش‌تر نخواهد بود. بدین ترتیب در روش مرز پایین، معادلات سازگاری سرعت کرنش‌ها (شرایط سینماتیکی) در نظر گرفته نمی‌شود [۳۸].

از سوی دیگر در قضیه مرز بالا، مسائل با در نظر گرفتن شرایط سینماتیکی حل می‌شوند. در این قضیه با در نظر گرفتن یک میدان سرعت فرضی و مساوی قرار دادن توان

نیروهای خارجی و داخلی، بار گسیختگی محاسبه می‌شود. بر اساس قضیه مرز بالا، اگر میدان سرعت در نظر گرفته شده شرایط مرزی سرعت و شرایط سازگاری را ارضا کند، بار محاسبه شده بیش از بار گسیختگی واقعی خواهد بود.

با انتخاب میدان‌های مناسب تنش و سرعت و نزدیک کردن جواب‌های حاصل از دو روش می‌توان محدوده‌ای را که بار گسیختگی واقعی در آن قرار می‌گیرد کوچک‌تر نمود. در مسائلی که جواب دو روش یکسان باشد، جواب واقعی به‌دست آمده است. بدین ترتیب در این روش جایگاه هر جواب نسبت به جواب واقعی مشخص است و اضافی یا نقصانی بودن تقریب کاملاً مشخص است.

ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی واقع بر توده‌سنگ بر مبنای معیار خرابی هوک - براون در چارچوب رهیافت سینماتیکی از تئوری تحلیل حدی تحقیق می‌شود. توده‌سنگ همگن و همسان همانند یک ماده پلاستیک کامل ایده‌آل‌سازی می‌شود و از قانون جریان پیروی می‌کند.

در این تحقیق روش مورد استفاده جهت تحلیل، روش تحلیل حدی مرز بالاست که از قوی‌ترین روش‌های تحلیلی برای تحلیل ظرفیت باربری است. در اینجا جواب‌های حد بالا از تحلیل مستقیم سازوکارهای خرابی به‌دست می‌آید. لازم به‌ذکر است به منظور تحلیل ظرفیت باربری دینامیکی از دو منظر شبه استاتیکی و شبه دینامیکی به بررسی این موضوع پرداخته شده است.

در این روش، بر اساس میدان سرعت سازوکارهای خرابی تعمیم‌یافته نوع پرناتل و انتقالی چند گوه‌ای، نرخ کار خارجی انجام شده به وسیله بارهای خارجی و نرخ انرژی مستهلک‌شده می‌تواند بر اساس اصل جمع آثار قوا محاسبه گردد. با مساوی قرار دادن نرخ کار بارهای خارجی و کل انرژی داخلی مستهلک شده، می‌توانیم معادله کلی ظرفیت باربری نهایی را در حالت استاتیکی و دینامیکی، با استفاده از روش حدبالا به‌دست آوریم. بهترین

مقدار ظرفیت باربری می‌تواند با مینیمم‌سازی معادله کلی نسبت به پارامترهای سازوکار خرابی به دست آید، که به صورت عددی انجام می‌شود. جواب بهینه مسئله کمینه مقدار حاصل شده از دو سازوکار مفروض است [۹].

در اغلب روش‌های تحلیل حدى، انتخاب سازوکار گسیختگی اولین و مهم‌ترین مرحله محسوب می‌شود. یک محیط پیوسته با اضافه کردن صفحات لغزش به سازوکار تبدیل می‌شود. سازوکار شامل سطوح لغزش است که می‌توانند به صورت قوس دایره، لگاریتم اسپیرال یا خط مستقیم باشند و نواحی لغزش را شکل دهند. گسیختگی خمیری با لغزش بلوک‌ها روی یکدیگر رخ می‌دهد [۳۹].

۱-۳-۶-۳- فرمول‌بندی و سازوکار مورد استفاده در روش شبه‌استاتیک

الف) سازوکار خرابی تعمیم یافته نوع پراتل^۱

این سازوکار حالت کلی از سازوکارهای گسیختگی است و اصولاً برای ارزیابی ظرفیت باربری محیط‌های خاکی و توده‌های سنگ و براساس معیار شکست مور-کولمب و اصلاح شده معیار هوک-براون طراحی شده است. این سازوکار که به عنوان سازوکار کلاس (M_1) معرفی شده است در شکل (۳-۱۱) نمایش داده شده است،

همان گونه که مشاهده می‌گردد، این سازوکار متشکل از سه ناحیه است. ناحیه یک محرک (به صورت صفحه‌ای)، ناحیه سه مقاوم (صفحه‌ای) و ناحیه برشی بین این دو ناحیه است که به صورت مارپیچ لگاریتمی است. تفسیر هر یک از این نواحی به شرح ذیل است [۱۵]:

ناحیه یک: در این ناحیه α و α' معرف زوایای گوه مثلثی $AA'B$ تشکیل شده در زیر پی است. در این ناحیه گوه مثلثی $AA'B$ با سرعتی ثابت (u) و معادل سرعت پی، که این

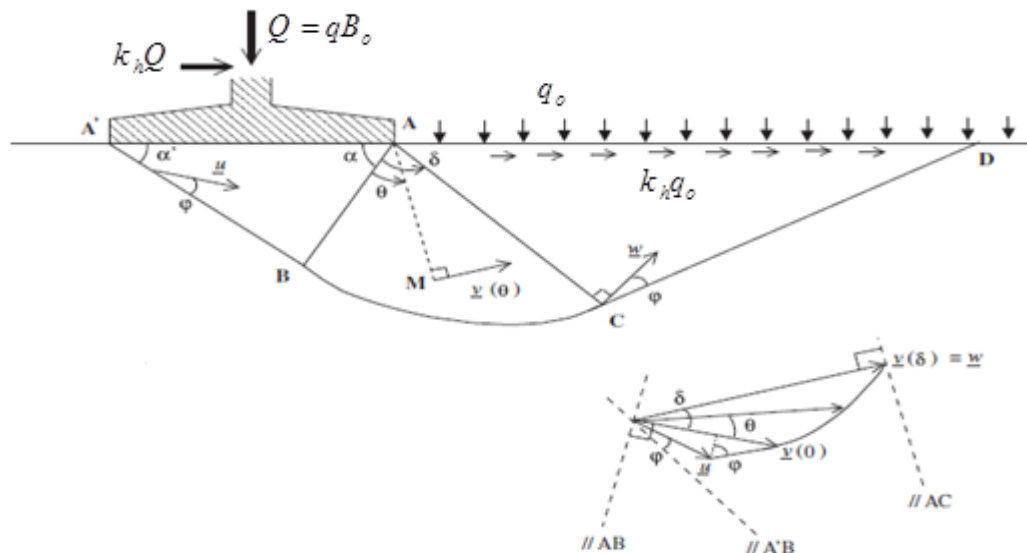
¹ Prandtl

سرعت با سطح AB تشکیل زاویه φ می‌دهد، رو به پایین حرکت می‌کند. تأثیرات ناشی از این حرکت بر روی محیط مجاور این گوه به شکل یک زون برشی ABC و یک گوه مثلثی ACD در نظر گرفته شده است. تمامی نواحی مجاور این ناحیه، در جهتی که زاویه φ با خطوط ناپیوستگی می‌سازد حرکت می‌کنند (سرعت‌های مطلق و نسبی). با محاسبه طول خطوط ناپیوستگی، می‌توان سطح هر بلوک را محاسبه نمود.

ناحیه دو: در این ناحیه سطح گسیختگی به صورت قوسی از مارپیچ لگاریتمی در نظر گرفته می‌شود. معادله مارپیچ لگاریتمی که برای حل مسئله مکانیک در اینجا مورد استفاده قرار گرفته به صورت زیر است [۱۵]:

$$AC = AB e^{\delta \tan \varphi} \quad (3-55)$$

پارامترهای پایه‌ای مارپیچ لگاریتمی در شکل (۳-۱۲) نشان داده شده‌اند که در آن A مرکز مارپیچ، AC شعاع مارپیچ، AB شعاع شروع مارپیچ در $\delta = 0$ ، زاویه اصطکاک داخلی و δ زاویه بین دو شعاع AB و AC است [۱۵].



شکل ۳-۱۱- سازوکار گسیختگی پرناتل و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی در مدل شبه استاتیک [۱۳]

سطح قطاع ABC به صورت زیر بیان می شود:

$$A = \int_0^{\delta} \frac{1}{2} AC \times (AC d\delta) \quad (56-3)$$

با جایگذاری مقدار AC از معادله (55-3) در معادله (56-3) نتیجه می شود:

$$A = \int_0^{\delta} \frac{1}{2} AB^2 2^{2\delta \tan \varphi} d\theta = \frac{AC^2 - AB^2}{4 \tan \varphi} \quad (57-3)$$

لازم به ذکر است که سرعت در هر نقطه M از درون این ناحیه برشی از طریق رابطه (58-3) قابل محاسبه است. در این رابطه e_θ بردار واحد شعاعی عمود بر سطح، در نقطه M است.

$$U(M) = v(\theta) = v_0 e^{\theta \tan \varphi} e_\theta \quad (58-3)$$

ناحیه سه: این ناحیه شامل یک گوه مثلثی ACD است. حرکت این گوه یکنواخت و با سرعت ω در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است، سایر نواحی تشکیل دهنده این سازوکار فاقد هرگونه حرکتی می باشند.

کار انجام شده توسط نیروهای خارجی در این سازوکار شامل، شامل بار پی (Q)، نیروهای وزنی (γ) و نیروهای مازاد اعمالی بر سطح زمین (q) است. با محاسبه طول خطوط ناپیوستگی، می توان سطح هر بلوک را محاسبه نمود. با داشتن وزن واحد محیط می توان وزن توده سنگ، سربار و بار پی را محاسبه نمود. با استفاده از میدان جابه جایی های متناظر در نیرو مربوطه، کار نیروی داخلی و خارجی محاسبه می شود. همچنین در صورت اعمال ضرایب شتاب های لرزه ای، تأثیر این شتاب ها بر روی کلیه نیروهای خارجی به شکل شبه استاتیک بررسی می شود. در روش شبه استاتیک، شتاب های ثابت افقی و قائم (به ترتیب a_h و a_v) با استفاده از میدان جابجایی و ضرب جابجایی متناظر در نیروی مربوطه، کار نیروی داخلی و خارجی براساس اصل جمع آثار قوا محاسبه می شود [19] و [13].

$$a_h = k_h g \quad (59-3)$$

$$a_v = k_v g \quad (60-3)$$

کار انجام شده توسط گوه زیر پی برابر است با ضرب سطح گوه زیر پی در وزن واحد توده سنگ در جابه‌جایی متناظر با آن است. رابطه ۶۱-۳ کار انجام شده توسط گوه زیر پی را ارائه می‌نماید.

$$W_{AA'B} = \frac{B_0^2}{2} \times \frac{\sin \alpha \sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \sin(\alpha' - \varphi) \gamma u \quad (61-3)$$

کار وزن انجام شده توسط سه ناحیه معرفی شده برابر است با:

$$W = \frac{B_0^2}{2} \gamma \times \left(\frac{\sin \alpha \sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \sin(\alpha' - \varphi) - \left(\frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2(\alpha + \alpha')} \frac{\sin(\alpha + \delta) \cos(\alpha + \delta)}{\cos \varphi} \right) \times \quad (62-3) \right.$$

$$\left. \cos \left| \alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2} \right| - \varphi \right) \times [\cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta) \tan(\alpha + \delta - \varphi)] e^{3\delta \tan \varphi} +$$

$$\frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2(\alpha + \alpha')} \frac{\cos \left| \alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2} \right| - \varphi}{\cos \varphi} \times \left(e^{3\delta \tan \varphi} \frac{3 \tan \varphi \cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta)}{9 \tan^2 \varphi + 1} - \right.$$

$$\left. \frac{3 \tan \varphi \cos \varphi + \sin \alpha}{9 \tan^2 \varphi + 1} \right)$$

کار انجام شده توسط نیروی خارجی وارد بر پی برابر است با:

$$W_Q = Q \sin(\alpha' - \varphi) \quad (63-3)$$

جهت محاسبه کار انجام شده توسط سربار باید فاصله لبه پی تا انتهای سازوکار گسیختگی روی سطح زمین را محاسبه و سپس مقدار سربار و جابه‌جایی متناظر با آن را در این فاصله ضرب نماییم. رابطه (۶۴-۳) کار انجام شده توسط سربار را ارائه می‌نماید.

$$W_q = -q_o B_o \frac{\sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos \varphi} \cos \left| \alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2} \right| - \varphi \times \quad (64-3)$$

$$[\cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta) \tan(\alpha + \delta - \varphi)] e^{2\delta \tan \varphi}$$

با توجه به آن‌چه که بیان شد، حاصل کار خارجی انجام شده به وسیله بارهای خارجی

برابر است با:

$$P_e(U) = Qu[\sin(\alpha' - \varphi) + k_h \cos(\alpha' - \varphi)] + \frac{B_o^2}{2} \gamma u[(f_1 + f_2 + f_3) + \quad (65-3)$$

$$k_h(f_1' + f_2' + f_3')] + q_o B_o u(f_4 + k_h f_4')$$

به طوری که Q بار شالوده، B₀ عرض پی، γ وزن مخصوص توده سنگ، k_h ضریب شتاب افقی لرزه‌ای، q₀ بارهای مازاد روی سطح زمین و u سرعت مطلق گوه تشکیل شده در زیر پی، ضرایب f₁ تا f₃ و همچنین ضرایب f₁'، f₂'، f₃' و f₄' ضرایب بدون بعد مرتبط با زوایای تشکیل دهنده سازوکار و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی هستند، که در پیوست یک معرفی شده‌اند. بر این اساس حداکثر نرخ انرژی مستهلک شده در کلیه نواحی سطوح ناپیوستگی برابر است با [۱۳] و [۱۵] و [۱۹]:

$$P_{mr}(U) = \sigma_c B_o u(f_5 + f_6 + f_7 + f_8 + f_9) \quad (66-3)$$

که در آن σ_c مقاومت فشاری تک‌محوره و ضرایب f₅ تا f₉ ضرایب بدون بعد مرتبط با زوایای تشکیل دهنده سازوکار و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی هستند، که در پیوست پایان نامه معرفی شده‌اند [۱۳] و [۱۹].

با معادل قرار دادن کار نیروهای خارجی و کار نیروهای داخلی، حد بالای بار نهایی براساس متغیرهای مجهول α، α'، δ، ϕ و u محاسبه می‌شود. با استفاده از روند بهینه‌یابی، باید کمترین حد بالا محاسبه نمود.

در این حالت با مساوی قرار دادن کار نیروهای خارجی و نرخ انرژی مستهلک شده خواهیم داشت:

$$q \leq q_{u1} = \min_{\alpha, \alpha', \delta, \varphi} \frac{\sigma_c F_1 - 0.5 B_o \gamma F_2 - q_o F_3}{\sin(\alpha' - \varphi) + k_h \cos(\alpha' - \varphi) + k_v \sin(\alpha' - \varphi)} \quad (67-3)$$

که در آن F₁، F₂ و F₃ از طریق روابط زیر حاصل می‌شوند:

$$F_1 = \sum_{i=5}^9 f_i \quad (68-3)$$

$$F_2 = (f_1 + f_2 + f_3) + k_h (f_1' + f_2' + f_3') + k_v (f_1 + f_2 + f_3) \quad (۶۹-۳)$$

$$F_3 = f_4 + k_h f_4' + k_v f_4 \quad (۷۰-۳)$$

شرایط مورد نیاز به منظور دستیابی به کمترین حد بالا در روند بهینه‌یابی به شرح زیر است:

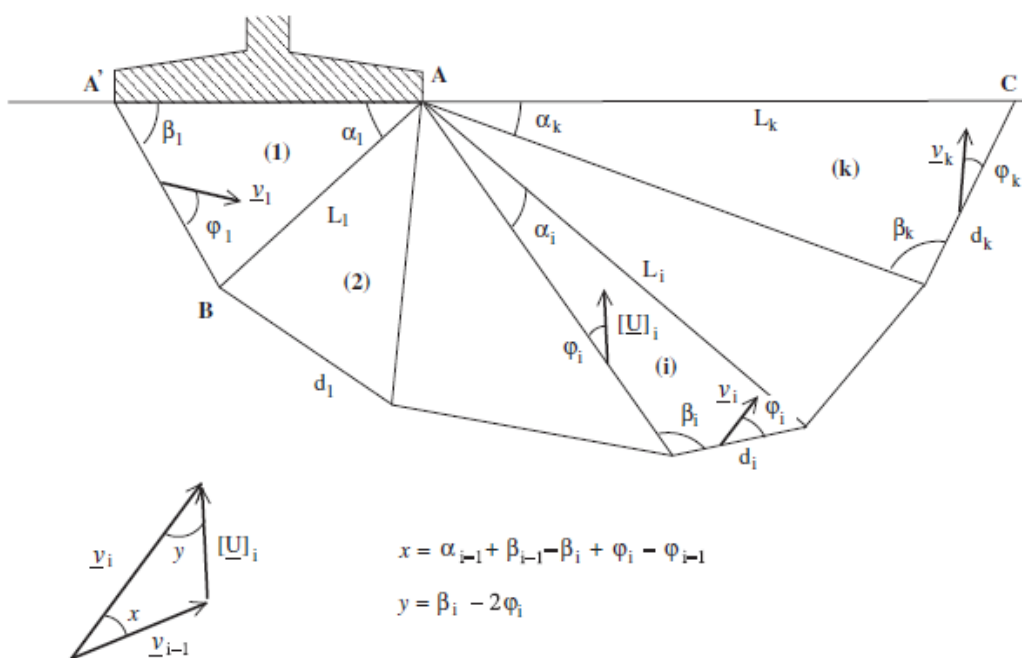
$$\alpha > 0, \delta > 0, 0 < \varphi < \frac{\pi}{2}, \varphi < \alpha', \alpha + \alpha' < \pi, \frac{\pi}{2} + \varphi < \alpha + \delta < \pi$$

(ب) سازوکار خرابی انتقالی چند گوه‌ای:

این سازوکار حالت کلی از سازوکارهای گسیختگی بوده و این مزیت را دارد که سطوح آن به صورت خطوط مستقیم بوده و از آن برای حالتی که زاویه اصطکاک بزرگتر از صفر است، نیز می‌توان استفاده کرد. هم‌چنین با استفاده از تعداد زیاد بلوک‌های لغزش می‌توان گوه‌های لغزش را مدل نمود. این سازوکار همراه با یک میدان سرعت سینماتیکی است و نخستین بار در سال ۱۹۹۹ توسط آقای سوبرا^۱ به منظور تحلیل ظرفیت باربری محیط‌های خاکی براساس معیار خطی موهر – کولمب ارائه گردید.

این سازوکار که به عنوان سازوکار کلاس (M_2) معرفی شده است، متشکل از تعداد k گوه مثلثی (به صورت صفحه‌ای) است. که تعداد این گوه‌ها بسته به دقت مورد نیاز متفاوت است. همان گونه که در شکل (۳-۱۳) مشاهده می‌گردد، نخستین گوه تشکیل شده در زیر پی ($AA'B$) در جهتی که سرعت این بلوک (v_1) با خط ناپیوستگی $A'B$ تشکیل زاویه φ_1 می‌دهد، به صورت یک حرکت انتقالی به سمت پایین جابه‌جا می‌شود. هندسه مربوط به این سازوکار در شکل (۳-۱۲) نمایش داده شده است. لازم به ذکر است، هندسه مربوط به گوه (i) برای $i = 1, 2, \dots, k$ براساس زوایای α_i و β_i مشخص شده است [۱۳].

¹ Soubra



شکل ۳-۱۲- سازوکار گسیختگی انتقالی چند گوه‌ای و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی در مدل شبه

استاتیک [۱۳]

سرعت مطلق کلیه گوه‌های تشکیل‌دهنده این سازوکار معادل v_i بوده که با سطح ناپیوستگی متناظر قاعده هر گوه (d_i) تشکیل زاویه φ_i می‌دهد. در این سازوکار سرعت نسبی ($[U]_i$) مابین هر دو گوه، با سطح تماس متناظر با آن دو (L_i) تشکیل زاویه φ_i می‌دهد. بنابراین با توجه به میدان جابه‌جایی متناظر با سازوکار گسیختگی نشان داده شده در شکل (۳-۱۰) و بنابر اصل قضیه سینوس‌ها، خواهیم داشت:

$$[U]_i = v_i - v_{i-1} \quad (۷۱-۳)$$

$$v_i = v_{i-1} \frac{\sin(\alpha_{i-1} + \beta_{i-1} - \varphi_i - \varphi_{i-1})}{\sin(\beta_i - 2\varphi_i)} \quad (۷۲-۳)$$

$$[U]_i = v_{i-1} \frac{\sin(\alpha_{i-1} + \beta_{i-1} - \beta_i + \varphi_i - \varphi_{i-1})}{\sin(\beta_i - 2\varphi_i)} \quad (۷۳-۳)$$

در ابتدا باید طول اضلاع گوه‌های مثلثی محاسبه شود. با داشتن بعد پی و زوایای α_1 و

β_1 می‌توان تمامی اضلاع l_i ($i = 1, \dots, n$) را محاسبه نمود. سپس با استفاده از قضیه

سینوس در مثلثات و با داشتن مقادیر l_i می‌توان ابعاد اضلاع d_i را محاسبه نمود. رابطه ۳-۶۷ و ۳-۶۸ به ترتیب مقادیر l_i و d_i برای سازوکار گسیختگی انتقالی چند گوه‌ای را ارائه می‌نماید [۱۳] و [۱۵].

$$L_i = B_0 \frac{\sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \prod_{j=2}^i \frac{\sin \beta_j}{\sin(\alpha_j + \beta_j)} \quad (۳-۷۴)$$

$$d_i = \frac{\sin \alpha_i}{\sin \beta_i} L_i \quad (۳-۷۵)$$

با محاسبه طول اضلاع، می‌توان مساحت هر یک از گوه‌های مثلثی را محاسبه نمود. با استفاده از رابطه (۳-۷۶) می‌توان مساحت بلوک‌ها را محاسبه نمود.

$$S_i = \frac{B_0^2}{2} \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^2(\alpha_1 + \beta_1)} \frac{\sin \alpha_i \sin(\alpha_i + \beta_i)}{\sin \beta_i} \prod_{j=2}^i \frac{\sin^2 \beta_j}{\sin^2(\alpha_j + \beta_j)} \quad (۳-۷۶)$$

کار انجام شده توسط گوه زیر پی برابر است با حاصل ضرب سطح گوه زیر پی در وزن واحد توده سنگ در جابه‌جایی متناظر با آن است. رابطه ۳-۷۳ کار انجام شده توسط گوه زیر پی را ارائه می‌نماید.

$$w_{AA'B} = \frac{1}{2} \gamma B_0 \frac{\sin \alpha_1 \sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \sin(\beta_1 - \varphi_1) u \quad (۳-۷۷)$$

کار وزن انجام شده توسط k بلوک مثلثی نیز همانند رابطه ۳-۷۳ برای سایر بلوک‌های مثلثی نوشته می‌شود. از رابطه ۳-۷۴ می‌توان مقدار کار نیروی وزن در بلوک‌های مثلثی را محاسبه نمود.

$$W = \frac{B_0^2}{2} \gamma \frac{\sin \beta_1 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \sin(\beta_1 - \varphi_1) + \quad (۳-۷۸)$$

$$\sum_{i=2}^k \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^2(\alpha_1 + \beta_1)} \frac{\sin \alpha_i \sin(\alpha_i + \beta_i)}{\sin \beta_i} \sin(\beta_i - \varphi_i - \sum_{j=1}^{i-1} \alpha_j) \times$$

$$\prod_{j=2}^i \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^2(\alpha_j + \beta_j)} \frac{\sin(\alpha_{j-1} + \beta_{j-1} - \varphi_{j-1} - \varphi_j)}{\sin(\beta_j - 2\varphi_j)} u$$

کار انجام شده توسط نیروهای خارجی وارد بر پی به صورت کار نیروی متمرکز محاسبه می گردد. رابطه ۳-۷۵ کار حاصل از بار متمرکز وارد بر پی را نشان می دهد.

$$W_Q = Q \sin(\beta_1 - \varphi_1) u \quad (۷۹-۳)$$

جهت محاسبه کار انجام شده توسط سربار، باید فاصله لبه پی تا انتهای سازوکار گسیختگی روی سطح زمین را محاسبه و سپس مقدار سربار و جابه جایی متناظر با آن را در این فاصله ضرب نماییم. رابطه (۳-۸۰) کار انجام شده توسط سربار را ارائه می نماید [۱۳] و [۱۵].

$$W_q = B_0 q_0 \frac{\sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \sin(\beta_k - \varphi_k - \sum_{i=1}^{k-1} \alpha_i) \times \quad (۸۰-۳)$$

$$\prod_{j=2}^k \frac{\sin \beta_j}{\sin(\alpha_j + \beta_j)} \frac{\sin(\alpha_{j-1} + \beta_{j-1} - \varphi_{j-1} - \varphi_j)}{\sin(\beta_j - 2\varphi_j)}$$

همانند سازوکار پرانتل، با توجه به آنچه که بیان شد، حاصل کار خارجی انجام شده به وسیله بارهای خارجی برابر است با:

$$P_e(U) = Q v_1 \left[\sin(\beta_1 - \varphi_1) + k_h \cos(\beta_1 - \varphi_1) + k_v \sin(\beta_1 - \varphi_1) \right] + \frac{B_0^2}{2} \gamma_1 (g_1 + \quad (۸۱-۳)$$

$$k_h g_1' + k_v g_1') + B_0 v_1 q_0 (g_2 + k_h g_2')$$

که Q بار شالوده، B₀ عرض پی، γ وزن مخصوص توده سنگ، k_h ضریب شتاب افقی لرزه ای، q₀ بارهای مازاد روی سطح زمین و ضرایب g₁ و g₂ و همچنین ضرایب g₁' و g₂' ضرایب بدون بعد مرتبط با زوایای تشکیل دهنده سازوکار و میدان سرعت هستند که در پیوست ۱ پایان نامه معرفی شده اند. برای محاسبه انرژی داخلی در سطوح ناپیوستگی

مقاومت فشاری تک محوره را در مقادیر طول ناپیوستگی‌ها و جابه‌جایی متناظر با انرژی اتلاف شده داخلی ضرب می‌نماییم. بر این اساس حداکثر نرخ انرژی مستهلک شده در کلیه نواحی سطوح ناپیوستگی برابر است با:

$$P_{mr}(U) = \sigma_c B_0 v_1 (g_3 + g_4) \quad (۸۲-۳)$$

با مساوی قرار دادن کار حاصل از نیروهای خارجی و حداکثر نرخ انرژی مستهلک شده خواهیم داشت:

$$q \leq q_{u2} = \min_{\alpha_i, \beta_i, \varphi_i} \frac{\sigma_c \zeta_1 - 0.5 B_0 \zeta_2 - q_0 \zeta_3}{\sin(\beta_1 - \varphi_1) + k_h \cos(\beta_1 - \varphi_1) + k_v \sin(\beta_1 - \varphi_1)} \quad (۸۳-۳)$$

که در آن ζ_1 ، ζ_2 و ζ_3 از طریق روابط زیر حاصل می‌شوند:

$$\zeta_1 = g_3 + g_4 \quad (۸۴-۳)$$

$$\zeta_2 = g_1 + k_h g_1' + k_v g_1 \quad (۸۵-۳)$$

$$\zeta_3 = g_2 + k_h g_2' + k_v g_2 \quad (۸۶-۳)$$

حداقل حد بالا برای q_{u2} را به ازای مقادیر بهینه زوایای مذکور می‌توان با در نظر گرفتن شرایط زیر حاصل نمود.

$$0 < \alpha_i, \beta_i, \varphi_i < \pi, \quad \alpha_i + \beta_i < \pi, \quad \varphi_1 < \beta_1, \quad \varphi_i < \frac{\beta_i}{2} \quad \text{for } i \geq 2$$

$$\beta_{i+1} - \alpha_i - \beta_i - \varphi_{i+1} + \varphi_i < 0, \quad \sum_{i=1}^k \alpha_i = \pi$$

$$\sin(\beta_1 - \varphi_1) + k_v \cos(\beta_1 - \varphi_1) + k_v \sin(\beta_1 - \varphi_1) > 0$$

با توجه به دو رویکرد سینماتیکی ارائه‌شده در بخش‌های قبلی، برآورد حد بالای ظرفیت باربری نهائی، بر اساس حداقل جواب بهینه حاصله از دو روش مذکور صورت می‌گیرد [۱۳]

و [۱۵].

$$q_u \leq q_u^+ = \min(q_{u1}, q_{u2}) \quad (۸۷-۳)$$

۲-۳-۶-۳- فرمول بندی و سازوکار مورد استفاده در روش شبه دینامیکی

در روش های شبه استاتیکی جهت تخمین ظرفیت باربری لرزه ای شالوده های سطحی، اثرات یک بار لرزه ای به صورت نیروهای افقی و عمودی استاتیکی معادل سازی و در مرکز ثقل پی اعمال می شوند. نکته قابل ذکر در مورد این روش ها آن است که شتاب لرزه ای یکسان به همه بخش های پی اعمال شده و به عنوان یک نیروی اینرسی دائمی تلقی می گردد، این در حالی است که بارهای لرزه ای در داخل توده های سنگی در طی زمان و مکان متفاوت هستند. محدودیت اصلی در روش های شبه استاتیکی آن است که مهم ترین خواص بارهای لرزه ای از قبیل چرخه و خواص نوسانی این قبیل بارها را، به منظور بررسی خصوصیات دینامیکی در نظر گرفته نمی شود. بدین منظور روش های دیگری تحت عنوان روش های شبه دینامیکی برای تخمین ظرفیت باربری لرزه ای مورد استفاده قرار می گیرند.

در تحلیل شبه استاتیکی بارهای دینامیکی القا شده توسط زلزله به صورت مستقل از زمان در نظر گرفته می شوند. هم چنین اندازه و جهت شتاب ناشی از زلزله در لایه های محیط یکنواخت فرض می شود؛ در تحلیل شبه دینامیکی مدول برشی محیط (G) در عمق ثابت در نظر گرفته می شود. هم چنین تحلیل شبه دینامیکی اثر تشدید شتاب ناشی از زلزله که در زمان رسیدن موج به سطح زمین و با ایجاد لرزش در محیط ایجاد می شود و به عواملی از قبیل سختی، میرایی، عمق لایه، هندسه و صلبیت سازه های مجاور بستگی دارد را بررسی می کند.

تحلیل شبه دینامیکی با در نظر گرفتن سرعت موج برشی (V_s) و سرعت موج اولیه (V_p) و دوره تناوب لرزش (T) انجام می شود. برای یک ارتعاش سینوسی، شتاب افقی (a_h) و شتاب قائم (a_v) در عمق (z) و زمان (t) به صورت روابط (۳-۷۹) و (۳-۸۰) تعریف می شوند که در آن H عمق محیط گسیخته شده است.

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\lambda\lambda\text{--}\mathfrak{V})$$

$$V_P = \sqrt{\frac{2G(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad (A9-3)$$

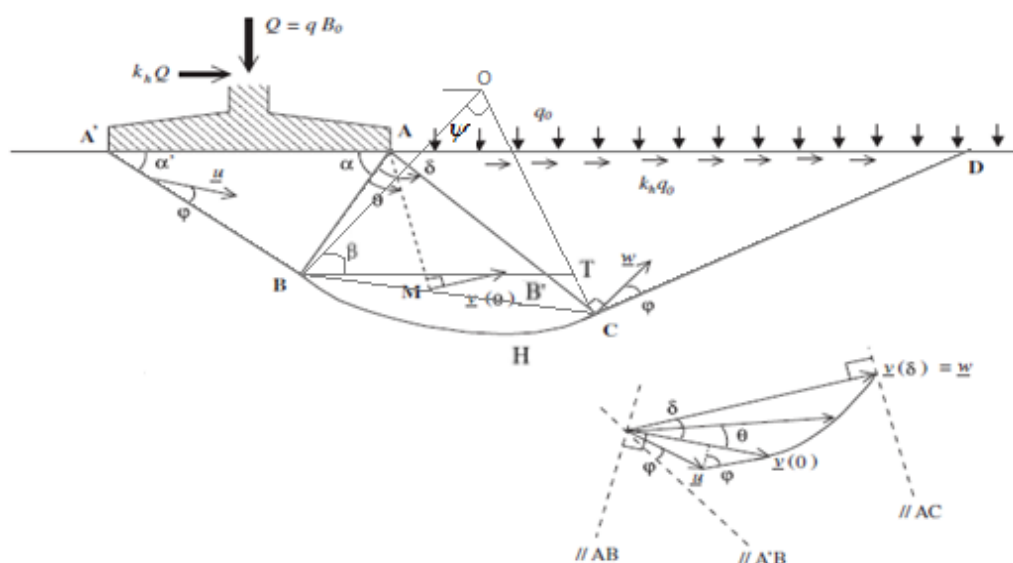
$$a_h(z, t) = [1 + \frac{(H - z)}{H} (f - 1)] k_h g \sin \omega(t - \frac{H - z}{V_s}) \quad (9.3)$$

$$a_v(z, t) = [1 + \frac{(H - z)}{H}(f - 1)]k_v g \sin \omega(t - \frac{H - z}{V_p}) \quad (91-3)$$

که ν ضریب پواسون، ρ چگالی محیط، ω فرکانس زاویه‌ای است. در این روش با در نظر گرفتن دو سازوکار کلاس‌های M1 و M2 نشان داده شده در بخش‌های قبلی، پس از محاسبه مقادیر سرعت بلوک‌های تشکیل‌دهنده هر سازوکار، کمترین حد بالای ظرفیت باربری توده سنگ بر اساس تئوری آنالیز حدی محاسبه می‌گردد [۱۳] و [۱۵] و [۱۹].

الف) سازوکار خرابی تعمیم یافته نوع پیرانتل

این سازوکار همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد از سه ناحیه تشکیل شده است. شکل این سازوکار به منظور بررسی ارزیابی ظرفیت باربری لرزه‌ای شبه دینامیکی در شکل (۳-۱۳) نشان داده شده است [۱۳] و [۱۹].



شکل ۳-۱۳- سازوکار گسیختگی پراتل و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی در مدل شبه دینامیک [۱۳]

با توجه به سطح گسیختگی و المان گیری به ضخامت dz ، جرم جز کوچکی از سطح گسیختگی را محاسبه می کنیم.

$$m_{A'AB}(z) = \gamma(h_{A'AB} - z)(\cot \alpha + \cot \alpha') \quad (92-3)$$

که در آن ارتفاع گوه $A'AB$ برابر است با:

$$h_{A'AB} = \frac{B_0 \sin \alpha \sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \quad (93-3)$$

در نهایت نیروی اینرسی افقی و قائم ناشی از زلزله در تحلیل شبه دینامیکی به صورت روابط (94-3) و (95-3) بیان می شود:

$$Q_{h-A'AB} = \int_0^{h_{A'AB}} \gamma(h_{A'AB} - z)(\cot \alpha + \cot \alpha') \left[f + \frac{z}{H}(1-f) \right] dz \quad (94-3)$$

$$k_h \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{v_s} \right) \quad (95-3)$$

$$Q_{v-A'AB} = \int_0^{h_{A'AB}} \gamma(h_{A'AB} - z)(\cot \alpha + \cot \alpha') \left[f + \frac{z}{H}(1-f) \right] dz$$

$$k_v \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{v_p} \right)$$

به همین ترتیب نیروی های اینرسی انجام شده توسط گوه های دیگر توسط روابط زیر قابل محاسبه هستند.

$$Q_{h-ADC} = - \int_0^{h_{ATC}} \gamma(h_{ATC} - z)[\cot(\alpha + \delta) + \tan(\alpha + \delta - \varphi)] dz \quad (96-3)$$

$$[f + \frac{z}{H}(1-f)] \times k_h \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{v_s} \right) dz$$

$$Q_{v-ADC}(t) = - \int_0^{h_{ATC}} \gamma(h_{ATC} - z)[\cot(\alpha + \delta) + \tan(\alpha + \delta - \varphi)] dz \quad (97-3)$$

$$[f + \frac{z}{H}(1-f)] \times k_v \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{v_p} \right) dz$$

$$h_{ADC} = \frac{B_0 \sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} e^{\delta \tan \varphi} \sin(\alpha + \delta) \quad (98-3)$$

$$Q_{h-HBAC}(t) = Q_{h-ABB'}(t) + Q_{h-B'CB}(t) + Q_{h-HBC}(t) \quad (99-3)$$

$$Q_{v-HBAC}(t) = Q_{v-ABB'}(t) + Q_{v-B'CB}(t) + Q_{v-HBC}(t) \quad (100-3)$$

$$Q_{h-A'AB}(t) = \int_0^{h_{ABB'}} \gamma z [\cot \alpha - \cot(\alpha + \beta)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (101-3)$$

$$\times k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-A'AB}(t) = \int_0^{h_{ABB'}} \gamma z [\cot \alpha - \cot(\alpha + \beta)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (102-3)$$

$$\times k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$Q_{h-B'CB}(t) = \int_0^{h_{B'CB}} \gamma (h_{B'CB} - z) [\cot(\theta - \alpha) - \cot(\theta + \alpha)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (103-3)$$

$$\times k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-B'CB}(t) = \int_0^{h_{B'CB}} \gamma (h_{B'CB} - z) [\cot(\theta - \alpha) - \cot(\theta + \alpha)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (104-3)$$

$$\times k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{B'CB} = \frac{B_o \sin \delta \sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \sin(\theta - \alpha) \quad (105-3)$$

$$Q_{h-TCB} = \int_0^{h_{TCB}} \gamma (h_{TCB} - z) [\cot(\theta - \alpha) + \cot(\beta + \psi)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (106-3)$$

$$\times k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-TCB} = \int_0^{h_{TCB}} \gamma (h_{TCB} - z) [\cot(\theta - \alpha) + \cot(\beta + \psi)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (107-3)$$

$$\times k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{TCB} = \frac{B_o \sin \delta \sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha') \sin(\delta + \theta)} \sin(\theta - \alpha) \quad (108-3)$$

$$Q_{h-HBTC}(t) = \int_{\beta}^{\beta+\psi} m(\psi) a_h(\psi, t) d\psi \quad (109-3)$$

$$m(\psi) = \frac{1}{r} \frac{\gamma}{g} (r^r - x^r) d\psi \quad (110-3)$$

$$a_h(\psi, t) = \left\{ 1 + \frac{H - h_{A'AB} - (r - x) \sin(\beta + \psi)}{H} (f - 1) \right\} \times k_h g \sin \omega \quad (111-3)$$

$$\times \left(t - \frac{H - h_{A'AB} - (r - x) \sin(\beta + \psi)}{v_s} \right) (f - 1)$$

$$Q_{v-HBTC}(t) = \int_{\beta}^{\beta+\psi} m(\psi) a_v(\psi, t) d\psi \quad (112-3)$$

$$a_v(\psi, t) = \left\{ 1 + \frac{H - h_{A'AB} - (r - x) \sin(\beta + \psi)}{H} (f - 1) \right\} \times k_v g \sin \omega \quad (113-3)$$

$$\times \left(t - \frac{H - h_{A'AB} - (r - x) \sin(\beta + \psi)}{v_p} \right) (f - 1)$$

$$x = r_o \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \psi)} \quad (114-3)$$

$$Q_{h-HBC}(t) = Q_{h-HBTC}(t) - Q_{h-BTC}(t) \quad (115-3)$$

$$Q_{v-HBC}(t) = Q_{v-HBTC}(t) - Q_{v-BTC}(t) \quad (116-3)$$

حال نرخ کار نیروهای خارجی و نرخ اتلاف انرژی درونی را به صورت روابط (117-3) و (118-3)

می نویسیم.

$$P_e(U) = Qu[\sin(\alpha' - \varphi) + a_h \cos(\alpha' - \varphi) + a_v \sin(\alpha' - \varphi)] + u \left[\frac{B_0^2}{2} \gamma (f_1 + \right. \quad (117-3)$$

$$f_2 + f_3) + (Q_{v-A'AB} f_1) + (Q_{v-HBAC} f_2) + (Q_{v-ADC} f_3) + (Q_{h-A'AB} f_1) +$$

$$(Q_{h-HBAC} f_2) + (Q_{h-ADC} f_3) + q_o B_o u (f_4 + k_h f_4)$$

$$P_{mr}(U) = \sigma_c B_o u (f_5 + f_6 + f_7 + f_8 + f_9) \quad (118-3)$$

در صورتی که بر اساس حد کران بالا نرخ کار نیروهای خارجی را برابر نرخ اتلاف انرژی

درونی قرار دهیم ظرفیت باربری نهایی توده سنگ زیر پی به صورت زیر محاسبه می گردد.

$$q \leq q_{u1} = \min_{\alpha, \alpha', \beta, \varphi, \delta, \psi} \frac{\sigma_c B_0 F_1 - \frac{B_0^2}{2} \gamma F_2 - Q_{v-A'AB}(t) f_1 - Q_{v-HBAC}(t) f_2}{\sin(\alpha' - \varphi) + a_h \cos(\alpha' - \varphi) + a_v \sin(\alpha' - \varphi)} - \quad (119-3)$$

$$\frac{Q_{v-ADC}(t) f_3 + Q_{h-A'AB}(t) f_1' + Q_{h-HBAC}(t) f_2' + Q_{h-ADC}(t) f_3' + B_0 q_0 F_3}{\sin(\alpha' - \varphi) + a_h \cos(\alpha' - \varphi) + a_v \sin(\alpha' - \varphi)}$$

که در آن F_1 ، F_2 و F_3 از طریق روابط زیر حاصل می‌شوند:

$$F_1 = \sum_{i=5}^9 f_i \quad (120-3)$$

$$F_2 = (f_1 + f_2 + f_3) + a_h (f_1' + f_2' + f_3') + a_v (f_1 + f_2 + f_3) \quad (121-3)$$

$$F_3 = f_4 + a_h f_4' + a_v f_4 \quad (122-3)$$

شرایط مورد نیاز به منظور دستیابی به کمترین حد بالا در روند بهینه‌یابی به شرح زیر

است:

$$\alpha > 0, \delta > 0, 0 < \beta, \varphi, \theta, \psi < \frac{\pi}{2}, \varphi < \alpha', \alpha + \alpha' < \pi, \frac{\pi}{2} + \varphi < \alpha + \delta < \pi$$

با کمینه‌سازی رابطه (119-3) از طریق روش‌های بهینه‌سازی می‌توان به بحرانی‌ترین

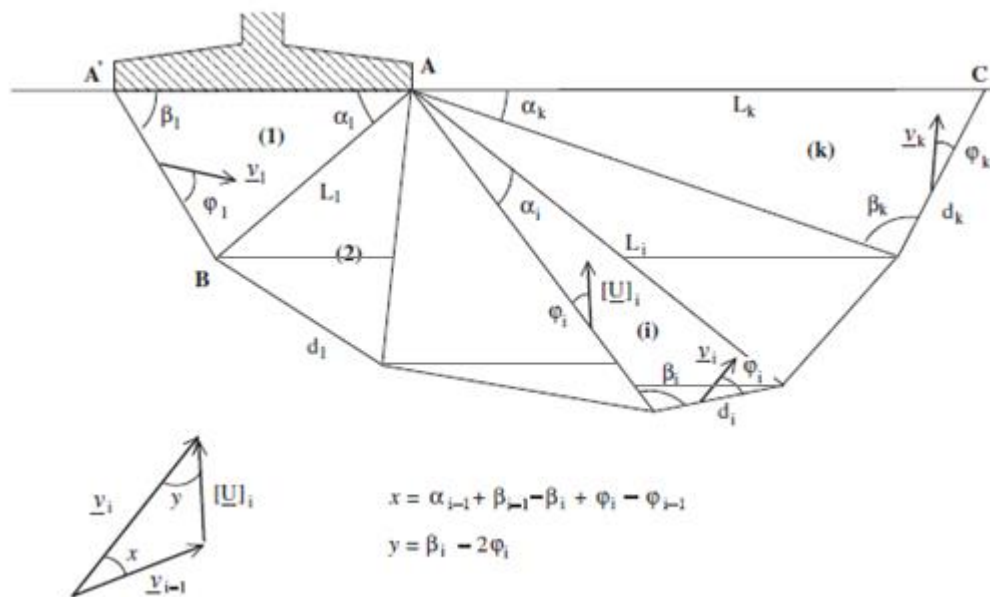
سازوکار گسیختگی متناظر با ظرفیت باربری نهایی استاتیکی و دینامیکی توده سنگ میزان

پی سطحی دست یافت.

الف) سازوکار خرابی انتقالی چند گوه‌ای

شکل (14-3) نشان‌دهنده این سازوکار است. سایر بخش متناظر با این سازوکار در

بخش‌های قبل توضیح داده شده است.



شکل ۳-۱۵- سازوکار گسیختگی انتقالی چند گوه‌ای و میدان جابجایی متناظر با سازوکار گسیختگی در مدل شبه

دینامیک [۱۳]

در این سازوکار نیز، همانند سازوکار پراتل، با توجه به سطح گسیختگی و المان‌گیری

به ضخامت dz ، جرم جز کوچکی از سطح گسیختگی را محاسبه می‌کنیم.

$$m_{A'AB}(z) = \gamma(h_{A'AB} - z)(\cot \beta_1 + \cot \alpha_1) \quad (۳-۱۲۳)$$

که در آن ارتفاع گوه $A'AB$ برابر است با:

$$h_{A'AB} = \frac{B_0 \sin \alpha_1 \sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \quad (۳-۱۲۴)$$

در نهایت نیروی اینرسی افقی و قائم ناشی از زلزله بر اساس سازوکار انتقالی چند گوه‌ای

به صورت روابط (۳-۱۲۵) و (۳-۱۲۶) بیان می‌شود [۱۳] و [۱۹]:

$$Q_{h-A'AB} = \int_0^{h_{A'AB}} \gamma(h_{A'AB} - z)(\cot \alpha_1 + \cot \beta_1) \left[f + \frac{z}{H}(1-f) \right] dz \quad (۳-۱۲۵)$$

$$k_h \sin \omega \left(t - \frac{H-z}{v_s} \right)$$

$$Q_{v-A'AB} = \int_0^{h_{A'AB}} \gamma(h_{A'AB} - z)(\cot \alpha_1 + \cot \beta_1) \left[f + \frac{z}{H}(1-f) \right] dz \quad (۳-۱۲۶)$$

$$k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p})$$

به همین ترتیب نیروی‌های اینرسی انجام شده توسط گوه‌های دیگر توسط روابط زیر

قابل محاسبه است.

$$Q_{h-CBA}(t) = Q_{h-ABB'}(t) + Q_{h-B'CB}(t) \quad (127-3)$$

$$Q_{v-CBA}(t) = Q_{v-ABB'}(t) + Q_{v-B'CB}(t) \quad (128-3)$$

$$Q_{h-ABB'}(t) = \int_0^{h_{ABB'}} \gamma z \frac{\sin \alpha_2}{\sin \alpha_1 \sin(\alpha_1 + \alpha_2)} [f + \frac{z}{H}(1-f)] \times k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz \quad (129-3)$$

$$Q_{h-ABB'}(t) = \int_0^{h_{ABB'}} \gamma z \frac{\sin \alpha_2}{\sin \alpha_1 \sin(\alpha_1 + \alpha_2)} [f + \frac{z}{H}(1-f)] \times k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz \quad (130-3)$$

$$h_{ABB'} = \frac{B_o \sin \alpha_1 \sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \quad (131-3)$$

$$Q_{h-B'CB}(t) = \int_0^{h_{B'CB}} \gamma (h_{B'CB} - z) [\cot(\beta_2 - \alpha_1) + \cot(\alpha_1 + \alpha_2)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (132-3)$$

$$\times k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{h-B'CB}(t) = \int_0^{h_{B'CB}} \gamma (h_{B'CB} - z) [\cot(\beta_2 - \alpha_1) + \cot(\alpha_1 + \alpha_2)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (133-3)$$

$$\times k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{B'CB} = \frac{B_o \sin \beta_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \beta_1) \sin(\alpha_2 + \beta_2)} \sin(\beta_2 - \alpha_1) \quad (134-3)$$

$$Q_{h-ACC'}(t) = Q_{h-ACD}(t) + Q_{h-CDC'}(t) \quad (135-3)$$

$$Q_{v-ACC'}(t) = Q_{v-ACD}(t) + Q_{v-CDC'}(t) \quad (136-3)$$

$$Q_{h-ACD}(t) = \int_0^{h_{ACD}} \gamma z [\cot(\alpha_1 + \alpha_2) - \cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \times \quad (137-3)$$

$$k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-ACD}(t) = \int_0^{h_{ACD}} \gamma z [\cot(\alpha_1 + \alpha_2) - \cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3)] [f + \frac{z}{H}(1-f)] \times \quad (138-3)$$

$$k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{ACD} = \frac{\sin \beta_1 \sin \beta_2 \sin(\alpha_1 + \alpha_2) B_o}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2) \sin(\alpha_2 + \beta_2)} \quad (139-3)$$

$$Q_{h-CDC'}(t) = \int_0^{h_{CDC'}} (h_{CDC'} - z) [\cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + \cot(\beta_3 - \alpha_1 - \alpha_2)] \quad (140-3)$$

$$\times [f + \frac{z}{H}(1-f)] k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-CDC'}(t) = \int_0^{h_{CDC'}} (h_{CDC'} - z) [\cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + \cot(\beta_3 - \alpha_1 - \alpha_2)] \quad (141-3)$$

$$\times [f + \frac{z}{H}(1-f)] k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{CDC'} = \frac{B_o \sin \beta_1 \sin \beta_2 \sin \alpha_3}{\sin(\alpha_1 + \beta_1) \sin(\alpha_2 + \beta_2) \sin(\alpha_3 + \beta_3)} \sin(\beta_3 - \alpha_1 - \alpha_2) \quad (142-3)$$

$$Q_{h-AC'D'}(t) = Q_{h-AE'D'}(t) + Q_{h-E'D'C'}(t) \quad (143-3)$$

$$Q_{v-AC'D'}(t) = Q_{v-AE'D'}(t) + Q_{v-E'D'C'}(t) \quad (144-3)$$

$$Q_{h-AE'D'}(t) = \int_0^{h_{AE'D'}} \gamma z [\cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + \cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)] \quad (145-3)$$

$$\times [f + \frac{z}{H}(1-f)] k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-AE'D'}(t) = \int_0^{h_{AE'D'}} \gamma z [\cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + \cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)] \quad (146-3)$$

$$\times [f + \frac{z}{H}(1-f)] k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{AE'D'} = \frac{B_o \sin \beta_1 \sin \beta_2 \sin \beta_3 \sin \beta_4}{\sin(\alpha_1 + \beta_1) \sin(\alpha_2 + \beta_2) \sin(\alpha_3 + \beta_3) \sin(\alpha_4 + \beta_4)} \sin(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) \quad (147-3)$$

$$Q_{h-E'D'C'} = \int_0^{h_{E'C'D'}} \gamma (h_{E'C'D'} - z) [\cot(\alpha_4 + \alpha_5 + \alpha_6) - \cot(\alpha_4 + \alpha_5 + \quad (148-3)$$

$$\alpha_6 + \beta_4)] \times [f + \frac{z}{H}(1-f)] k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-E'D'C'} = \int_0^{h_{E'C'D'}} \gamma(h_{E'C'D'} - z) [\cot(\alpha_4 + \alpha_5 + \alpha_6) - \cot(\alpha_4 + \alpha_5 + \quad (149-3)$$

$$\alpha_6 + \beta_4)] \times [f + \frac{z}{H}(1-f)] k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{E'D'C'} = \frac{B_o \sin \beta_1 \sin \beta_2 \sin \beta_3 \sin \alpha_4}{\sin(\alpha_1 + \beta_1) \sin(\alpha_2 + \beta_2) \sin(\alpha_3 + \beta_3) \sin(\alpha_4 + \beta_4)} \sin(\alpha_4 + \alpha_5 + \alpha_6 + \beta_4) \quad (150-3)$$

$$Q_{h-AD'E}(t) = Q_{h-AF'E}(t) + Q_{h-F'ED}(t) \quad (151-3)$$

$$Q_{v-AD'E}(t) = Q_{v-AF'E}(t) + Q_{v-F'ED}(t) \quad (152-3)$$

$$Q_{h-AF'E}(t) = \int_0^{h_{AF'E}} \gamma z [\cot \alpha_6 + \cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)] \times [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (153-3)$$

$$k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-AF'E}(t) = \int_0^{h_{AF'E}} \gamma z [\cot \alpha_6 + \cot(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)] \times [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (154-3)$$

$$k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{AF'E} = \frac{B_o \sin \beta_1 \sin \beta_2 \sin \beta_3 \sin \beta_4 \sin \beta_5 \sin \alpha_6}{\sin(\alpha_1 + \beta_1) \sin(\alpha_2 + \beta_2) \sin(\alpha_3 + \beta_3) \sin(\alpha_4 + \beta_4) \sin(\alpha_5 + \beta_5)} \quad (155-3)$$

$$Q_{h-F'ED} = \int_0^{h_{F'ED}} \gamma(h_{F'ED} - z) [\cot(\alpha_5 + \alpha_6) - \cot(\alpha_5 + \alpha_6 + \beta_5)] \times [f + \quad (156-3)$$

$$\frac{z}{H}(1-f)] \times k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-F'ED} = \int_0^{h_{F'ED}} \gamma(h_{F'ED} - z) [\cot(\alpha_5 + \alpha_6) - \cot(\alpha_5 + \alpha_6 + \beta_5)] \times [f + \quad (157-3)$$

$$\frac{z}{H}(1-f)] \times k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{F'ED} = \frac{B_o \sin \beta_1 \sin \beta_2 \sin \beta_3 \sin \beta_4 \sin(\alpha_5 + \alpha_6 + \beta_5)}{\sin(\alpha_1 + \beta_1) \sin(\alpha_2 + \beta_2) \sin(\alpha_3 + \beta_3) \sin(\alpha_4 + \beta_4) \sin(\alpha_5 + \beta_5)} \quad (158-3)$$

$$Q_{h-ATE}(t) = \int_0^{h_{ATE}} \gamma(h_{ATE} - z) [\cot \alpha_6 - \cot(\alpha_6 + \beta_6)] \times [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (159-3)$$

$$\times k_h \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_s}) dz$$

$$Q_{v-ATE}(t) = \int_0^{h_{ATE}} \gamma(h_{ATE} - z) [\cot \alpha_6 - \cot(\alpha_6 + \beta_6)] \times [f + \frac{z}{H}(1-f)] \quad (160-3)$$

$$\times k_v \sin \omega(t - \frac{H-z}{v_p}) dz$$

$$h_{ATE} = \frac{B_0 \sin \beta_1 \sin \beta_2 \sin \beta_3 \sin \beta_4 \sin \beta_5 \sin \alpha_6}{\sin(\alpha_1 + \beta_1) \sin(\alpha_2 + \beta_2) \sin(\alpha_3 + \beta_3) \sin(\alpha_4 + \beta_4) \sin(\alpha_5 + \beta_5)} \quad (161-3)$$

حال بر اساس حد کران بالا نرخ کار نیروهای خارجی را برابر نرخ اتلاف انرژی درونی

قرار می‌دهیم تا ظرفیت باربری نهایی توده سنگ زیر پی محاسبه گردد.

$$q \leq q_{u2} = \min_{\alpha_i, \beta_i, \varphi_i} \frac{\sigma_c \zeta_1 - 0.5 B_0 \gamma g_1 - (Q_{h-A'AB} + Q_{h-CBA} + Q_{h-ACC'})}{\sin(\beta_1 - \varphi_1) + a_h \cos(\beta_1 - \varphi_1) + a_v \sin(\beta_1 - \varphi_1)} \quad (162-3)$$

$$\frac{Q_{h-AC'D'} + Q_{h-AD'E} + Q_{h-ATE}) g_1 + (Q_{v-A'AB} + Q_{v-CBA} + Q_{v-ACC'} + Q_{v-AC'D'})}{\sin(\beta_1 - \varphi_1) + a_h \cos(\beta_1 - \varphi_1) + a_v \sin(\beta_1 - \varphi_1)} -$$

$$\frac{Q_{v-AD'E} + Q_{v-ATE}) g_1' + q_0 (g_2 + a_h g_2' + g_2 a_v)}{\sin(\beta_1 - \varphi_1) + a_h \cos(\beta_1 - \varphi_1) + a_v \sin(\beta_1 - \varphi_1)}$$

که در آن ζ_1 از طریق رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$\zeta_1 = g_3 + g_4 \quad (163-3)$$

حداقل حد بالا برای q_{u2} را به ازای مقادیر بهینه زوایای مذکور می‌توان با در نظر گرفتن شرایط زیر حاصل نمود.

$$0 < \alpha_i, \beta_i, \varphi_i < \pi \quad , \quad \alpha_i + \beta_i < \pi \quad , \quad \varphi_1 < \beta_1 \quad , \quad \varphi_i < \frac{\beta_i}{2} \quad \text{for } i \geq 2$$

$$\beta_{i+1} - \alpha_i - \beta_i - \varphi_{i+1} + \varphi_i < 0 \quad , \quad \sum_{i=1}^k \alpha_i = \pi$$

$$\sin(\beta_1 - \varphi_1) + a_h \cos(\beta_1 - \varphi_1) + a_v \sin(\beta_1 - \varphi_1) > 0$$

با توجه به دو رویکرد سینماتیکی ارائه شده در بخش‌های قبلی، برآورد حد بالای ظرفیت

باربری نهائی، بر اساس حداقل جواب بهینه حاصله از دو روش مذکور صورت می‌گیرد.

$$q_u \leq q_u^+ = \min(q_{u1}, q_{u2}) \quad (164-3)$$

۳-۷- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از روش‌های عددی

روش‌های عددی^۱ در حل مسائل مهندسی می‌توانند کاربردهای زیادی داشته باشند. در گذشته به علت نبود امکانات رایانه‌ای کافی هم‌چنین زمان‌بر بودن انجام محاسبات، بیش‌تر از روابط تجربی استفاده شده است. باید توجه داشت که حل دقیق مسائل مهندسی سنگ با استفاده از روش‌های تجربی و عددی به تنهایی ممکن نیست. اساس روش‌های عددی، تبدیل یک محیط با بی‌نهایت درجه آزادی به محیطی با درجه آزادی محدود در تعداد معینی از نقاط محیط است [۴۳].

مهم‌ترین مشخصه تحلیل‌های عددی این است که امکان مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها و پارامترهای مختلف را فراهم نموده و مشخص می‌کند که جابه‌جایی ناشی از بارگذاری به چه صورتی است. دقت این روش‌ها بستگی به قدرت و قابلیت نرم‌افزارهای مورد استفاده دارد. امروزه با توسعه علم کامپیوتر، نرم‌افزارهای فوق‌العاده قدرتمندی برای تحلیل تنش و کرنش در کاربردهای مختلف تهیه و به بازار عرضه شده است. روش‌های پیوسته شامل روش المان محدود^۲، تفاضل محدود^۳ و المان مرزی^۴ و روش‌های گسسته^۵ شامل روش المان مجزا می‌باشند [۴۳].

۳-۸- نتیجه‌گیری

ظرفیت باربری یکی از مباحث حائز اهمیت در مهندسی پی است و در رابطه با پی‌های سنگی عمده‌تاً دارای مقدار بالایی است. اصولاً ظرفیت باربری نهایی به‌عنوان میانگین بار در واحد سطح که برای ایجاد شکست از طریق گسیختگی خاک تقویت شده یا توده سنگ مورد نیاز است تعریف می‌شود. تاکنون تعیین دقیق ظرفیت باربری سنگ زیر پی میسر

¹ Numerical Method

² Finite Element Method

³ Finite Difference Methods

⁴ Boundary Element Methods

⁵ District Element Methods

نشده است، ولی با در نظر گرفتن ساده کننده نوعی محاسبه مشابه ظرفیت باربری خاک البته برای شرایط خاصی در مورد پی‌ها سنگی ارائه شده است.

روش متداول جهت تعیین فشار باربری مجاز، استفاده از جداول منتشر شده است، اما در وضعیت‌هایی که شرح آن‌ها در کد ساختمانی وجود ندارد اغلب از روش‌های حدی و عددی یا ترکیبی مناسبی از آن‌ها استفاده می‌شود. ظرفیت باربری پی‌ها در شرایط استاتیکی توسط محققین، به تفصیل مورد بررسی قرار گرفته است؛ اما تحقیقات اندکی در مورد اثر زلزله و امواج لرزه‌ای بر ظرفیت باربری پی صورت گرفته است. از جمله روش‌های تحلیلی تعیین ظرفیت باربری لرزه‌ای می‌توان به روش‌های آنالیز حدی و خطوط مشخصه اشاره کرد. در این فصل تمامی روش‌ها و پارامترهای آن‌ها به طور کامل تشریح شد. در فصل‌های بعدی از این روش‌ها برای تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی استفاده می‌شود.

تعیین ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های
سنگی با استفاده از روش‌های تحلیلی

در طراحی پی‌های سنگی، هنگامی که نیروهای وارده شدید بوده و یا سنگ بسیار ضعیف و درزه‌دار است و یا زمانی که سازه خاصی نیاز به پی سنگ با مشخصات ویژه‌ای دارد، لازم است که روش‌های دقیق‌تری برای تعیین ظرفیت باربری استاتیکی و دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد. ولیکن طراحان نمی‌توانند کورکورانه از ضرب المثل قدیمی انگلیسی (اگر در شک بودی آن را بر روی سنگ قرار بده)^۱ پیروی کنند، به دلیل این‌که توده‌های سنگی در زمره متغیرترین مواد هستند.

تاکنون در اغلب موارد تعیین ظرفیت باربری پی‌های سنگی بدون در نظر گرفتن اثر بارهای لرزه‌ای صورت گرفته، این در حالی است که ظرفیت باربری پی‌های سطحی در اثر بارهای لرزه‌ای کاهش، و نشست و دوران در پی‌ها افزایش می‌یابد. کاهش ظرفیت باربری پی‌ها بستگی به طبیعت و نوع توده سنگ دارد. در این فصل ظرفیت باربری پی‌های سنگی در دو حالت استاتیکی و دینامیکی با استفاده از روش‌های تحلیلی مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای تعیین بار حدى وارد بر پی در روش مرز بالا، محاسبه کار نیروهای داخلی و خارجی در لحظه گسیختگی (با توجه به میدان ناپیوستگی سرعت فرضی) ضرورت می‌یابد. در این حالت تعیین بحرانی‌ترین سازوکار گسیختگی متناظر با حداقل ظرفیت باربری، بخش نهایی الگوریتم بهینه‌سازی را تشکیل می‌دهد. بهینه‌سازی سازوکار برای دستیابی به ظرفیت باربری کمینه متناظر با ضعیف‌ترین سازوکار گسیختگی است. به منظور روند بهینه‌سازی توابع ظرفیت باربری حاصل از دو سازوکار معرفی شده در فصل‌های قبل از الگوریتم بهینه‌سازی ژنتیک بهره گرفته شده است. نتایج حاصل از این امر به صورت نمودارها و جداول ضرایب ظرفیت باربری ارائه شده است.

¹ When in doubt, put it on Rock

۴-۲- الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک روش بهینه‌سازی الهام گرفته از طبیعت جاندار (موجودات زنده) است که می‌توان در طبقه‌بندی‌ها، از آن به عنوان یک روش خبره، جستجوی مستقیم و تصادفی یاد کرد. این الگوریتم، الگوریتمی مبتنی بر تکرار است و اصول اولیه آن از علم ژنتیک اقتباس گردیده است و با تقلید از تعدادی از فرآیندهای مشاهده شده در تکامل طبیعی اختراع شده است و به طور مؤثری از شناخت قدیمی موجود در یک جمعیت استفاده می‌کند، تا حل‌های جدید و بهبود یافته را ایجاد کند. این الگوریتم در مسائل متنوعی نظیر بهینه‌سازی، شناسایی و کنترل سیستم پردازش تصویر و مسایل ترکیبی، تعیین توپولوژی و آموزش شبکه‌های عصبی مصنوعی و سیستم‌های مبتنی بر تصمیم و قاعده به کار می‌رود [۴۰].

علم ژنتیک، علمی است که درباره چگونگی توارث و انتقال صفحات بیولوژیکی از نسلی به نسل بعد صحبت می‌کند. عامل اصلی انتقال صفحات بیولوژیکی در موجودات زنده کروموزوم‌ها و ژن‌ها است و نحوه عملکرد آن‌ها به گونه‌ای است که در نهایت ژن‌ها و کروموزوم‌های برتر و قوی مانده و ژن‌های ضعیف‌تر از بین می‌روند. به عبارت دیگر نتیجه عملیات متقابل ژن‌ها و کروموزوم‌ها باقی ماندن موجودات اصلح و برتر است [۴۰].

همچنین اساس این الگوریتم قانون تکامل داروین (بقا بهترین) است که می‌گوید: موجودات ضعیف‌تر از بین می‌روند و موجودات قوی‌تر باقی می‌مانند. در واقع تکامل فرآیندی است که روی رشته‌ها صورت می‌گیرد، نه روی موجودات زنده‌ای که معرف موجودات رشته است. در واقع، قانون انتخاب طبیعی برای بقا می‌گوید که هر چه امکان تطبیق موجود بیشتر باشد بقای موجود امکان‌پذیرتر است و احتمال تولید مثل بیشتری، برایش وجود دارد.

¹ Chromosome

² Gen

این قانون بر اساس پیوند بین رشته‌ها و عملکرد ساختمان‌های رمزگشایی شده آن‌ها است [۴۰].

۴-۲-۱- تاریخچه الگوریتم ژنتیک

در دهه ۷۰ میلادی دانشمندی از دانشگاه میشیگان به نام «جان هلند»^۱ ایده استفاده از الگوریتم ژنتیک را در بهینه‌سازی‌های مهندسی مطرح کرد. ایده اساسی این الگوریتم انتقال خصوصیات موروثی توسط ژن‌هاست. (ژن‌ها قطعاتی از یک کروموزوم هستند که اطلاعات مورد نیاز برای یک مولکول DNA را دارند. علاوه بر ژن‌ها، انواع مختلفی از توالی‌های مختلف تنظیمی در روی کروموزوم‌ها موجود است که در همانندسازی، رونویسی و... شرکت دارند). فرض کنید مجموعه خصوصیات انسان توسط کروموزوم‌های او به نسل بعدی منتقل می‌شوند. هر ژن در این کروموزوم‌ها نماینده یک خصوصیت است [۴۱].

بعنوان مثال ژن ۱ می‌تواند رنگ چشم باشد، ژن ۲ طول قد، ژن ۳ رنگ مو و الی آخر. حال اگر این کروموزوم به تمامی، به نسل بعد انتقال یابد، تمامی خصوصیات نسل بعدی شبیه به خصوصیات نسل قبل خواهد بود. بدیهی است که در عمل چنین اتفاقی رخ نمی‌دهد. در واقع بصورت همزمان دو اتفاق برای کروموزوم‌ها می‌افتد. اتفاق اول موتاسیون (جهش)^۲ است. جهش به این صورت است که بعضی ژن‌ها بصورت کاملاً تصادفی تغییر می‌کنند. البته تعداد اینگونه ژن‌ها بسیار کم بوده اما در هر حال این تغییر تصادفی بسیار مهم است. مثلاً ژن رنگ چشم می‌تواند بصورت تصادفی باعث شود تا در نسل بعدی یک نفر دارای چشمان سبز باشد، در حالی که تمامی نسل قبل دارای چشم قهوه‌ای بوده‌اند. علاوه بر جهش اتفاق دیگری که می‌افتد و البته این اتفاق به تعداد بسیار بیشتری نسبت به جهش رخ می‌دهد چسبیدن ابتدای یک کروموزوم به انتهای یک کروموزوم دیگر است. این همان

¹ John Holland

² Mutation

چیز است که مثلاً باعث می‌شود تا فرزند تعدادی از خصوصیات پدر و تعدادی از خصوصیات مادر را با هم به ارث ببرد و از شبیه شدن تام فرزند به تنها یکی از والدین جلوگیری می‌کند. حال می‌توانیم اینگونه بیان کنیم که: الگوریتم ژنتیک ابزاری می‌باشد که توسط آن ماشین می‌تواند سازوکار انتخاب طبیعی را شبیه سازی نماید. این عمل با جستجو در فضای مسأله جهت یافتن جواب برتر و نه الزاماً بهینه صورت می‌پذیرد. الگوریتم ژنتیک را می‌توان یک روش جستجوی کلی نامید که از قوانین تکامل بیولوژیک طبیعی تقلید می‌کند. در واقع الگوریتم‌های ژنتیک از اصول انتخاب طبیعی داروین برای یافتن فرمول بهینه جهت پیش‌بینی یا تطبیق الگو استفاده می‌کنند. الگوریتم‌های ژنتیک اغلب گزینه خوبی برای تکنیک‌های پیش‌بینی بر مبنای رگرسیون هستند [۴۲].

۴-۲-۲- عملگرهای الگوریتم ژنتیک

به طور خلاصه در الگوریتم ژنتیک عملگرهای زیر استفاده می‌شود [۴۲]:

۴-۲-۲-۱- کدگذاری^۱

این مرحله شاید مشکل‌ترین مرحله حل مسأله به روش الگوریتم باشد. الگوریتم ژنتیک به جای این‌که بر روی پارامترها یا متغیرهای مسأله کار کند، با شکل کد شده آن‌ها سروکار دارد. یکی از روش‌های کد کردن، کد کردن دودویی است که در آن هدف تبدیل جواب مسأله به رشته‌ای از اعداد باینری (در مبنای ۲) است.

۴-۲-۲-۲- ارزیابی^۳

تابع برازندگی را از اعمال تبدیل مناسب بر روی تابع هدف یعنی تابعی که قرار است بهینه شود به دست می‌آورند. این تابع هر رشته را با یک مقدار عددی ارزیابی می‌کند که

^۱ Regression

^۲ Encoding

^۳ Evaluation

کیفیت آن را مشخص می‌نماید. هر چه کیفیت رشته جواب بالاتر باشد مقدار برازندگی جواب بیشتر بوده و احتمال مشارکت برای تولید نسل بعدی نیز افزایش می‌یابد.

۴-۲-۳- ترکیب^۱

مهم‌ترین عملگر در الگوریتم ژنتیک، عملگر ترکیب است. ترکیب فرآیندی است که در آن نسل قدیمی کروموزوم‌ها با یکدیگر مخلوط و ترکیب می‌شوند تا نسل تازه‌ای از کروموزوم‌ها بوجود بیاید.

جفت‌هایی که در قسمت انتخاب به عنوان والد در نظر گرفته شدند در این قسمت ژن-هایشان را با هم مبادله می‌کنند و اعضای جدید بوجود می‌آورند. ترکیب در الگوریتم ژنتیک باعث از بین رفتن پراکندگی یا تنوع ژنتیکی جمعیت می‌شود زیرا اجازه می‌دهد ژن‌های خوب یکدیگر را بیابند.

۴-۲-۴- جهش^۲

جهش نیز عملگر دیگری هست که جواب‌های ممکن دیگری را تولید می‌کند. در الگوریتم ژنتیک بعد از اینکه یک عضو در جمعیت جدید بوجود آمد هر ژن آن دارای احتمال جهش است. در جهش ممکن است ژنی از مجموعه ژن‌های جمعیت حذف شده یا ژنی که تا به حال در جمعیت وجود نداشته است به آن اضافه شود. جهش یک ژن به معنای تغییر آن ژن بوده و وابسته به نوع کدگذاری روش‌های متفاوت جهش استفاده می‌شود.

۴-۲-۵- رمزگشایی^۳

در این مرحله بعد از اینکه الگوریتم بهترین جواب را برای مسأله ارائه کرد لازم است عکس عمل رمزگذاری روی جواب‌ها یا همان عمل رمزگشایی اعمال شود تا بتوانیم نسخه

¹ Crossover

² Mutation

³ Decoding

واقعی جواب را به وضوح در دست داشته باشیم.

۴-۲-۳- فلوچارت الگوریتم ژنتیک

در حالت کلی وقتی یک الگوریتم ژنتیکی اعمال می‌شود چرخه زیر طی می‌شود:

ابتدا یک جمعیت اولیه از افراد به طور اتفاقی و بدون در نظر گرفتن معیار خاصی انتخاب می‌شود. برای تمامی کروموزوم‌های (افراد) نسل صفر مقدار برازش با توجه به تابع پردازش که ممکن است بسیار ساده یا پیچیده باشد تعیین می‌شود. سپس با سازوکارهای مختلف تعریف شده برای عملگر انتخاب، زیرمجموعه‌ای از جمعیت اولیه انتخاب خواهد شد. سپس روی این افراد انتخاب شده عملیات برش و جهش در صورت لزوم با توجه به صورت مسئله اعمال خواهد شد.

حال باید این افراد که سازوکار الگوریتم ژنتیک در موردشان اعمال شده است با افراد جمعیت اولیه (نسل صفر) از لحاظ مقدار برازش مقایسه شوند. (قطعاً توقع داریم که افراد نسل اول با توجه به یکبار اعمال الگوریتم‌های ژنتیک روی آنان از شایستگی بیشتری برخوردار باشند، اما الزاماً چنین نخواهد بود). به هر حال افرادی باقی خواهند ماند که بیشترین مقدار برازش را داشته باشند. چنین افرادی در مقام یک مجموعه به عنوان جمعیت اولیه برای مرحله بعدی الگوریتم عمل خواهد کرد.

هر مرحله تکرار الگوریتم یک نسل جدید را ایجاد می‌کند که با توجه به اصلاحاتی که در آن صورت پذیرفته است رو به سوی تکامل خواهد داشت. تذکر این نکته خالی از لطف نیست که هر چند الگوریتم‌های ژنتیک دارای پایه ریاضی مشخصی نیستند اما به عنوان یک مدل اجرایی و مطمئن که به خوبی نیز پیاده‌سازی می‌شود کارایی خود را نشان داده‌اند.

در شکل (۴-۱)، مراحل اصلی الگوریتم ژنتیک عبارت است از:

۱. کدگذاری به منظور تعریف متغیرها

۲. ایجاد جمعیت اولیه به عنوان اولین نسل از جواب‌ها

۳. ارزیابی جواب‌ها براساس تابع هدف

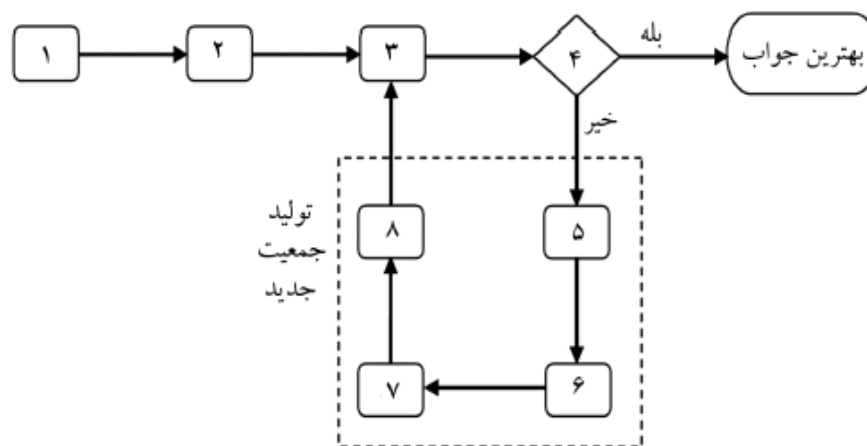
۴. کنترل معیار کفایت بهینه‌سازی

۵. انتخاب برخی از جواب‌ها به عنوان والدین

۶. ترکیب جواب‌ها

۷. جهش

۸. تزریق



شکل ۴-۱- فلوچارت الگوریتم ژنتیک [۳۰]

۴-۲-۴- تابع هدف

تابع هدف، شاخصی از نحوه عملکرد افراد در فضای مسأله است. به عبارت دیگر ارزش هر کروموزوم یا مجموعه‌ی متغیرها با توجه به مقدار تابع هدف متناظر با آن ارزیابی می‌شود. شایان ذکر است که در این مرحله محدودیت‌های خاص مسئله کنترل شده و چنانچه هر یک از متغیرهای مربوط به کروموزوم انتخابی شرایط مورد نظر را نداشته باشند، مقدار تابع هدف متناظر با این کروموزوم نزدیک به صفر انتخاب می‌شود و احتمال حذف آن در نسل‌های بعدی افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر کروموزوم‌های غیر شایسته جریمه می‌شوند. توابع هدف متناظر با دو سازوکار انتقالی چند گویه‌ای و پرانتل بر حسب متغیرهای زاویه‌ای

تشکیل دهنده آن‌ها در روابط (۱-۴) و (۲-۴) معرفی شده است.

$$\frac{Q}{B} = q_u(\alpha_i, \beta_i, \varphi_i) \quad (1-4)$$

که در آن i نشان دهنده شماره مربوط به هر یک از گوه‌های تشکیل دهنده سازوکار انتقالی چند گوه‌ای است. در این تحقیق تعداد گوه‌های تشکیل دهنده این سازوکار معادل ۸ عدد در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است با افزایش تعداد گوه‌ها تا ۱۲ عدد، حداکثر خطای حاصل شده در مقادیر ظرفیت‌های باربری معادل ۳ درصد خواهد بود.

$$\frac{Q}{B} = q_u(\alpha, \alpha', \delta, \beta, \varphi, \theta, \psi) \quad (2-4)$$

۳-۴- نتایج حاصل از تعیین ظرفیت باربری با استفاده از روش‌های تحلیلی

در فصول قبل انواع روش‌های تحلیلی تعیین ظرفیت باربری پی به تفصیل بیان شد. به منظور ارزیابی ظرفیت باربری نهایی پی‌های سطحی در حالت استاتیکی و دینامیکی، یک پی نواری با عرض (B_0) یک متر در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به تأثیر بسزای کیفیت توده سنگ در میزان ظرفیت باربری نهایی، شاخص‌های زمین‌شناسی (GSI) معادل ۱۰ تا ۸۰ و همچنین تنوع توده سنگ بر اساس ضریب ثابت توده سنگ (m_i) معیار هوک و معادل $\{7, 10, 15, 17, 25\}$ در نظر گرفته شده است.

۳-۴-۱- نمونه بهینه‌سازی انجام شده براساس الگوریتم پیشنهادی

در تحقیق حاضر، شکل‌های سازوکارهای گسیختگی پیشنهادی و در نتیجه ظرفیت باربری، برای سازوکارهای پراتل و انتقالی چند گوه‌ای، به ترتیب تابعی از ۷ و ۲۴ متغیر زاویه‌ای است. تعیین بحرانی‌ترین سازوکار گسیختگی متناظر با حداقل ظرفیت باربری، بخش نهایی این الگوریتم را تشکیل می‌دهد. لازم به ذکر است، الگوریتم ژنتیک به‌طور ذاتی در یافتن پاسخ‌های نزدیک به مقدار بهینه بسیار خوب عمل می‌کند، اما در رسیدن به مقدار بهینه موضعی که شاید تفاوت بسیار کمی با پاسخ یافته شده داشته باشد ناتوان است.

بنابراین توانایی مقایسه بین حوزه‌های جواب را در محیط‌هایی با حوزه‌های جواب متفاوت و مقدار مطلوبیت نزدیک به هم را از دست می‌دهد. روابط (۳-۶۷)، (۳-۸۳)، (۳-۱۱۹) و (۳-۱۶۲) توابع هدف مورد استفاده جهت بهینه‌سازی در این روش بهینه‌سازی می‌باشند.

به‌منظور بررسی کارایی این الگوریتم و انتخاب مقادیر مناسب برای برخی پارامترهای مرتبط از قبیل تعداد تولید نسل مورد نیاز، با در نظر گرفتن نمونه‌ای از مسائل ظرفیت باربری، تحلیل پارامتری انجام شده است. این تحلیل‌ها با استفاده از کد تدوین شده در محیط نرم‌افزار متلب^۱ صورت گرفته است. در شکل (۴-۲) تأثیر میزان تولید نسل‌های لازم بر روند بهینه‌یابی و رسیدن به جواب بهینه برای مسئله نمونه تعیین ظرفیت باربری نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که با افزایش این پارامتر، به ازای تعداد نسل‌های بیش از ۳۰۰، در روند رسیدن به جواب بهینه نزدیک‌تر است. برای بررسی جواب‌های سازوکارهای معرفی شده، نتایج مرز بالای حاصل از فرض سازوکارهای متشکل از ۸ بلوک چند وجهی ارائه شده است. لازم به ذکر است نتایج حاصل برای سازوکار دورانی دارای سطح لوگ مارپیچ، مبتنی بر روش تحلیل حدی مرز بالا و در جریان همین تحقیق به دست آمده است.

در تحقیق حاضر به مطالعه و بررسی ساده‌ترین حالت ممکن قرار گیری یک پی سطحی بر روی توده سنگ، یعنی یک پی نواری واقع بر توده سنگ همگن و افقی می‌پردازیم. علاوه بر این در حالت استاتیکی و در غیاب ضرایب لرزه‌ای فرض می‌شود که بار وارد بر پی به صورت عمودی و در امتداد محور پی وارد می‌شود. به عبارت دیگر نیروهای افقی وارد بر پی معادل صفر است. اما در هنگام بررسی ظرفیت باربری نهایی دینامیکی، علاوه بر بارهای عمودی وارد شده، تأثیر ضرایب لرزه‌ای به شکل نیروهای افقی وارد بر پی در نظر گرفته می‌شود.

خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی و هم‌چنین مشخصات پی به‌منظور

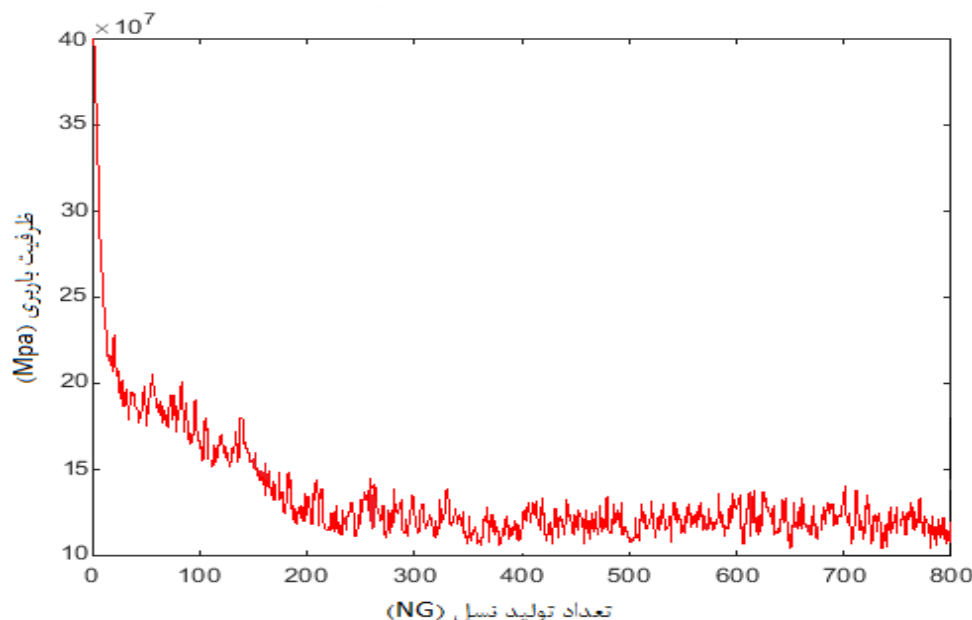
¹ Matlab

ارزیابی ظرفیت باربری شبه استاتیکی محیط، در جدول (۴-۱) ارائه شده است.

جدول ۴-۱- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی (حالت بدون وزن)

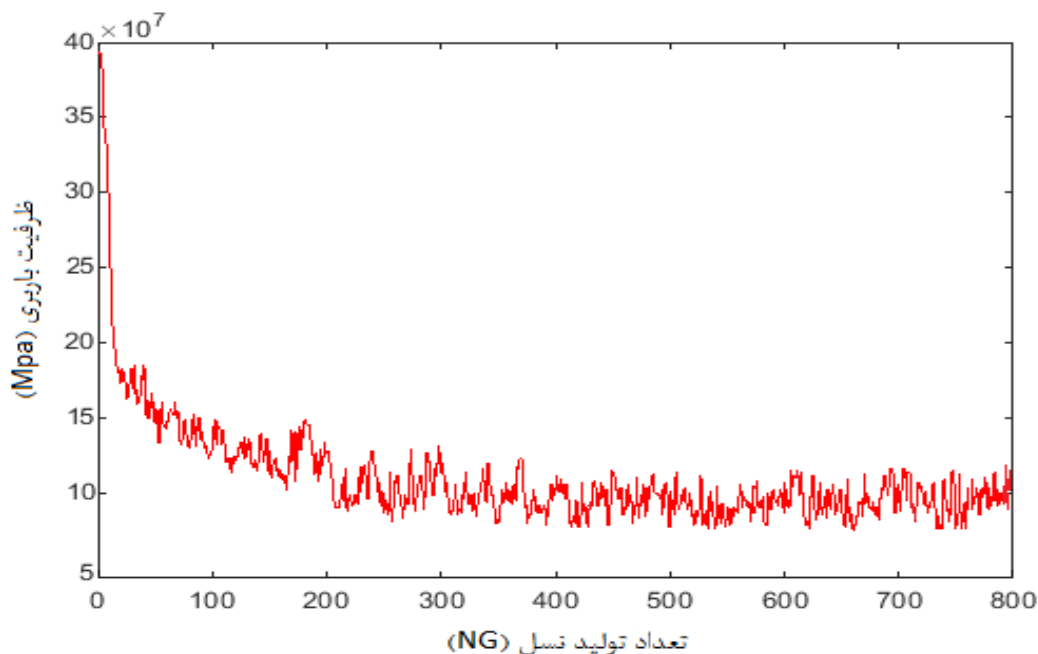
پارامتر	$B_0 (m)$	D	m_i	GSI	$\gamma (KN / m^3)$	$\sigma_c (Mpa)$
مقدار	۱	۰	۲۵	۸۰	۰	۱۵

شکل (۴-۲) نشان‌دهنده تغییرات مرزبالای میزان ظرفیت باربری استاتیکی، و در غیاب بارهای لرزه‌ای است. لازم به ذکر است چون این مقادیر با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک محاسبه شده است، این امکان وجود دارد که از فرمول‌بندی موجود جواب‌های بهتری نیز به دست آید زیرا با هر بار اجرای برنامه جمعیت ساخته شده تغییر می‌کند و ممکن است جواب بهتری نیز وجود داشته باشد هرچند تغییرات در جواب‌ها بسیار کم است و به اندازه کافی نتایج بررسی شده و تلاش شده است تا بهترین جواب‌ها ارائه شوند.



شکل ۴-۲- بررسی تأثیر میزان تولید نسل بر روند بهینه‌یابی میزان ظرفیت باربری با استفاده از الگوریتم ژنتیک

شکل (۴-۳) نشان‌دهنده میزان ظرفیت باربری لرزه‌ای شبه‌استاتیکی، برای ضریب شتاب لرزه‌ای افقی (k_h) معادل $0.2g$ است. مشاهده می‌گردد با اعمال نیروهای افقی ناشی از ضرایب لرزه‌ای، میزان ظرفیت باربری توده سنگ تا میزان ۳۰ درصد کاهش یافته است.



شکل ۴-۳- بررسی تأثیر میزان تولید نسل و ضریب شتاب لرزه‌ای بر میزان ظرفیت باربری در طی روند بهینه‌سازی

۴-۳-۲- تعیین بحرانی‌ترین سازوکار گسیختگی متناظر با حداقل ظرفیت باربری

نتایج حاصل از میزان ظرفیت‌های باربری به‌دست آمده از دو سازوکار پیرانتل و انتقالی چند گوه‌ای در این بخش مورد بررسی قرار گرفته است. بهترین مقدار ظرفیت باربری می‌تواند با حداقل‌سازی معادله کلی نسبت به پارامترهای سازوکار خرابی به‌دست آید، که به صورت عددی انجام می‌شود. با توجه به دو رویکرد سینماتیکی ارائه شده در فصل قبل، جواب بهینه مسئله، کمینه مقدار حاصل شده از دو سازوکار مفروض است، به عبارت دیگر:

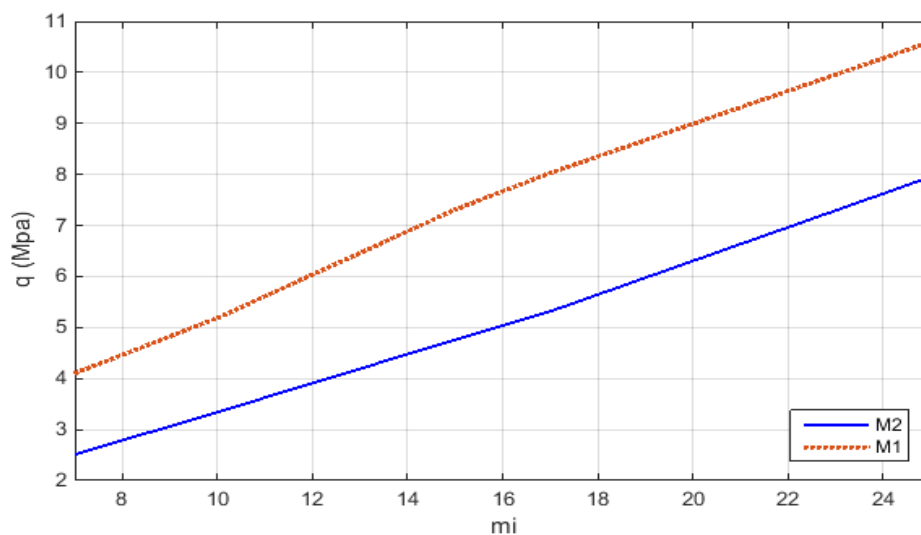
$$q_u \leq q_u^+ = \min(q_{u1}, q_{u2}) \quad (3-4)$$

شکل (۴-۴) نشان‌دهنده نتایج مقادیر بهینه ظرفیت باربری حاصل شده از دو سازوکار پیرانتل و انتقالی چند گوه‌ای است. پارامترهای زمین‌شناسی توده‌سنگ، به‌منظور بررسی اثرات حاصل از دو سازوکار در میزان بهینه ظرفیت باربری، متناسب با محیط‌هایی است که میزان شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) آن‌ها معادل ۲۰ و میزان ثابت تجربی (m_i) معادل ۷، ۱۰، ۱۵، ۱۷ و ۲۵ در نظر گرفته شده است. سایر مشخصات توده سنگ در جدول (۲-۴) ارائه شده است.

جدول ۴-۲- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی (حالت بدون وزن)

پارامتر	$B_o (m)$	D	$\gamma (KN / m^3)$	$\sigma_c (Mpa)$
مقدار	۱	۰	۰	۱۵

همان گونه که مشاهده می گردد، مقادیر بهینه حاصل شده از سازوکار شکست چند گوه- ای همواره نسبت به مقادیر بهینه حاصل شده از سازوکار شکست پرانتل دارای مقادیر ظرفیت باربری کمتری است. که این امر نشان دهنده آن است که سازوکار ذکر شده در تعیین میادین سرعت فرضی متناسب با بحرانی ترین سازوکار گسیختگی در حالت استاتیکی و دینامیکی از دقت بیش تری برخوردار است. لذا می تواند دارای جواب های معقول تری برای استفاده در روش مرزبالا و ارزیابی ظرفیت باربری نهایی توده سنگ باشد. که این بدان معنا است که $q_u^+ = q_{u2}$



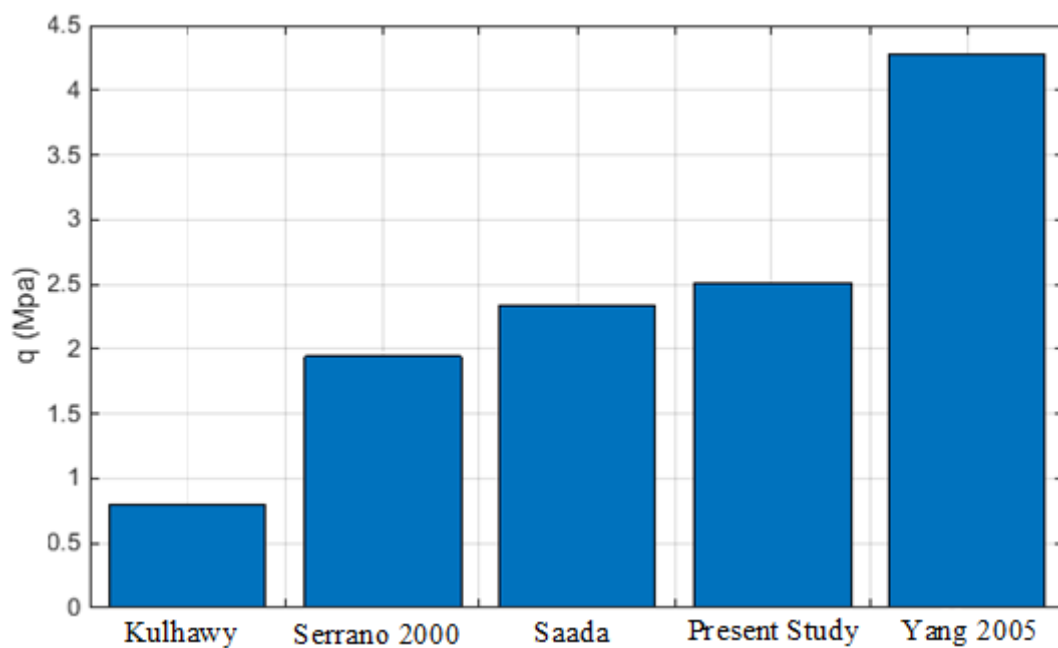
شکل ۴-۴- مقایسه ظرفیت باربری توده سنگ حاصل از دو سازوکار پرانتل و انتقالی چند گوه ای

۴-۳-۳- مقایسه ظرفیت باربری نهایی حاصل از روش های مختلف

به منظور مقایسه ظرفیت باربری به دست آمده از روش های مختلف که در فصل قبل به آن ها اشاره شده، ظرفیت باربری نهایی پی سنگی در شکل (۴-۵) نشان داده شده است. با

توجه به تئوری استفاده شده در آن‌ها، مقادیر مختلفی را برای ظرفیت باربری پیشنهاد می‌کنند. برای کلیه روش‌های مورد استفاده جهت تخمین ظرفیت باربری میزان شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) و ثابت تجربی (m_i) به ترتیب معادل ۲۰ و ۷ در نظر گرفته شده است. سایر پارامترهای مربوط به توده سنگ، متناسب با جدول (۴-۲) است.

در بین روش‌های موجود که مورد بررسی قرار گرفته، روش کوله‌اوی کم‌ترین و روش یانگ بیش‌ترین ظرفیت باربری نهایی را ارائه می‌دهند. ظرفیت باربری ارائه شده در این شکل برای حالت استاتیکی و بدون اعمال بارهای دینامیکی است. همچنین لازم به ذکر است نتایج حاصل از تحقیق سدا^۲ و تحقیق حاضر هر دو مبتنی بر روش آنالیز حدی مرزبالا است.



شکل ۴-۵- ظرفیت باربری نهایی پی سطحی حاصل از روش‌های مختلف

ظرفیت باربری پی‌ها در حالت لرزه‌ای عموماً به صورت شبه‌استاتیکی مدل‌سازی می‌شود که با توجه معادلات روش‌های آنالیز حدی مرزبالا و خطوط مشخصه، نیروهای ناشی از بارهای دینامیکی لحاظ

¹ Kulhawy

² Yang

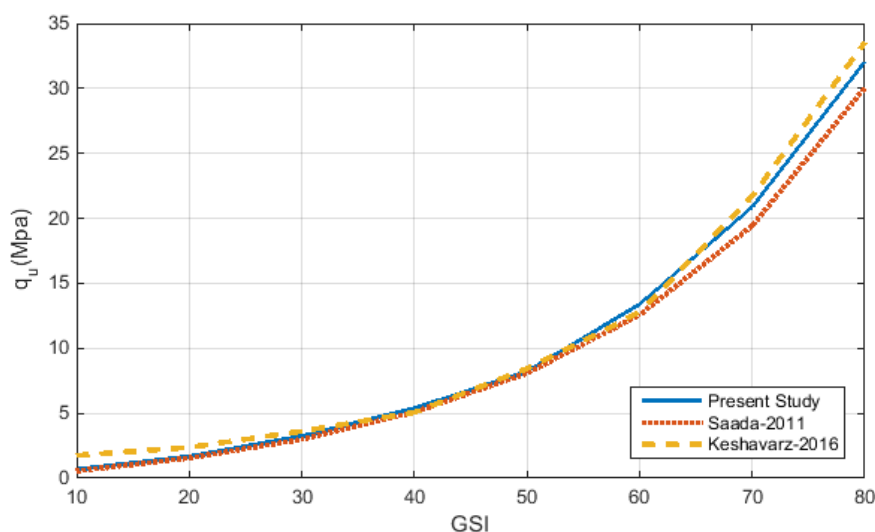
³

می‌گردند. در انجام محاسبات ضریب شتاب افقی لرزه‌ای (k_h) به صورت نیروی شبه‌استاتیک ناشی از زلزله بر توده سنگ زیر پی وارد می‌گردد. در محاسبات لرزه‌ای به‌طور کلی با افزایش ضریب زلزله مقدار ظرفیت باربری کاهش می‌یابد.

در شکل‌های (۴-۶) و (۴-۷) نتایج تحلیل ظرفیت باربری توده سنگی پی در دو حالت استاتیکی و دینامیکی با نتایج سدا که مبتنی بر روش آنالیز حدی مرزبالا و کشاورز که بر اساس خطوط مشخصه حاصل گردیده مقایسه شده است. مشخصات توده سنگ پی در جدول (۴-۳) ارائه شده است.

جدول ۴-۳- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی (حالت بدون وزن)

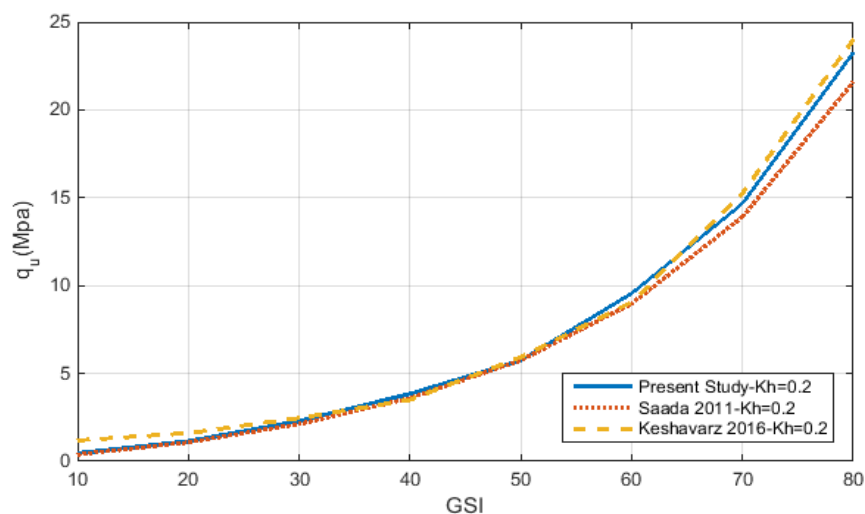
پارامتر	$B_o (m)$	D	m_i	$\gamma (KN / m^3)$	$\sigma_c (Mpa)$
مقدار	۱	۰	۷	۰	۱۰



شکل ۴-۶- مقایسه ظرفیت باربری نهایی استاتیکی پی سطحی با نتایج سایر محققان

در هر دو شکل، مقادیر ظرفیت باربری برای توده سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین-شناسی ۱۰ تا ۸۰ مورد بررسی قرار گرفته است. مشاهده می‌گردد، نتایج تحقیق حاضر با نتایج سدا که هر دو مبتنی بر روش آنالیز حدی مرزبالا است تطابق بسیار خوبی دارد و شیب تغییرات آن یکسان است و به‌خصوص برای مقادیر شاخص مقاومت زمین‌شناسی ۱۰

تا ۶۰ مقادیر بسیار به هم نزدیک هستند. این در حالی است که اختلاف نتایج حاصل شده از این سه تحقیق نیز بسیار ناچیز است. شکل (۷-۴) نشان دهنده میزان ظرفیت باربری لرزه‌ای شبه استاتیکی حاصل از این سه تحقیق است که از تطابق بسیار خوبی برخوردارند. با مقایسه شکل‌های (۶-۴) و (۷-۴) می‌توان دریافت در هنگام حضور بارهای لرزه‌ای تأثیر این ضرایب بر روی توده‌های سنگی با کیفیت بالاتر به مراتب بیش‌تر است.



شکل ۷-۴- مقایسه ظرفیت باربری نهایی دینامیکی پی سطحی با نتایج سایر محققان

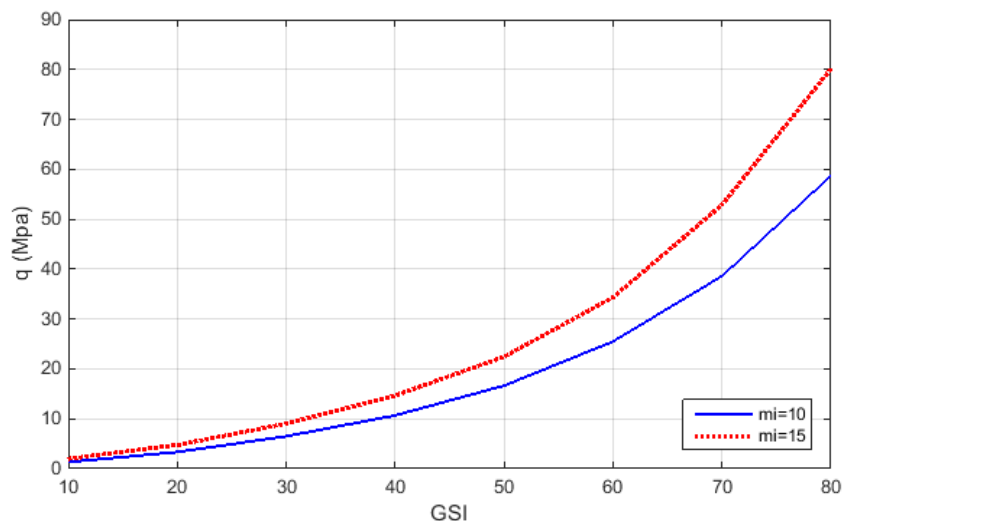
۴-۳-۴- مطالعات پارامتری تحلیل ظرفیت باربری پی توده سنگ

هدف اصلی از انجام مطالعات پارامتری بررسی چگونگی و میزان تأثیر هر یک از پارامترها بر ظرفیت باربری پی توده سنگ است. برای این منظور ظرفیت باربری پی سطحی نسبت به تغییرات مقادیر داده‌ها و با ثابت فرض کردن سایر پارامترها به‌دست می‌آید. در ادامه تأثیر پارامترهای شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)، ثابت تجربی (m_i)، بارهای مازاد روی سطح زمین (q_0)، وزن مخصوص توده سنگ (γ)، ضریب دست‌خوردگی توده سنگ (D) و میزان ضرایب شتاب لرزه‌ای در دو حالت استاتیکی و شبه دینامیکی بررسی می‌شود. کلیه مطالعات پارامتری انجام شده در این بخش بر اساس روش آنالیز حدی مرز بالای معرفی شده در فصل قبل صورت گرفته است.

۴-۳-۱- شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)

رفتار توده سنگ به دلیل وجود ناپیوستگی‌ها تفاوت زیادی با سنگ بکر دارد. در واقع وجود ناپیوستگی در سنگ باعث می‌شود ظرفیت باربری سنگ، کاهش قابل ملاحظه‌ای داشته باشد. به منظور بررسی ناپیوستگی‌ها و عوامل ضعیف ساختاری در این تحقیق از شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) استفاده شده است.

برای بررسی تأثیر این پارامتر، ظرفیت باربری با استفاده از رابطه‌ی تحلیلی معرفی شده در فصل قبل، و هم‌چنین با توجه به کاربرد الگوریتم ژنتیک معرفی شده، این شاخص در بازه‌های ۸ تایی مورد بررسی قرار گرفته است. شکل (۴-۶) تغییرات ظرفیت باربری نهایی را نسبت به تغییرات GSI برای دو مقدار ضریب ماده (m_i) مختلف ۱۰ و ۱۵ آورده شده است. همان‌گونه که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، با کاهش این شاخص و تضعیف توده سنگ ظرفیت باربری کاهش قابل ملاحظه‌ای می‌یابد. این مسأله لزوم انجام بررسی‌های دقیق‌تر و در نظر گرفتن ناپیوستگی‌ها در توده سنگ پی را برای مطالعه و ارزیابی پی‌های ضعیف‌تر نشان می‌دهد.



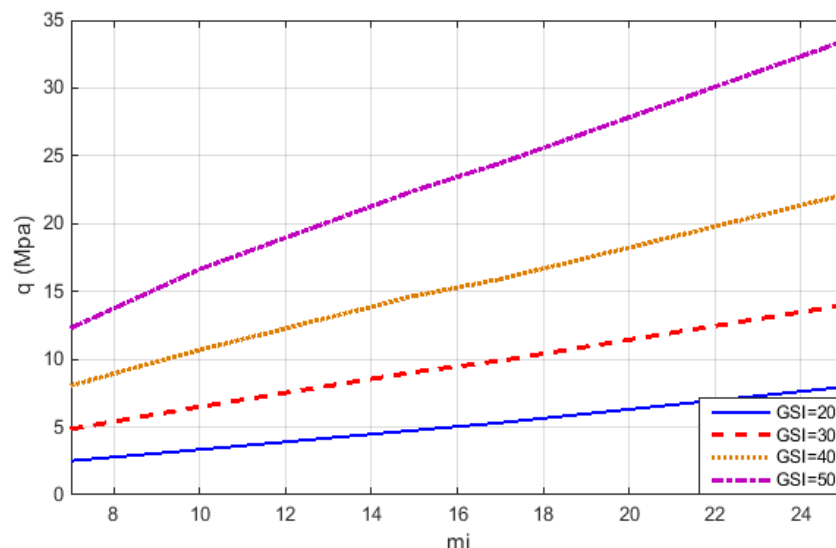
۴-۷- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه‌سازی رابطه تحلیلی براساس تغییرات GSI

در شکل (۴-۷) به وضوح دیده می‌شود که با افزایش میزان GSI، توده سنگ دارای

مقاومت بالاتری بوده و در نتیجه ظرفیت باربری نهائی توده سنگ نیز افزایش پیدا می‌کند، که شیب روند افزایشی بیانگر آن است که تأثیر این پارامتر، خطی و ثابت نبوده و از شاخص های مقاومت زمین شناسی بیشتر از ۳۰ نرخ افزایشی ظرفیت باربری بیشتر و نمودار تغییرات دارای شیب تندی است.

۴-۳-۲- ثابت تجربی (m_i)

ثابت مصالح (m_i) دیگر پارامتری است که تأثیر آن بر تخمین مرز بالای ظرفیت باربری نهائی سنگ بررسی گردیده است. در این تحقیق مقادیر ثابت مصالح مربوط به پنج نوع سنگ که کمترین آن معادل ۷ و مربوط به سنگ‌های کربناته از قبیل دولومیت، سنگ آهک و سنگ مرمر و بیشترین آن معادل ۲۵ و برای سنگ‌های آذرین از قبیل آمفیبیولیت، کوارتز، گابرو و غیره در نظر گرفته شده است. بررسی نتایج نشان از آن می‌دهد که با افزایش این پارامتر، ظرفیت باربری نهائی توده سنگ افزایش می‌یابد، که تقریباً یک روند افزایشی یکنواختی را با افزایش ضریب ثابت نشان می‌دهد.



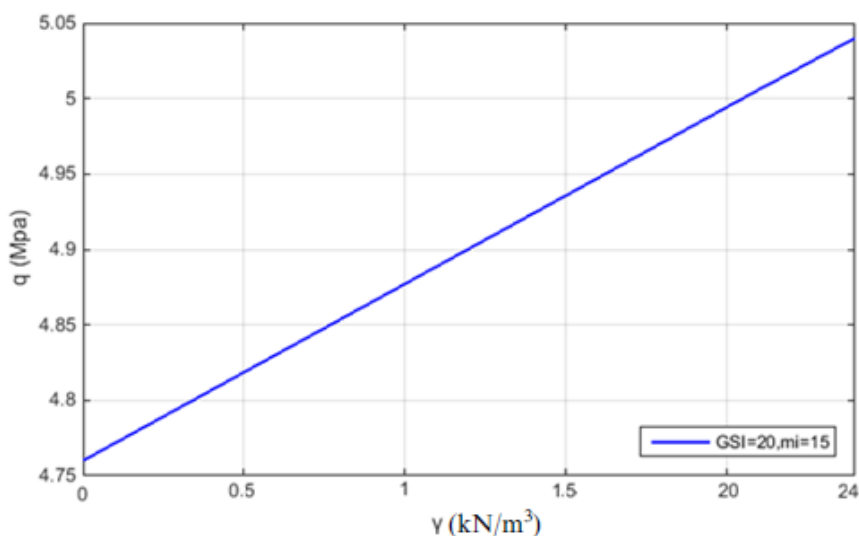
شکل ۸-۴- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه‌سازی رابطه تحلیلی براساس تغییرات m_i برای GSI مختلف

همان‌گونه که در شکل (۸-۴) مشاهده می‌گردد، در مقادیر GSI پایین تغییر m_i تأثیر زیادی در مقدار ظرفیت باربری نهایی توده سنگ نشان نمی‌دهد در حالی که در مقادیر

GSI بالا با افزایش m_i باعث افزایش ظرفیت باربری نهایی توده سنگ شده و با بهتر شدن کیفیت توده سنگ و افزایش GSI این روند ادامه می‌یابد.

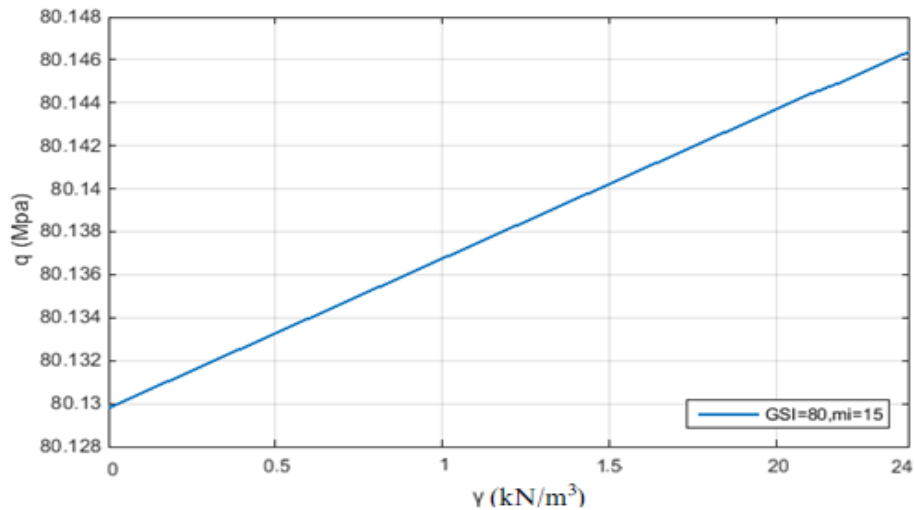
۳-۴-۳-۴- وزن مخصوص توده سنگ (۷)

ظرفیت باربری پی سطحی در دو حالت با در نظر گرفتن اثر وزن توده سنگ و بدون در نظر گرفتن وزن توده سنگ محاسبه شد. در اینجا تغییرات ظرفیت باربری نهایی پی نسبت به تغییرات وزن مخصوص و با ثابت فرض کردن سایر پارامترها با استفاده از روش بهینه سازی الگوریتم ژنتیک بررسی شده است. مطالعات صورت گرفته نشان می‌دهد افزایش یا کاهش اندک وزن مخصوص توده سنگ، تأثیر اندکی در مقدار ظرفیت باربری می‌گذارد. شکل (۹-۴) نشان‌دهنده تغییرات ظرفیت باربری نهایی براساس وزن مخصوص توده سنگ است.



شکل ۹-۴- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه‌سازی نسبت به تغییرات وزن مخصوص

در حالت کلی با افزایش وزن مخصوص توده سنگ، ظرفیت باربری روند صعودی دارد. هم‌چنین شکل (۱۰-۴) نشان دهنده تأثیر وزن مخصوص توده سنگ در شرایط درزه‌داری مختلف با شکل (۹-۴) است.



شکل ۴-۱۰- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه‌سازی نسبت به تغییرات وزن مخصوص

همان‌گونه که مشاهده می‌شود در $GSI=80$ (شکل ۴-۱۰) وزن مخصوص توده سنگ تأثیر بسیار اندکی بر ظرفیت باربری نشان می‌دهد. بنابراین در شرایطی که درزه‌داری توده سنگ کم باشد و به عبارتی کیفیت توده سنگ بالا باشد، وزن مخصوص توده سنگ کم‌ترین اثر را بر ظرفیت باربری پی خواهد داشت.

۴-۳-۵- روباره (q_0)

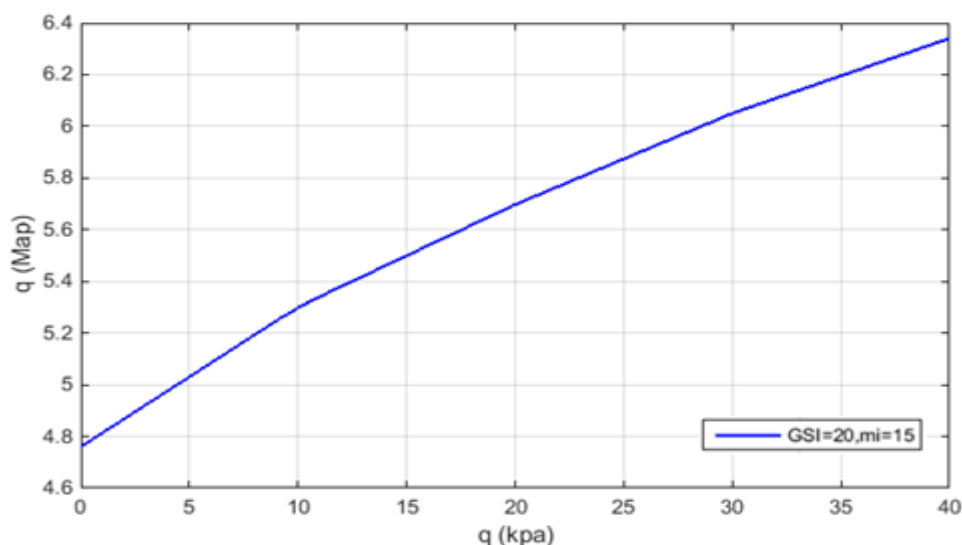
شکل (۴-۱۱) نشان‌دهنده تأثیر پارامتر بارهای احتمالی در نواحی اطراف پی است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد نسبت تغییرات روباره در محدوده ۰ تا ۴۰ کیلوپاسکال موجب افزایش تغییرات ظرفیت باربری می‌گردد.

با توجه به رابطه (۴-۴)، تأثیر این پارامتر بر تغییرات ظرفیت باربری نهایی به صورت مستقیم و خطی است، این در حالی است که با توجه به شکل (۴-۱۱) و مشاهده شیب روند افزایشی نمودار بیانگر آن است که تأثیر این پارامتر، خطی و ثابت نیست.

$$q_u = \sqrt{s} \sigma_c N_\sigma + q_0 N_q + 0.5 \gamma B_0 N_\gamma \quad (4-4)$$

در این رابطه B_0 عرض پی، γ وزن مخصوص توده سنگ، q_0 روباره و σ_c مقاومت فشاری تک محوره محیط است. که ضرایب N_γ ، معرف تأثیر وزن توده سنگ و عرض پی،

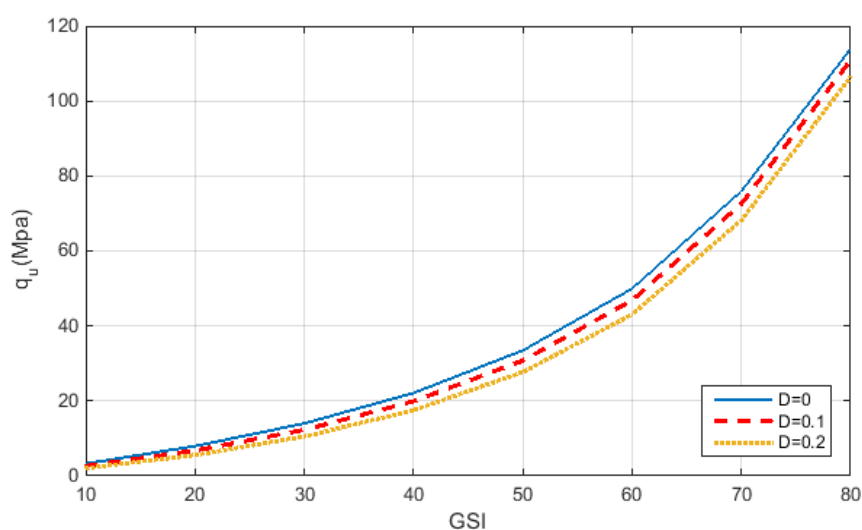
N_q و N_σ به ترتیب نشان دهنده تأثیر روباره و مقاومت فشاری تک محوره محیط است.



شکل ۴-۱۱- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه‌سازی نسبت به تغییرات روباره

۴-۳-۶-۳- فاکتور اغتشاش (D)

شکل (۴-۱۲) به بررسی تأثیر ضریب دست خوردگی توده سنگ بر ظرفیت باربری نهایی با ثابت تجربی (m_i) معادل ۲۵ می‌پردازد. فاکتور اغتشاش توده سنگ که از صفر برای سنگ بکر و ضریب تا ۱ برای توده سنگ‌های بسیار دست خورده متغیر است تأثیر مستقیم در ظرفیت باربری نهایی توده سنگ دارد.



شکل ۴-۱۲- ظرفیت باربری نهایی حاصل از بهینه‌سازی نسبت به تغییرات فاکتور اغتشاش

با افزایش میزان این ضریب هر چقدر توده سنگ بیشتر دچار دست خوردگی شود،

خصوصیات مقاومتی خود را بیش‌تر از دست می‌دهد و در نتیجه ظرفیت باربری نهایی آن کم‌تر می‌شود. لازم به ذکر است تأثیر این پارامتر بر روی میزان ظرفیت باربری توده سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین‌شناسی پایین‌تر به مراتب بیش‌تر است به گونه‌ای که با افزایش این ضریب از مقدار صفر به مقادیر $0/1$ و $0/2$ میزان ظرفیت باربری برای توده سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین‌شناسی معادل 10 ، به ترتیب 19 تا 37 درصد موجب کاهش ظرفیت باربری شده است. این در حالی است که برای توده سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین‌شناسی معادل 80 و افزایش کیفیت توده سنگ میزان کاهش ظرفیت باربری نهایی به 3 تا 6 درصد رسیده است.

۴-۳-۷-۳- ضرایب شتاب لرزه‌ای

همان‌گونه که در فصل پیشین بیان گردید، با بهره‌گیری از دو روش تحلیلی شبه دینامیکی و شبه استاتیکی، اثرات بارهای لرزه‌ای و تأثیر ضرایب افقی و عمودی شتاب لرزه‌ای را بر روی میزان ظرفیت باربری پی‌های سنگی مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به این امر که بر اساس مطالعات صورت گرفته تأثیرپذیری میزان تغییرات ظرفیت باربری محیط در مقابل با تغییرات وزن مخصوص توده سنگ اندک است، لذا ظرفیت‌های باربری به‌دست آمده برای حالتی در نظر گرفته شده است که میزان وزن مخصوص توده سنگ و هم‌چنین میزان روباره، معادل صفر در نظر گرفته شده است ($\gamma = 0$ و $q_0 = 0$). به عبارت دیگر:

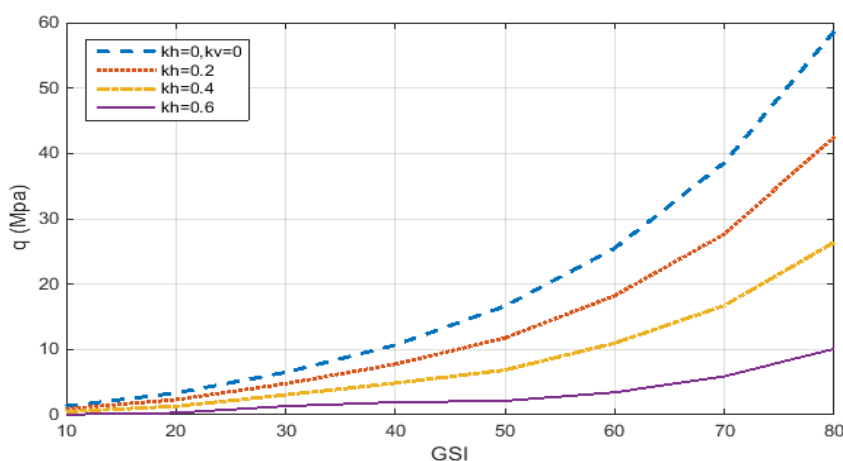
$$q_u = \sigma_c \tilde{N}_\sigma \quad (4-5)$$

که در آن $\tilde{N}_\sigma$ پارامتری معرف مقاومت توده سنگ و هم‌چنین میزان تأثیرپذیری ظرفیت باربری محیط در هنگام حضور بارهای لرزه‌ای است ($\tilde{N}_\sigma = \tilde{N}_\sigma(k_h, D, GSI, m_i)$).

$$N_\sigma = \tilde{N}_\sigma / \sqrt{s} \quad (4-6)$$

$$N_{\sigma} = q_u / \sqrt{s} \sigma_c \quad (7-4)$$

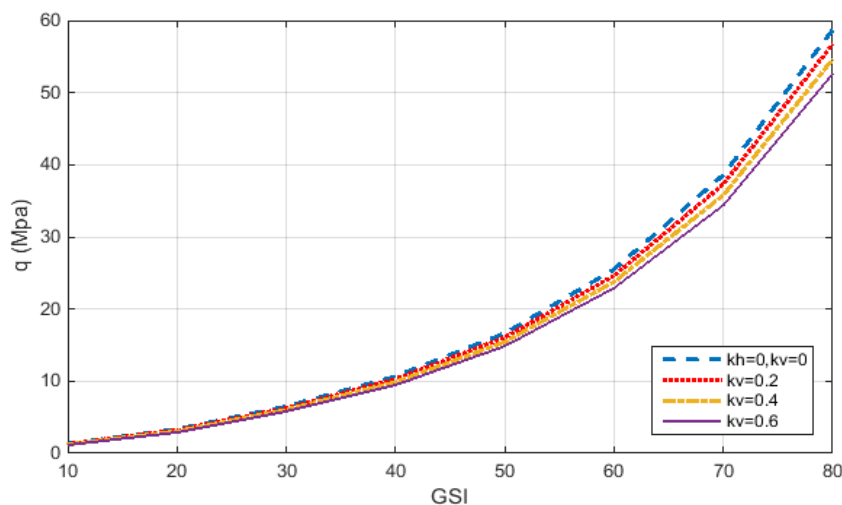
شکل‌های (۴-۱۳) و (۴-۱۴) به‌ترتیب نشان‌دهنده تأثیر ضرایب شتاب افقی و قائم شبه استاتیکی بر میزان تغییرات ظرفیت باربری محیطی است که، میزان شاخص مقاومت زمین-شناسی آن معادل ۱۰ تا ۸۰، میزان ثابت ماده (m_i) معادل ۱۵ و همچنین مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ آن معادل ۱۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.



شکل ۴-۱۳- بررسی تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای افقی در حالت شبه استاتیکی بر میزان تغییرات ظرفیت باربری توده

سنگ پی

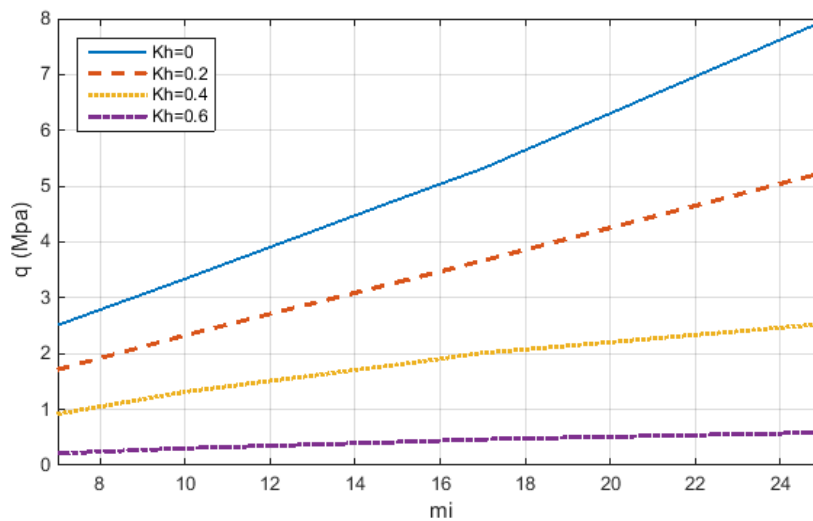
همان‌گونه که مشاهده می‌گردد با تغییر شتاب‌های لرزه‌ای از مقادیر ۰ تا ۰/۶، میزان ظرفیت باربری محیط به شکل محسوسی کاهش پیدا کرده است. به‌گونه‌ای که با افزایش این ضریب، میزان ظرفیت باربری توده سنگ از مقادیر ۳۰ تا نزدیک به ۹۰ درصد کاهش یافته است. همچنین میزان تأثیرگذاری این ضرایب بر روند کاهش ظرفیت باربری لرزه‌ای توده‌های سنگی، با افزایش میزان شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) و به علت کاهش ناپیوستگی‌ها و افزایش کیفیت توده سنگ بیش‌تر ظاهر می‌گردد. بنابراین بی‌توجهی به این امر در طراحی لرزه‌ای پی‌های سنگی به‌خصوص در مناطق با زلزله‌خیزی بالا بسیار ضروری است. که این امر با افزایش ضرایب شتاب لرزه‌ای به‌طور ملموس‌تر مشاهده می‌گردد.



شکل ۴-۱۴- بررسی تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای قائم بر میزان تغییرات ظرفیت باربری توده سنگ پی

با مقایسه نتایج نشان داده شده در شکل‌های (۴-۱۳) و (۴-۱۴) مشاهده می‌گردد تأثیر میزان شتاب قائم لرزه‌ای بر روی میزان ظرفیت باربری نهائی محیط به مراتب کمتر از میزان شتاب افقی لرزه‌ای است. به‌همین دلیل در هنگام تخمین ظرفیت باربری لرزه‌ای محیط معمولاً تنها ضرایب شتاب لرزه‌ای افقی در نظر گرفته می‌شود.

هم‌چنین شکل (۴-۱۵) نشان‌دهنده روند تغییرات ظرفیت باربری توده سنگ با شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) معادل ۲۰ و به‌ازای تغییرات ثابت تجربی مواد (m_i) و در حضور ضرایب شتاب‌های لرزه‌ای افقی معادل ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۶ است. نتایج حاصل شده، نشان از آن می‌دهد که با افزایش شتاب‌های افقی میزان ظرفیت باربری به طور چشم‌گیری کاهش می‌یابد. هم‌چنین مقایسه میزان شیب در حالت استاتیکی و دینامیکی به ازای ضریب شتاب افقی ۰/۶ نشان از آن می‌دهد که با افزایش این ضریب میزان کاهش ظرفیت باربری در توده سنگ‌های با ضریب ثابت مواد بالاتر، نسبت به سنگ‌های با ضریب ثابت مواد پایین‌تر، بیش‌تر است. هم‌چنین مشاهده می‌شود با افزایش کیفیت توده سنگ، تأثیر میزان ضریب ثابت مواد (m_i) بر میزان ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای به مراتب بیش‌تر افزایش می‌یابد.

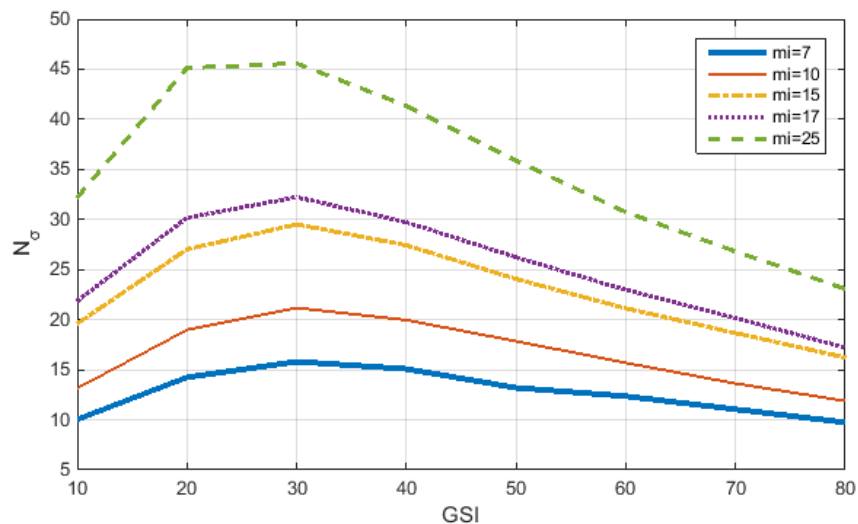


شکل ۴-۱۵- ظرفیت باربری لرزه‌ای حاصل از بهینه‌سازی رابطه تحلیلی براساس تغییرات m_i

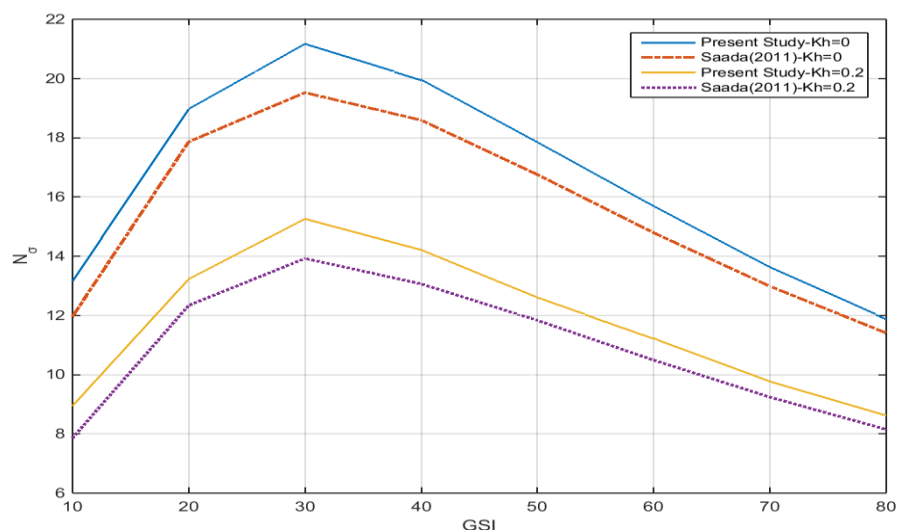
شکل (۴-۱۶) نشان‌دهنده روند تغییرات ضریب ظرفیت باربری $\tilde{N}_\sigma$ برحسب تغییرات میزان شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) و هم‌چنین ثابت تجربی مواد (m_i) است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد برای همه انواع سنگ‌ها، بیش‌ترین ضریب ظرفیت باربری محیط متعلق به محیط‌های با شاخص مقاومت زمین‌شناسی معادل ۳۰ بوده است. لازم به ذکر است که این به این معنی نیست که با کاهش میزان ضریب ظرفیت باربری برای شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) بیش‌تر از ۳۰، میزان ظرفیت باربری کاهش می‌یابد، بلکه مقدار ظرفیت باربری توده سنگ علاوه بر میزان ضریب ظرفیت باربری، وابسته به پارامترهایی از قبیل مقاومت فشاری تک محوره محیط (σ_c) و هم‌چنین پارامتر ثابت هوک (s) که خود وابسته به پارامترهایی از قبیل کیفیت توده سنگ است. بنابراین با توجه به آن-چه که گفته شد میزان ظرفیت باربری چه در حالت استاتیکی و چه در حالت دینامیکی از حاصل ضرب سه پارامتر مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ، ثابت هوک و میزان ضریب ظرفیت باربری ارائه شده در جداول این تحقیق و بر اساس رابطه (۴-۷) قابل محاسبه است.

شکل (۴-۱۷) به‌منظور مقایسه ضرایب ظرفیت باربری نهایی استاتیکی و لرزه‌ای تحقیق حاضر و سدا که هر دو مبتنی بر روش آنالیز حدی بوده، ارائه شده است. مشاهده می‌گردد

در هر دو تحقیق، بیش‌ترین مقادیر ضرایب ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای مربوط به توده‌سنگ‌های با شاخص زمین‌شناسی معادل ۳۰ بوده است. هم‌چنین برای یک شاخص زمین‌شناسی ثابت، با افزایش ضریب شتاب لرزه‌ای، میزان ضرایب ظرفیت باربری کاهش یافته است.



شکل ۴-۱۶- بررسی روند تغییرات ضریب ظرفیت باربری N_b در مقابل شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)



شکل ۴-۱۷- مقایسه ضرایب ظرفیت باربری نهایی استاتیکی و دینامیکی پی سطحی با نتایج سدا

جداول (۴-۵) و (۴-۶) به منظور استفاده در طراحی پی‌های سنگی و بر اساس ضریب

ظرفیت باربری لرزه‌ای $\tilde{N}_b$ ارائه شده است. بررسی نحوه تأثیرگذاری ضرایب شتاب افقی و

قائم لرزه‌ای بر نحوه‌ی تغییرات ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای N_σ در این جداول ارائه شده است. این جداول برای توده سنگ‌هایی با ثابت تجربی هوک و براون نوع سنگ (m_i) معادل $\{7, 10, 15, 17, 25\}$ و ضریب اغتشاش (D) معادل صفر ارائه شده‌اند. همچنین برای هر نوع سنگ به منظور بررسی تأثیرگذاری کیفیت توده سنگ میزان تغییرات شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) برابر ۱۰ تا ۸۰ در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است سایر جداول مربوط به ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای شبه‌استاتیکی، برای توده سنگ‌های با ثابت تجربی نوع سنگ (m_i) معادل $\{7, 10, 15, 17, 25\}$ در پیوست دو ارائه شده‌اند. لازم به ذکر است پارامترهای خصوصیات توده سنگ و همچنین مشخصات پی به منظور ارزیابی ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای محیط در حالت شبه استاتیکی، در جدول (۴-۴) ارائه شده است.

جدول ۴-۴- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی

پارامتر	$B_0(m)$	D	$\gamma(KN / m^3)$	$\sigma_c(Mpa)$
مقدار	۱	۰	۰	۱۰

جدول ۴-۵- ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای N_σ برای سنگ‌های با $m_i = 7$ تحت GSI و ضرایب لرزه‌ای مختلف

GSI	ضریب شتاب لرزه‌ای			
	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	10.0416	6.8445	3.6479	0.4041
20	14.25	9.7276	5.2261	1.2132
30	15.809	11.1835	6.5579	2.8623
40	15.0795	10.7645	6.4494	2.5717
50	13.1993	9.242	5.2847	1.7823
60	12.3578	8.7172	5.1767	1.7193
70	11.0524	7.7685	4.4847	1.6916
80	9.7390	7.0655	4.3919	1.6626

جدول ۴-۶- ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $\tilde{N}_\sigma$ برای سنگ‌های با $m_i = 7$ تحت GSI و ضرایب مختلف لرزه‌ای قائم

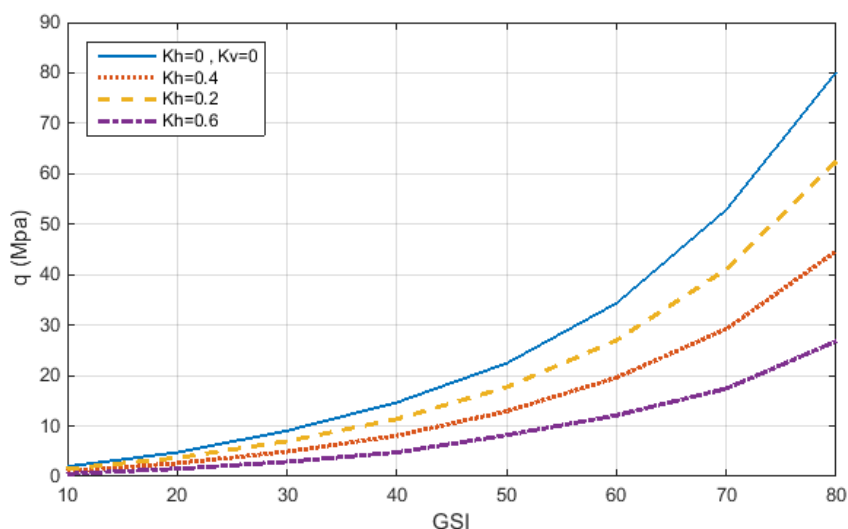
GSI	ضریب شتاب لرزه‌ای			
	$k_v = 0$	$k_v = 0.2$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.6$
10	10.0416	9.7141	9.2876	8.8117
20	14.25	13.7493	13.1288	12.5001
30	15.809	15.2778	14.7078	14.092
40	15.0795	14.5652	14.0074	13.3779
50	13.1993	12.7393	12.1957	11.6403
60	12.3578	11.9549	11.4876	11.0094
70	11.0524	10.6983	10.3141	9.8885
80	9.7390	9.4250	9.0754	8.7091

شکل‌های (۴-۱۸) تا (۴-۲۱) به‌ترتیب نشان‌دهنده تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای افقی شبه دینامیکی در دو زمان صفر و یک ثانیه، بر روند تغییرات ظرفیت باربری محیط زیر پی است. لازم به ذکر است که زمان‌های در نظر گرفته شده صرفاً به‌منظور بررسی ضرایب شتاب‌های شبه دینامیکی معرفی شده در فصل قبل است. هم‌چنین میزان شاخص مقاومت زمین‌شناسی توده سنگ معادل ۱۰ تا ۸۰، میزان ثابت مواد برابر ۱۵ و هم‌چنین مقاومت فشاری تک محوره آن معادل ۱۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی و هم‌چنین مشخصات پی به‌منظور ارزیابی ظرفیت باربری لرزه‌ای محیط در حالت شبه‌دینامیکی، در جدول (۴-۶) ارائه شده است.

جدول ۴-۷- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی

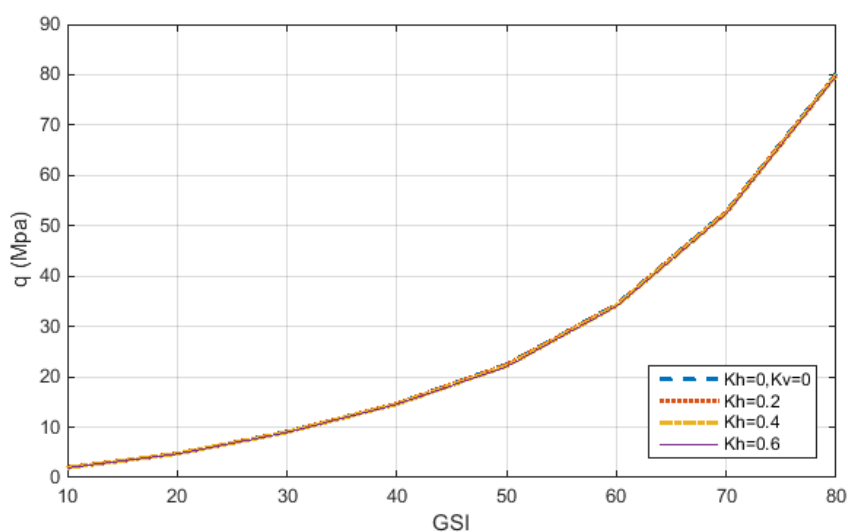
پارامتر	f	T (s)	G (Gpa)	ν	$B_0(m)$	D	$\gamma(KN / m^3)$	$\sigma_c(Mpa)$
مقدار	۱	۰/۰۰۰۰۱۲	۲	۰/۲	۱	۰	۰	۱۵



شکل ۴-۱۸- تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای افقی در حالت شبه دینامیکی بر میزان تغییرات ظرفیت باربری پی در

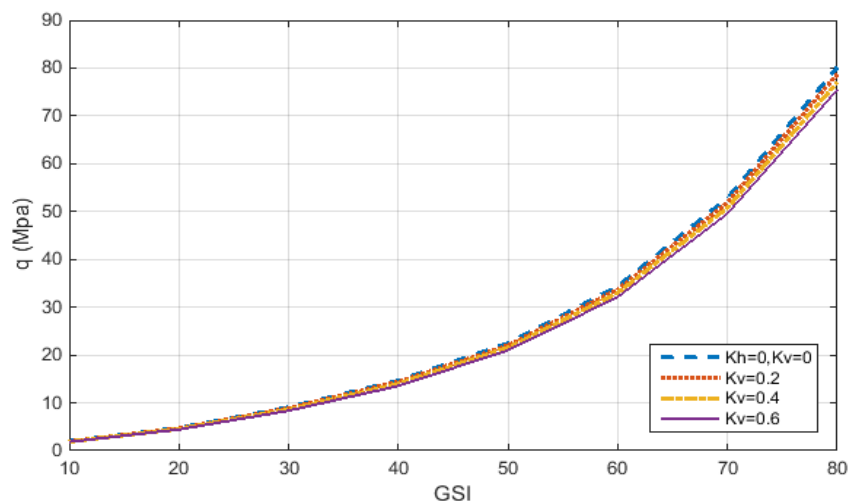
$t = 1\text{sec}$ بر حسب GSI

مشاهده می‌گردد در این روش همانند روش شبه‌استاتیک در ارزیابی ظرفیت باربری لرزه‌ای، افزایش میزان شتاب‌های لرزه‌ای موجب کاهش میزان ظرفیت باربری در توده سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین‌شناسی مختلف گردیده است که این کاهش در توده‌های سنگی با شاخص مقاومت زمین‌شناسی بیش‌تر از ۴۰ به‌طور ملموس‌تری به علت کاهش ناپیوستگی مشاهده می‌گردد.



شکل ۴-۱۹- تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای افقی در حالت شبه دینامیکی بر میزان تغییرات ظرفیت باربری پی در

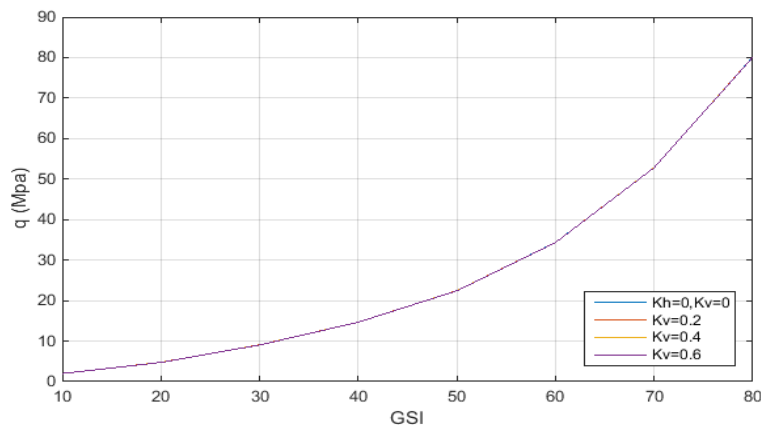
$t = 0\text{sec}$ بر حسب GSI



شکل ۴-۲۰- تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای قائم در حالت شبه دینامیکی بر میزان تغییرات ظرفیت باربری پی در

$$t = 1 \text{ sec} \text{ بر حسب GSI}$$

با توجه به اعداد و جداول ذکر شده می‌توان به این نتیجه رسید که ظرفیت باربری پی در حالت دینامیکی و با اعمال نیروی زلزله، کاهش می‌یابد که این میزان کاهش با توجه به نوع سنگ و همچنین تغییر در شدت نیروی زلزله متفاوت خواهد بود. همچنین تغییر در شدت اعمال شتاب‌های لرزه‌ای به صورت جداگانه همان گونه که در جداول (۴-۹) و (۴-۱۰) مشاهده می‌گردد، جواب‌های متفاوتی خواهد داشت.



شکل ۴-۲۱- تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای قائم در حالت شبه دینامیکی بر میزان تغییرات ظرفیت باربری پی در

$$t = 0 \text{ sec} \text{ بر حسب GSI}$$

با مقایسه شکل‌های (۴-۱۸) تا (۴-۲۱) می‌توان دریافت که تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای در زمان‌های صفر بر روند تغییرات ظرفیت باربری محیط بسیار ناچیز بوده است. همچنین با مقایسه ضرایب شتاب افقی و قائم لرزه‌ای در زمان یک ثانیه مشاهده می‌گردد میزان

تغییرات حاصل از تأثیر ضریب شتاب قائم لرزه‌ای، به مراتب کمتر از ضریب شتاب افقی در حالت شبه دینامیکی است. با توجه به توضیحات ذکر شده، جداول مهندسی به منظور کاربرد در طراحی پی‌های سطحی بر روی توده سنگی در مکانیک سنگ تنها برای حالتی که در آن زمان دینامیکی برابر یک ثانیه باشد، ارائه شده است. جداول (۴-۹) و (۴-۱۰) به منظور استفاده در طراحی پی‌های سنگی و بر اساس ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای N_{σ} ارائه شده‌اند. سایر جداول برای توده سنگ‌های با ثابت تجربی معادل $\{10, 15, 17, 25\}$ در پیوست دو ارائه شده است. کلیه پارامترهای خصوصیات توده سنگ و همچنین مشخصات پی به منظور ارزیابی ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای محیط در حالت شبه دینامیکی، در جدول (۴-۸) ارائه شده است.

جدول ۴-۸- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در زیر پی

پارامتر	f	$T(s)$	$G(Gpa)$	ν	$B_0(m)$	D	$\gamma(KN / m^3)$	$\sigma_c(Mpa)$
مقدار	۱	۰/۰۰۰۰۱۲	۲	۰/۲	۱	۰	۰	۱۰

جدول ۴-۹- ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $\tilde{N}_{\sigma}$ برای سنگ‌های با $m_i = 7$ تحت GSI و ضرایب مختلف لرزه‌ای افقی

GSI	ضریب شتاب لرزه‌ای			
	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	10.0416	7.7438	5.3395	3.0394
20	14.25	11.0073	7.6401	4.4587
30	15.809	12.4845	9.1139	5.7895
40	15.0795	11.9783	8.8124	5.6263
50	13.1993	10.3552	7.3728	4.6669
60	12.3578	9.8132	7.2497	4.5845
70	11.0524	8.6923	6.3169	4.0074
80	9.7390	7.8175	5.8896	3.9328

جدول ۴-۱۰- ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $\tilde{N}_\sigma$ برای سنگ‌های با $m_i = 7$ تحت GSI و ضرایب مختلف لرزه‌ای

GSI	ضریب شتاب لرزه‌ای			
	$k_v = 0$	$k_v = 0.2$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.6$
10	10.0416	9.8742	9.5980	9.2555
20	14.25	13.9941	13.7058	13.3533
30	15.809	15.5375	15.0969	14.6934
40	15.0795	14.8167	14.4458	14.0370
50	13.1993	12.9642	12.6534	12.3553
60	12.3578	12.1519	11.9305	11.7169
70	11.0524	10.8714	10.6533	10.4126
80	9.7390	9.5785	9.4113	8.2029

۴-۴- نتیجه‌گیری

اکثر سنگ‌ها در مقابل بارهای وارده از ظرفیت باربری اطمینان بخشی برخوردار هستند. اما تفاوت بین واحدهای سنگی بکر و توده‌های سنگی وجود دارد که رفتار آن‌ها را کاملاً از یکدیگر متمایز می‌سازد. این تفاوت‌ها سبب می‌شود که توده‌های سنگی برخلاف سنگ‌های بکر حتی تحت بارهای کوچک نیز تغییر شکل‌ها و نشست‌های بزرگی را متحمل می‌شوند. با توجه به اهمیت این موضوع، با شناخت رفتار پی و زمین می‌توانیم ارزیابی بهتری از میزان ظرفیت باربری پی‌های سنگی داشته باشیم. در این فصل ارزیابی ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سنگی با استفاده از روش آنالیز حدی مرز بالا و به‌کارگیری سازوکار گسیختگی پیرانتل و انتقالی چند گوه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. به‌منظور تعیین بحرانی‌ترین سازوکار گسیختگی متناسب با حداقل ظرفیت باربری از روش بهینه‌سازی مبتنی بر الگوریتم ژنتیک بهره گرفته شده است. بررسی نتایج حاصل از دو سازوکار ارائه شده نشان از آن می‌دهد که

سازوکار انتقالی چند گوه‌ای در تعیین میادین سرعت فرضی متناسب با بحرانی‌ترین سازوکار گسیختگی در حالت استاتیکی و دینامیکی از دقت بالاتری برخوردار است.

تحلیل‌های متعددی بر روی ظرفیت‌های باربری صورت گرفت و نتایج به صورت نمودارهایی ارائه شد. بر اساس نتایج به‌دست آمده، با افزایش میزان GSI و mi توده سنگ دارای مقاومت بالاتری است و در نتیجه ظرفیت باربری نهائی توده سنگ افزایش پیدا می‌کند. هم‌چنین بررسی تغییرات وزن مخصوص بر روی ظرفیت باربری نشان از تأثیر اندک این پارامتر در روند افزایشی ظرفیت باربری می‌دهد. این در حالی است که با اعمال شتاب‌های افقی و قائم لرزه‌ای میزان ظرفیت توده سنگ کاهش خواهد یافت به‌طوری که تأثیر شتاب قائم لرزه‌ای بر روی ظرفیت باربری محیط به مراتب کمتر از شتاب افقی لرزه‌ای است. هم‌چنین بررسی نتایج نشان از آن می‌دهد که تأثیرگذاری ضرایب لرزه‌ای بر روند کاهش ظرفیت باربری لرزه‌ای توده‌های سنگی با افزایش کیفیت توده سنگ بیش‌تر مشاهده می‌گردد.

بررسی ضرایب ظرفیت باربری ارائه شده در این تحقیق نشان از آن می‌دهد که بیش‌ترین ضریب ارائه شده چه در حالت استاتیکی و چه در حالت دینامیکی مربوط به توده سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین‌شناسی معادل ۳۰ است. و هم‌چنین لازم به ذکر است کاهش ضرایب ارائه شده برای شاخص‌های زمین‌شناسی بیش‌تر از ۳۰ به منزله کاهش ظرفیت باربری توده سنگ نیست، بلکه در این روش، میزان ظرفیت باربری علاوه بر ضرایب ارائه شده، وابسته به پارامترهایی از قبیل مقاومت فشاری تک محوره محیط (σ_c) و هم‌چنین پارامتر ثابت هوک (s) که خود وابسته به پارامترهایی از قبیل شاخص مقاومت زمین‌شناسی توده سنگ است.

تعیین ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های

سنگی با استفاده از مدل‌سازی عددی

۵-۱- مقدمه

امروزه با توجه به پیشرفت سریع علوم کامپیوتر، استفاده از روش‌های عددی برای حل مسائل ژئوتکنیکی گسترش چشم‌گیری یافته است. با بهره‌گیری از نرم‌افزارهای موجود و تعریف دقیق هندسه، شرایط مرزی و خواص مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری توده‌سنگ، می‌توان طراحی قابل قبول انجام داد. در این فصل از روش تفاضل محدود برای بررسی ظرفیت باربری پی‌های سطحی و موضوع تحقیق استفاده شده است. هم‌چنین در فصل حاضر به مقایسه نتایج حاصله از دو روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی پرداخته خواهد شد.

۵-۲- تعیین ظرفیت باربری پی با استفاده از روش عددی

روش تفاضل محدود یکی از قدیمی‌ترین روش‌های عددی برای حل دستگاه‌های معادلات دیفراسیلی است که هنوز هم از کاربرد گسترده‌ای در حل مسائل ژئوتکنیک برخوردار است. در این روش هندسه مسئله به صورت پیوسته به یک سری المان تقسیم می‌شود که در نقاط گرهی به هم ارتباط دارند. برای حل معادلات در این روش به‌ازای هر مشتقی که در معادلات وجود دارد، ارتباط جبری بر حسب متغیرهای مسأله مانند تنش، جابه‌جایی و غیره جایگزین می‌شود. در این روش هیچ ماتریسی تشکیل نمی‌شود بنابراین محدودیت‌های کمتری دارد و هم‌چنین اجازه آنالیز جابه‌جایی بزرگ را می‌دهد. این روش را به توان محاسباتی زیادی برای پردازش نیاز ندارد و نتایج حاصل از این روش و روش المان محدود برای مسائل خاص، یکسان است اما استفاده از روش تفاضل محدود برای کاربردهای مهندسی ژئوتکنیک انعطاف‌پذیرتر از روش المان محدود است [۴۳].

از مهم‌ترین نرم‌افزارهایی که از روش تفاضل محدود برای حل مسائل ژئوتکنیک استفاده می‌کند، نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ است که از مجموعه نرم‌افزارهای شرکت آیتسکا^۲ است. این

¹ Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensional ($FLAC^{2D}$)

² ITASCA

نرم‌افزار بر اساس تحلیل محاسباتی لاگرانژی استوار است و برای مدل‌سازی تغییر شکل‌های بزرگ مناسب است. با این نرم‌افزار می‌توان مدل رفتاری سازه‌های خاکی، سنگی و یا سایر مواد را که دارای جریان پلاستیک در هنگام رسیدن به حد تسلیم هستند، شبیه‌سازی کرد. در این تحقیق تمامی تحلیل‌های عددی توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ ورژن ۷ انجام گرفته است.

۵-۲-۱- مراحل حل مسئله در $FLAC^{2D}$

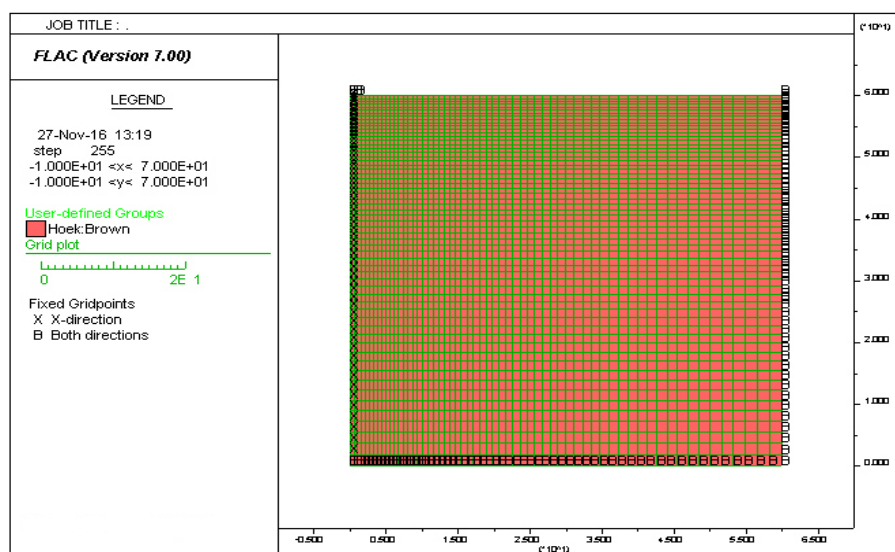
مراحل مسئله و مدل‌سازی در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ به صورت زیر است:

- الف) ساخت مدل اولیه
 - ساخت هندسه مدل
 - انتخاب مدل رفتاری و تعیین خصوصیات ماده
 - اعمال شرایط مرزی، اولیه
 - باگذاری پی
 - حل و بررسی مدل ساخته شده و اصلاح آن در صورت نیاز
 - تفسیر نتایج

۵-۲-۱-۱- هندسه سازی

اولین گام برای ساخت یک مدل، ساخت هندسه آن است. زون‌بندی در این نرم‌افزار همزمان با هندسه‌سازی انجام می‌گیرد و تعیین چگالی المان‌بندی بر عهده کاربر است. همواره باید مطابق با اصول و قواعد حاکم بر این نرم‌افزار، یک شبکه‌بندی بهینه را پیشنهاد داد. برای این منظور چگالی زون‌بندی مدل باید توزیع مناسب‌ترین شبکه را برای مدل ساخت. در اینجا نیز با ساختن مدل‌های مختلف و بررسی آن‌ها مناسب‌ترین مدل برای تحلیل‌ها انتخاب شده، تا صحت و دقت نتایج را به همراه داشته باشد.

برای ساخت مدل دو بعدی در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ محورهای X و Y به‌ترتیب به صورت افقی و قائم است و طول و عرض مدل برابر ۶۰ متر در نظر گرفته شده است. محیط مدل-سازی توسط المان‌های چهارضلعی مش‌بندی شده است. چگالی مش‌بندی به‌گونه‌ای انتخاب شده است که کمترین خطا را در نتایج داشته باشد. نمونه‌ای از مدل هندسی و مش‌بندی انجام شده برای بررسی و تعیین ظرفیت باربری در این تحقیق در شکل (۵-۱) قابل مشاهده است.



شکل ۵-۱- مدل هندسی و مش‌بندی ایجاد شده در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$

۵-۲-۱-۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین خصوصیات ماده

پس از ساخت هندسه، باید یک مدل رفتاری مناسب به مواد و محیط آن اختصاص یابد. مدل‌های رفتاری متفاوتی در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ پیش‌بینی شده است. یکی از پرکاربردترین مدل‌های رفتاری در مسائل مکانیک سنگ و خاک، مدل موهر – کولمب است. در این مدل تنش تسلیم تابع تنش‌های اصلی ماکزیمم و مینیمم است. پارامترهای مورد نیاز برای این مدل چسبندگی زاویه اصطکاک داخلی، زاویه اتساع، دانسیته، مدول حجمی و مدول برشی است. مدل رفتاری دیگری که در این نرم‌افزار قابل معرفی شده، مدل هوک – براون است. این مدل رفتاری براساس معیار گسیختگی هوک – براون عمل کرده و شرایط تنشی را در

نظر می‌گیرد که منجر به گسیختگی در ماده سنگ و یا توده‌سنگ می‌شود. این معیار غیرخطی بوده و بر اساس رابطه بین تنش‌های اصلی حداقل و حداکثر تعریف می‌شود. پارامترهای لازم برای این مدل رفتاری پارامترهای هوک - براون (n ، s و m_b)، مقاومت فشاری تک محوره، دانسیته، مدول حجمی و مدول برشی است. در این تحقیق به‌منظور پیش‌بینی مدل رفتاری و تعیین خصوصیات مواد از مدل موهر - کولمب و مدل هوک - براون استفاده شده است. از آنجایی که رابطه تحلیلی ارائه شده براساس معیار هوک - براون است، در پایان مقایسه‌ای بین نتایج ظرفیت باربری حاصل از روابط تحلیلی و مدلسازی عددی صورت می‌گیرد.

۵-۲-۱-۳- شرایط مرزی و اولیه

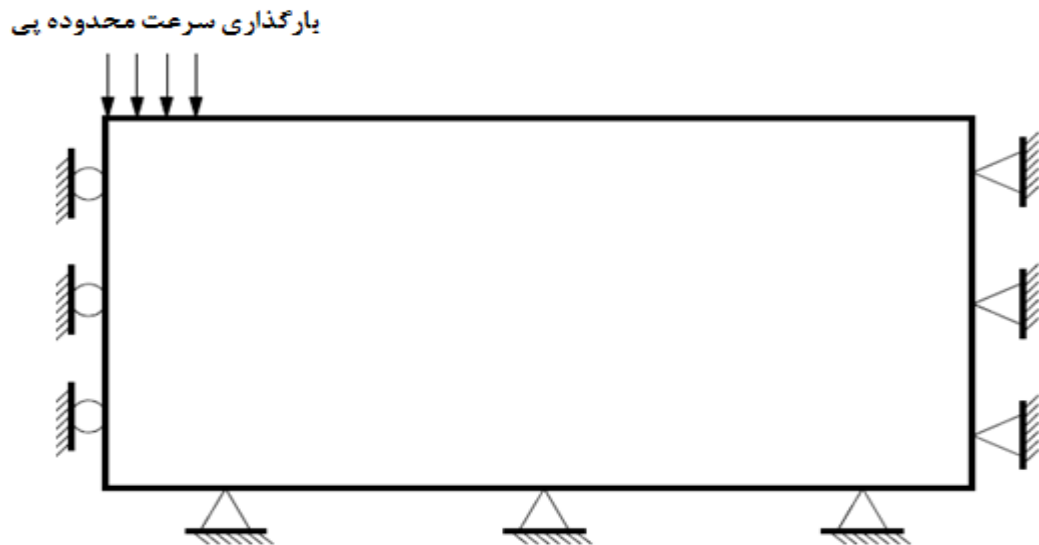
در این مرحله شرایط مرزی و اولیه در مدل اعمال شده و مدل برای رسیدن به تعادل اجرا می‌شود. در یک مدل عددی، شرایط مرزی شامل مقادیر متغیرهای میدانی^۱ مانند میدان جابه‌جایی، تنش سرعت و غیره است که در مرزهای یک شبکه‌بندی عددی باید تعریف شود. مرزهای مدل را می‌توان در دو دسته حقیقی^۲ و مجازی^۳ طبقه‌بندی کرد. مرزهای حقیقی مرزهایی هستند که واقعاً در اطراف یک جسم فیزیکی که قرار است مدل شود، وجود دارند. به‌عنوان مثال جداره‌ی یک فضای زیرزمینی و سطح زمین به‌عنوان مرز حقیقی در نظر گرفته می‌شوند. در حالی که مرزهای مجازی وجود خارجی ندارند و تنها برای محصور کردن زون‌های یک مدل تعریف می‌شوند. از مرزهای مجازی می‌توان برای کاهش حجم محاسبات استفاده کرد. برای اعمال شرایط مرزی در مدل ساخته شده، جابه‌جایی مرزهای مدل به‌ترتیب در جهات $x=0$ و $y=0$ محدود و ثابت شده‌اند. برای اعمال شرایط اولیه شتاب گرانش به مدل اعمال می‌شود. شکل (۵-۲) شرایط مرزی در نظر گرفته

¹ Field variables

² Real

³ Artificial

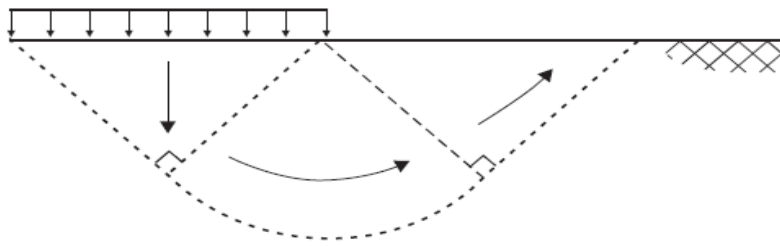
شده برای تحلیل را به طور کامل نشان می دهد [۴۴].



شکل ۵-۲- شرایط مرزی مدل ساخته شده در $FLAC^{2D}$ [۴۴]

۵-۲-۱-۴- بارگذاری پی در مدل

در این مرحله با توجه به نوع مسئله تعریف شده، تغییرات لازم به مدل اعمال می شود. تحلیل با اعمال یک سرعت قائم یا فشار یکنواخت برای شبیه سازی بارگذاری پی انجام می شود. برای این منظور طبق پیشنهاد دستورالعمل نرم افزار $FLAC^{2D}$ یک سرعت بارگذاری به مقدار $10^{-6} \times 5 / 2$ متر در هر گام به نقاط گره ای زیر پی در جهت مثبت و رو به پایین اعمال می شود. تحلیل ها در مدل رفتاری موهر - کولمب تا ۸۰۰۰۰ گام زمانی و در مدل رفتاری هوک - براون تا ۴۰۰۰۰ گام زمانی ادامه می یابد. نکته مهم در انتخاب تعداد گام زمانی و سرعت بارگذاری این است که سرعت بارگذاری باید به گونه ای انتخاب شود که نمودار ظرفیت باربری به درستی رسم شود. لازم به ذکر است در نرم افزار $FLAC^{2D}$ حل مسائل تخمین ظرفیت باربری پی های نواری با توجه سازوکار پرانتل معرفی شده در فصل سوم مورد بررسی قرار می گیرد.



شکل ۵-۳- سازوکار شکست مورد استفاده در آنالیز ظرفیت باربری $FLAC^{2D}$ [۴۴]

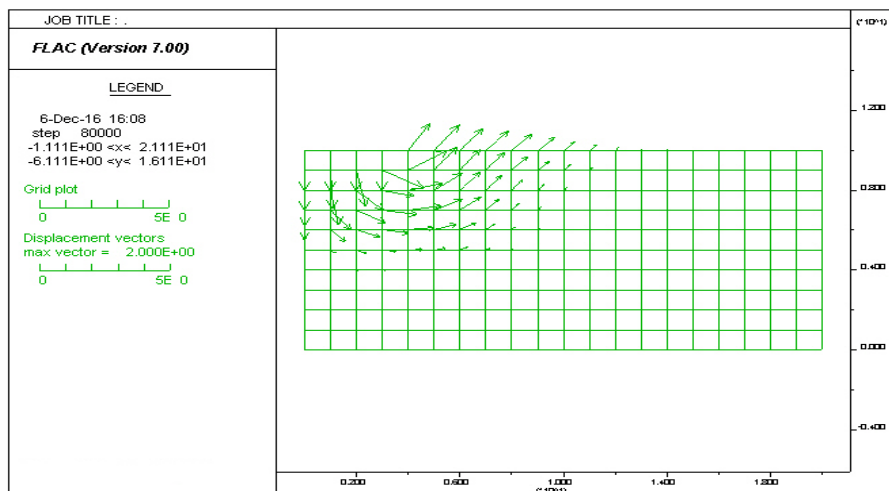
در این نرم افزار ظرفیت باربری نهایی پی به صورت مجموع نیروهای قائم عکس العمل در گره های زیر ناحیه بارگذاری پی تقسیم بر مساحت آن محاسبه می شود. رابطه زیر نحوه تعیین این مقدار را نشان می دهد.

$$q_u = \frac{\sum_{i=1}^l f_i}{x_{l+1} - x_i} \quad (۵-۱)$$

در این رابطه، f_i حداکثر نیروی قائم عکس العمل در گره های زیر پی، x_1 موقعیت اولین گره x_{l+1} موقعیت گره مجاور بر آخرین گره زیر پی q_u ، ظرفیت باربری نهایی است. با اجرای برنامه در تعداد گام زمانی محاسباتی، نمودار ظرفیت باربری به دست می آید. به این ترتیب ظرفیت باربری نهایی قابل محاسبه است. زمانی که پی دچار تغییر مکان هایی است که منجر به افزایش بار نمی شود، نمودار ظرفیت باربری به یک ثبات (شیب تقریباً صفر) می رسد و باری که در آخرین گام به دست می آید، معادل ظرفیت باربری نهایی پی است.

شکل (۵-۴) نشان دهنده بردارهای جابه جایی ایجاد شده پس از بارگذاری پی و هم-چنین سازوکار شکست ایجاد شده در زیر یک پی سطحی است. همان طور که مشاهده می-گردد، سازوکار شکست طراحی شده در نرم افزار $FLAC^{2D}$ بر اساس سازوکار پراوتل نشان داده شده در شکل (۵-۳) است. در اثر اعمال بار ناشی از پی، زمین زیر پی تمایل به جابه-جایی به سمت اطراف دارد. در واقع در اثر اعمال بار، بخشی از زمین که در زیر پی قرار دارد

فشرده می‌شود و محدود اطراف پی تمایل به جابه‌جایی رو به بالا را دارد.



شکل ۵-۴- بردارهای جابه‌جایی ایجاد شده پس از بارگذاری

۵-۲-۲- تحلیل استاتیکی ظرفیت باربری پی نواری در مدل‌سازی عددی

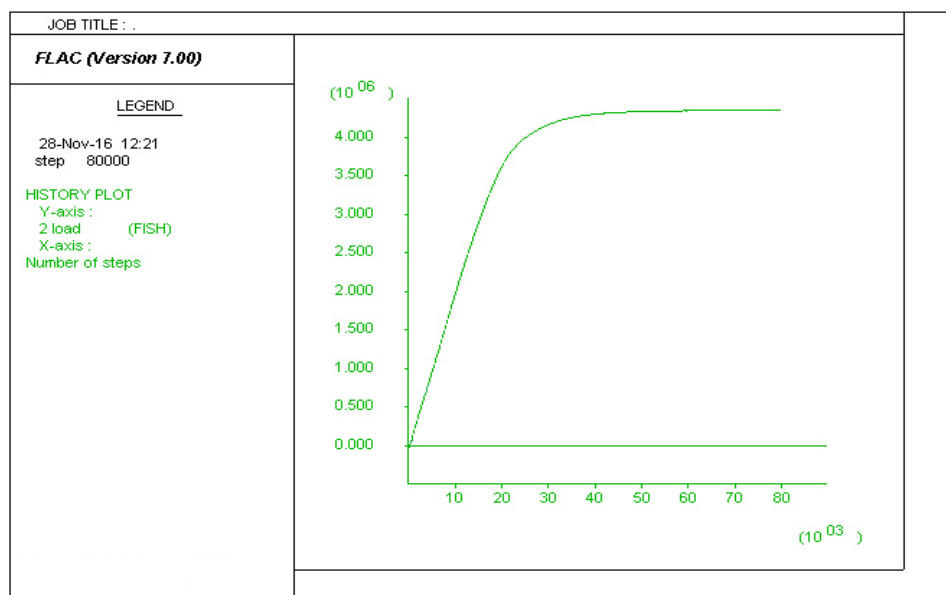
شکل‌های (۵-۵) و (۶-۵) به منظور مقایسه ظرفیت باربری نهایی پی بر اساس دو مدل رفتاری موهر - کولمب و هوک - براون ارائه شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌گردد، ظرفیت باربری به‌دست آمده با استفاده از مدل رفتاری موهر - کولمب بیش‌تر از مدل رفتاری هوک - براون است. جداول (۵-۱) و (۵-۲) به‌ترتیب نشان‌دهنده خصوصیات پارامتری توده سنگ در مدل رفتاری موهر - کولمب و هوک - براون و هم‌چنین مشخصات هندسی یک پی نواری است.

جدول ۵-۱- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در مدل موهر- کولمب

پارامتر	$C(Mpa)$	$phi(Deg)$	$B_0(m)$	D	$E_m(Mpa)$	$\gamma(KN / m^3)$	ν
مقدار	۰/۴۲۶	۲۵/۶۵	۱	۰	۳۸۷/۳	۰	۰/۲

جدول ۵-۲- خصوصیات توده سنگ مورد استفاده در مدل هوک- براون

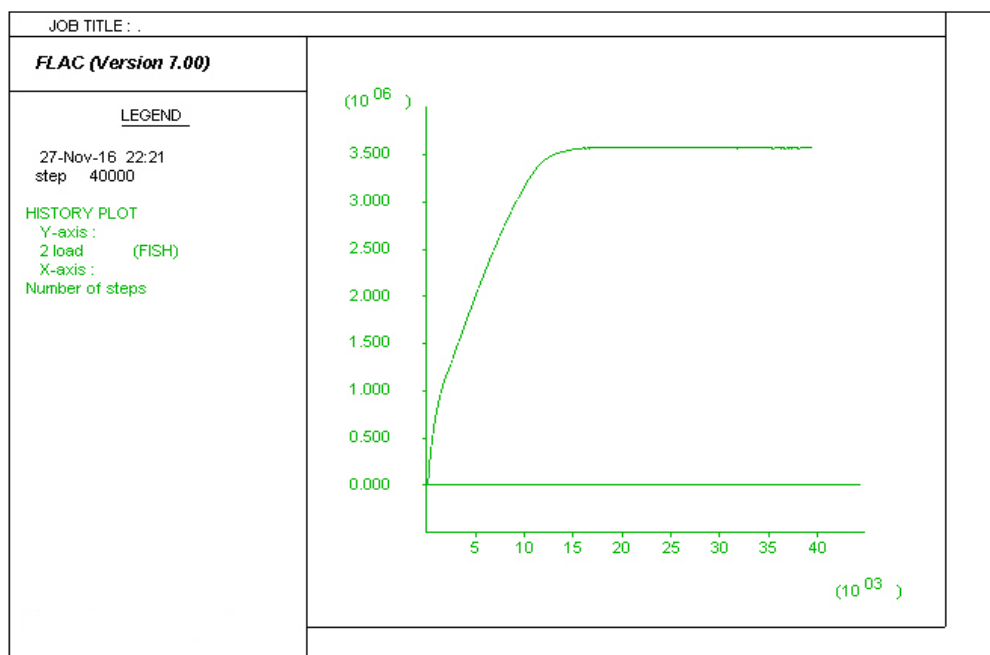
پارامتر	GSI	mi	$B_0(m)$	D	$tension(Mpa)$	$E_m(Mpa)$	$\gamma(KN / m^3)$	ν
مقدار	۱۰	۲۵	۱	۰	۰/۰۰۰۱	۳۸۷/۳	۰	۰/۲



شکل ۵-۵- نمودار تعیین ظرفیت باربری نهایی پی نواری در مدل موهر- کولمب

جدول (۵-۲) نشان‌دهنده خصوصیات پارامتری توده سنگ در مدل رفتاری هوک -

براون و هم‌چنین مشخصات هندسی یک پی نواری است.



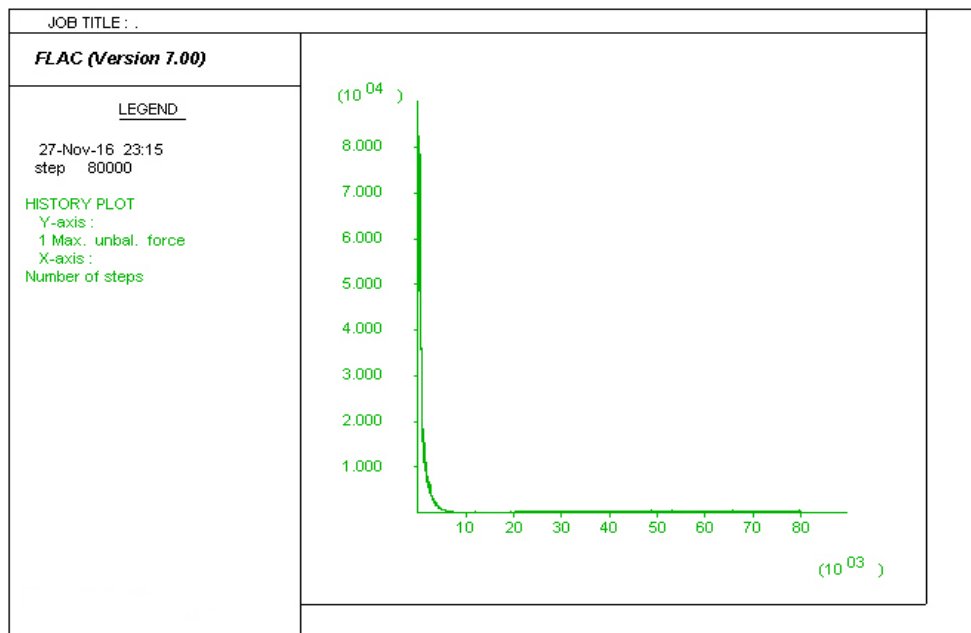
شکل ۵-۶- نمودار تعیین ظرفیت باربری نهایی پی نواری در مدل هوک - براون

به منظور بررسی وضعیت تعادل مدل عددی و کنترل صحت روند مدلسازی می‌توان از

شاخص‌هایی مانند نیروهای نامتعادل، سرعت در گره‌ها و جابجایی مدل استفاده کرد. همان-

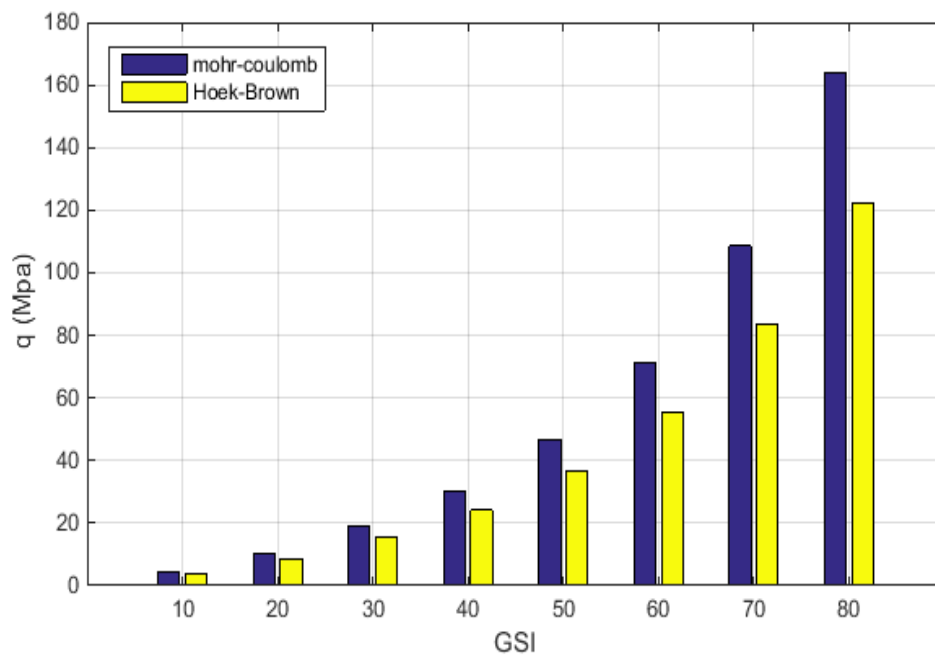
طور که در شکل (۵-۷) مشاهده می‌گردد، نیروهای نامتعادل بعد از گام‌های زمانی مشخص

به صفر میل کرده و مدل به درستی به تعادل رسیده است.



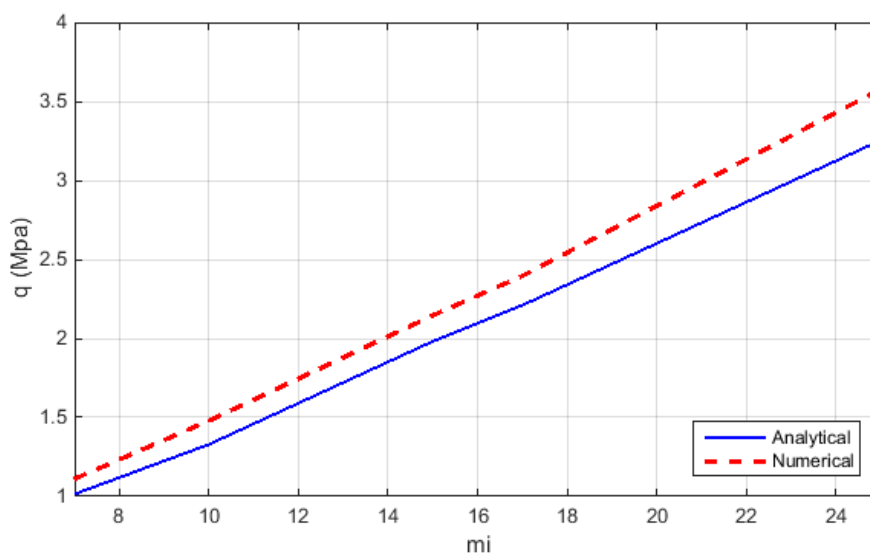
شکل ۵-۷- تغییرات نیروی نامتعادل پس از بارگذاری در مدل موهر - کولمب

برای تعیین تأثیر پارامتر شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) بر ظرفیت باربری، با استفاده از مدل‌سازی عددی و با دو مدل رفتاری موهر - کولمب و هوک - براون در بازه‌های ۸ تایی این شاخص مورد بررسی قرار گرفته است. با مشاهده شکل (۵-۸) می‌توان دریافت، با کاهش این پارامتر و تضعیف توده سنگ پی، ظرفیت باربری محیط به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. این مسأله لزوم انجام بررسی‌های دقیق و در نظر گرفتن ناپیوستگی‌ها در توده سنگ پی را نشان می‌دهد. با افزایش شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) و افزایش کیفیت توده سنگ به دلیل کاهش تعداد ناپیوستگی‌ها، در هر دو مدل موهر - کولمب و هوک - براون میزان ظرفیت باربری افزایش پیدا کرده است که در مقایسه این دو مدل رفتاری، مدل موهر - کولمب مقادیر بیشتری از ظرفیت باربری را نسبت به مدل هوک - براون دارا می‌باشد.



شکل ۸-۵- ظرفیت باربری نهایی حاصل از مدل سازی عددی بر حسب تغییرات GSI

در شکل (۵-۹)، ظرفیت باربری توده سنگ برای گستره‌ای از m_i های معادل {۷، ۱۰، ۱۵، ۱۷، ۲۵} و با شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) برابر ۱۰، با استفاده از مدل سازی عددی و روش تحلیلی آنالیز حدی مرز بالا نشان داده شده است.

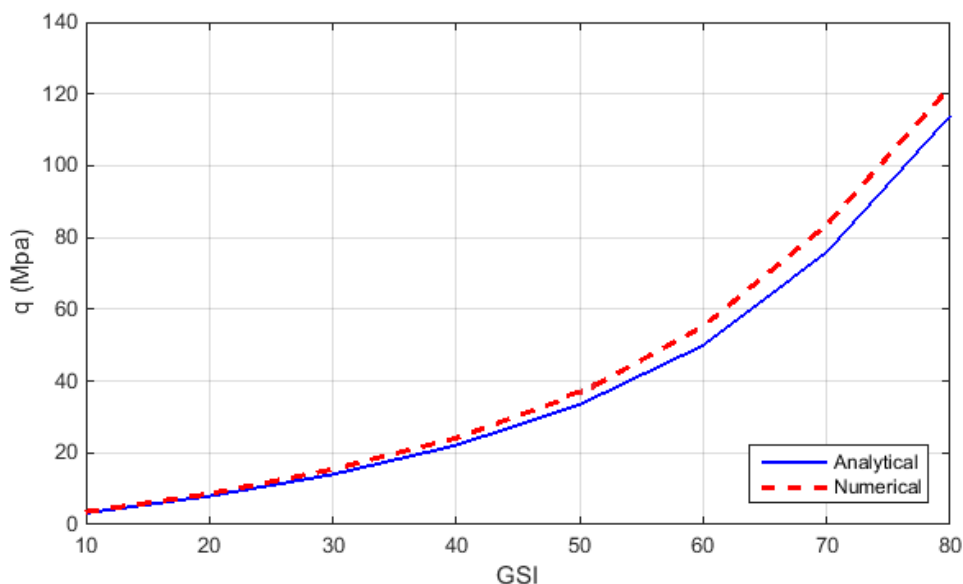


شکل ۹-۵- ظرفیت باربری نهایی حاصل از مدل سازی عددی و روش تحلیلی آنالیز حدی مرز بالا بر حسب m_i

همان‌طور که مشاهده می‌گردد، برای یک مقدار GSI ، افزایش m_i باعث افزایش ظرفیت باربری نهایی توده سنگ در هر دو روش مورد استفاده گردیده است، که این افزایش به

صورت خطی و یکنواخت می‌باشد. با توجه به سازوکارهای مورد استفاده در این دو روش، نتایج حاصل از روش تحلیلی مبتنی بر آنالیز حدی مرز بالا دارای مقادیر محافظه کارانه‌تری در مقایسه با مدل‌سازی عددی است.

در شکل (۵-۱۰) ظرفیت باربری نهایی یک پی نواری بر روی توده سنگ با ثابت تجربی نوع سنگ معادل ۲۵ و بر حسب تغییرات شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) با نتایج حاصل از روش آنالیز حدی مرز بالا مقایسه شده است. مقایسه نتایج حاصله از هر دو روش نشان از آن دارد که با افزایش این پارامتر و کاهش ناپیوستگی‌ها ظرفیت باربری روند صعودی داشته و این روند به صورت غیر خطی است. همچنین با مقایسه شکل‌های (۵-۹) و (۵-۱۰) به‌خوبی می‌توان دریافت هرچند تأثیر ضریب m_i در توده سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین‌شناسی پایین ناچیز است اما در توده سنگ‌هایی با کیفیت بالاتر تأثیر این پارامتر بیشتر می‌باشد.



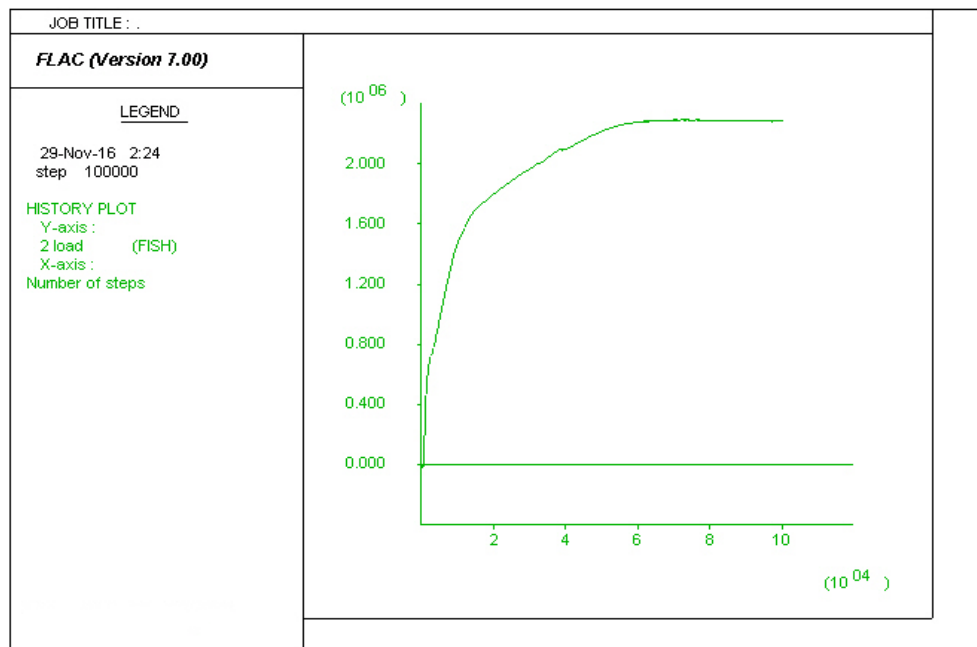
شکل ۵-۱۰- مقایسه نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و روش تحلیلی آنالیز حدی مرز بالا

۵-۲-۳- تحلیل شبه استاتیک در مدل‌سازی عددی

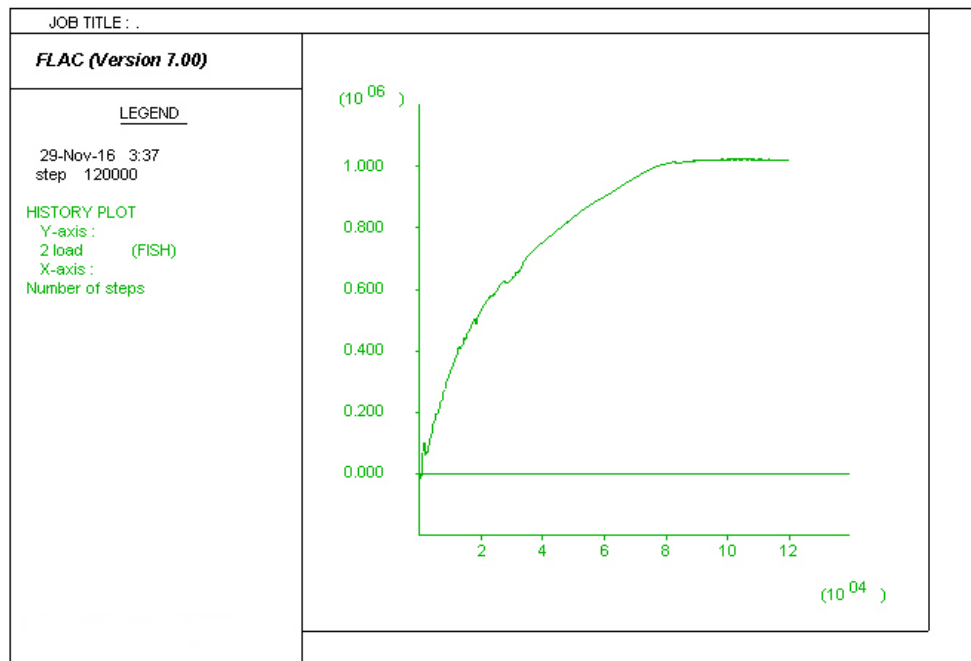
در تحلیل استاتیکی هیچ نیروی افقی و بار لرزه‌ای به توده سنگ اعمال نمی‌گردد و تنها

نیروی جاذبه زمین است که به توده سنگ اعمال می‌گردد. اما در تحلیل شبه استاتیکی علاوه بر نیروی جاذبه زمین، یک نیروی افقی ناشی از رخدادهای لرزه‌ای نیز به توده سنگ اعمال می‌گردد. مقدار نیروی افقی بر حسب ضریبی از وزن توده سنگ در نظر گرفته می‌شود.

به منظور تحلیل شبه استاتیکی تعیین ظرفیت باربری پی در روش تفاضل محدود، شتاب‌های افقی $0.2g$ و $0.4g$ در نظر گرفته شده است. اعمال این شتاب افقی در برنامه $FLAC^{2D}$ به ترتیب با دادن زوایای $11/52$ و $22/18$ و همچنین مقادیر $10/01$ و $10/59$ به تنظیمات مربوط به شتاب ثقل امکان‌پذیر است. شکل‌های (۵-۱۱) و (۵-۱۲) نمودار ظرفیت باربری نهایی پی در مدل هوک – براون به ترتیب برای شتاب‌های افقی $0.2g$ و $0.4g$ را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌گردد ظرفیت باربری به دست آمده در مقایسه با شکل (۵-۵) به مراتب کاهش پیدا کرده است.



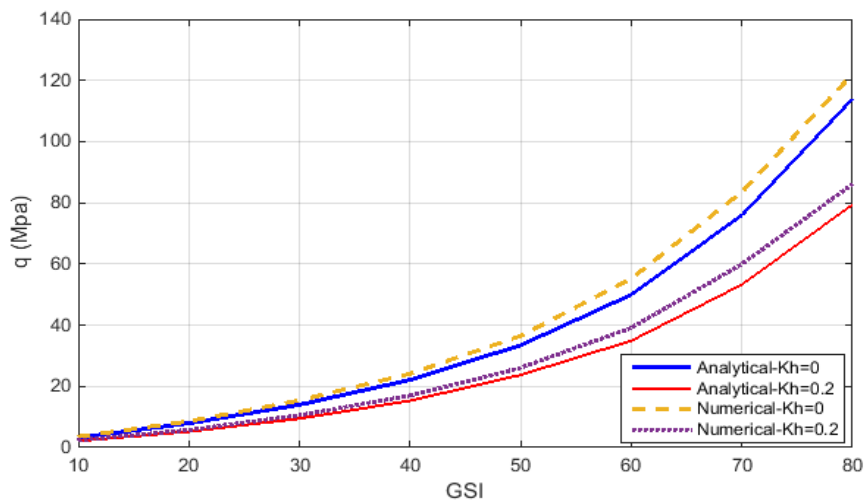
شکل ۵-۱۱- نمودار تعیین ظرفیت باربری نهایی پی نواری در مدل هوک – براون به ازای شتاب افقی $0.2g$



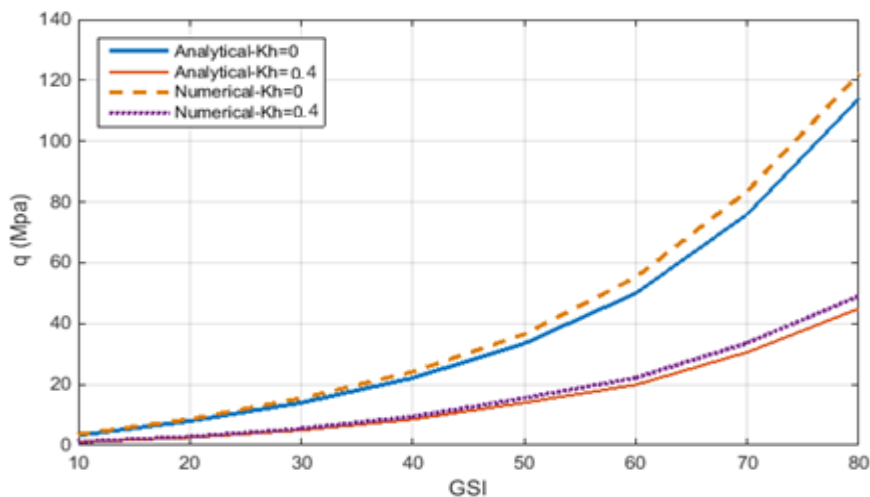
شکل ۵-۱۲- نمودار تعیین ظرفیت باربری نهایی پی نواری در مدل هوک - براون به ازای شتاب افقی $0.4g$.

شکل‌های (۵-۱۳) و (۵-۱۴) نشان‌دهنده روند تغییرات ظرفیت باربری نهایی توده سنگ در مقابل تغییرات شاخص مقاومت زمین‌شناسی و همچنین ضریب شتاب شبه استاتیکی معادل $0.2g$ و $0.4g$ حاصل از دو روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی انجام شده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد نتایج حاصله از دو روش با دقت قابل قبولی در مقایسه با یکدیگر تطابق نشان می‌دهند و تأیید کننده یکدیگر هستند. همچنین با مقایسه شکل-های (۵-۱۳) و (۵-۱۴) می‌توان دریافت، با افزایش میزان ضریب شتاب شبه‌استاتیکی از مقدار $0.2g$ به $0.4g$ ، ظرفیت باربری نهایی به مقدار قابل توجهی در هر دو روش مورد استفاده کاهش پیدا کرده است. همچنین شیب نمودار برای تغییرات ظرفیت باربری نهایی بر حسب شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)، با افزایش میزان این ضریب کاهش پیدا کرده است، که امر نشان از آن می‌دهد که میزان تخریب شتاب‌های لرزه‌ای در توده سنگ-های با GSI بالاتر به مراتب بیش‌تر است، بنابراین لحاظ نمودن این امر در طراحی لرزه‌ای پی‌ها بر روی بسترهای سنگی ضروری به نظر می‌رسد. همچنین لازم به ذکر است در توده سنگ‌های با شاخص مقاومت زمین‌شناسی پایین‌تر هرچند میزان تغییرات ظرفیت باربری

لرزه‌ای ناچیز است، اما لحاظ کردن این میزان تغییرات در این نوع توده‌سنگ‌ها به‌خصوص در مناطق با خاصیت لرزه‌خیزی بالا به علت ظرفیت باربری پایینی که دارند ضروری به‌نظر می‌رسد. بنابراین تصور این دیدگاه که به دلیل ظرفیت باربری بالا در سنگ‌ها، لحاظ نکردن ظرفیت باربری لرزه‌ای ضروری نیست، صحیح نمی‌باشد.



شکل ۵-۱۳- ظرفیت باربری نهایی پی نواری حاصله از روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی به ازای شتاب افقی $0.2g$.



شکل ۵-۱۴- ظرفیت باربری نهایی پی نواری حاصله از روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی به ازای شتاب افقی $0.4g$.

۵-۳- نتیجه‌گیری

در این فصل ظرفیت باربری پی‌های سنگی در حالت استاتیکی و لرزه‌ای با استفاده از روش‌های عددی بررسی شده است. ظرفیت باربری به‌دست آمده نشان‌دهنده تأثیر بسزای

ناپیوستگی‌ها بر ظرفیت باربری پی است، به‌طوری که با افزایش GSI و کاهش ناپیوستگی -
ها ظرفیت باربری پی افزایش می‌یابد. هم‌چنین بررسی نتایج نشان می‌دهد که با افزایش
ضریب شتاب لرزه‌ای، میزان تخریب در توده سنگ‌های با GSI بالاتر به مراتب بیش‌تر است.
و به‌طور متوسط با افزایش ضریب شتاب لرزه‌ای از مقادیر $0.2g$ به $0.4g$ میزان تخریب از
۳۰ درصد به بیش از ۶۰ درصد رسیده است. بنابراین لحاظ کردن ظرفیت باربری لرزه‌ای
در طراحی امری ضروری است. هم‌چنین در توده سنگ‌هایی با کیفیت پایین، مطالعه و
تخمین ظرفیت باربری پی‌های سنگی به‌خصوص برای سازه‌های حساس اهمیت پیدا می‌-
کند. در چنین حالاتی پس از به‌دست آوردن ظرفیت باربری نهایی، قدم بعدی در نظر
گرفتن فشار باربری مجاز است. این فشار باید به اندازه کافی از فشار باربری نهایی کم‌تر
باشد تا سازه در یک سطح ایمنی مناسب قرار گیرد. این هدف با در نظر گرفتن یک ضریب
اطمینان (FS) عمومی قابل دسترسی است.

۶- فصل ششم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۶-۱- مقدمه

در این تحقیق ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی‌های سطحی بر روی توده‌های سنگی با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی مورد بررسی قرار گرفته است. در ابتدا با استفاده از روش‌های تحلیلی موجود ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای ارزیابی شد و سپس با استفاده از نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت مطالعات پارامتری صورت گرفته است. نتایج این تحقیق به صورت زیر است.

۶-۲- نتایج تحقیق

۱- بررسی‌های صورت گرفته در این تحقیق نشان داد، به رغم تصور این که پی‌های سنگی، پی‌های قابل اطمینانی هستند، در برخی موارد به علت کیفیت پایین توده سنگ، لزوم مطالعه و تخمین ظرفیت باربری پی‌های سنگی وجود دارد.

۲- نتایج تحقیق حاضر نشان از آن می‌دهد که بارهای لرزه‌ای تأثیر بسزایی در کاهش ظرفیت باربری توده‌های سنگی دارد، که این امر در هنگام اعمال ضرایب شتاب لرزه‌ای بزرگ‌تر به وضوح دیده می‌شود. به گونه‌ای که با افزایش شتاب لرزه‌ای تا $0.4g$ در مدل سازی عددی و روش آنالیز حدی مرز بالا به طور متوسط تا ۶۰ درصد تخریب رخ خواهد داد. بنابراین در نظر نگرفتن این امر در طراحی پی‌ها، به خصوص در مناطقی که زلزله‌خیزی بالایی دارند، چشم‌پوشی بر واقعیت خواهد بود.

۳- تأثیر ضرایب شتاب لرزه‌ای قائم در هر دو حالت شبه استاتیکی و شبه دینامیکی بر روی میزان ظرفیت باربری لرزه‌ای توده‌های سنگی، به مراتب کم‌تر از ضرایب شتاب لرزه‌ای افقی بوده و بسیار ناچیز است. بنابراین این امکان وجود دارد تا در هنگام طراحی‌ها از مقادیر شتاب‌های لرزه‌ای قائم صرفه نظر شود.

۴- تحلیل‌های صورت گرفته بر روی تأثیرات وزن مخصوص توده سنگ بر روی میزان

ظرفیت باربری استاتیکی پی نشان می‌دهد در صورتی که وزن توده سنگ در محاسبات ظرفیت باربری لحاظ شود، ظرفیت باربری افزایش می‌یابد، که میزان این افزایش اندک بوده است. که این امر در توده سنگ‌های با کیفیت بالاتر به مراتب تأثیر پذیری بسیار کمتری دارد.

۵- توده سنگ‌ها ناپیوسته و ناهمگن بوده و رفتاری متفاوت با سنگ بکر دارند. به‌منظور بررسی ناپیوستگی‌ها در توده سنگ از شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) استفاده شده است. مقایسه مقادیر ظرفیت باربری در هر دو حالت استاتیکی و دینامیکی در شرایط درزه-داری مختلف نشان می‌دهد که وجود ناپیوستگی‌ها و صفحات ضعیف می‌تواند تأثیر زیادی بر ظرفیت باربری پی سنگی داشته باشد که این امر بستگی به جهت‌داری، فاصله‌داری، شرایط ناپیوستگی‌های موجود در محیط سنگی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. با افزایش GSI و کاهش ناپیوستگی‌ها ظرفیت باربری پی افزایش می‌یابد.

۶- برای یک مقدار GSI ، افزایش mi باعث افزایش ظرفیت باربری نهایی در هر دو حالت استاتیکی و دینامیکی می‌شود و این افزایش به‌صورت خطی است و با افزایش GSI و به عبارتی افزایش کیفیت توده سنگ تغییرات ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر در مقادیر GSI پایین تغییر mi تأثیر زیادی در مقدار ظرفیت باربری نهایی توده سنگ نخواهد داشت ولی در مقادیر GSI بالا افزایش mi باعث افزایش ظرفیت باربری نهایی توده سنگ می‌شود. با بهتر شدن کیفیت توده سنگ و افزایش GSI این روند ادامه دارد.

۷- بر اساس رابطه ارائه شده، تأثیر روباره اطراف پی بر روی افزایش میزان ظرفیت باربری به صورت خطی است، این در حالی که است که نتایج حاصل از روش آنالیز حدی مرز بالا نشان از آن می‌دهد که این پارامتر به صورت غیر خطی موجب افزایش ظرفیت باربری می‌گردد.

۸- با بررسی تأثیر فاکتور اغتشاش بر روی میزان ظرفیت باربری می‌توان دریافت تأثیر

این پارامتر به صورت مستقیم بوده است. به طوری که هر چقدر توده سنگ بیشتر دچار دست خوردگی شود، خصوصیات مقاومتی خود را بیش تر از دست می دهد و در نتیجه ظرفیت باربری نهایی آن کم تر می شود.

۹- برای یک مقدار GSI ، افزایش m_i باعث افزایش میزان ضرایب ظرفیت باربری لرزه ای $\tilde{N}_\sigma$ می گردد، این در حالی است که با افزایش میزان GSI ، بیش ترین مقدار این ضریب متعلق به توده سنگ های با میزان GSI معادل ۳۰ بوده است.

۱۰- با افزایش ضرایب شتاب لرزه ای، میزان شیب مربوط به روند افزایشی ظرفیت باربری توده سنگ بر حسب تغییرات GSI کاهش می یابد، که این امر نشان از آن می دهد که تأثیر ضرایب شتاب لرزه ای بر روی توده سنگ های با کیفیت بالاتر، به مراتب بیش تر است.

۶-۳- پیشنهادات

۱- در این تحقیق، برای تعیین ظرفیت باربری لرزه ای توده سنگ از روش حدی مرز بالا استفاده شده است، به منظور به دست آوردن بازه دقیق مقدار ظرفیت باربری محیط پیشنهاد می شود بر اساس روش آنالیز حدی مرز پایین نیز صورت پذیرد.

۲- با توجه به اینکه تأثیر ضرایب لرزه ای صرفاً به صورت شبه استاتیکی و شبه دینامیکی مورد بررسی قرار گرفته است، لذا پیشنهاد می شود تأثیر شتاب های لرزه ای بر روی میزان ظرفیت باربری لرزه ای محیط به صورت دینامیکی نیز مورد بررسی قرار گیرد.

پیوست ۱

ضرایب معرفی شده در این بخش، ضرایب بدون بعد مرتبط با زوایای تشکیل دهنده سازوکارهای پراتل و انتقالی چندگوه‌ای است که بر اساس میادین سرعت و میدان جابه‌جایی متناظر با هر یک از سازوکار تعیین می‌گردد.

فرمول‌بندی سازوکار پراتل

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{\sin \alpha \sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \sin(\alpha' - \varphi) \\
 f_2 &= -\frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2(\alpha + \alpha')} \frac{\sin(\alpha + \delta) \cos(\alpha + \delta)}{\cos \varphi} \cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right) \\
 &\quad \times [\cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta) \tan(\alpha + \delta - \varphi)] e^{3\delta \tan \varphi} \\
 f_3 &= \frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2(\alpha + \alpha')} \frac{\cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right)}{\cos \varphi} \\
 &\quad \times \left(e^{3\delta \tan \varphi} \frac{3 \tan \varphi \cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta)}{9 \tan^2 \varphi + 1} - \frac{3 \tan \varphi \cos \varphi + \sin \alpha}{9 \tan^2 \varphi + 1} \right) \\
 f_4 &= -\frac{\sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos \varphi} \cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right) \\
 &\quad \times [\cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta) \tan(\alpha + \delta - \varphi)] e^{2\delta \tan \varphi} \\
 f_1' &= \frac{\sin \alpha \sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \cos(\alpha' - \varphi) \\
 f_2' &= -\frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2(\alpha + \alpha')} \frac{\sin^2(\alpha + \delta)}{\cos \varphi} \cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right) \\
 &\quad \times [\cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta) \tan(\alpha + \delta - \varphi)] e^{3\delta \tan \varphi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
f_3' &= \frac{\sin^2 \alpha'}{\sin^2(\alpha + \alpha')} \frac{\cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right)}{\cos \varphi} \\
&\quad \times \left(e^{3\delta \tan \varphi} \frac{3 \tan \varphi \cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta)}{9 \tan^2 \varphi + 1} - \frac{3 \tan \varphi \cos \varphi - \cos \alpha}{9 \tan^2 \varphi + 1} \right) \\
f_4' &= -\frac{\sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \frac{\sin(\alpha + \delta)}{\cos \varphi} \cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right) \\
&\quad \times [\cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta) \tan(\alpha + \delta - \varphi)] e^{2\delta \tan \varphi} \\
f_5 &= \frac{\sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \frac{\cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right)}{2 \cos \varphi} \\
&\quad \times \left[\frac{s}{m} + \left(n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}} \right) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] (e^{2\delta \tan \varphi} - 1) \\
f_6 &= \frac{\sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \sin \varphi \times \left[\frac{s}{m} + \left(n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}} \right) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] \\
f_7 &= \frac{\sin \alpha' \tan \varphi}{\sin(\alpha + \alpha')} \sin\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| \times \left[\frac{s}{m} + \left(n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}} \right) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] \\
f_8 &= \frac{\sin \alpha'}{\sin(\alpha + \alpha')} \frac{\cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right)}{2 \cos \varphi} \\
&\quad \times \left[\frac{s}{m} + \left(n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}} \right) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] (e^{2\delta \tan \varphi} - 1) \\
f_9 &= \frac{-\sin \alpha' \sin(\alpha + \delta)}{\sin(\alpha + \alpha') \cos(\alpha + \delta - \varphi)} \cos\left(\left|\alpha + \alpha' - \varphi - \frac{\pi}{2}\right| - \varphi\right) \tan \varphi \\
&\quad \times \left[\frac{s}{m} + \left(n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}} \right) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] e^{2\delta \tan \varphi}
\end{aligned}$$

فرمول بندی سازوکار انتقالی چند گوه ای

$$L_i = B_o \frac{\sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \prod_{j=2}^i \frac{\sin \beta_j}{\sin(\alpha_j + \beta_j)}$$

$$d_i = \frac{\sin \alpha_i}{\sin \beta_i} L_i$$

$$S_i = \frac{B_0^2}{2} \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^2(\alpha_1 + \beta_1)} \frac{\sin \alpha_i \sin(\alpha_i + \beta_i)}{\sin \beta_i} \prod_{j=2}^i \frac{\sin^2 \beta_j}{\sin^2(\alpha_j + \beta_j)}$$

$$g_1 = \frac{\sin \beta_1 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \sin(\beta_1 - \varphi_1) \\ + \sum_{i=2}^k \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^2(\alpha_1 + \beta_1)} \frac{\sin \alpha_i \sin(\alpha_i + \beta_i)}{\sin \beta_i} \sin(\beta_i - \varphi_i - \sum_{j=1}^{i-1} \alpha_j) \\ \times \prod_{j=2}^i \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^2(\alpha_j + \beta_j)} \frac{\sin(\alpha_{j-1} + \beta_{j-1} - \varphi_{j-1} - \varphi_j)}{\sin(\beta_j - 2\varphi_j)}$$

$$g_1' = \frac{\sin \beta_1 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \sin(\beta_1 - \varphi_1) \\ + \sum_{i=2}^k \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^2(\alpha_1 + \beta_1)} \frac{\sin \alpha_i \sin(\alpha_i + \beta_i)}{\sin \beta_i} \cos(\beta_i - \varphi_i - \sum_{j=1}^{i-1} \alpha_j) \\ \times \prod_{j=2}^i \frac{\sin^2 \beta_1}{\sin^2(\alpha_j + \beta_j)} \frac{\sin(\alpha_{j-1} + \beta_{j-1} - \varphi_{j-1} - \varphi_j)}{\sin(\beta_j - 2\varphi_j)}$$

$$g_2 = \frac{\sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \sin(\beta_k - \varphi_k - \sum_{i=1}^{k-1} \alpha_i) \prod_{j=2}^k \frac{\sin \beta_j}{\sin(\alpha_j + \beta_j)} \times \\ \frac{\sin(\alpha_{j-1} + \beta_{j-1} - \varphi_{j-1} - \varphi_j)}{\sin(\beta_j - 2\varphi_j)}$$

$$g_2' = \frac{\sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} \cos(\beta_k - \varphi_k - \sum_{i=1}^{k-1} \alpha_i) \prod_{j=2}^k \frac{\sin \beta_j}{\sin(\alpha_j + \beta_j)} \times \\ \frac{\sin(\alpha_{j-1} + \beta_{j-1} - \varphi_{j-1} - \varphi_j)}{\sin(\beta_j - 2\varphi_j)}$$

$$g_3 = \varsigma_1 \frac{[U]_{2.v}}{v_1} \left[\frac{s}{m} + (n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}}) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{[U]_{2.v}}{2[U]_{2.v}} - \frac{1}{2} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] \\ \times \varsigma_1 \sum_{i=3}^k \left[\frac{s}{m} + \left(n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}} \right) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{[U]_i}{2[U]_{i.v}} - \frac{1}{2} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] \frac{[U]_{i.v}}{v_1} \prod_{j=2}^{i-1} \varsigma_j$$

$$\varsigma_j = \frac{\sin \beta_j}{\sin(\alpha_j + \beta_j)}$$

$$g_4 = \varsigma_1 \varsigma_1' \left[\frac{s}{m} + \left(n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}} \right) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{1}{2 \sin \varphi_i} - \frac{1}{2} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] \times$$

$$\varsigma_1 \sum_{i=3}^k \varsigma_i' \left[\frac{s}{m} + \left(n^{\frac{n}{1-n}} - n^{\frac{1}{1-n}} \right) m^{\frac{n}{1-n}} \left(\frac{1}{2 \sin \varphi_i} - \frac{1}{2} \right)^{\frac{1}{1-n}} \right] \times$$

$$\prod_{j=2}^i \varsigma_j \frac{\sin(\alpha_{j-1} + \beta_{j-1} - \varphi_{j-1} - \varphi_j)}{\sin(\beta_j - 2\varphi_j)}$$

$$\varsigma_j' = \frac{\sin \alpha_j \sin \varphi_j}{\sin \beta_j}$$

پیوست ۲

جداول زیر به منظور ارزیابی ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای و با توجه به مشخصات

توده سنگ میزبان پی در طراحی پی‌های سطحی ارائه شده است.

نتایج ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای تحلیل شبه استاتیکی

$mi = 10$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	13.1543	8.9444	4.7344	0.5245
20	18.9725	13.2273	7.4821	1.7369
30	21.1676	15.5596	9.9516	4.3437
40	19.9581	14.5099	9.0616	3.6133
50	17.8465	12.604	7.3614	2.3334
60	15.688	11.2234	6.7587	2.2941
70	13.6165	9.6621	5.9059	2.1162
80	11.8872	8.6189	5.2806	2.062

$mi = 15$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	19.6103	12.9379	6.2653	0.6941
20	27.0217	18.6276	10.2334	2.3756
30	29.5136	20.1407	10.7678	4.6999
40	27.4286	18.8733	10.318	4.1143
50	24.0635	16.9886	9.8127	3.1424
60	21.1321	14.8312	8.5314	2.8954
70	18.6609	12.8747	7.0723	2.5399
80	16.2275	11.2343	6.8267	2.4052

$mi = 17$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	21.8682	14.503	7.1378	0.7908
20	30.1758	20.8025	11.4292	2.6532
30	32.2333	22.0676	11.902	5.1949
40	29.7378	20.7085	11.6791	4.6570
50	26.2278	18.7351	10.7865	3.4380
60	22.9765	16.3056	9.5367	3.2703
70	20.137	14.0754	8.0139	2.8715
80	17.2304	12.0847	6.9390	2.6742

$mi = 25$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	32.1928	21.1149	10.0731	1.1120
20	45.1388	29.7512	14.3637	3.3342
30	45.5806	30.8591	16.1377	7.0437
40	41.3405	28.6178	15.8951	6.3382
50	35.8797	25.4479	15.0161	4.7591
60	30.7341	21.4788	12.2234	4.1490
70	26.8085	18.8026	10.6156	3.8681
80	23.0716	16.0826	9.0935	3.5045

$mi = 10$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_v = 0$	$k_v = 0.2$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.6$
10	13.1543	12.6863	12.1194	11.4041
20	18.9725	18.2783	17.3001	16.4072
30	21.1676	20.4188	19.6700	18.856
40	19.9581	19.263	18.4519	17.6427
50	17.8465	17.2335	16.5694	15.6427
60	15.688	15.1573	14.6266	14.0836
70	13.6165	13.1646	12.6374	12.1322
80	11.8872	11.485	11.0605	10.6303

$mi = 15$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_v = 0$	$k_v = 0.2$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.6$
10	19.6103	18.8643	17.9204	16.9854
20	27.0217	25.9931	24.6556	23.4044
30	29.5136	28.3977	27.1750	25.8025
40	27.4286	26.4189	25.3673	24.2984
50	24.0635	23.1831	22.2296	21.1799
60	21.1321	20.3772	19.6224	18.7864
70	18.6609	18.0109	17.3610	16.6730
80	16.2275	15.6656	15.1036	14.5233

$mi = 17$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_v = 0$	$k_v = 0.2$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.6$
10	21.8682	20.9272	19.9863	18.9355
20	30.1758	28.8905	27.6053	26.1708
30	32.2333	30.9461	29.6589	28.3182
40	29.7378	28.5455	27.3533	26.1174
50	26.2278	25.1941	24.1604	23.0918
60	22.9765	22.0941	21.1422	20.1871
70	20.137	19.3810	18.5699	17.7613
80	17.2304	16.5797	15.8838	15.2075

$mi = 25$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	32.1928	30.6870	28.9772	27.2496
20	45.1388	42.6387	40.0398	37.4342
30	45.5806	42.9918	41.2587	39.0978
40	41.3405	39.5679	37.6482	35.7188
50	35.8797	34.3264	32.5612	30.8608
60	30.7341	29.4214	28.1087	26.7609
70	26.8085	25.6897	24.4966	23.3220
80	23.0716	22.1182	21.1249	20.1483

نتایج ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای تحلیل شبه دینامیکی

$mi = 10$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	13.1543	10.1287	7.0928	3.9784
20	18.9725	14.8435	10.7006	6.5416
30	21.1676	17.1371	13.0932	9.0760
40	19.9581	16.0424	12.1137	8.1706
50	17.8465	14.0787	10.2988	6.5227
60	15.688	12.4793	9.2598	6.0412
70	13.6165	10.8521	8.0684	5.2945
80	11.8872	9.5382	7.1815	4.8404

$mi = 15$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	19.6103	14.8147	10.003	5.0690
20	27.0217	20.9888	14.9358	8.6863
30	29.5136	22.7773	16.0185	9.5146
40	27.4286	21.2799	15.1106	8.9369
50	24.0635	18.9788	13.8771	8.7947
60	21.1321	16.6036	12.0601	7.4600
70	18.6609	14.5024	10.3299	6.1499
80	16.2275	12.6389	9.0382	5.4299

$mi = 17$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	21.8682	16.5748	11.2637	5.9384
20	30.1758	23.439	16.6801	9.7701
30	32.2333	24.9272	17.5966	10.2133
40	29.7378	23.2484	16.7373	9.9463
50	26.2278	20.7005	15.1548	9.5140
60	22.9765	18.1821	13.3717	8.4977
70	20.137	15.7805	11.4096	7.0599
80	17.2304	13.5322	9.8216	6.0802

$mi = 25$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	32.1928	24.2306	16.2429	8.1143
20	45.1388	34.0797	22.9837	11.8264
30	45.5806	34.6979	24.8573	13.6855
40	41.3405	32.1967	23.0223	13.2894
50	35.8797	28.3823	20.8600	12.9999
60	30.7341	24.0823	17.4083	10.7056
70	26.8085	21.0546	15.2816	9.5305
80	23.0716	18.0486	13.0088	7.9795

$mi = 10$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_v = 0$	$k_v = 0.2$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.6$
10	13.1543	12.9152	12.5706	12.0828
20	18.9725	18.6177	18.1845	17.7218
30	21.1676	20.7849	20.2742	19.7486
40	19.9581	19.6028	19.1382	18.7282
50	17.8465	17.5332	17.1571	16.7728
60	15.688	15.4168	15.1204	14.7686
70	13.6165	13.3904	13.1129	12.8163
80	11.8872	11.6817	11.4486	11.2041

$mi = 15$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_v = 0$	$k_v = 0.2$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.6$
10	19.6103	19.229	18.7755	18.2394
20	27.0217	26.4960	25.8669	25.0726
30	29.5136	28.9433	28.0121	27.1613
40	27.4286	26.9125	26.1692	25.3078
50	24.0635	23.6136	23.1431	22.5189
60	21.1321	20.7463	20.3162	19.7674
70	18.6609	18.3287	17.9259	17.5067
80	16.2275	15.9403	15.5960	15.2802

$mi = 17$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_v = 0$	$k_v = 0.2$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.6$
10	21.8682	21.3873	20.7817	20.0208
20	30.1758	29.5189	28.6900	27.779
30	32.2333	31.5754	31.4754	29.8180
40	29.7378	29.1284	29.0284	27.4048
50	26.2278	25.6995	25.6995	24.3278
60	22.9765	22.5255	22.5255	21.6235
70	20.137	19.8505	19.3081	18.8139
80	17.2304	16.8978	16.5050	16.1048

$mi = 25$	ضریب شتاب لرزه‌ای			
GSI	$k_h = 0$	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.4$	$k_h = 0.6$
10	32.1928	31.4231	30.3556	29.3187
20	45.1388	43.8610	42.2435	40.8278
30	45.5806	44.1575	43.0489	41.9330
40	41.3405	40.4345	39.2466	38.1230
50	35.8797	35.0858	34.0957	33.0568
60	30.7341	30.0632	29.3163	28.4833
70	26.8085	26.2367	25.6292	24.9854
80	23.0716	22.6843	22.1747	21.5300

فهرست منابع

- [۱]. ستایش ع، محسنی آستانی ر، رمضان زاده بادلای م، (۱۳۸۸)، "فونداسیون‌های سطحی، ظرفیت باربری و نشست"، انتشارات جهاد دانشگاهی
- [۲]. Wylli D.C, (2005), "Foundation on rock", Second Edition, Principal, Golder Associates, Consulting Engineers Vancouver, Canada.
- [۳]. اسلامی ا، رنجبر م، (۱۳۸۵)، "پی‌های گسترده، تحلیل، طراحی و عملکرد"، انتشارات دانشگاه گیلان.
- [۴]. رهایی ع، (۱۳۷۷)، "اصول مهندسی پی"، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
- [۵]. Braja M.Das., (2000), "Shallow Foundation Bearing Capacity and Settlement", CRC Press LLC.
- [۶]. طاحونی ش، (۱۳۸۲)، "اصول مهندسی پی"، چاپ هفتم، جلد دوم، انتشارات آئین.
- [۷]. Carter, J.P., and Kulhawy, F.H. , (1988)," Analysis and Design of Foundations Socketed into Rock", Report No.El-5918, Empire State Electric Engineering Research Institute, New York, NY, 158p.
- [۸]. Serrano A, Ollala C, (1994), "Ultimate Bearing Capacity Of Rock Masses, International Journal of Roc Mechanic, Vol.31.NO.2.
- [۹]. Soubra A, Ollala C,(1994),"Upper-Bound Solution for Bearing Capacity Shallow of Foundation",Journal of Geotchnical and Geonvironmental Engineering, Vol.125:59-68.
- [۱۰]. Goodman R.E, (1989),"Introduction to Rock Mechanics", Second Edition; WILEY;348-356.
- [۱۱]. Prakoso W.A, Kulhawy F.H,(2004),"Bearing Capacity Of Strip Footing on Jointed Rock Masses", ASCE 1347-1349.

- [١٢]. Yang X.L, Yin J.H, (2005), "Upper bound Solution for ultimate capacity with a modified Hoek-Brown failure critrion".International Journal of Rock mechanics and Mining Sciences, 42(4), P.550-560.
- [١٣]. Saada Z, Maghous S, Granier, D, (2007), "Bearing Capacity of Shallow Foundation on Rocks Obeying Hoek-Brown Failure Criterion", Journal of Computer and Geothecnics, 35(2), P.144-154.
- [١٤]. Merifield R.S, Lyamin A.V,(2009), "Seismic rock slope stability charts based on limit analysis methods",Journal of Computer and Geotechnics 36 (2),p. 135–148.
- [١٥]. Saada Z, Garnier D, (2011), "Seismic bearing capacity of shallow foundations near rock slopes using the generalized Hoek-Brown criterion". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, P.724-728.
- [١٦]. Imania M, Sharifzadeh M, (2012), "Bearing failure modes of rock foundation with consideration of joint spacing",Journal of Sharif University of Technology. Production and hosting by Elsevier B.V, 19(6), P.1411-1421.
- [١٧]. Ollala C, (2014), "Foundation on rock masses",Journal of Rock Engineering and Rock Mechanics, Structures in and on Rock Masses-Alejano, Perucho,Ollala & Jimenes (Edc)©2014 Taylor & Francis Group, London, 978-1-13800149-7.
- [١٨]. Keshavarz A, Sadeghi F.A, (2016),"Seismic bearing capacity of strip footing on rock masses using the Hoek-Brown failure criterion. Journal of Rock mechanics and Geotechnical Engineering, P.170-177.
- [١٩]. Yang X, (2015), " Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek–Brown failure criterion by using using pseudo-

- dynamic approach", Journal of Computers and Geotechnics , P.135–148.
- [۲۰]. Brown W.D., (1995), "Engineering and Design Rock foundation", USA Army Corps of Engineering.
- [۲۱]. Budhu M, Wily J, (2007), "Engineering and Design Rock Foundation", 1st Editions, John Wiley and Sons, USA.
- [۲۲]. Vijay P.K, Prakash S, (2007), "Foundation under seismic loads"th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, pp:25-28.
- [۲۳]. مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۸)، "مبحث نهم: طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه"، وزارت مسکن و شهرسازی - معاونت امور مسکن و ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.
- [۲۴]. گشتاسبی ک، نیکخواه م، دلیری م، (۱۳۸۰)، "بررسی روش های تخمین ظرفیت باربری پی های سنگی"، اولین کنفرانس مکانیک سنگ.
- [۲۵]. Serrano, A., Ollala, C., (1996), "Allowable bearing capacity of rock foundation using a Non-linear failure criterium ", Int.j rock mech. Sci, vol 33.No4.
- [۲۶]. Serrano, A., Ollala, C., Gonzalez, J., (2000), "Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion ", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- [۲۷]. Chen W.F, Drucker D. C., (1967), "The Bearing Capacity Concrete Blocks or Rock", Engineering Mechanics Specialty Conference, Raleigh, North Carolina.

- [۲۸]. Rankin W,(1857), "On the stability of loose earth". Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.
- [۲۹].Coulomb C.A, (1776), "Essai Sur Une Application D'es Regles Des Maximis Et minimis a Quelques Problemes De Statique Relatifs a Architecture, Mem, Acad, Roy,Pres.Save Etr.,Vol.7.
- [۳۰]. عسکری ف، اورنگ ف، فاضلی نیا م، (۱۳۸۸)، " تحلیل پایداری سه بعدی شیروانی ها بر اساس مکانیسم گسیختگی چرخشی"، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری - دانشکده فنی تهران، ص ۸۳ تا ۹۱.
- [۳۱]. Farzaneh O, Askari F, Ganjian N, (2008), "Three dimensional stability analysis of convex slopes in plan view",ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, V134, 8, pp. 1192-1200.
- [۳۲]. Bell F.G, (1992), "Engineering in rock masses", Butterworth – Heinemann, Jordan Hill, oxford p. 580. Eng. Geol., pp. 1-11.
- [۳۳]. Bowles J.E, (1996), "Foundation Analysis and design", 5th., McGraw Hill Book Company, New York.
- [۳۴]. Sokoloviskii V.V,(1965)," Statics of Granular Media ", First Edition, New York, Oxford.
- [۳۵]. Sokoloviskii V.V, (1960), "Static of Soil Media", 2nd Edition, Butterworths Scientific Publications.
- [۳۶].Anvar S.A, Ghahramani A, (1997), " Equilibrium Equations on Zero Extension Lines and Their Application to Soil Engineering",Iranian J.Science & Technology, vol. 21, No. 1, Transaction B.
- [۳۷]. Hoek E, Brown E.T, (1980), " Empirical Strength Criterion for Rock Masses", Proc. ASCE Int. Geotech. Engng, Div. 106.

- [۳۸]. Chen F, Scawthorn R, (1968), "Limite Analysis and Limite Equilibrium Solution in Soil Mechanics", Frits Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Lehigh University Bethlehem.
- [۳۹]. Michalowski L, (2005), "Limit analysis in geotechnical engineering". Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, U.S.A.
- [۴۰]. Holland J.H. (1975), "Adaptation in Natural and Artificial Systems." University of Michigan Press, Ann Arbor, Mich.
- [۴۱]. Vafaie H, Imam I., (1994), "Feature selection methods: genetic algorithms vs. greedy-like search", Proc. of the Int. conference on fuzzy and intelligent control systems.
- [۴۲]. Tseng L.Y, Yang S, (1997), "Genetic algorithms for clustering, feature selection and classification", IEEE Int. Conference on Neural Networks, pp.1612-1616.
- [۴۳]. کرمی م، ابره ب، فرامرزی ل، (۱۳۹۱)، "آموزش کاربردی نرم افزار $Flac^{3D}$ "، ویرایش دوم، چاپ اول، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان.
- [۴۴]. Itasca Consulting Group Inc, (2011), "Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensions", version 7.0 User's Manual.

Abstract

Foundation on the environment during a seismic, due to their below position is causing financial losses and loss of human lives. Lack of sufficient strength of the rock masses the greatest cause of the foundation's structural damage. For this reason, the importance of research in the field of the seismic bearing capacity of shallow foundations seismically active country like Iran cannot be ignored.

Laboratory and experimental research have shown that the bearing capacity of shallow foundations during a seismic is significantly reduced. Researchers have used a different method in their studies, in that we can note limit equilibrium method, limit analysis, Slip line, experimental and numerical method, such as finite element and finite difference. In this study, the various researcher's studies in estimating bearing capacity of shallow foundation on rock masses in static and seismic has been studied and numerical and analytical study has been done. In this study, a detailed study of a host rock mass surface foundation, by using analytical and numerical modeling through commercial software FLAC^{2D}, for static and dynamic loads caused by seismic has been done.

Determine the bearing capacity of foundation stone often has been done without considering the effect of seismic load. This is while the bearing capacity of shallow foundations under seismic loads reduced, and settlement rotation in foundation increases. The reduction of the bearing capacity of the foundation depends on the nature and type of the rock mass. In this research, upper bound limit analysis and the numerical modeling also static and seismic bearing capacity of foundations on flat ground is done.

The upper bound limit analysis is the most powerful analytical method for the evaluation of bearing capacity. The method is based on velocity hodograph failure mechanisms of Prandtl type and the of multi-wedge

translation, offspring's rate of the work performed by the external forces and the rate of resisting work can be calculated based on the principle of superposition of forces. By equating the work rate depreciated external forces and total internal resisting work, the ultimate bearing capacity of the overall equation can be calculated by using the upper bound limit method. The best value is obtained by minimizing the load-bearing capacity equation with respect to the parameters of failure mechanisms, which are numerically done. The optimal solution is minimizes amount generated by two mechanisms is given. Optimization of the objective function has been done in MATLAB[®] software and by using the Genetic algorithm.

In order to study structural discontinuities and the weak structural factor, the geological strength index (GSI) was used. Investigation shows that the discontinuities have a great impact on the static and dynamic bearing capacity of the foundation stone. So as to enhancing the quality of the rock mass and increased seismic acceleration, reducing the amount of seismic bearing capacity increases.

Key words: Seismic bearing capacity, Rock mass, Upper bound theory, Failure criteria Hoek.



Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

M.Sc. Thesis in Rock Mechanics

**Seismic Bearing Capacity Evaluation and Study of Shallow
Foundation on Rock Masses**

By: Mehdi Shirzad Gashtrodkhani

Supervisor:

Dr.Majid Nikkhah

February 2017